

27



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLÁN



CRITERIO DE DISEÑO PARA EL REFUERZO DE EDIFICIOS
CON DISIPADORES DE ENERGÍA HISTERÉTICOS

28-4-03

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
MARCO ANTONIO TORRES PÉREZ-NEGRÓN

ASESOR: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ



OCTUBRE 2000



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL**

**SR. MARCO ANTONIO TORRES PÉREZ-NEGRÓN.
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.
PRESENTE.**

En atención a su solicitud presentada con fecha de 27 de mayo de 1998, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"CRITERIO DE DISEÑO PARA EL REFUERZO DE EDIFICIOS CON
DISIPADORES DE ENERGÍA HISTERÉTICOS".**

INTRODUCCIÓN.

1. REFUERZO DE ESTRUCTURAS.
2. DISIPACIÓN DE ENERGÍA.
3. MARCO CONVENCIONAL.
4. CÁLCULO DEL REFUERZO MEDIANTE EL CRITERIO DINÁMICO NO LINEAL.
5. ANÁLISIS DINÁMICO DE LAS ESTRUCTURAS.
6. CRITERIO DE REFUERZO BASADO EN LA DUCTILIDAD.

CONCLUSIONES.

Asimismo fue designado como asesor de tesis la DRA. SONIA RUIZ GÓMEZ, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.
Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo.

ATENTAMENTE.
" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "
Acatlán Edo. de México a 18 de octubre del 2000.

Jefe del Programa

Ing. Enrique del Castillo Fragoso



**ENEP-ACATLÁN
JEFATURA DE
PROGRAMA DE INGENIERÍA**

A Dios ...

A mi madre...

A mi padre...

*Quiero saber cómo Dios creó este mundo;
no me interesa este o aquel fenómeno,
el espectro de este o aquel elemento;
quiero conocer sus pensamientos,
lo demás son detalles*

Albert Einstein

*Sólo dos cosas son infinitas,
el universo y la estupidez humana;
sólo que no estoy seguro de la primera*

Albert Einstein



AGRADECIMIENTOS

- **A la Dra. Sonia Ruiz Gómez**
Por su orientación y paciencia durante la realización de esta tesis.
- **Al Instituto de Ingeniería de la UNAM**
Por permitirme el uso de sus instalaciones y equipo.
- **A los becarios del cubículo 213**
Por su ayuda y por ser más amenas las horas de trabajo.
- **A mi familia**
Sin cuyo apoyo no valdría la pena seguir.

Esta tesis se realizó con el apoyo del proyecto DGAPA-UNAM IN111998





ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

I. REFUERZO DE ESTRUCTURAS

I.1. Evaluación de Edificios Existentes	1
I.2. Diferentes Procedimientos para Reforzar Marcos	5
I.2.1. Encamisado de traveses y/o columnas	6
I.2.2. Contravientos	9
I.2.3. Agregar muros de rigidez	10
I.2.4. Demolición de pisos superiores	10



II . DISIPACIÓN DE ENERGÍA

II.1. Introducción	11
II.2. Formas de Disipación de Energía en Edificios	12
II.3. Dispositivos Disipadores de Energía	13
<i>II.3.1. Masa Activa</i>	13
<i>II.3.2. Tendones Activos</i>	14
<i>II.3.3. Aisladores de Base</i>	14
<i>II.3.4. Osciladores Resonantes</i>	15
<i>II.3.5. Disipadores de Energía</i>	15
<i>II.3.5.1. Fricción entre Placas</i>	15
<i>II.3.5.2. Comportamiento Viscoelástico de materiales</i>	16
<i>II.3.5.3. Extrusión</i>	16
<i>II.3.5.4. Deformación Plástica del Material</i>	16
<i>a) Elementos ADAS</i>	16
<i>b) Elementos TADAS</i>	16
<i>c) Placas en Forma de "U"</i>	18

III . MARCO CONVENCIONAL

III.1. Descripción y Ubicación de la Estructura	19
III.2. Diseño del Marco Convencional	20
<i>III.2.1. Datos para el Análisis</i>	21
<i>III.2.1.1. Propiedades del concreto</i>	21
<i>III.2.1.2. Propiedades del acero de refuerzo</i>	21
<i>III.2.1.3. Consideraciones e hipótesis para el análisis y diseño</i>	21





III.2.2. Análisis de Cargas	21
III.2.2.1. Carga Muerta	21
III.2.2.2. Carga Viva Máxima e Instantánea	23
III.2.3. Combinaciones y Factores de Carga	23
III. 3. Análisis del Marco para la Obtención de Elementos Mecánicos	24
III.3.1. Coeficiente Sísmico y Factor de Comportamiento Sísmico	24
III.3.2. Espectro de Diseño	25
III.4. Resultados del Análisis y del Diseño	25
III.4.1. Dimensiones de los Elementos Estructurales	26
III.4.2. Periodos y Formas Modales	27
III.4.3. Fuerzas y Cortantes Sísmicos	28
III.4.4. Armados de las Secciones	30
III.4.5. Desplazamientos y Distorsiones de Entrepiso	34
IV. CÁLCULO DEL REFUERZO MEDIANTE UN CRITERIO DINÁMICO NO LINEAL	
IV.1. Introducción	36
IV.2. Justificación del Refuerzo	38
IV.2.1. Coeficiente sísmico y Factor de Comportamiento Sísmico	38
IV.2.2. Espectro de Diseño	38
IV.2.3. Distorsiones de Entrepiso	39
IV.3. Alternativas de Refuerzo	41
IV.4. Marco Reforzado con Contravientos	41
IV.5. Marco Reforzado con Disipadores	43



**V. ANÁLISIS DINÁMICO DE LAS ESTRUCTURAS**

V.1. Introducción	49
V.2. Envolvente de los Desplazamientos	51
V.3. Distorsiones de Entrepiso	53
V.4. Historia de los Desplazamientos de Azotea	54
V.5. Fuerzas Axiales en Columnas	55
V.6. Articulaciones Plásticas	57
<i>V.6.1. Relación Momento-Curvatura y Diagramas Momento-Rotación de los Elementos Estructurales</i>	58
<i>V.6.1.1. Confinamiento del Concreto</i>	58
<i>V.6.1.2. Endurecimiento por Deformación del Acero de Refuerzo</i>	60
V.7. Ciclos Histeréticos de los Disipadores	65
V.8. Gráfica Cortante Basal vs Desplazamiento de Azotea	69
<i>V.8.1. Análisis Estático No Lineal, "Pushover"</i>	69
V.9. Historia del Cortante Basal y del Coeficiente Sísmico	74





VI. CRITERIO DE REFUERZO BASADO EN LA DUCTILIDAD

VI.1. Introducción	76
VI.2. Planteamiento del Método	77
<i>VI.2.1. Parámetros</i>	<i>77</i>
<i>VI.2.2. Procedimiento de Diseño del Refuerzo</i>	<i>79</i>
VI.3. Aplicación al Marco Estructural en Estudio	81
CONCLUSIONES	91
BIBLIOGRAFÍA	93
APÉNDICE	98





INTRODUCCIÓN

Después de los sismos de septiembre de 1985, la atención de los ingenieros se centró en gran medida en la actualización e innovación de técnicas de refuerzo para estructuras ya existentes, con el fin de tratar de evitar que se repitieran desastres como este.

En este trabajo se hace una presentación de las técnicas de refuerzo de estructuras comúnmente empleadas, haciendo énfasis en la capacidad que tienen para disipar energía mediante deformaciones permanentes y en cómo esta capacidad puede incrementarse considerablemente con la adición de dispositivos cuyas propiedades permiten disipar la energía que entra durante un sismo reduciendo notoriamente los daños permanentes que pudiera tener la estructura.

Debido a que el uso de disipadores es una alternativa de refuerzo relativamente nueva, incluso en el ámbito mundial, no existen muchos métodos que nos sirvan para diseñarlos de una manera confiable y sin caer en análisis demasiado laboriosos y que necesiten herramientas demasiado especializadas, es por eso que actualmente se buscan criterios que permitan diseñarlos de una manera rápida, sencilla y segura.

En esta tesis se diseñará una estructura usando un reglamento anterior. La estructura tiene un periodo fundamental de vibración cercano a los 3s. Al ser revisado con el



reglamento vigente, se concluye que debe ser reforzado. Se proponen dos alternativas para su refuerzo, una mediante contravientos y otra utilizando elementos disipadores de energía sísmica.

El diseño de los disipadores se realizará primeramente mediante un criterio de análisis no lineal paso a paso. Después se aplica un criterio simplificado basado en la ductilidad. Se discute sobre las diferencias entre los arreglos que resultan de estos dos criterios de diseño.

Al final se elaboran las conclusiones, en donde se menciona las ventajas y desventajas del uso de disipadores, y se dan algunas observaciones sobre los criterios de diseño empleado.





CAPÍTULO 1

REFUERZO DE ESTRUCTURAS

1.1. EVALUACIÓN DE EDIFICIOS EXISTENTES

Muchas veces es necesario evaluar el estado en que se encuentra un edificio situado en zona sísmica, ya sea con relación al sismo de diseño especificado o bien por haber sido afectado por un temblor intenso. Se pueden identificar varios casos:

- a) El edificio no presenta daños, pero el Reglamento de diseño en vigor es más exigente que el empleado cuando el edificio se diseñó y construyó (en función de su utilización) y se desea saber cuales de los requisitos del nuevo Reglamento se cumplen, para decidir si se necesita reforzar.
- b) El edificio presenta algunos daños por sismo en elementos “no estructurales” y se desea evaluar su resistencia y rigidez para definir lo que se requiere hacer, ya sea que el Reglamento se haya modificado o no.
- c) El edificio presenta daños por sismo tanto en elementos “no estructurales” como estructurales, por lo que se necesita hacer una evaluación de su resistencia y rigidez para repararlo adecuadamente.

En el caso b) y sobre todo en el c), la evaluación puede ser de dos tipos :



1.- Evaluación de emergencia para determinar si el edificio es habitable o debe ser evacuado.

2.- Evaluación detallada en la que se trata de establecer la importancia de los daños a través de un estudio cuidadoso y las alternativas de reparación que pueden tenerse.

En ambos tipos se requiere de un conocimiento sólido acerca del comportamiento de los materiales y de los sistemas estructurales para poder juzgar la magnitud y extensión de los daños.

Para hacer la evaluación de emergencia es necesaria una inspección preliminar en la que se revisa ocularmente toda la estructura, considerando los siguientes objetivos:

- Identificación de los daños existente y tipos de materiales empleados.
- Definición del sistema estructural.
- Definición de si la estructura se puede seguir ocupando o si requiere demolición inmediata.
- Recomendaciones para la estrategia a seguir y detalles de la rehabilitación temporal necesaria.

Para llevar a cabo la evaluación detallada es necesario recopilar la mayor información posible sobre el edificio, tal como:

- Estudios del subsuelo.
- Planos arquitectónicos y estructurales.
- Memoria de cálculo de la estructura.
- Características de los materiales empleados. Pruebas de control de calidad.
- Bitácora de obra.
- Cambios de ocupación o modificaciones realizadas durante la construcción o posteriormente.
- Efectos de sismos anteriores.
- Información sobre posibles reparaciones que hayan sido realizadas.
- Control periódico de nivelaciones y desplomes (especialmente para edificios construidos sobre suelos blandos).
- Medición de periodos de vibración
- Otra información que se tenga.

Es común que no se disponga de toda la información o que aún existiendo no coincida con la realidad, por lo que es necesario verificarla en el lugar mediante la realización de levantamientos de campo; en muchas ocasiones los elementos arquitectónicos como plafones, revestimientos, etc. cubren los elementos estructurales dificultando su observación directa por lo que se tendrán que retirar.





Para conocer las características de los materiales empleados es recomendable usar métodos no destructivos; por ejemplo, en estructuras de concreto reforzado usar esclerómetros o aparatos similares para definir la resistencia y la uniformidad del concreto (complementado con el ensaye de algunos corazones de concreto extraídos de zonas donde no se debilite la estructura) y el uso de profómetros, que permiten conocer la ubicación, recubrimiento y diámetro del refuerzo sin tener que hacer calas.

Las tablas 1.1 y 1.2 se encuentran en varios libros que tratan sobre el reforzamiento de las estructuras y sus elementos. (Terán Gilmore, 1997, Iglesias et al, 1985) Estas tablas proporcionan una idea de cómo reparar al elemento de acuerdo al ancho de la grieta, también nos dicen si la pieza tiene reducción de su capacidad sismo resistente y la causa por lo cual falló. Esto es importante porque es posible predecir el ancho de la grieta y no estar a expensas de que ocurra un sismo para determinar el daño del elemento.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	TIPO DE DAÑO	CAUSA
Columnas	Grietas diagonales	Cortante o torsión
	Grietas verticales	Flexocompresión
	Desprendimiento del recubrimiento	Flexocompresión
	Aplastamiento del concreto y pandeo de barras	Flexocompresión
Vigas	Grietas diagonales	Cortante o torsión
	Rotura de estribos	Cortante o torsión
	Grietas verticales	Flexión
	Rotura del refuerzo	Flexión
	Aplastamiento del concreto	Flexión
Unión viga-columna	Grietas diagonales	Cortante
	Falla por adherencia del refuerzo de vigas	Flexión
Sistemas de piso	Grietas alrededor de columnas en losas o placas planas	Penetración
	Grietas longitudinales	Flexión
Muros de concreto	Grietas diagonales	Cortante
	Grietas horizontales	Flexocompresión
	Aplastamiento del concreto y pandeo de barras	Flexocompresión
Muros de mampostería	Grietas diagonales	Cortante
	Grietas verticales en las esquinas y centro	Flexión y volteo
	Grietas como placa perimetralmente apoyada	Flexión

Tabla 1.1. Daños estructurales más comunes





TIPO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN	EVALUACIÓN PRELIMINAR
No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales	No existe reducción en la capacidad sismo-resistente. No se requiere desocupar. La reparación consistirá en la restauración de los elementos no estructurales.
Estructural ligero	Grietas de menos de 0.5mm de ancho en elementos de Concreto. Fisuras y caída de aplanados en paredes y techo. Grietas de menos de 3mm de ancho en muros de mampostería.	No existe reducción en la capacidad sismo-resistente. No se requiere desocupar. La reparación consistirá en la reparación de los elementos dañados.
Estructural fuerte	Grietas de 0.5 a 1mm de ancho en elementos de concreto. Grietas de 3 a 10mm de ancho en muros de mampostería.	Existe una reducción importante en la capacidad sismo-resistente. Debe desocuparse y mantenerse sólo acceso controlado, previa rehabilitación temporal. Es necesario realizar un proyecto de reparación para la restauración y el refuerzo de la estructura.
Estructural grave	Grietas de más de 1mm de ancho en elementos de concreto. Desprendimiento del recubrimiento en columnas. Aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en columnas y muros de concreto. Agrietamiento de losas planas alrededor de las columnas. Aberturas de muros de mampostería. Desplomes en columnas de más de 1:100 de su altura. Desplomes de edificios de más de 1:100 de su altura	Existe una reducción importante en la capacidad sismo-resistente. Debe desocuparse y suprimirse el acceso y la circulación en la vecindad. Es necesario proteger la calle y los edificios vecinos mediante la rehabilitación temporal, o proceder a la demolición urgente. De ser posible deberá recurrirse a una evaluación definitiva que permita decidir si procede la demolición o bien el refuerzo generalizado de la estructura

Tabla 1.2. Clasificación y evaluación preliminar de daños

Cabe aclarar que en todo edificio se tienen elementos estructurales como columnas, muros, travesaños y losas que serán los que absorberán los efectos de las cargas de peso propio y de los acabados, así como las cargas vivas y accidentales, pero además existen los llamados elementos “no estructurales”, que como su nombre lo indica no tienen asignada ninguna función estructural para colaborar en la rigidez y resistencia de la construcción, en este tipo de elementos se encuentran los plafones, ventanas, las diferentes instalaciones, las





fachadas y los muros de colindancia o interiores, cuya función no sea estructural por falta de continuidad en elevación y por su posición asimétrica en planta.

La construcción inadecuada de los elementos no estructurales que por sus características intrínsecas pueden colaborar de manera importante a la rigidez de la estructura impidiendo el movimiento de ésta cuando tiembla, ha sido la causa de numerosas fallas, sobre todo en aquellos casos en que la resistencia a fuerzas laterales depende sólo de columnas y traveses o losas, sin la colaboración de muros estructurales.

Los elementos “no estructurales” que causan más problemas en este sentido son los muros de mampostería de colindancia o interiores, así como los pretiles en fachadas. Estos elementos tienen una gran rigidez en su plano, en ocasiones mayor que la de la estructura y suelen construirse ligados perfectamente a esta, sin holguras que permitan su movimiento al ocurrir el sismo. Es obvio que los cálculos hechos sin tomar en cuenta estos elementos no serán representativos de lo que ocurra en la realidad y lo que realmente pase durante un sismo intenso en estas condiciones es impredecible, dado que en algunos edificios los colapsos han sido evitados por la colaboración de muros no estructurales, colocados simétricamente en planta y sin discontinuidades en elevación.

1.2. DIFERENTES PROCEDIMIENTOS PARA REFORZAR MARCOS

En caso de que la evaluación determine que es necesario reforzar a la estructura, existen varios métodos para lograrlo, siendo los más usados:

- Encamisado de traveses y/o columnas.
- Contravientos.
- Agregar muros de rigidez.
- Demolición de pisos superiores.
- Disipadores de energía sísmica.





1.2.1. Encamisado de Trabes y/o Columnas

Es un procedimiento de refuerzo que consiste en envolver la sección con un forro de acero estructural o de concreto con acero longitudinal y estribos o malla electrosoldada. Se usa en estructuras a base de marcos y suelen encamisarse tanto columnas como vigas. Es recomendable restaurar los elementos antes de ser encamisados.

Al revisar los elementos de concreto y ver que no satisfacen el reglamento porque les hace falta acero de refuerzo, es común realizar un encamisado de acero estructural; esto provoca que la falla frágil de las columnas pueda cambiarse a una falla dúctil de flexión mediante el arreglo del refuerzo para cortante en dichas columnas. Para ello existen los siguientes procedimientos (Fig. 1.1):

- a) Rodear con placas de acero a una columna, dejando un espacio entre su superficie y estas placas, para que sea rellena posteriormente con mortero.
- b) Colocar ángulos de acero en las esquinas de la columna y conectarlos por medio de placas de liga.
- c) Rodear a la columna con una malla de metal soldado y colocar concreto o mortero sobre la malla.

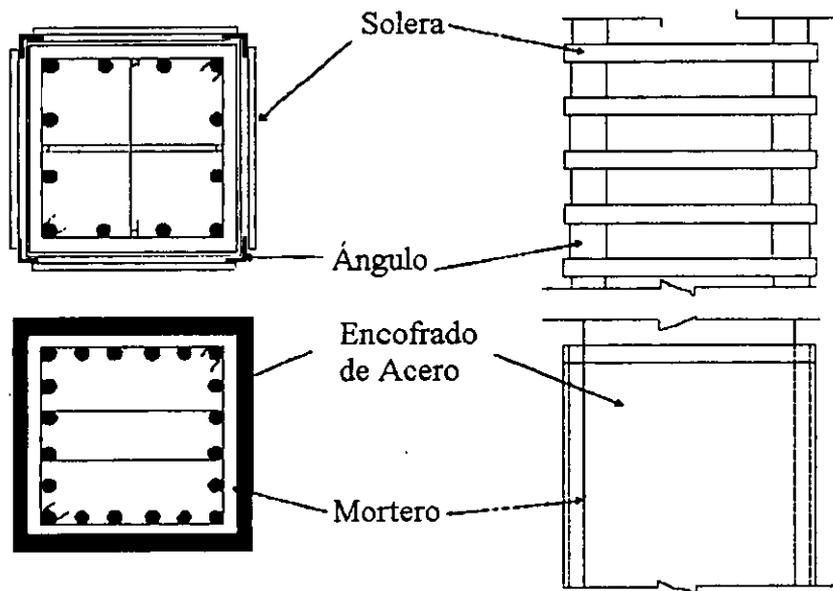


Figura 1.1. Refuerzo de columnas mediante encamisados de acero





En el caso de un encamisado de concreto los elementos mecánicos que se excedan en la pieza estructural analizada se resuelven de la siguiente manera:

- Aumentando la sección transversal de la pieza.
- Aumentando el acero de refuerzo faltante.
- Aumentando el confinamiento.

Para el análisis de la estructura se recomienda considerar las siguientes indicaciones:

- Los elementos pueden convertirse en peraltados y las deformaciones por cortante resultan importantes.
- En elementos sin daños, utilizar el concepto de sección transformada para convertir la sección compuesta de dos concretos diferentes en una homogénea.
- En elementos con daños:
 - a) Utilizar toda la sección transversal con las propiedades del concreto original.
 - b) Utilizar la sección transversal de la camisa con las propiedades del concreto esta.

Este proceso se lleva a cabo mediante un análisis estático, dinámico modal espectral o paso a paso inelástico, pero siempre respetando que el desplazamiento relativo del entrepiso cumpla con la norma de que no exceda a $0.006H$ ó $0.012H$ (donde H es la altura del entrepiso) y la ductilidad sea la que marca las normas de acuerdo al uso del edificio (RCDF-93 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto)

Este tipo de refuerzo tiene el inconveniente de que muchas veces al encamisar trabes y columnas, se tiene que romper el concreto del nudo para que puedan pasar las varillas corridas y con esto asegurar que el refuerzo sea el equivalente al del cálculo, pero esto no quita que el concreto del nudo quede "sentido", lo cual nos provoca una inseguridad en cuanto a la falta de confinamiento. Algunos constructores y diseñadores han solucionado el asunto dándole vuelta al nudo o a la columna que les estorba para pasar las varillas corridas (fig.1.2 y 1.3), pero aquí se origina un empobrecimiento de acero en las partes necesitadas (ya que no estamos respetando la ubicación del refuerzo donde se requiere)

Para la unión entre concreto viejo y nuevo existen resinas y otros tipos de plastificantes; para el caso del acero estructural, hay estabilizadores de volumen los cuales sellan perfectamente la superficie entre el acero y el concreto con resistencias que llegan alcanzar los 500 kg/cm^2 .



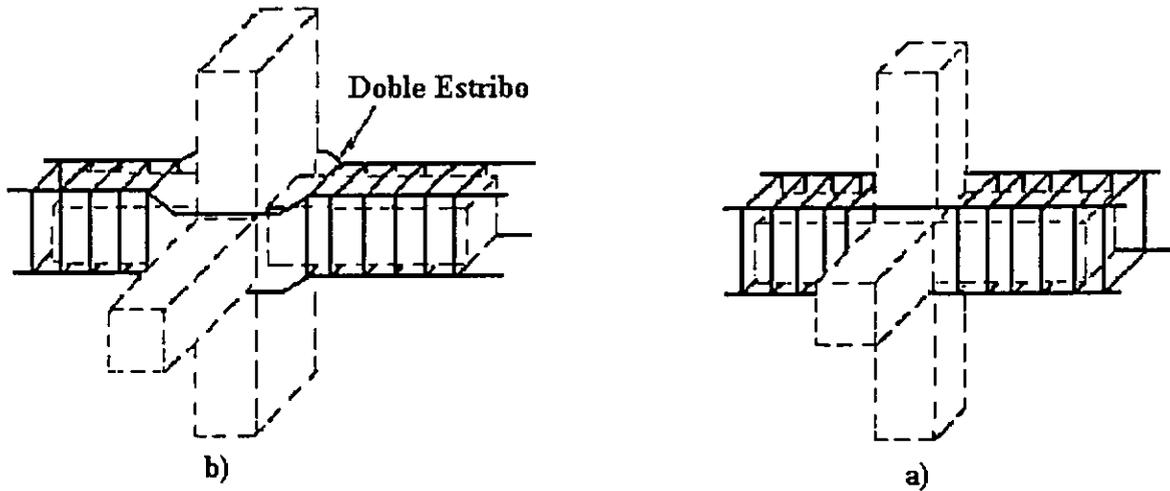


Figura 1.2. Detalle de continuidad del acero de la viga encamisada

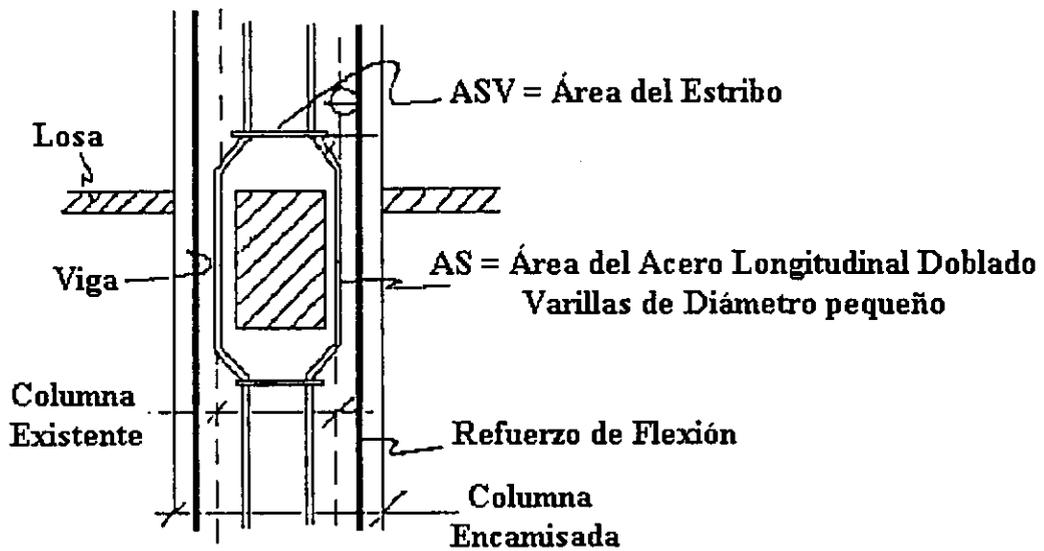


Figura 1.3. Continuidad del acero de la columna a través del sistema de piso





Existen varias formas de armar el refuerzo transversal en el encamisado de las columnas para lograr que las secciones trabajen como una sola, principalmente se logra anclando los estribos en la columna existente (fig.1.4a y 1.4c). Esta unión se logra mediante la utilización de alguna resina o mortero epóxico; otra forma de anclar las grapas de refuerzo transversal es descubriendo algunas de las barras de refuerzo longitudinal para unir las (fig.1.4b).

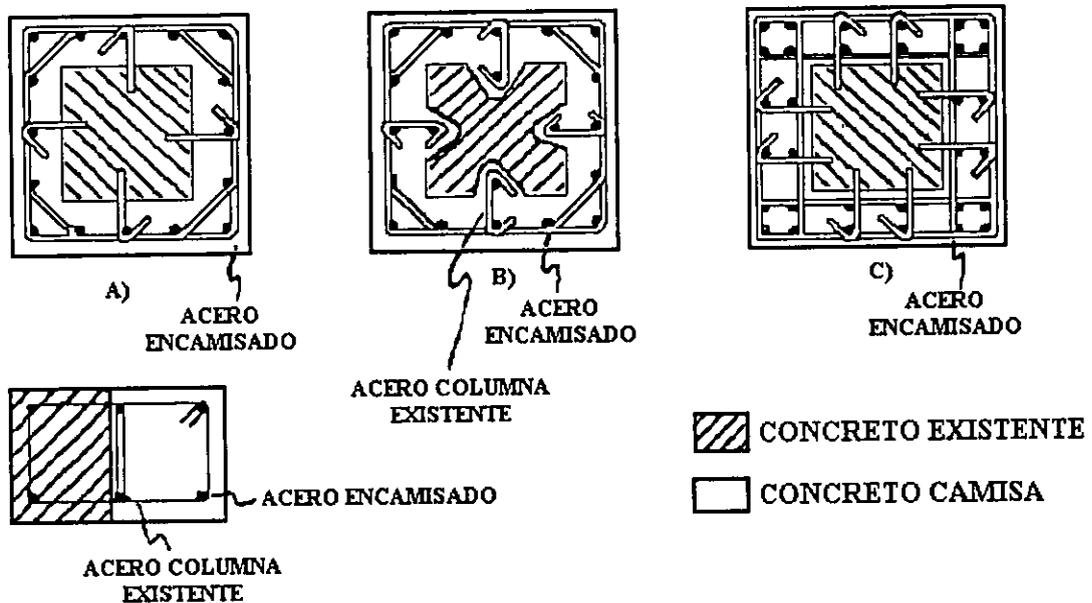


Figura 1.4. Detallado del refuerzo transversal para encamisado de columnas

1.2.2. Contravientos

Este tipo de refuerzo consiste en colocar en los marcos de concreto y/o acero contravientos. En la práctica se utiliza frecuentemente. Hay varios tipos contravientos, como son:

- Miembros diagonales de acero
- Miembros diagonales de madera
- Miembros diagonales cables





Los miembros diagonales en acero trabajan a tensión y compresión. Como se sabe el acero no tiene problemas trabajando a tensión, pero sí a compresión porque se pueden pandear las secciones. Por lo que es necesario revisarlo principalmente por pandeo y crearle los apoyos correspondientes para que trabaje a fuerza axial exclusivamente. Los miembros diagonales en madera, no se utilizan comúnmente en nuestro medio, sólo en aquellos edificios que están en reparación, para dar más resistencia a los elementos estructurales dañados, trabajan principalmente a compresión. Los cables de acero trabajan exclusivamente a tensión.

1.2.3. Agregar Muros de Rigidez

Estos muros aumentan la capacidad sismo-resistente del marco y se pueden colocar en la periferia del inmueble o dentro del mismo. Se debe garantizar la continuidad de las conexiones entre los nuevos elementos y la estructura original y se recomienda que para un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$, la mitad de la sollicitación sísmica debe ser absorbida por el marco y la restante por los muros de rigidez. (RCDF-93)

La adición de muros o diagonales de contraventeo modifica también de manera importante la forma en que se transmiten a la cimentación los efectos de las cargas de sismo, requiriéndose refuerzo local que es complicado de realizar. Por esto es conveniente que se empleen muros o tableros contraventeados de la mayor longitud posible, o amortiguamiento adicional, para reducir las concentraciones de carga en la cimentación. También se modifica en este caso la distribución de fuerzas sísmicas que deben transmitirse a través de los sistemas de piso a los diferentes elementos resistentes, por lo que debe verificarse que esos diafragmas horizontales tengan la rigidez y resistencia suficiente para transmitir las fuerzas a los nuevos elementos. Si no es así, deberán reforzarse.

1.2.4. Demolición de Pisos Superiores

En ocasiones, para no reparar o reducir al mínimo las necesidades de reparación, se han demolido uno o varios niveles de la construcción, confiando en que al bajar el peso bajará la respuesta de la estructura y la resistencia original será suficiente para evitar nuevos daños. Es importante darle atención especial a las características dinámicas de la estructura resultante, ya que en muchos casos los daños pueden atribuirse a condiciones cercanas a la resonancia en la estructura original, y si no se cuida este aspecto, la estructura modificada puede quedar en peligro de sufrir daños más severos en movimientos futuros. Por ello es importante, antes de iniciar el proceso de reparación, el tener una explicación razonable de las causas de las fallas.

Con la adición de muros de rigidez o diagonales de contraventeo o con la eliminación de varios niveles, es posible modificar significativamente las características dinámicas de las estructuras para alejarlas de situaciones de respuesta peligrosas.

g





CAPÍTULO 2

DISIPACIÓN DE ENERGÍA

2.1. INTRODUCCIÓN

Cuando un sismo de gran magnitud excita una estructura, el grado de daño que adquiere, depende de la manera en que esta absorbe los altos niveles de energía cinética a los cuales se ve sujeta. Como los códigos de diseño actuales lo reconocen, sería demasiado costoso absorber esta energía dentro de la capacidad elástica de los materiales, es por eso que la mayoría de los reglamentos recomiendan aprovechar la ductilidad que son capaces de desarrollar las estructuras. Los edificios diseñados así dependen para su supervivencia, durante un sismo severo, principalmente de la ductilidad que puedan desarrollar los elementos estructurales que lo conforman. Gracias a esta ductilidad la estructura puede disipar energía cinética mediante sus deformaciones inelásticas. La razón de esto es que al entrar la estructura a su comportamiento inelástico, la respuesta se reduce ya que existe disipación de energía.

El principio básico en que se fundamenta lo expuesto es muy simple. Si los sismos son causados por una liberación brusca de energía del suelo, los elementos que se encuentren ligados a él, como lo son las estructuras, absorberán una parte de la energía liberada y una estructura sismorresistente deberá encontrar una forma de canalizarla para deshacerse de ella y sufrir los menores daños posibles.(Martínez Romero, 1992)

En general los sistemas estructurales que posean un grado significativo de redundancia, gran ductilidad, un comportamiento histerético aceptable y una resistencia mínima podrán soportar satisfactoriamente un evento sísmico importante. (Alonso, 1990)



2.2. FORMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EDIFICIOS

El equilibrio energético que se presenta en un sistema estructural durante un sismo puede expresarse de la siguiente manera:

$$E_K + E_S + E_H + E_D = E_I \quad (2.1)$$

donde:

E_I es la energía total inducida por el sismo

E_K es la energía cinética

E_S es la energía de deformación elástica

E_D representa la energía disipada por el amortiguamiento viscoso de la estructura

E_H es la energía disipada por la deformación de la estructura en el rango inelástico

Obsérvese que $E_K + E_S$ es la energía de vibración elástica, y que $E_H + E_D$ es la energía disipada (E_{DIS}). De estas formas de energía las dos primeras solamente representan un bajo porcentaje de la energía recibida por el sismo (la que liberan los sismos y absorben las estructuras). La energía disipada por amortiguamiento ocurre mediante el movimiento relativo de las partes que componen los edificios, pudiendo ser estas estructurales o no, y también representa un bajo porcentaje de la energía recibida.

La energía disipada en la estructura mediante el comportamiento en el rango inelástico de sus miembros es sin duda la más importante en magnitud, pues es la que ocurre cuando los elementos estructurales llegan al rango inelástico de su comportamiento.

La secuencia en que se desarrollan las articulaciones plásticas no es del todo controlable, pues depende de muchos factores, como son: distribución de la carga en el momento en que ocurre el sismo, regularidad de las dimensiones de los componentes estructurales presentes en el sistema estructural y la forma de conexión con el mismo y en ocasiones hasta de la secuencia del procedimiento constructivo y en gran parte en el detallado de los elementos estructurales.

Resulta muy difícil valorar en los casos reales de los edificios hasta que punto se puede confiar en la ductilidad de la estructura sin poner en peligro las vidas humanas, sobre todo si se trata de estructuras ya existentes, las cuales han sido diseñadas con reglamentos antiguos y dañadas por sismos anteriores de forma significativa.

Para disipar energía sísmica en un edificio de forma ideal, hasta cierto punto es necesario no depender directamente de la ductilidad de los elementos estructurales, sino más bien del amortiguamiento interno y dejar el comportamiento inelástico de las estructuras como una reserva de resistencia de las mismas.





Sin embargo, el amortiguamiento interno de los sistemas estructurales está generalmente limitado a un intervalo comprendido del 2% al 5% del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento varía con los materiales utilizados, la forma de la estructura, la naturaleza del subsuelo y la naturaleza de la vibración.

Entre mayor sea el porcentaje del amortiguamiento interno de la estructura, menores serán las ordenadas espectrales de aceleraciones, y como consecuencia, las fuerzas de inercia originadas por los sismos serán menores. Resulta atractivo pensar en la posibilidad de incrementar el amortiguamiento interno de las estructuras para hacerlas menos vulnerables a los sismos, con lo cual se podrán disminuir los desplazamientos laterales, los esfuerzos internos en la estructura y desde luego las consecuentes descargas a la cimentación y momentos de volteo originados por las fuerzas sísmicas. (Martínez Romero, 1992)

De ahí la conveniencia de proporcionar a los edificios dispositivos externos de disipación de energía para aumentar el amortiguamiento de la estructura y obtener una reducción considerable de la respuesta dinámica, sin que exista la dependencia en la ductilidad de la estructura. (González Alcorta, 1993)

2.3. DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA

Los dispositivos se clasifican, según su funcionamiento, como de control pasivo y de control activo. Los dispositivos de control pasivo responden al movimiento de la estructura de forma prefijada por el diseñador, mientras que los dispositivos de control activo responden de acuerdo a un mecanismo de control que se ajusta a la excitación que está ocurriendo durante un sismo y que se retroalimenta con la respuesta que está sufriendo la estructura. Estos mecanismos de control recurren a equipo analógico o digital de control. Entre los dispositivos de control activo más importantes destacan los de masa activa y los tendones activos.

2.3.1. Masa Activa

El movimiento de la masa sobre el último nivel de la estructura se controla por medio de una computadora, que detecta el movimiento del edificio a través de sensores y envía a los actuadores una señal que provoca la aplicación de fuerzas externas a las masas para el control de los desplazamientos. (Fig. 2.1)



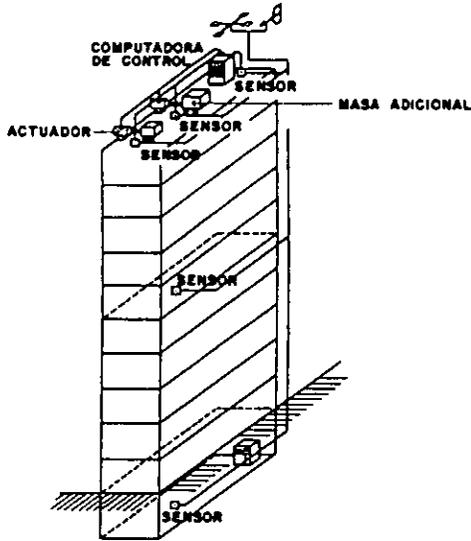


Figura 2.1. Masa activa

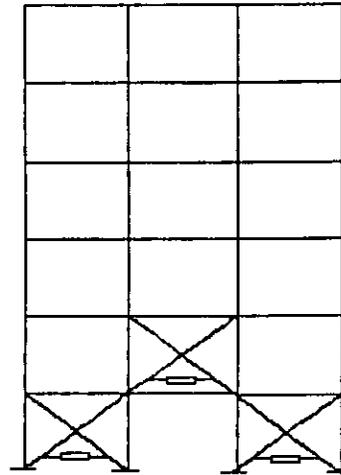


Figura 2.2. Tendones activos

2.3.2. Tendones Activos

Su principal objetivo es modificar el periodo fundamental de la estructura para evitar que se encuentre cerca de la frecuencia dominante del sismo para cada instante de tiempo y así evitar grandes amplificaciones del movimiento. (Fig. 2.2)(Higashino, 1990)

Entre los dispositivos de control pasivo destacan principalmente tres sistemas: aisladores de base, osciladores de masa resonante y disipadores de energía. Sus principales características son:

2.3.3. Aisladores de Base

Su finalidad es la de provocar el desacoplamiento de las características dinámicas de la estructura y las del suelo que la soporta. Esto se logra aumentando la flexibilidad y reduciendo la resistencia de la base de la estructura utilizando diferentes tipos de sistemas de aislamiento. (por ejemplo, ver fig. 2.3) (Skinner y McVerry, 1975)

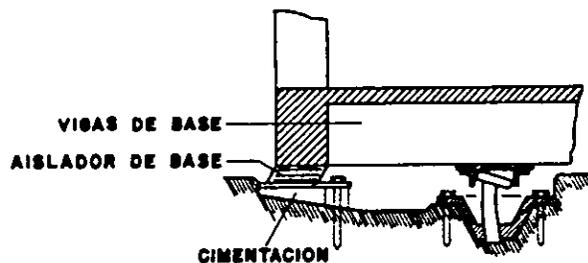


Figura 2.3. Aisladores de base





2.3.4. Osciladores de Masa Resonante

Este sistema consiste en adicionarle a la estructura un sistema vibratorio con propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento tal que modifique las propiedades dinámicas de la estructura original. Cuando estos sistemas se someten a la acción de fuerzas armónicas, la masa de la estructura no se mueve y la masa del oscilador vibra de tal manera que la fuerza en su resorte permanece igual y de sentido contrario a la magnitud de la fuerza excitadora. (Suárez, Ruiz y Esteva, 1993)

2.3.5. Disipadores de Energía

Los disipadores se clasifican por la forma en que disipan la energía. Estas son:

2.3.5.1. *Fricción entre placas.* Los mecanismos de fricción basan su disipación de energía en una especie de balata de freno insertada entre placas de hacer sometidas a una presión transversal. (Fig. 2.4)(Weisner, 1986)(Pall, 1984)

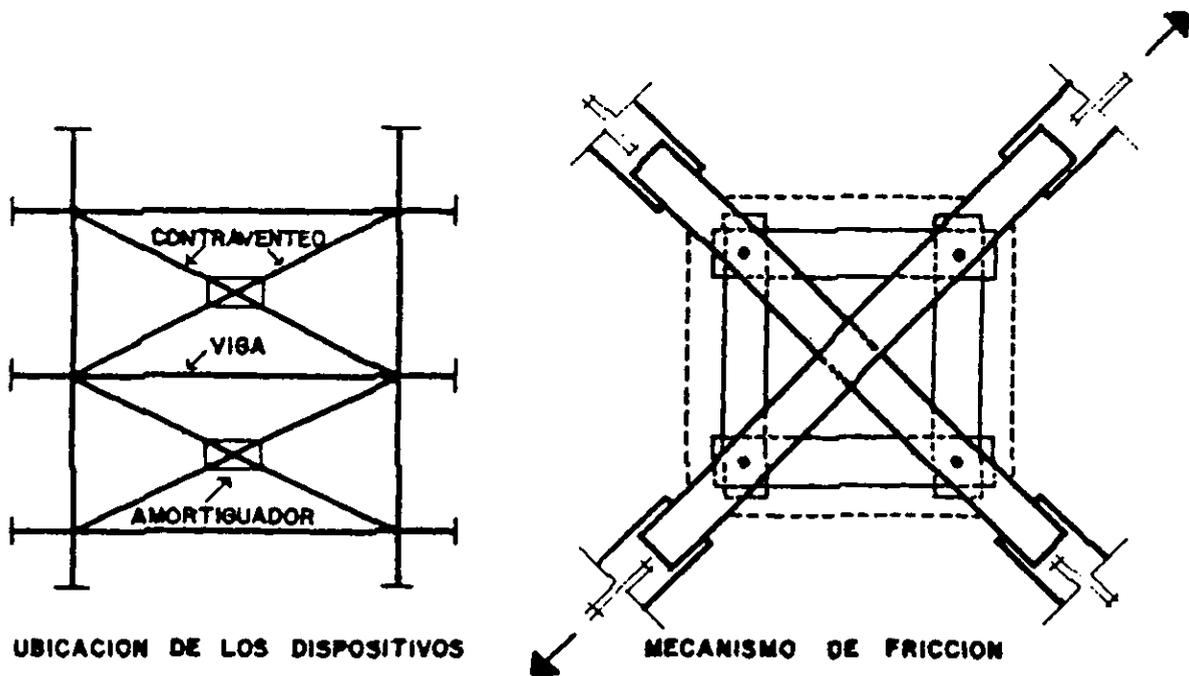


Figura 2.4. Mecanismo de fricción





2.3.5.2. *Comportamiento viscoelástico de materiales.* Se sabe que ciertos materiales presentan resistencia a fluir, a esta propiedad se le conoce como viscosidad. Si se tiene un elemento sumamente viscoso, este desarrollará trabajo mecánico al momento en el que se le suministre energía, pero al desarrollar trabajo generará calor. Basándose en la primera y segunda leyes de la termodinámica se puede incrementar el amortiguamiento externo de la estructura construyendo un amortiguador (como el de los automóviles), que contenga un fluido sumamente viscoso al cual le será suministrado una cantidad de trabajo mecánico y este la transformará en energía calorífica. Por lo anterior la temperatura del medio ambiente tiene una gran influencia en el amortiguamiento que ofrece el dispositivo, además de que su comportamiento histerético depende de la frecuencia de la excitación. (Jara, 1994)

2.3.5.3. *Extrusión.* La disipación se logra al deformar un material en su sección transversal al introducirlo en un tubo cuya sección transversal se reduce. Generalmente se hace con un tubo de acero con plomo en su interior.

2.3.5.4. *Deformación plástica del material.* La disipación se presenta cuando ciertos materiales tales como acero, plomo, aleaciones, etc. sobrepasan los esfuerzos de fluencia (actuando a flexión, torsión, flexocompresión, etc.) y absorba energía. (Sosa, 1992) A continuación se muestran algunos dispositivos de este tipo.

- a) *Elementos ADAS (Added Damping And Stiffness).* Son elementos mecánicos consistentes en una serie de placas de acero paralelas, diseñadas para disipar energía a través de la deformación inelástica por flexión de las placas, ocasionada por el desplazamiento entre los dos puntos que la unen a la estructura, resistiendo con su rigidez parte del cortante que provoca el movimiento entre esos mismos puntos. (Fig. 2.5) La ventaja de la forma en X es que cuando el dispositivo se deforma en doble curvatura la deformación de la placa se distribuye uniformemente en la altura, y por consiguiente, las deformaciones plásticas se distribuyen también uniformemente. El diseño de los elementos ADAS requiere que sus placas componentes (placas X) queden comprimidas entre sí con fuerzas lo suficientemente elevadas como para lograr "empotrarlas" en sus extremos sin que ocurran desplazamientos relativos entre ellos.
- b) *Elementos TADAS (Triangular Added Damping And Stiffness).* El dispositivo TADAS consiste de varias placas triangulares de acero soldadas en su base a una placa común. La parte superior de cada placa se conecta a un perno que permite que esta gire libremente. Similares a la mitad de una placa ADAS, disipan energía por fluencia del material y se deforman en curvatura simple. La curvatura de flexión es uniforme en la altura del dispositivo, lo que permite que dentro del rango inelástico no existan concentraciones de curvatura. (Fig. 2.6)



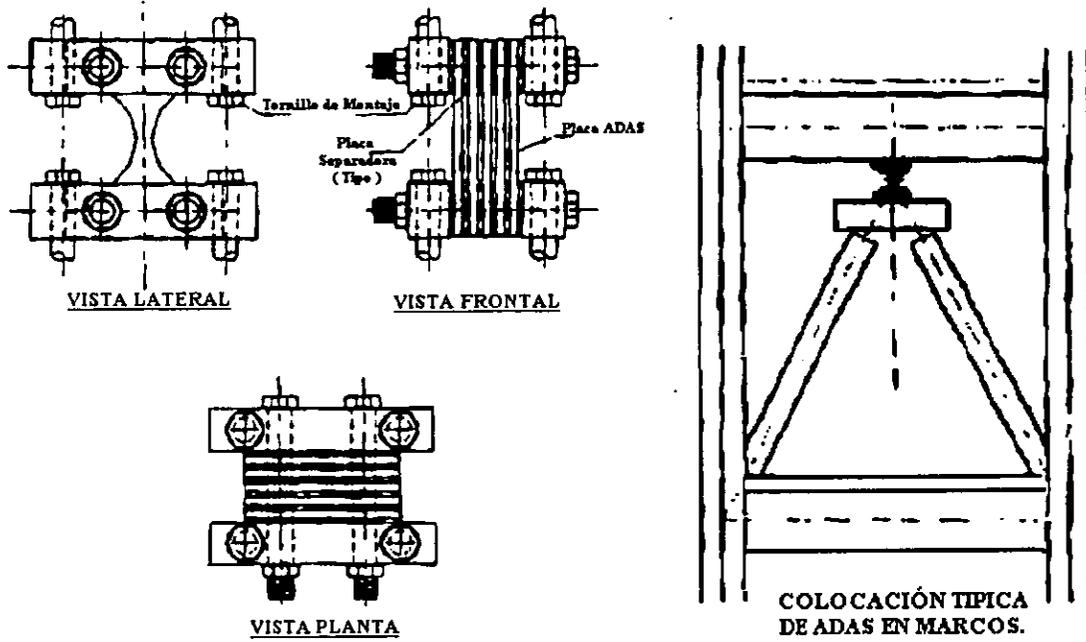


Figura 2.5. Elemento tipo ADAS

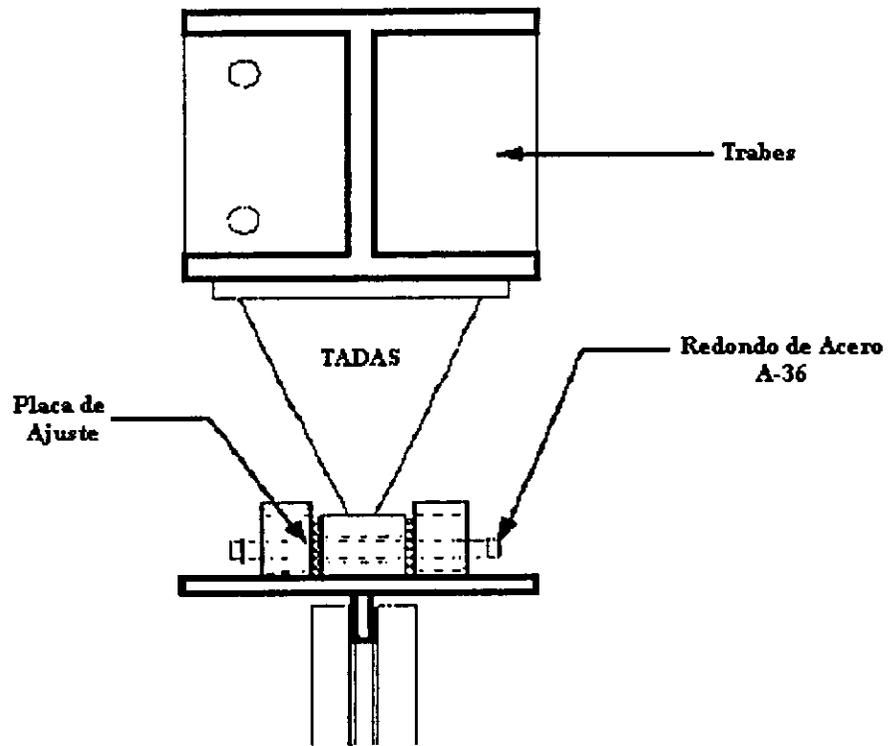


Figura 2.6. Elemento tipo TADAS





- c) *Placas en forma de "U"*. Desde 1974, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se ha estudiado el comportamiento de dispositivos disipadores de energía en forma de "U" (Fig. 2.7) cuyo comportamiento histerético es muy estable (Aguirre y Sánchez, 1989). Este dispositivo tiene un comportamiento histerético experimental bastante estable como el mostrado en la figura 2.8.

Este tipo de disipador tiene como componentes básicos elementos en forma de "U" hechos de acero comercial que operan bajo un concepto llamado "rolado por flexión", es decir, disipan la energía al desplazarse a la manera de las orugas de un tractor. Su colocación es junto a una diagonal como la mostrada en la figura 2.9. Para no introducir flexión al sistema (diagonal-disipador) se articula esta última en sus extremos. La razón de por qué no admitir esfuerzos flexionantes en el sistema es porque estos disminuyen la capacidad para resistir fuerzas axiales y por tanto el disipador no trabajaría como debiera esperarse.

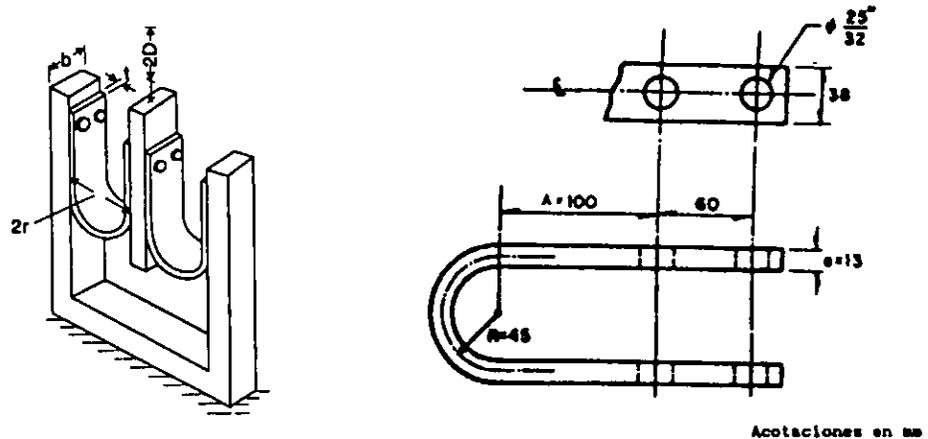


Figura 2.7. Dispositivo de soleras

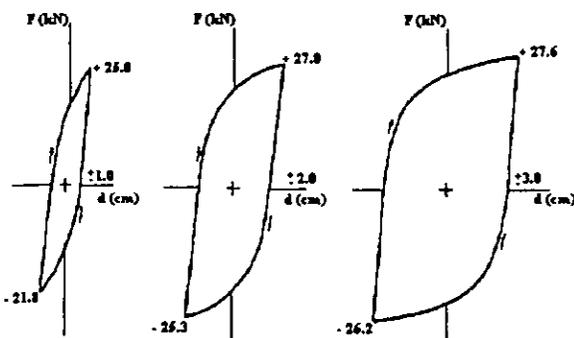


Figura 2.8. Comportamiento histerético del disipador

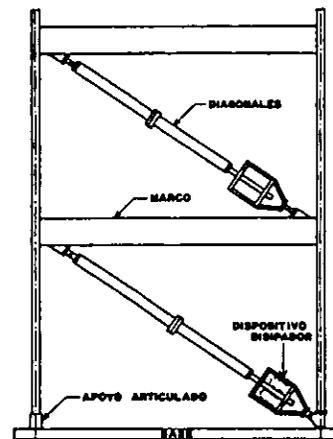


Figura 2.9. Colocación del disipador





CAPÍTULO 3

MARCO CONVENCIONAL

En el presente capítulo se presentan las características del marco convencional, así como las hipótesis consideradas para su análisis y diseño, revisando que cumpla con lo establecido en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976. Esto nos servirá como base en los siguientes capítulos cuando se revise la estructura con el reglamento actual y tenga que decidirse alguna alternativa para mejorar su comportamiento.

3.1. DESCRIPCIÓN Y UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El edificio en estudio es un proyecto teórico el cual consta de cinco crujeas y seis columnas distribuidas simétricamente en planta, tiene 33 entrepisos con una altura de 3.5 m de nivel de piso terminado al nivel de piso terminado. La separación de columna a columna es de 8 m (ver figura 3.1). La estructura tiene un periodo fundamental de vibración de 3 s y para su análisis se escogió un marco interior. Se tomó un marco interior porque el edificio cuenta con un sistema de piso bastante rígido en su plano y los seis marcos que lo conforman tienen la misma rigidez lateral.

La estructura en estudio es de concreto reforzado y fue diseñada para uso de oficinas con el Reglamento de 1976 (Tipo B). Debido al sismo del 19 de septiembre de 1985, hubo un cambio en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) por lo que el edificio será revisado para ver si sigue cumpliendo con los límites de servicio que este establece.



El edificio está ubicado en zona III del Distrito Federal, siendo una de sus características principales el tener depósitos de arcillas altamente compresibles, separadas por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla (ver artículo 219 del RCDF-93). Se supone que el suelo en el sitio en donde se encuentra la estructura tiene un periodo natural de 2 segundos.

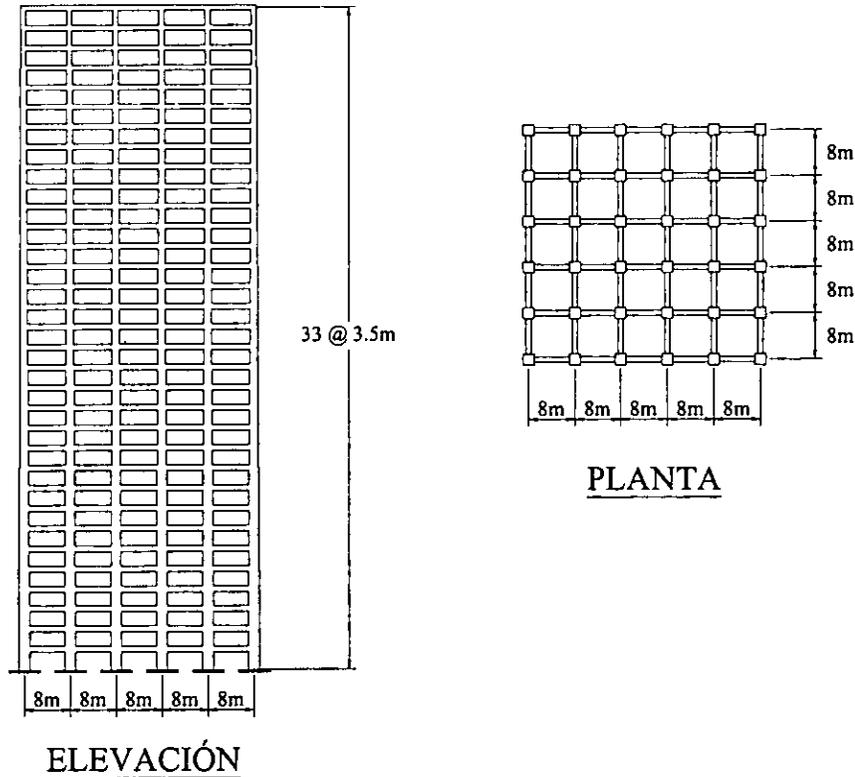


Figura 3.1. Descripción de la estructura

3.2. DISEÑO DEL MARCO CONVENCIONAL

Para el análisis y diseño del edificio convencional, se utilizó el programa R.C. Buildings (Reinforced Concrete Buildings Enhacer, ver. 3.1; Engineering Solutions & Services, 1994), el cual realiza análisis y diseño de marcos planos y estructuras tridimensionales. Para el diseño de la estructura, el análisis estático o dinámico modal espectral se realizará de acuerdo con el RCDF-76 y sus Normas Técnicas Complementarias de Diseño de Concreto y Sismo.





3.2.1. DATOS PARA EL ANÁLISIS

Se presentan las propiedades del concreto y del acero de refuerzo utilizadas para el diseño del marco:

3.2.1.1. Propiedades del concreto

- Peso volumétrico del concreto, $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$ en estado fresco.
- Resistencia especificada del concreto a compresión, $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de elasticidad del concreto, $E = 10\,000 \sqrt{f'_c}$

3.2.1.2. Propiedades del acero de refuerzo

- Módulo de elasticidad del acero, $E = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$.
- Esfuerzo de fluencia del acero, $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$.

3.2.1.3. Consideraciones e hipótesis para el análisis y diseño

- Se busca tener un periodo fundamental de 3 segundos.
- Se tiene que cumplir que el desplazamiento relativo de la estructura de acuerdo al RCDF-76, sea menor a $0.016 h$ (donde h es la altura del entrepiso).
- No se consideran excentricidades accidentales de las fuerzas sísmicas, ni efectos bidireccionales.
- Se considera que la cimentación es a base de pilotes de punta lo que supone un empotramiento perfecto en la base, por lo tanto no se considerará la iteración suelo-estructura.
- El análisis sísmico será del tipo dinámico modal espectral.
- Se considera efecto P-Delta en el análisis estructural.

3.2.2. ANÁLISIS DE CARGAS

La clasificación y definición de cargas se encuentra en el capítulo XXII del RCDF-76.

3.2.2.1. Carga Muerta

Para fines de diseño y análisis se supondrá una carga muerta igual a 900 kg/m^2 en los entrepisos del marco, resultado de la suma de todos los elementos no estructurales que serán permanentes durante el funcionamiento de la estructura. Para el caso de la azotea se usará el 75% de la carga muerta. Debido a que el programa R.C. Buildings calcula de manera automática el peso propio de los elementos estructurales (vigas y columnas) estos se considerarán una carga aparte. También se consideraron las cargas que generan los seis marcos perpendiculares al marco analizado y las vigas secundarias que llegan a las trabes principales. (Tabla 3.1)





Entrepiso	C. Muerta (Ton)	C.M.vigas trans (Ton)	Peso Propio (Ton)
33	216.000	72.576	75.640
32	288.000	72.576	90.804
31	288.000	72.576	90.804
30	288.000	72.576	98.292
29	288.000	72.576	105.780
28	288.000	72.576	105.342
27	288.000	92.160	101.208
26	288.000	92.160	120.360
25	288.000	92.160	124.500
24	288.000	92.160	128.640
23	288.000	92.160	128.640
22	288.000	92.160	128.640
21	288.000	92.160	133.140
20	288.000	92.160	137.640
19	288.000	92.160	137.640
18	288.000	92.160	137.640
17	288.000	92.160	137.640
16	288.000	92.160	137.640
15	288.000	92.160	147.720
14	288.000	92.160	157.800
13	288.000	92.160	157.800
12	288.000	103.680	167.400
11	288.000	103.680	167.400
10	288.000	103.680	178.920
9	288.000	103.680	190.444
8	288.000	103.680	190.444
7	288.000	103.680	190.444
6	288.000	103.680	190.444
5	288.000	103.680	203.397
4	288.000	103.680	216.354
3	288.000	103.680	216.354
2	288.000	103.680	216.354
1	288.000	103.680	229.353

Tabla 3.1. Cargas muertas correspondientes a cada entrepiso





3.2.2.2. Carga Viva Máxima e Instantánea

La carga máxima (CV_{max}) es la máxima carga que se espera actuará sobre la estructura durante su vida útil y deberá ser considerada en el análisis gravitacional así como en el análisis de asentamientos inmediatos.

La carga instantánea (CV_{inst}) es la carga que puede actuar en el momento que ocurre una excitación sísmica o un empuje de viento máximo. Este valor es menor que el de carga máxima debido a que la probabilidad de ocurrencia de que se presenten al mismo tiempo y a su máxima intensidad es muy pequeña.

Los valores de carga viva se presentan en la tabla 3.2 y son las consideradas en el art. 199 del RCDF-93 por considerarlas más desfavorables.

	CV_{inst} (kg/m^2)	CV_{max} (kg/m^2)
Entrepiso	180	250
Azotea	70	100

Tabla 3.2. Cargas Vivas

3.2.3. COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA

En los artículos 215 y 220 del RCDF-76 se recomienda que se diseñen los elementos estructurales con las siguientes combinaciones y factores de carga:

- $1.4 (C.M. + C.V._{max})$
- $1.1 (C.M. + C.V._{inst.}) + 1.1 \text{ SISMO}$
- $1.1 (C.M. + C.V._{inst.}) - 1.1 \text{ SISMO}$

El diseño de dichos elementos debe ser con la combinación más desfavorable o, dicho de otra manera, para los elementos mecánicos máximos que se hayan generado en cualquiera de estas combinaciones.





3.3. ANÁLISIS DEL MARCO PARA LA OBTENCIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS

Para alturas mayores a 60, como es el caso de la estructura estudiada, el RCDF-76 en su artículo 238 establece que se debe realizar un análisis dinámico, empleando para ello el espectro de diseño.

En este trabajo realizaremos un análisis dinámico modal espectral para el cual se necesita obtener la matriz de masa, la matriz de rigideces, periodos y modos de vibrar, para encontrar las fuerzas sísmicas que actúan en cada entrepiso. Este tipo de análisis se basa en el hecho de que la respuesta total de la estructura es el resultado de la superposición de los efectos producidos por los diferentes modos naturales de vibrar.

De acuerdo al artículo 241 del RCDF-76 si se aplica este procedimiento de análisis deberán incluirse las respuestas de todos los modos naturales de vibración con un periodo mayor o igual a 0.4 segundos, y en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibración en la dirección del análisis.

3.3.1. Coeficiente Sísmico y Factor de Comportamiento Sísmico

El coeficiente sísmico (c), es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, entre el peso de la estructura sobre dicho nivel.

Zona I [*]	Zona II ^{**}	Zona III ^{***}
0.16	0.20	0.24

* Lomas, suelos firmes

** Transición, estratos firmes intercalados con estratos compresibles

*** Lacustre, suelos altamente compresibles

Tabla 3.3. Coeficientes Sísmicos para estructuras tipo B del RCDF-76

Como podemos observar en la tabla 3.3, el RCDF-76 propone el valor del coeficiente sísmico dependiendo de la ubicación y de la clasificación de la estructura. En el caso del marco en estudio se elegirá un coeficiente sísmico con un valor de 0.24, debido a que la estructura se encuentra en un suelo compresible (zona III).

Para fines de diseño las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis dinámico modal, se podrán reducir dividiéndolas entre el factor de comportamiento sísmico (Q). Al tomar en cuenta este factor, estamos considerando la capacidad de los elementos estructurales a resistir cargas cíclicas durante la acción de un sismo; la ductilidad y la capacidad de deformación, sin incurrir en una falla frágil, representando un aspecto fundamental en el diseño.





En función de las características de la estructura, el artículo 235 del RCDF-76 propone valores de Q en un rango entre 1 y 6; para nuestro caso consideraremos $Q=2$.

3.3.2. Espectro de Diseño

En la tabla 3.4 se muestran los valores del espectro para la zona III, que son los que utilizaremos para el marco en estudio, según lo especifica el artículo 236 del RCDF-76.

Tipo de Estructura	Q	c	a_0	T_a (seg)	T_b (seg)	r
B	2.0	0.24	0.06	0.8	3.3	1.0

Tabla 3.4. Valores del Espectro Sísmico de Diseño para la zona III del RCDF-76

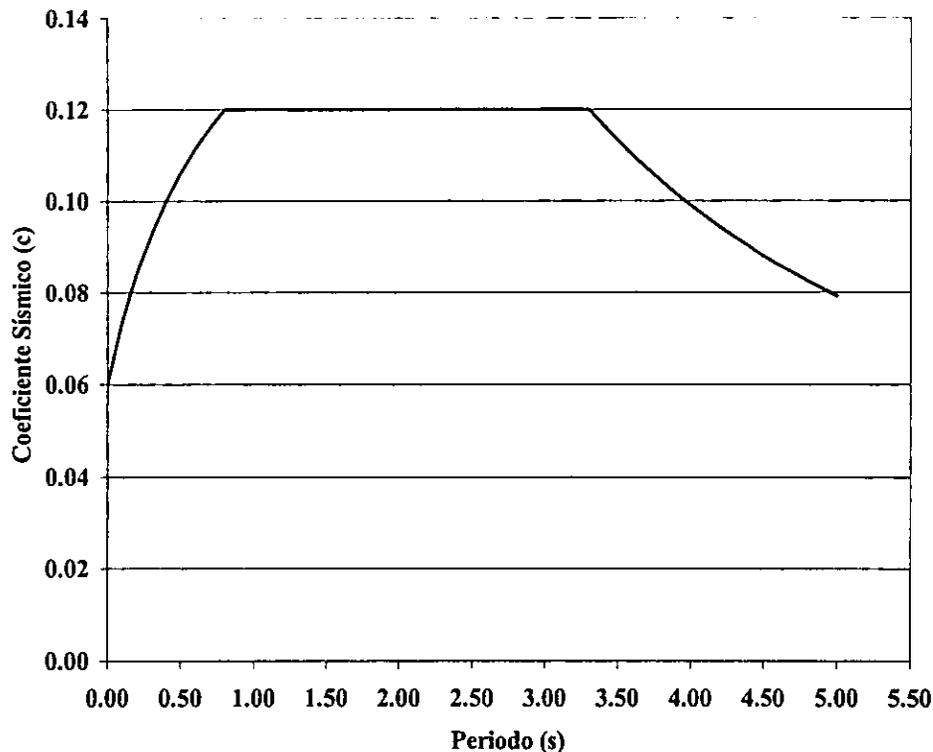


Figura 3.2. Espectro de Diseño para zona III, reducido para una $Q=2$, del RCDF-76

3.4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DEL DISEÑO

Los cálculos para el análisis y el diseño de la estructura fueron realizados siguiendo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias del RCDF-76 para concreto y sismo. Enseguida se presentan los resultados.





3.4.1. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El objetivo principal durante el dimensionamiento de las secciones fue el de lograr que la estructura tuviera un periodo fundamental de vibración cercano a los 3 segundos, por lo que se presentaron varios arreglos de secciones quedando finalmente los mostrados en la tabla 3.5.

Entrepiso	Columnas (cm)	Trabes (cm)
33	90 x 90	90 x 70
32		
31		
30	110 x 110	100 x 80
29		
28		
27		
26	120 x 120	100 x 80
25		
24		
23		
22		
21	130 x 130	100 x 80
20		
19		
18		
17		
16		
15	150 x 150	100 x 90
14		
13		
12		
11	170 x 170	100 x 90
10		
9		
8		
7		
6	190 x 190	100 x 90
5		
4		
3		
2		
1		

Tabla 3.5. Secciones del marco en estudio





3.4.2. PERIODOS Y FORMAS MODALES

Cuando una estructura no está sometida a ninguna acción externa, como lo es alguna fuerza o algún desplazamiento en la base, y sus movimientos se encuentran gobernados únicamente por sus propiedades se dice que se encuentra en vibración libre. El analizar a la estructura en vibración libre nos proporciona las propiedades dinámicas más importantes de la estructura como lo son las frecuencias naturales de vibración y sus correspondientes formas modales o modos normales.

En la figura 3.3 se muestran las frecuencias y los periodos de las formas modales empleadas para el análisis dinámico modal espectral, que como lo marca el RCDF-76, son todas aquellas con un periodo igual o mayor a 0.4 segundos.

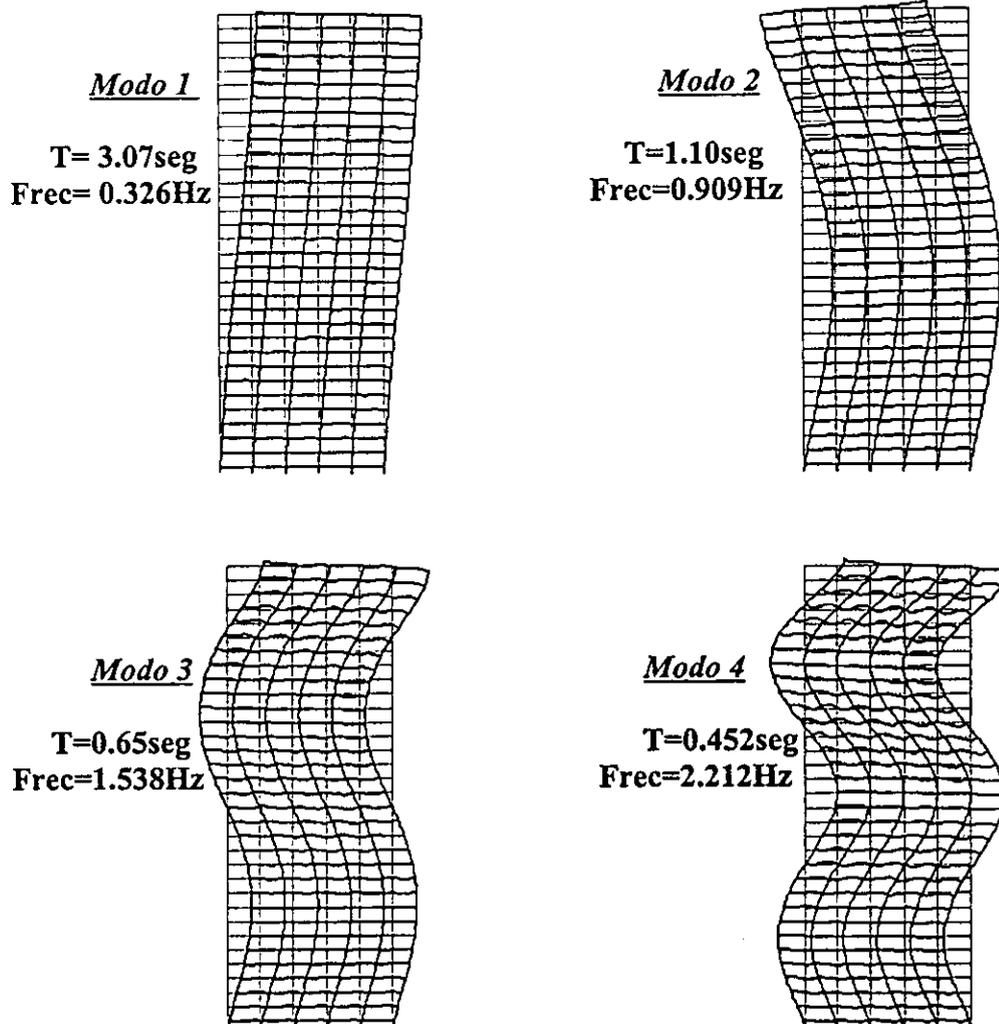


Figura 3.3. Formas modales consideradas para el análisis





3.4.3. FUERZAS Y CORTANTES SÍSMICOS

Una vez obtenidas las formas modales se procedió a su combinación, y en función a la matriz de masas de la estructura, se obtuvieron las fuerzas sísmicas en cada entrepiso que al irse acumulando a partir de la azotea dan lugar a las fuerzas cortantes de diseño.

Entrepiso	Peso (Ton)	Fuerza Sísmica (Ton)	Fuerza Cortante (Ton)
33	401.7	90.13	90.13
32	508.9	110.30	200.4
31	508.9	105.00	305.5
30	523.9	101.80	407.4
29	523.9	95.87	503.2
28	523.0	90.08	593.3
27	558.1	91.09	684.4
26	558.1	86.91	771.4
25	566.4	84.20	855.6
24	566.4	80.37	936
23	566.4	76.51	1013
22	566.4	72.63	1085
21	575.4	69.93	1155
20	575.4	66.26	1221
19	575.4	62.68	1284
18	575.4	59.15	1343
17	575.4	55.65	1399
16	575.4	52.13	1451
15	595.5	50.38	1501
14	595.5	46.95	1548
13	595.5	43.47	1592
12	616.6	41.50	1633
11	616.6	38.06	1671
10	639.7	35.97	1707
9	639.7	32.52	1740
8	639.7	28.92	1769
7	639.7	25.12	1794
6	639.7	21.12	1815
5	665.6	17.68	1833
4	665.6	13.39	1846
3	665.6	9.11	1855
2	665.6	5.09	1860
1	691.6	1.87	1862

Tabla 3.5. Valores de las Fuerzas Sísmicas y Cortantes obtenidas del análisis dinámico modal espectral



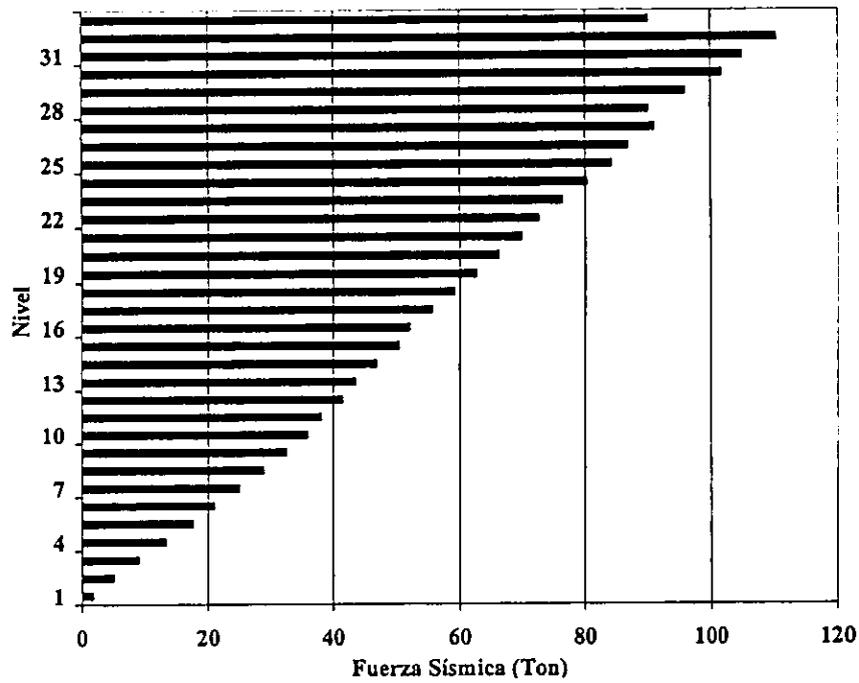


Figura 3.4. Fuerza Sísmica obtenida con el espectro del RCDF-76

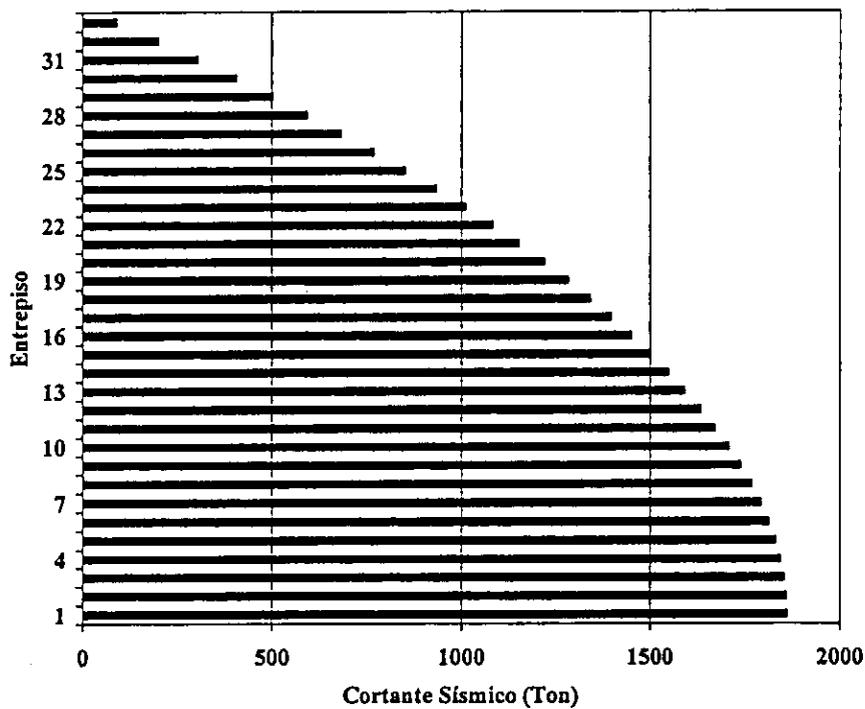


Figura 3.5. Cortante Sísmico obtenido con el espectro del RCDF-76





3.4.4. ARMADOS DE LAS SECCIONES

A continuación se presentan las áreas de acero resultantes de los análisis del R.C.-Buildings, así como las áreas que realmente se les asignaron en sus armados (ver tabla 3.6 y 3.7). En las figuras 3.6 y 3.7 se puede observar el detallado de los armados para los diferentes tipos de sección utilizados.

En el caso de las columnas, se tuvo especial cuidado en asegurar que su resistencia fuera suficientemente mayor a la de las trabes para asegurar mecanismos de falla adecuados, además de revisar que cumplieran con los límites de servicio establecidos en el RCDF-76.

Entrepiso	Sección (cm)	Acero req. (cm ²)	Acero real (cm ²)	Distribución de estribos
33	90 x 90	81.00	285.12	8#3@12.5cm(ext)
32		81.00	285.12	
31		81.00	285.12	3#3@25cm(ctr)
30	110 x 110	121.00	411.84	20#3@12.5cm
29		121.00	411.84	
28		121.00	411.84	
27		121.00	411.84	
26		130.45	411.84	
25	120 x 120	144.00	506.88	20#3@12.5cm
24		144.00	506.88	
23		177.75	506.88	
22		222.75	506.88	
21	130 x 130	169.00	574.60	20#3@12.5cm
20		221.81	574.60	
19		274.63	574.60	
18		313.93	574.60	
17		362.52	574.60	
16		477.04	574.60	
15	150 x 150	337.44	760.32	20#3@12.5cm
14		434.35	760.32	
13		531.18	760.32	
12		634.88	760.32	
11		737.58	760.32	
10	170 x 170	576.48	1013.76	20#3@12.5cm
9		685.45	1013.76	
8		794.92	1013.76	
7		904.65	1013.76	
6	190 x 190	1013.57	1013.76	24#3@12.5cm
5		824.65	1393.92	
4		937.25	1393.92	
3		1045.80	1393.92	
2		1146.09	1393.92	
1		1377.67	1393.92	

Tabla 3.6. Refuerzo en columnas





Entrepiso	Sección (cm)	Acero positivo (cm ²)	Acero negativo (cm ²)	Distribución de estribos
33	90 x 70	22.80	40.56	#3@17.5cm
32		22.80	40.56	
31		76.05	91.62	
30		76.05	91.62	
29		76.05	91.62	
28		76.05	91.62	
27	100 x 80	116.61	126.75	#3Dbl@10cm
26		116.61	126.75	
25		116.61	126.75	
24		157.17	167.31	
23		157.17	167.31	
22		157.17	167.31	
21		157.17	167.31	
20		157.17	167.31	
19		187.59	192.66	
18		187.59	192.66	
17		187.59	192.66	
16		187.59	192.66	
15	187.59	192.66		
14	187.59	192.66		
13	187.59	192.66		
12	100 x 90	202.80	207.87	#5@7.5cm
11		202.80	207.87	
10		202.80	207.87	
9		202.80	207.87	
8		202.80	207.87	
7		202.80	207.87	
6		202.80	207.87	
5		202.80	207.87	
4		202.80	207.87	
3		202.80	207.87	
2	202.80	207.87		
1	202.80	207.87		

Tabla 3.7. Refuerzo en traves



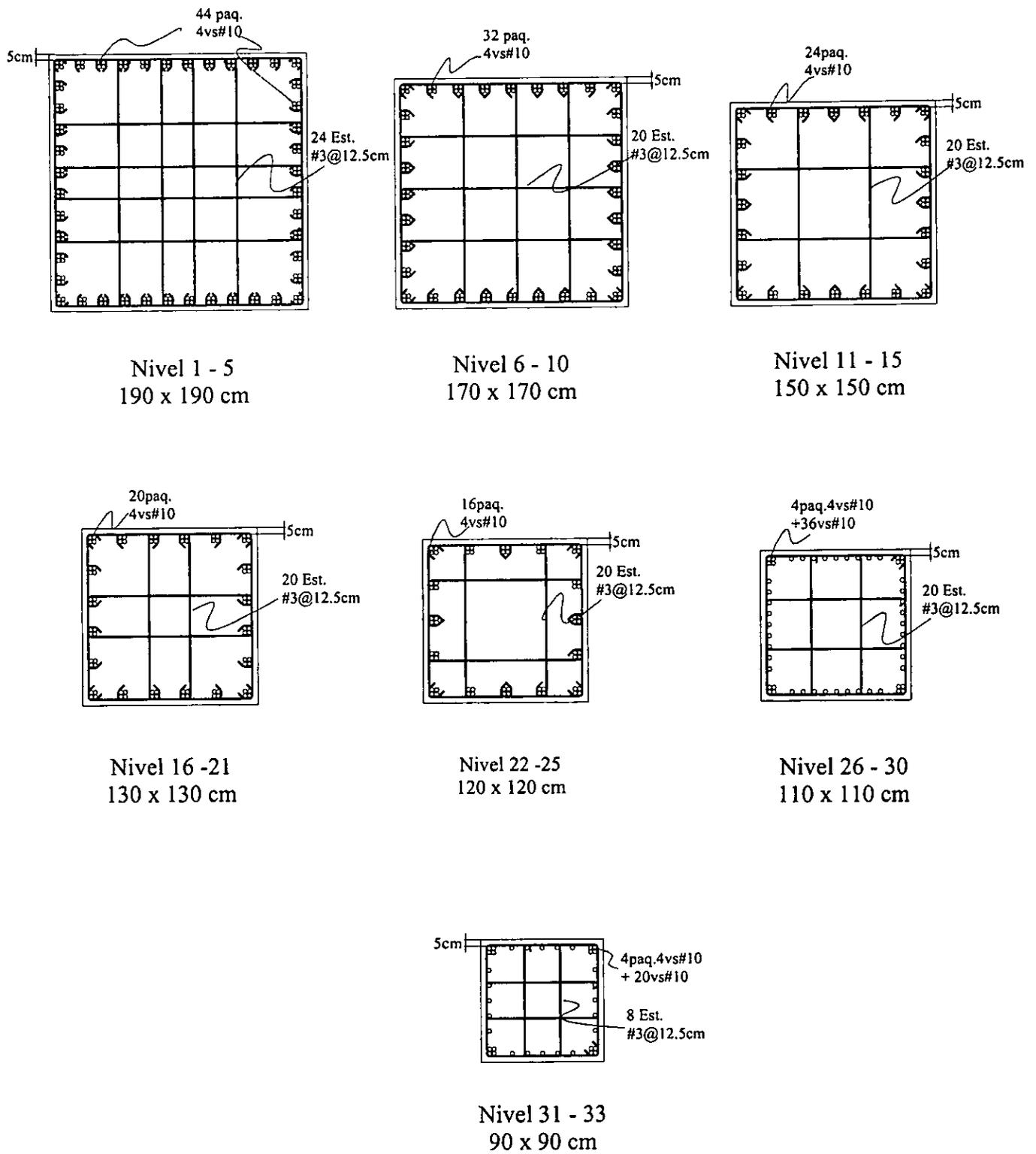
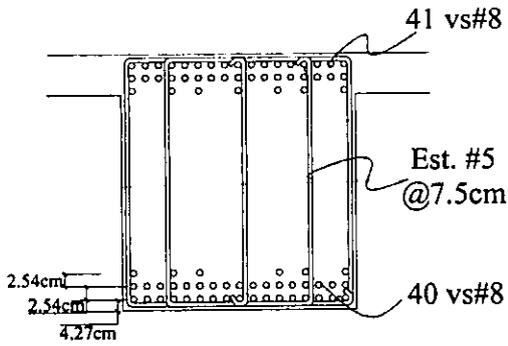
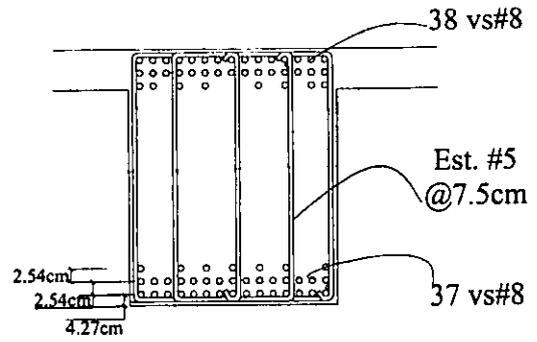


Figura 3.6. Secciones y armados de columnas

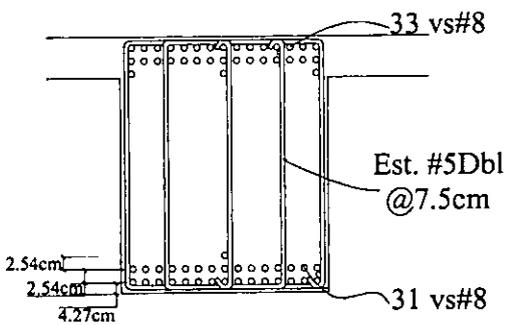




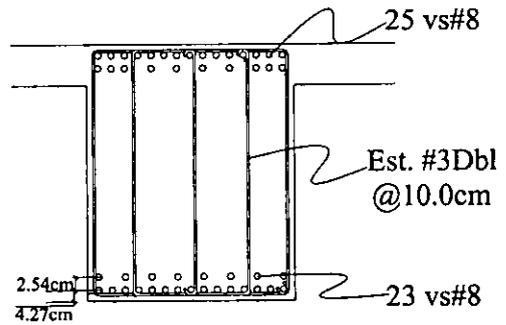
Nivel 1 - 12
100 x 90 cm



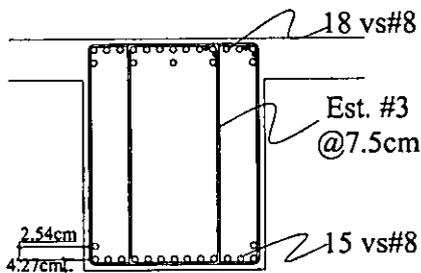
Nivel 13 - 19
100 x 80 cm



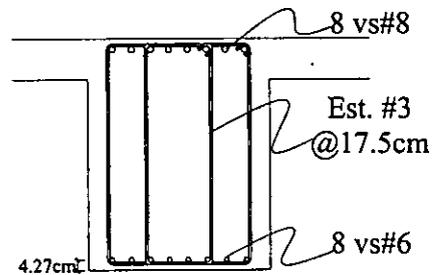
Nivel 20 - 24
100 x 80 cm



Nivel 25 - 27
100 x 80 cm



Nivel 28 - 31
90 x 70 cm



Nivel 32 - 33
90 x 70 cm

Figura 3.7. Secciones y armados de traves





3.4.5. DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES DE ENTREPISO

En la tabla 3.8 se muestran los desplazamientos con respecto a la base y las distorsiones de entrepiso obtenidas de un análisis estático lineal y multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico ($Q=2$). En la figura 3.9 se aprecian las distorsiones de entrepiso. Se puede observar que cumple con lo establecido en el art. 242 del RCDF-76, que establece que los desplazamientos relativos de dos entrepisos consecutivos no pueden ser mayores a 0.016 veces su altura, para el caso de que no se encuentren elementos ligados al marco.

Entrepiso	Desp. a la base (cm)	Distorsiones
33	54.540	0.0055
32	53.571	0.0062
31	52.483	0.0076
30	51.162	0.0082
29	49.724	0.0089
28	48.164	0.0089
27	46.603	0.0090
26	45.034	0.0093
25	43.406	0.0096
24	41.728	0.0100
23	39.972	0.0105
22	38.133	0.0109
21	36.228	0.0110
20	34.299	0.0113
19	32.318	0.0116
18	30.281	0.0119
17	28.195	0.0121
16	26.079	0.0120
15	23.972	0.0116
14	21.940	0.0115
13	19.928	0.0112
12	17.964	0.0109
11	16.058	0.0106
10	14.210	0.0101
9	12.439	0.0100
8	10.695	0.0098
7	8.976	0.0096
6	7.295	0.0092
5	5.692	0.0086
4	4.193	0.0080
3	2.788	0.0072
2	1.531	0.0057
1	0.5358	0.0031

Tabla 3.8. Desplazamientos con respecto a la base y distorsiones de cada entrepiso



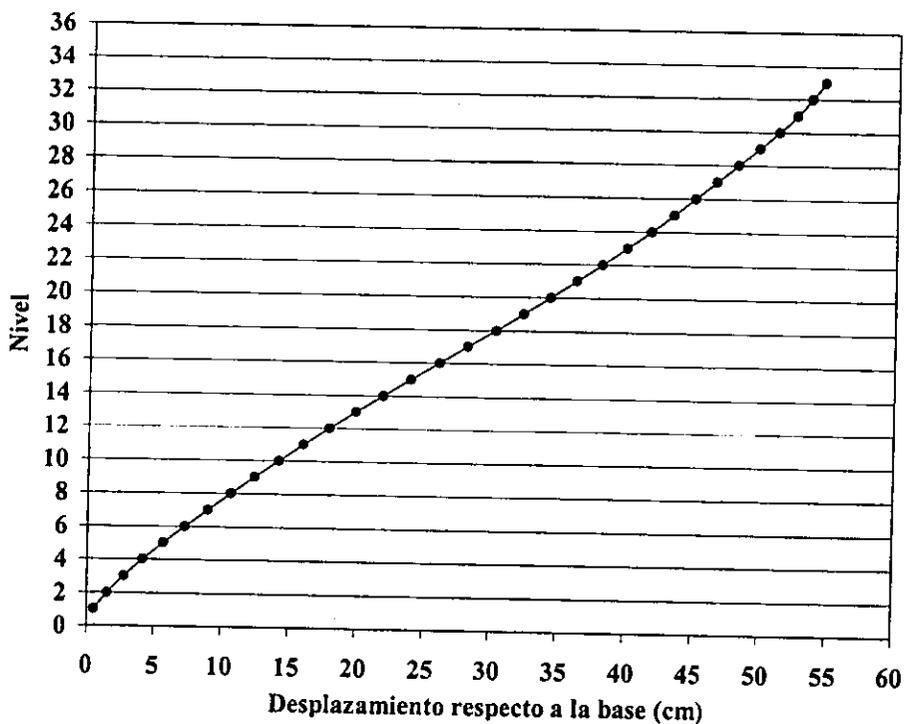


Figura 3.8. Envoltura de desplazamientos con respecto a la base de cada entrepiso

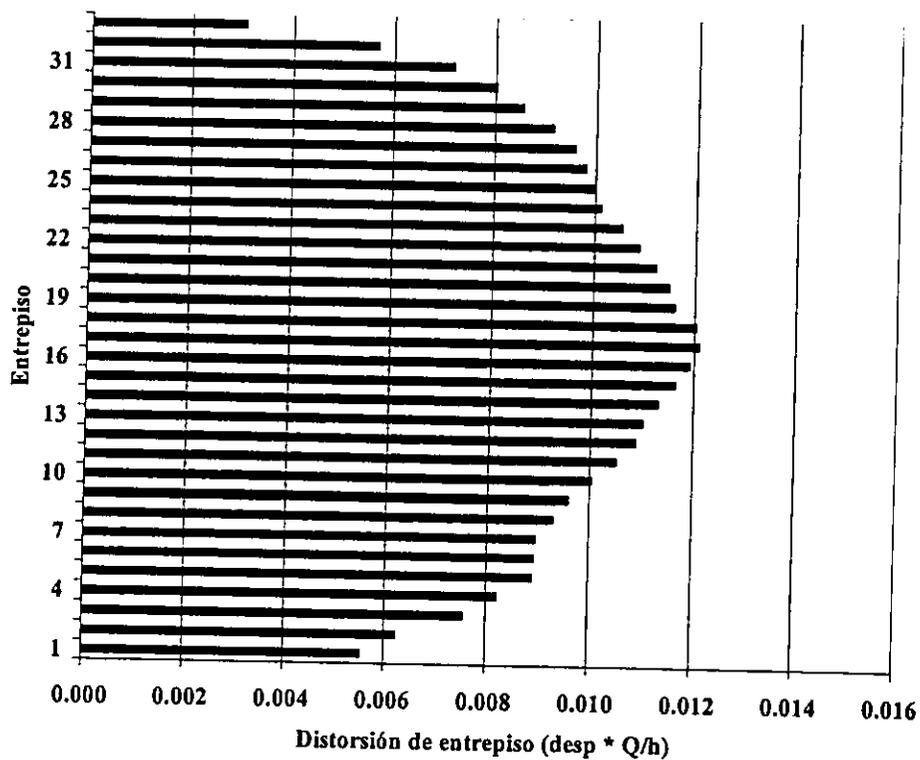


Figura 3.9. Distorsiones de entrepiso utilizando el espectro del RCDF-76





CAPÍTULO 4

CÁLCULO DEL REFUERZO MEDIANTE UN CRITERIO DINÁMICO NO LINEAL

4.1. INTRODUCCIÓN

Después de septiembre de 1985 un gran número de estructuras tuvieron que reforzarse y otras más demolerse debido a los efectos provocados por los sismos originados frente a las costas de Guerrero y Michoacán. El sismo principal, del 19 de septiembre de 1985, tuvo una magnitud de 8.1 en la escala de Richter con algunas réplicas, de las cuales la más importante fue la del 20 de septiembre con una magnitud de 7.5; siendo sin duda alguna el movimiento telúrico que más daños ha ocasionado principalmente en la zona III del Valle de México, donde hubo cuantiosos daños y pérdidas humanas. En esta zona se encuentra la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Este sismo fue de banda estrecha y tuvo un periodo dominante de 2 segundos. (Ver Fig. 4.1 y 4.2)

A partir de entonces se centró parte de la atención, en gran medida, a innovar técnicas de refuerzo de estructuras y a actualizarse en las existentes. Varias instituciones públicas y privadas se dieron a la tarea de reforzar edificios dañados por los temblores o de reforzar edificios para que cumplieran con las nuevas disposiciones reglamentarias.

Los coeficientes sísmicos especificados en el RCDF-76 se aumentaron en las Normas de Emergencia emitidas en 1985, mismos que se conservaron en el siguiente Reglamento publicado por el Diario Oficial en 1987. Dichos coeficientes sísmicos son los que se estipulan en el Reglamento vigente (RCDF-93). Por otro lado las disposiciones referentes al coeficiente de comportamiento sísmico, Q , se volvieron más exigentes.

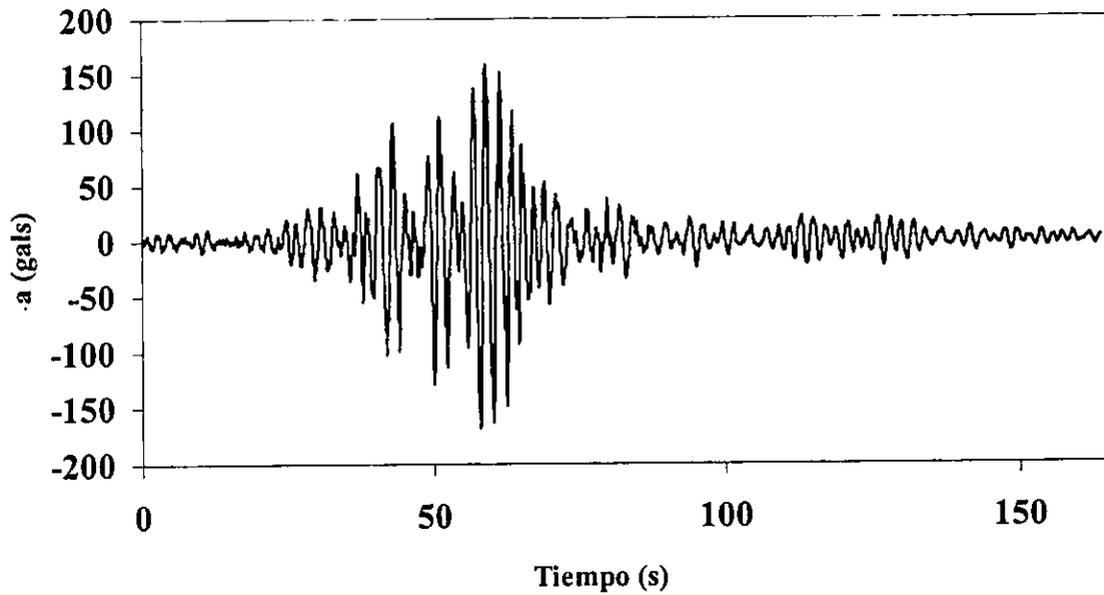


Figura 4.1. Acelerograma registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transporte el 19 de septiembre de 1985

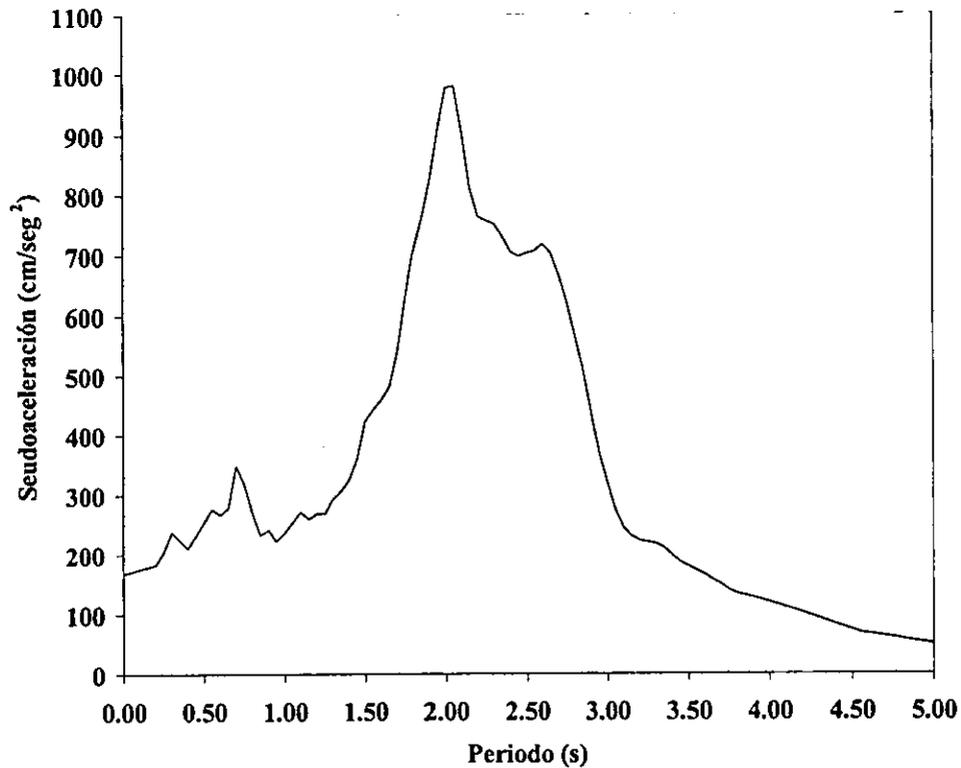


Figura 4.2. Espectro de respuesta lineal para una fracción del amortiguamiento crítico del 5%





4.2. JUSTIFICACIÓN DEL REFUERZO

A continuación se presentan los principales cambios en el RCDF que se deben revisar, para ver si el marco en estudio cumple con la normatividad emitida en 1987 y modificada en 1993.

4.2.1. Coeficiente sísmico y Factor de Comportamiento Sísmico

En la tabla 4.1 se aprecia el incremento que tuvo el coeficiente sísmico según el artículo 206 del RCDF-93.

	Zona I	Zona II	Zona III
RCDF-76	0.16	0.20	0.24
RCDF-93	0.16	0.32	0.40

Tabla 4.1. Coeficientes Sísmicos para estructuras tipo B

En el caso del factor de comportamiento sísmico, en la sección 6 de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo se introducen ciertas condiciones para poder considerar regular a una estructura, y en caso de no cumplir con alguna de ellas se multiplicará por 0.8 el valor de Q'.

Una de las condiciones de regularidad establece que la relación de la altura de la estructura entre la dimensión menor de su base sea menor de 2.5, y al revisar el caso del marco en estudio nos damos cuenta de que:

$$\frac{h}{b} \leq 2.5$$

$$\frac{115.50}{4.00} = 2.89 \quad \therefore \text{ la estructura no es regular según el RCDF - 93}$$

por lo que nuestro valor de $Q=2$ debe ser multiplicada por un factor de 0.8, quedando un nuevo valor de $Q = 1.6$.

4.2.2. Espectro de Diseño

En la tabla 4.2 se aprecia el cambio que hubo en los parámetros del espectro de diseño en el RCDF-93.

En la figura 4.3 se muestran los espectros utilizados, reducidos por su valor correspondiente de Q.





	c	a _o	T _a (s)	T _b (s)	r
RCDF-76	0.24	0.06	0.8	3.3	1.0
RCDF-93	0.40	0.15	0.6	3.9	1.0

Tabla 4.2. Parámetros del espectro de diseño para estructuras tipo B ubicadas en zona III

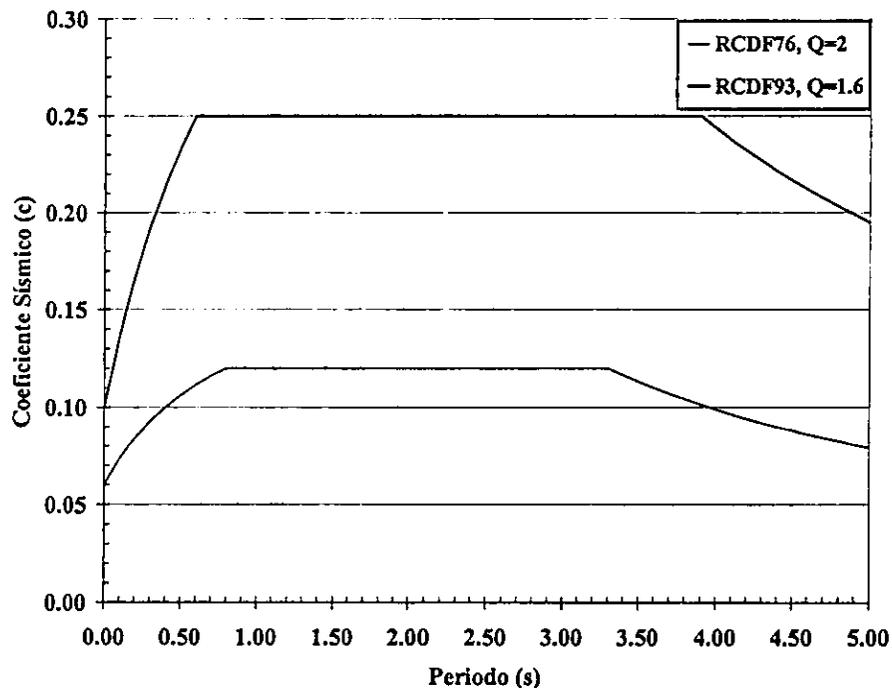


Figura 4.3. Espectros de diseño para estructuras tipo B ubicadas en zona III, reducidos por su correspondiente valor de Q

4.2.3. Distorsiones de Entrepiso

El artículo 209 del RCDF-93 establece que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales no serán mayores a 0.012 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, en el caso de que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables estén desligados de la estructura principal.

En las figuras 4.4 y 4.5 se muestran los resultados de un análisis estático lineal multiplicados por su factor de comportamiento sísmico, Q. Como se puede observar la estructura sobrepasa el límite de 0.012 veces la altura establecido en el reglamento, por lo que es necesario reforzarla.



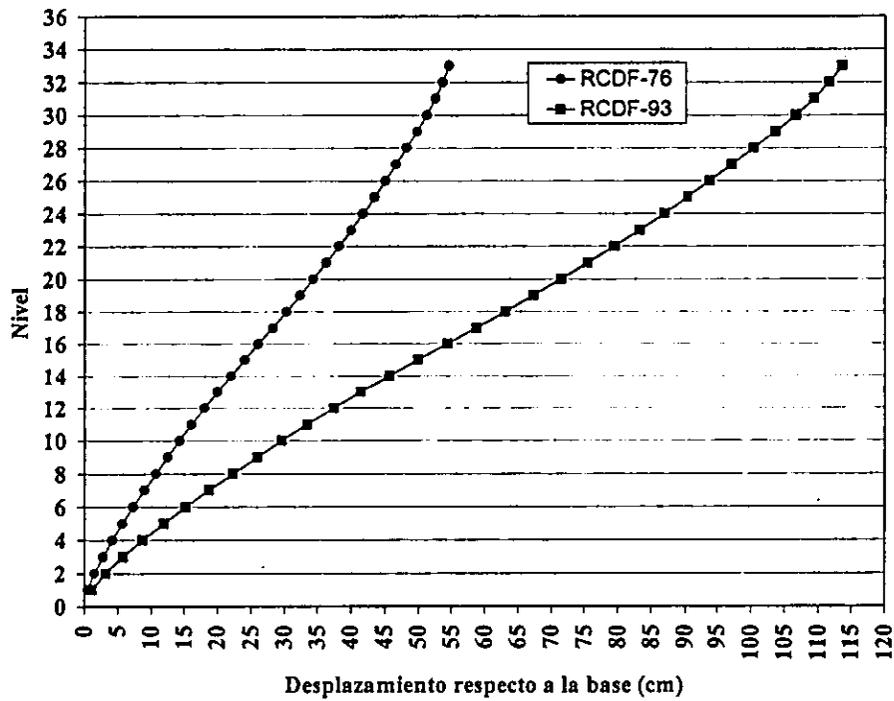


Figura 4.4. Desplazamientos de entrepiso con respecto a la base

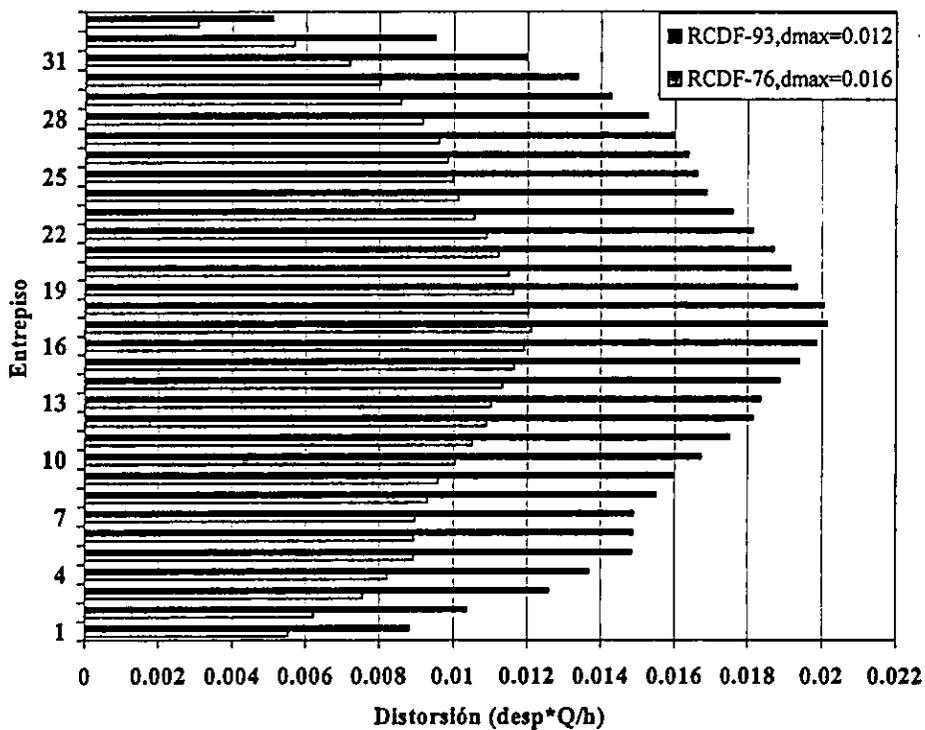


Figura 4.5. Distorsiones de entrepiso utilizando los espectros del RCDF-76 y del RCDF-93





4.3. ALTERNATIVAS DE REFUERZO

Para el caso que estamos analizando consideraremos dos alternativas de refuerzo: una mediante contraventeos y otra utilizando disipadores de energía. El objetivo es averiguar cuál es la mejor alternativa.

De acuerdo a la sección 4 de las NTC de Diseño por Sismo, cuando se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o por comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de estas normas, pero congruentes con ellas, si se demuestra tanto la eficacia de los dispositivos como la validez de los valores del amortiguamiento y del coeficiente de comportamiento sísmico que se propongan.

4.4. MARCO REFORZADO CON CONTRAVIENTOS

El valor de las cargas del edificio con contravientos será igual al del edificio por reforzar, debido a que el peso que generan los contravientos comparados con el de la estructura en general no presenta grandes variaciones (Limón,1997). Este mismo criterio se ocupará en los análisis de los edificios reforzados disipadores.

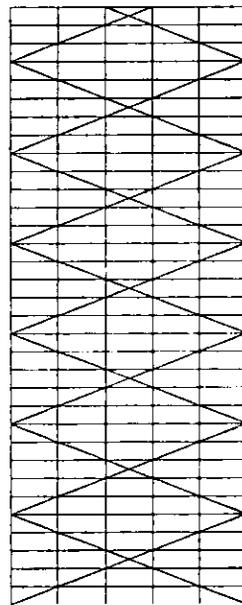
Para el diseño del marco con contravientos se usará el programa R.C.-Buildings para predimensionar los contravientos y luego se hará un análisis dinámico paso a paso no lineal utilizando el acelerograma de la SCT-1985, dirección Este-Oeste.

Las conexiones de los contravientos con traveses y columnas no se analizarán en este trabajo. Han sido estudiadas previamente (Mejía,1995), por lo que sólo se hará mención de los elementos que intervienen. Estos son los siguientes:

- Anclas en traveses y columnas
- Placas de acero en traveses y columnas
- Placa de perfil
- Placa cartabón esquina
- Perno

En la figura 4.6 se muestra el arreglo de los contravientos, que como se demuestra en Silva (1993) y Urrego (1994), es el mejor arreglo para este tipo de estructuras en función de su periodo fundamental de vibración, desplazamientos del nivel superior, desplazamientos de entrepiso, fuerzas axiales en las columnas del primer nivel y del cortante de entrepiso originado únicamente por fuerzas sísmicas. También se muestra el periodo del marco reforzado con los contravientos.





$T = 2.0 \text{ s}$
 $\text{Frec.} = 0.5 \text{ rad/s}$

Figura 4.6. Arreglo de los contravientos

Para revisar las diagonales de acero con las que se reforzará el edificio se usarán las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del RCDF-93, las cuales marcan en su sección 3.2.2.1 que para miembros sometidos a compresión axial la resistencia de diseño, R_C , se determina con las siguientes expresiones (Para miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en 3.2.2.1a):

$$F_R = 0.85$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \geq \left(\frac{KL}{r}\right)_c \Rightarrow R_C = \frac{20120000}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} A_t F_R$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} < \left(\frac{KL}{r}\right)_c \Rightarrow R_C = A_t F_y \left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2\left(\frac{KL}{r}\right)_c^2} \right] F_R$$

$$\text{donde } \left(\frac{KL}{r}\right)_c = \frac{6340}{\sqrt{F_y}}$$





$\frac{KL}{r}$ es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna y $\left(\frac{KL}{r}\right)_c$ el valor de la relación de esbeltez que separa los intervalos de pandeo elástico e inelástico. Se tuvo gran cuidado en no escoger secciones tipo 4 para evitar que se produjese pandeo local.

En la tabla 4.3 se muestra la revisión de estos elementos a compresión. Se pueden ver las secciones definitivas de los contravientos. Las secciones se obtuvieron del Manual de Construcción en Acero del I.M.C.A.

En la tabla 4.4 se observa las fuerzas axiales a compresión que actúan en la estructura contraventeada son menores que las fuerzas resistentes de la tabla anterior.

En las figuras 4.7 y 4.8 se encuentran los desplazamientos de entrepiso con respecto a la base y las distorsiones respectivas resultado de un análisis estático lineal utilizando el espectro de diseño del RCDF-93, como se puede ver las distorsiones del marco contraventeado son menores que 0.012 h.

4.5. MARCO REFORZADO CON DISIPADORES

Para diseñar los disipadores del edificio se debe respetar lo siguiente:

- Las especificaciones del RCDF-93 relativas a estados límites de falla y de servicio.
- Las ductilidades de desplazamiento desarrolladas por los elementos disipadores deben estar dentro de las especificadas por los fabricantes. Generalmente estas demandas de ductilidad son del orden de 6 para los sistemas disipadores que se emplean en el estudio.
- La sollicitación demandada al marco debe ser menor que su resistencia.
- El marco estructural con disipadores debe ser capaz de desarrollar la ductilidad demandada ante la sollicitación de diseño.

El proceso de diseño de los disipadores se hizo en forma iterativa. Se introdujo el número mínimo necesario de disipadores en cada entrepiso, de forma que se cumplieran los incisos mencionados.

Se prestó atención a que los disipadores tuvieran una demanda de ductilidad apropiada, y que al mismo tiempo los desplazamientos laterales del marco fuesen menores al 1.2% de la altura de entrepiso (0.012h).





Nivel	Área (cm ²)	r	L (cm)	KL/r	(KL/r) _c	R _c (kg)	Tipo de sección
33	238.31	21.12	760.07	35.9882	126.06	491601.521	OC 610 x 12.70
32	238.31	21.12	760.07	35.9882	126.06	491601.521	OC 610 x 12.70
31	238.31	21.12	760.07	35.9882	126.06	491601.521	OC 610 x 12.70
30	448.06	31.76	737.20	23.2116	126.06	947218.724	OC 914 x 15.88
29	448.06	31.76	737.20	23.2116	126.06	947218.724	OC 914 x 15.88
28	448.06	31.76	737.20	23.2116	126.06	947218.724	OC 914 x 15.88
27	448.06	31.76	724.55	22.8133	126.06	947774.492	OC 914 x 15.88
26	448.06	31.76	724.55	22.8133	126.06	947774.492	OC 914 x 15.88
25	622.79	31.54	717.01	22.7334	126.06	1317531.618	OC 914 x 22.23
24	622.79	31.54	717.01	22.7334	126.06	1317531.618	OC 914 x 22.23
23	622.79	31.54	717.01	22.7334	126.06	1317531.618	OC 914 x 22.23
22	622.79	31.54	717.01	22.7334	126.06	1317531.618	OC 914 x 22.23
21	622.79	31.54	717.01	22.7334	126.06	1317531.618	OC 914 x 22.23
20	622.79	31.54	709.20	22.4857	126.06	1318003.472	OC 914 x 22.23
19	622.79	31.54	709.20	22.4857	126.06	1318003.472	OC 914 x 22.23
18	622.79	31.54	709.20	22.4857	126.06	1318003.472	OC 914 x 22.23
17	622.79	31.54	709.20	22.4857	126.06	1318003.472	OC 914 x 22.23
16	622.79	31.54	709.20	22.4857	126.06	1318003.472	OC 914 x 22.23
15	729.64	36.95	692.93	18.7532	126.06	1551728.277	OC 1067 x 22.23
14	729.64	36.95	692.93	18.7532	126.06	1551728.277	OC 1067 x 22.23
13	729.64	36.95	692.93	18.7532	126.06	1551728.277	OC 1067 x 22.23
12	729.64	36.95	692.93	18.7532	126.06	1551728.277	OC 1067 x 22.23
11	729.64	36.95	692.93	18.7532	126.06	1551728.277	OC 1067 x 22.23
10	729.64	36.95	675.98	18.2945	126.06	1552567.311	OC 1067 x 22.23
9	729.64	36.95	675.98	18.2945	126.06	1552567.311	OC 1067 x 22.23
8	729.64	36.95	675.98	18.2945	126.06	1552567.311	OC 1067 x 22.23
7	729.64	36.95	675.98	18.2945	126.06	1552567.311	OC 1067 x 22.23
6	729.64	36.95	675.98	18.2945	126.06	1552567.311	OC 1067 x 22.23
5	729.64	36.95	658.50	17.8214	126.06	1553410.817	OC 1067 x 22.23
4	729.64	36.95	658.50	17.8214	126.06	1553410.817	OC 1067 x 22.23
3	729.64	36.95	658.50	17.8214	126.06	1553410.817	OC 1067 x 22.23
2	729.64	36.95	658.50	17.8214	126.06	1553410.817	OC 1067 x 22.23
1	729.64	36.95	658.50	17.8214	126.06	1553410.817	OC 1067 x 22.23

Tabla 4.3. Diseño de los contravientos





NIVEL	R (Ton)	R _c (Ton)	Tipo de Sección
33	113.96	491.60	OC 610 x 12.70
32	173.84	491.60	OC 610 x 12.70
31	153.08	491.60	OC 610 x 12.70
30	437.79	947.22	OC 914 x15.88
29	637.74	947.22	OC 914 x15.88
28	646.19	947.22	OC 914 x15.88
27	557.73	947.77	OC 914 x15.88
26	372.58	947.77	OC 914 x15.88
25	667.28	1317.53	OC 914 x22.23
24	929.27	1317.53	OC 914 x22.23
23	992.74	1317.53	OC 914 x22.23
22	928.13	1317.53	OC 914 x22.23
21	676.86	1317.53	OC 914 x22.23
20	930.88	1318.00	OC 914 x22.23
19	1237.60	1318.00	OC 914 x22.23
18	1296.70	1318.00	OC 914 x22.23
17	1218.90	1318.00	OC 914 x22.23
16	936.83	1318.00	OC 914 x22.23
15	1134.50	1551.73	OC 1067 x 22.23
14	1477.00	1551.73	OC 1067 x 22.23
13	1528.90	1551.73	OC 1067 x 22.23
12	1424.00	1551.73	OC 1067 x 22.23
11	1120.00	1551.73	OC 1067 x 22.23
10	1182.90	1552.57	OC 1067 x 22.23
9	1515.80	1552.57	OC 1067 x 22.23
8	1582.80	1552.57	OC 1067 x 22.23
7	1516.00	1552.57	OC 1067 x 22.23
6	1302.80	1552.57	OC 1067 x 22.23
5	1263.70	1553.41	OC 1067 x 22.23
4	1442.80	1553.41	OC 1067 x 22.23
3	1412.00	1553.41	OC 1067 x 22.23
2	1209.60	1553.41	OC 1067 x 22.23
1	807.25	1553.41	OC 1067 x 22.23

Tabla 4.4. Fuerza a compresión actuando en los contravientos



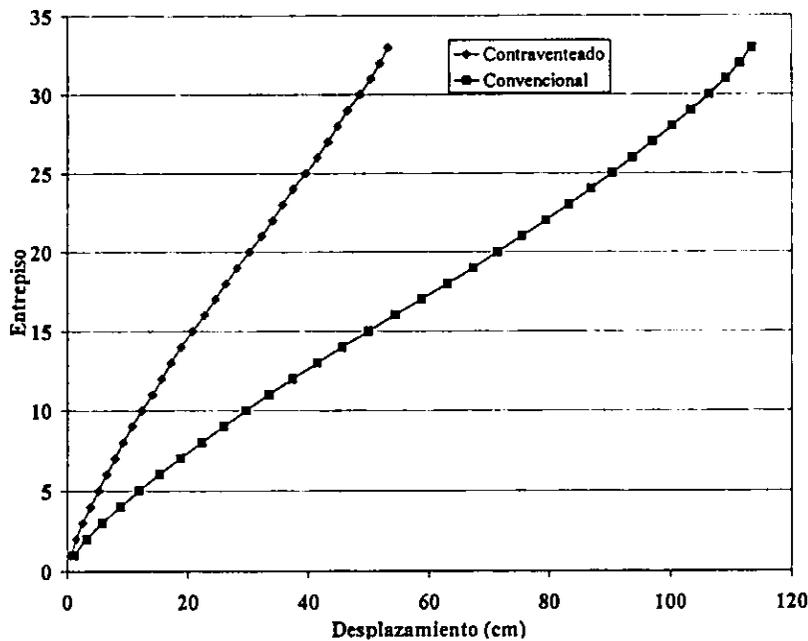


Figura 4.7. Envolvente de desplazamientos con respecto a la base del marco con contravientos y sin estos, usando el espectro de diseño del RCDF-93

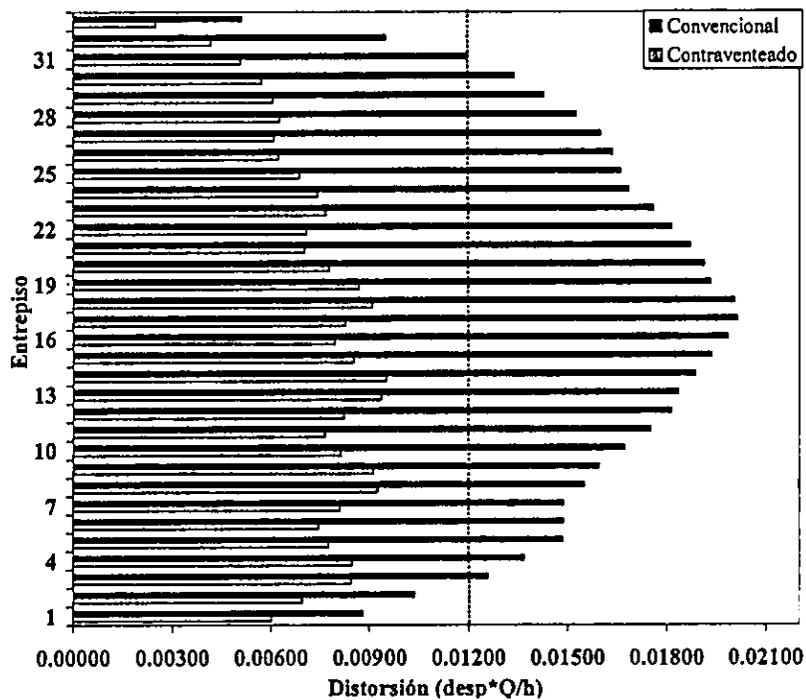


Figura 4.8. Distorsiones lineales de entrepiso del marco con contravientos y sin estos





Para reforzar el marco en sus diagonales se recurrió a disipadores de solera en forma de "U", utilizados por la U.N.A.M. desde 1974, cuyo comportamiento histerético es muy estable (Aguirre y Sánchez, 1989). La rigidez desarrollada por estos miembros ($K_{\text{disipador}}$) es de 5627 kg/cm en su primera rama. La rama de endurecimiento está dada por el 3% de esta pendiente. La carga axial de fluencia (P_y) está dada por 2063 kg. El diagrama esfuerzo deformación es como se muestra en la Figura 4.9.

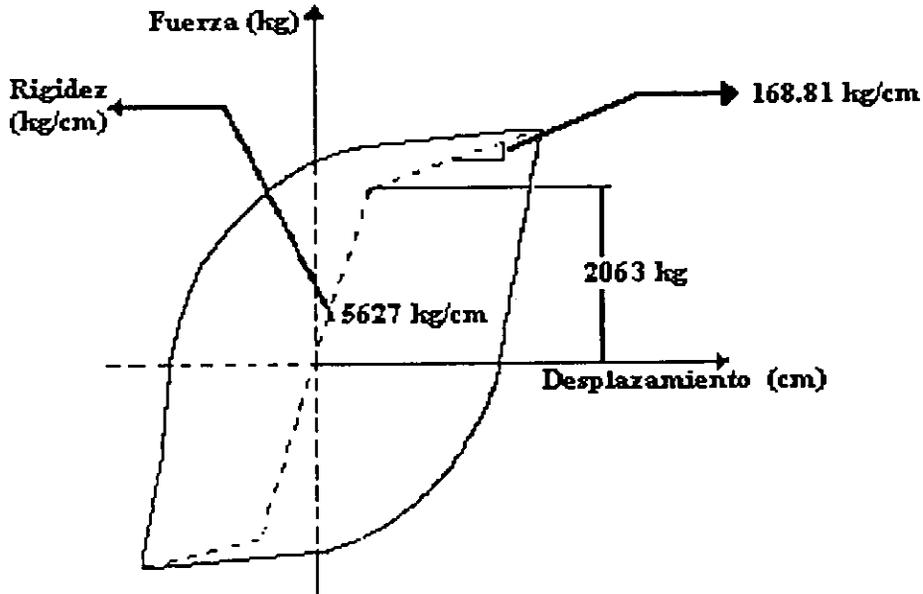


Figura 4.9. Valores de la rigidez y carga axial de fluencia del disipador en forma de "U"

Este tipo de disipador se puede colocar junto con una diagonal. Se articula en sus extremos para no introducir flexión al sistema (diagonal-disipador). La razón de por qué no admitir esfuerzos flexionantes en el sistema, se debe a que estos disminuyen la capacidad para resistir fuerzas axiales y por tanto el disipador no trabajaría como debiera esperarse. Por lo anterior, el sistema diagonal-disipador se puede modelar como una sola diagonal con la rigidez y resistencia que posea dicho sistema y permitiendo que esta diagonal fluya a tensión y compresión. Un programa que permite hacer esto es el Drain-2DX (Prakash y Powell, 1993). Este es un programa para análisis dinámico no lineal de estructuras bidimensionales.

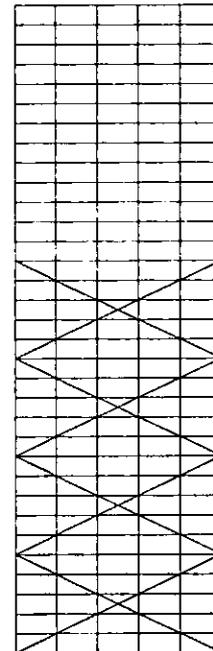
La figura 4.10 y la tabla 4.5 presentan la distribución final de los disipadores. Los resultados de los desplazamientos y distorsiones se presentan en el siguiente capítulo.





Entrepiso	Disipadores por entrepiso
33	0
32	0
31	0
30	0
29	0
28	0
27	0
26	0
25	0
24	0
23	0
22	0
21	0
20	112
19	112
18	112
17	112
16	112
15	112
14	112
13	112
12	112
11	112
10	112
9	112
8	112
7	112
6	112
5	112
4	112
3	112
2	112
1	112

Tabla 4.5. Número final de disipadores



$T = 2.72 \text{ s}$
 $\text{Frec.} = 0.368 \text{ rad/s}$

Figura 4.10. Arreglo de las diagonales con los disipadores





CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DINÁMICO DE LAS ESTRUCTURAS

5.1. INTRODUCCIÓN

A continuación se muestran y discuten los resultados obtenidos del análisis dinámico de las estructuras diseñadas. El análisis que se lleva a cabo es un análisis de respuesta dinámico inelástico paso a paso.

Las estructuras se excitaron con el acelerograma registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, durante el movimiento sísmico del 19 de septiembre de 1985. El acelerograma corresponde a la componente Este-Oeste del movimiento. Se encuentra recortado de modo que contiene el 90% de su energía total. (Fig. 5.1) (Prince et al, 1985)

El programa Drain-2DX no considera la degradación de rigidez de los elementos de concreto reforzado; en algunos casos esto llega a subestimar la respuesta de la estructura hasta en un 50%. (Badillo et al, 1998).

Las vigas y columnas se modelarán usando el elemento 2 del programa; este elemento consiste esencialmente de una viga elástica, dos articulaciones rígidas-plásticas en los extremos de la viga y zonas rígidas opcionales en los extremos del elemento. (ver fig. 5.2) Para los contravientos y los disipadores se utilizará el elemento 1, que es una barra de armadura, articulada en sus extremos, con dos alternativas de comportamiento inelástico: una capaz de fluir tanto a tensión como a compresión, usada para los disipadores; y otra que fluye a tensión pero sufre pandeo a compresión, para los contravientos.

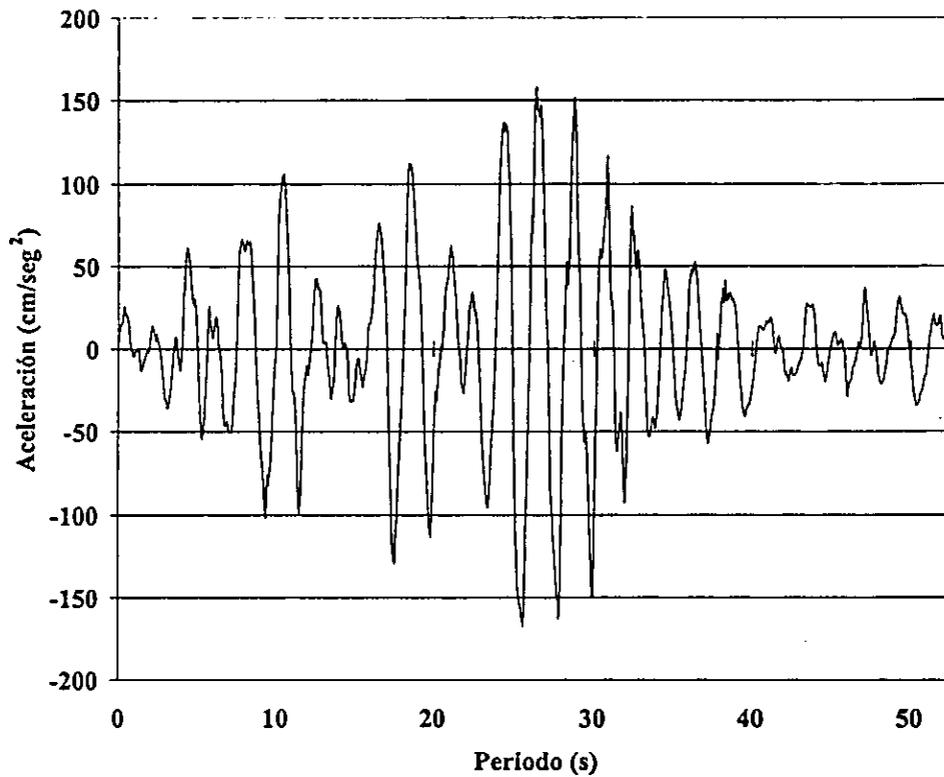


Figura 5.1. Sismo de la SCT-EW-85 recortado (90% de su energía), utilizado para el análisis dinámico

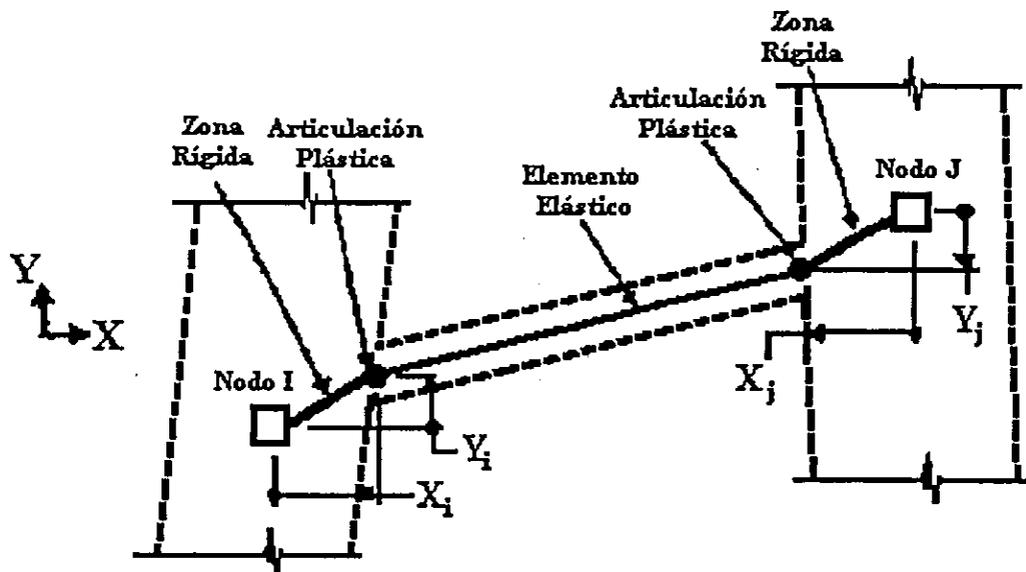


Figura 5.2. Geometría del elemento tipo 2 del Drain-2DX, utilizado para modelar las traveses y las columnas





En este capítulo se hace un análisis comparativo tanto de elementos mecánicos como de deformaciones entre las dos propuestas de refuerzo que se mencionaron antes. Específicamente se analiza:

1. La envolvente (valores máximos) de los desplazamientos de cada entrepiso con respecto a la base
2. Las distorsiones máximas (diferencia de los desplazamientos de dos niveles consecutivos normalizada por la altura entre ellos) alcanzadas por cada entrepiso
3. La historia de desplazamientos (valores de desplazamientos en cada instante durante la excitación sísmica) de azotea con respecto al terreno
4. Las envolventes de las fuerzas axiales en las columnas de un eje externo y de uno interno
5. El patrón de articulaciones plásticas que se forma en cada marco
6. Los ciclos histeréticos de los disipadores de energía sísmica
7. La gráfica de cortante basal vs desplazamiento de azotea
8. La historia del cortante basal y del coeficiente sísmico desarrollados en cada marco

5.2. ENVOLVENTE DE LOS DESPLAZAMIENTOS

En la figura 5.3 se muestran los valores máximos de los desplazamientos de cada nivel respecto a la base de la estructura. Se puede observar que los desplazamientos de los marcos reforzados son mayores que los del marco convencional; esto puede parecer contradictorio ya que se podría suponer que los desplazamientos de los marcos reforzados deberían ser menores, pero no es así ya que si observamos el espectro de desplazamientos de la figura 5.4 podemos darnos cuenta de que al acortar el periodo de la estructura, se está cada vez más cerca del periodo donde los desplazamientos se amplifican.



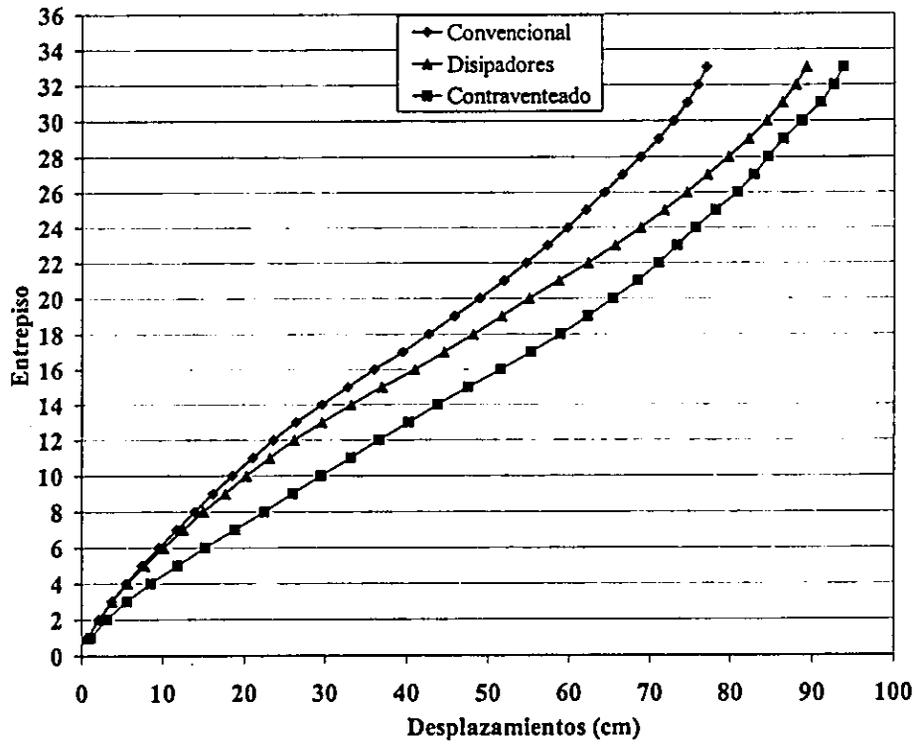


Figura 5.3. Desplazamientos máximos de cada nivel para los tres marcos en estudio

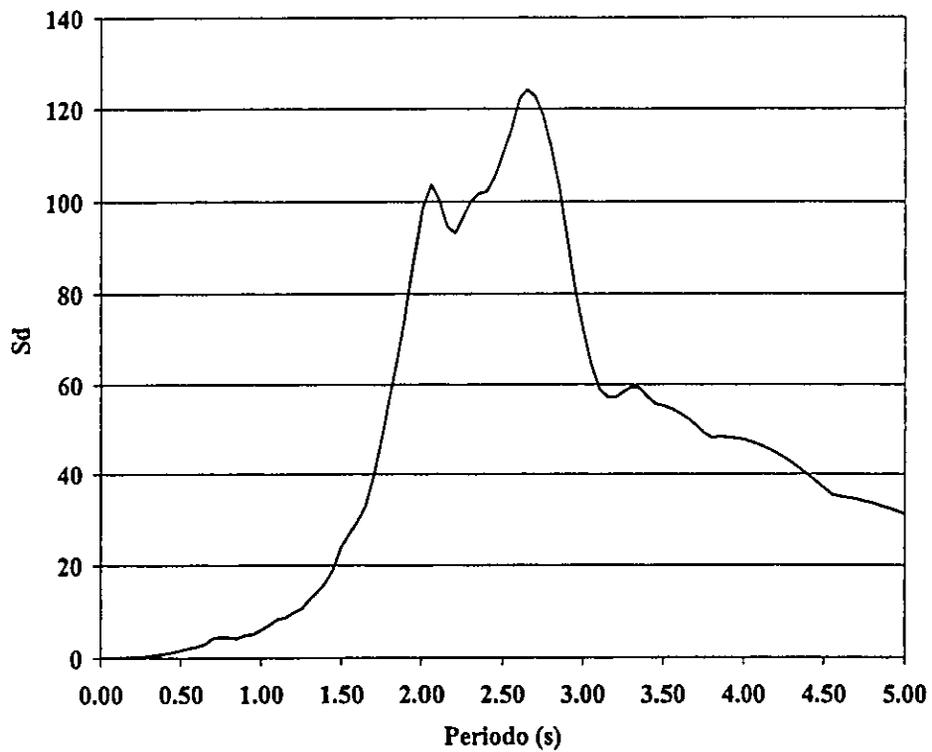


Figura 5.4. Espectro elástico de pseudodesplazamientos para el sismo SCT-85-EW, con una fracción del amortiguamiento crítico del 5%





5.3. DISTORSIONES DE ENTREPISO

En la figura 5.5 se muestran las distorsiones de entrepiso de los tres marcos. Se puede observar que las distorsiones del marco convencional se reducen con respecto a las obtenidas del análisis del capítulo anterior, esto se debe en parte al método no lineal de análisis, y también a que ahora se le permite a la estructura tener ciertas deformaciones plásticas, reduciendo así la respuesta de la estructura. En el caso de las estructuras reforzadas las máximas distorsiones se encuentran dentro del límite que marca el RCDF-93 que es de 0.012 veces su altura.

Debido a que las máximas distorsiones se localizan entre los entrepisos 14 y 20, en el caso del refuerzo con disipadores, no fue necesario reforzar en los últimos niveles. (ver fig. 4.10)

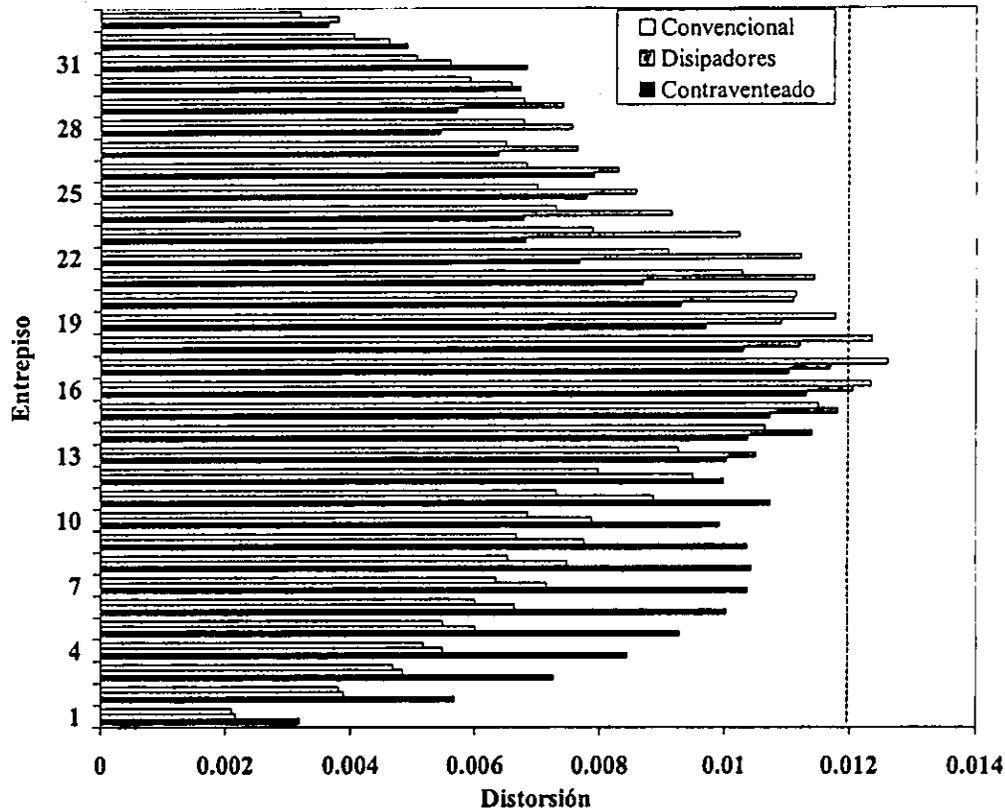


Figura 5.5. Distorsiones de entrepiso de los tres marcos





5.4. HISTORIA DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA

En la fig. 5.6 se muestran las historias de los desplazamientos de azotea de cada uno de los marcos.

Los desplazamientos del marco convencional y del marco con disipadores son muy parecidos. Estos son menores a los presentados por el marco contraventado, sobre todo en la parte más fuerte del sismo, que es entre los 25 y 30 segundos.

El marco contraventado presenta más oscilaciones, o cambios de dirección, en el mismo intervalo de tiempo que los otros dos marcos, apreciándose así que posee un periodo de vibración menor.

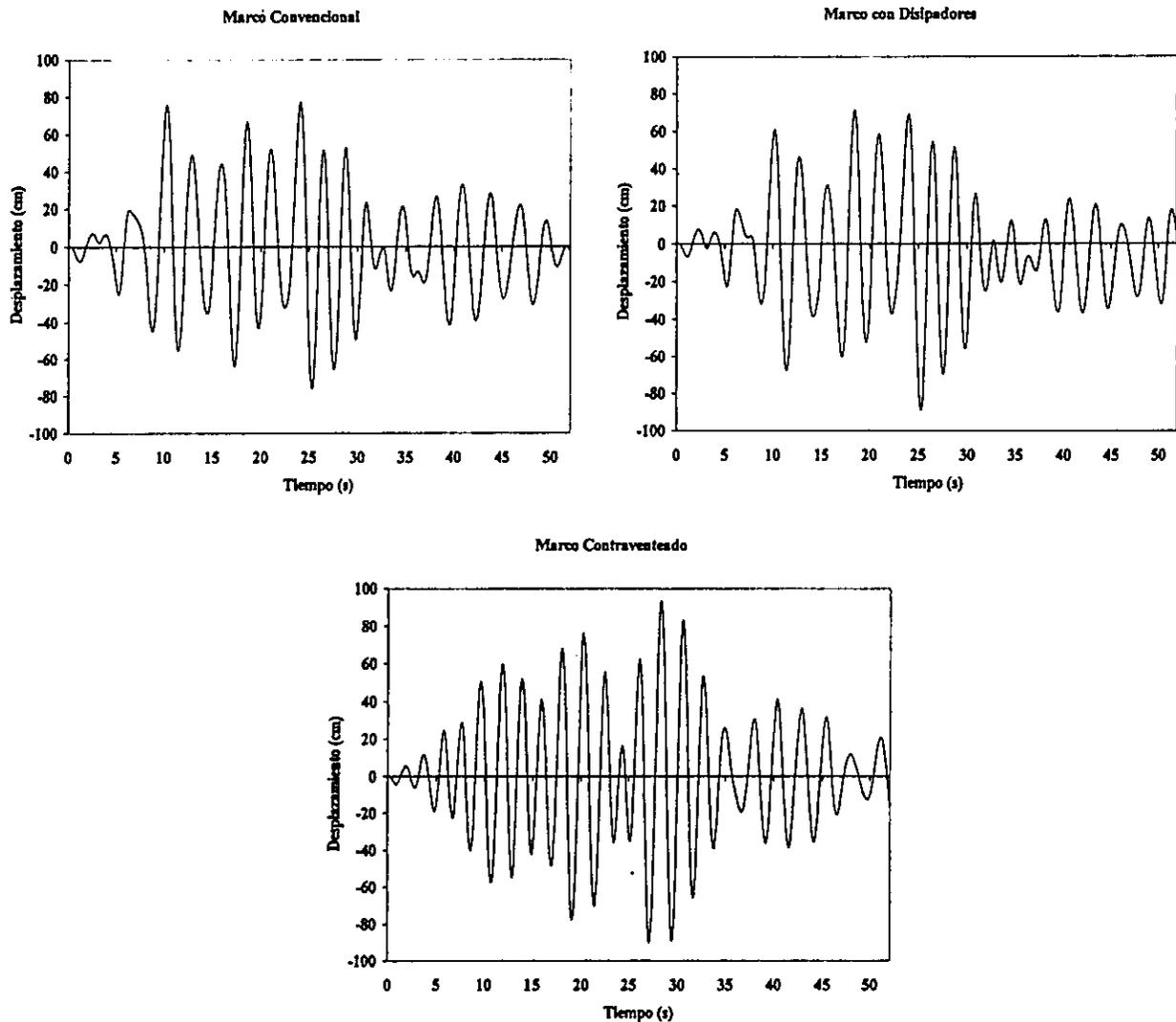


Figura 5.6. Historia del Desplazamiento de Azotea





5.5. FUERZAS AXIALES EN COLUMNAS

A continuación se presentan las fuerzas axiales desarrolladas por las columnas de todos los entrepisos en los ejes A y B del marco (ver fig. 5.7).

En la figura 5.8 se observa que las columnas del eje A trabajan tanto a compresión como a tensión. Las fuerzas axiales que se presentan en el marco contraventeado son aproximadamente el doble de las que se presentan en el marco convencional; en cambio en el marco con disipadores solo presenta un aumento de aproximadamente el 11% con respecto al contraventeado.

En la figura 5.9 podemos ver que en el eje B las columnas trabajan principalmente en una sola dirección por ser un eje interno, además de que existe una notable reducción en la magnitud de las fuerzas con respecto a las del eje externo. En este caso la sollicitación de fuerza axial en la columna del marco contraventeado solo aumenta un 13% con respecto al del marco convencional, en tanto que el marco con disipadores permanece casi igual.

Este es un punto decisivo en la elección del sistema de refuerzo que más conviene, porque la cimentación debe de ser lo suficientemente fuerte para resistir las fuerzas axiales que bajan por las columnas, y de no ser así se tiene que recimentar aumentando los costos en un porcentaje que puede ser alto.

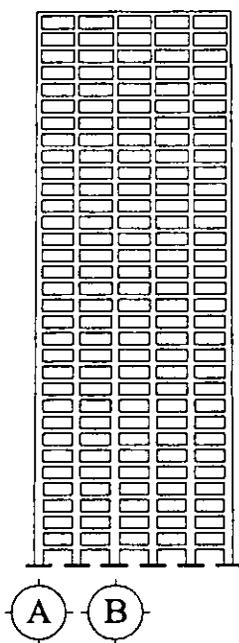


Figura 5.7. Ejes de columnas que se analizan para estimar fuerzas axiales



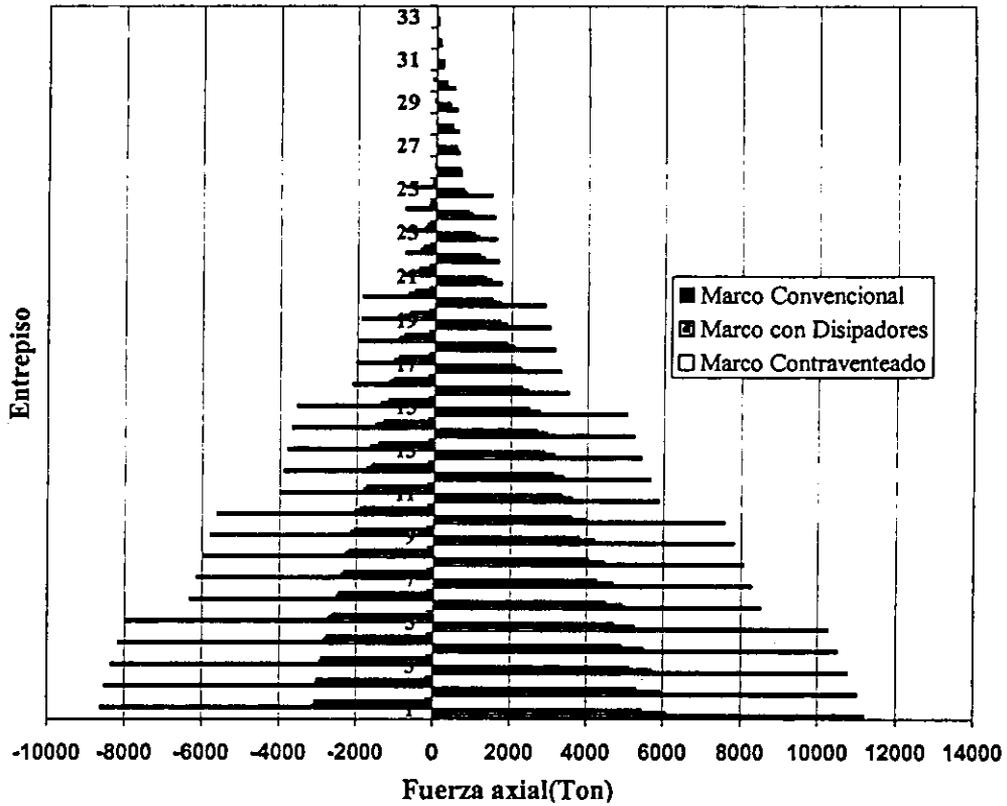


Figura 5.8. Fuerzas axiales en columnas del eje A (eje externo)

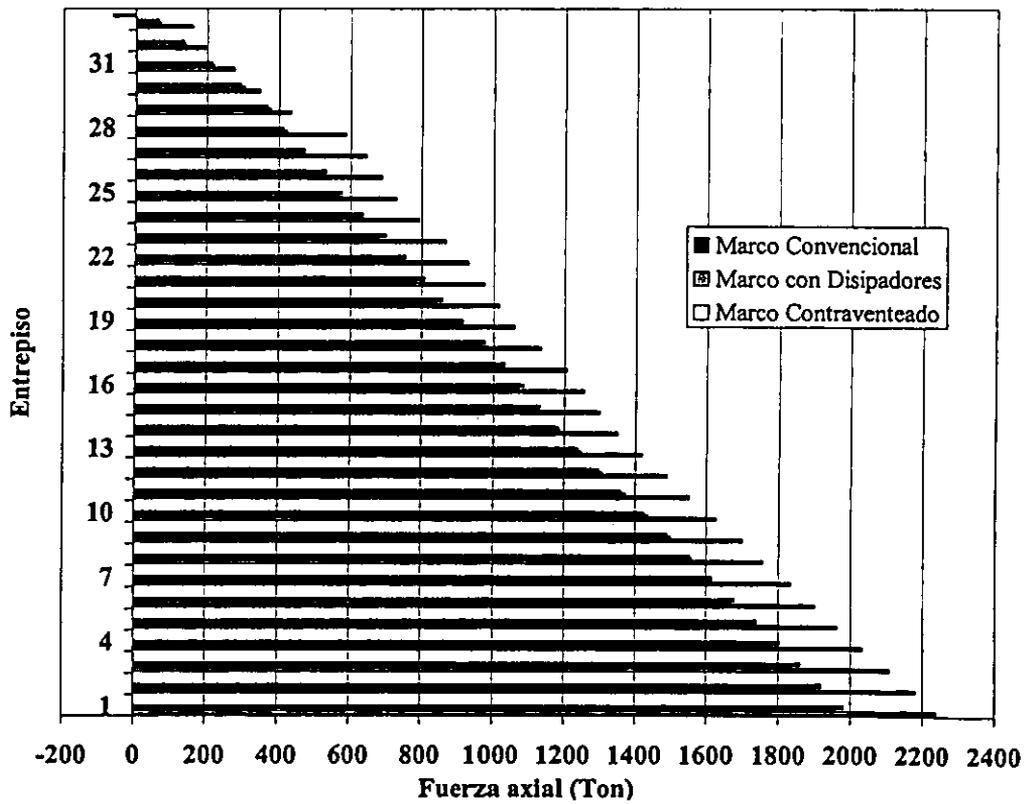


Figura 5.9. Fuerzas axiales en columnas del eje B (eje interno)





5.6. ARTICULACIONES PLÁSTICAS

En la figura 5.10 se indican los lugares donde se forman las articulaciones plásticas acumuladas. Cabe mencionar que sólo se muestran las zonas donde la rotación de la articulación plástica es más grande a lo largo de todo el elemento, como ocurre en los extremos de las traves y columnas para marcos regulares. Se observa cómo en el marco contraventeado existe una reducción de articulaciones plásticas en los pisos superiores, pero un aumento considerable de estas en las columnas y traves de los pisos inferiores. La formación de articulaciones en el marco con disipadores no varía mucho con respecto a la del marco convencional, y como se verá a continuación, la magnitud de las rotaciones se encuentra lejos de provocar la falla en cualquiera de los elementos.

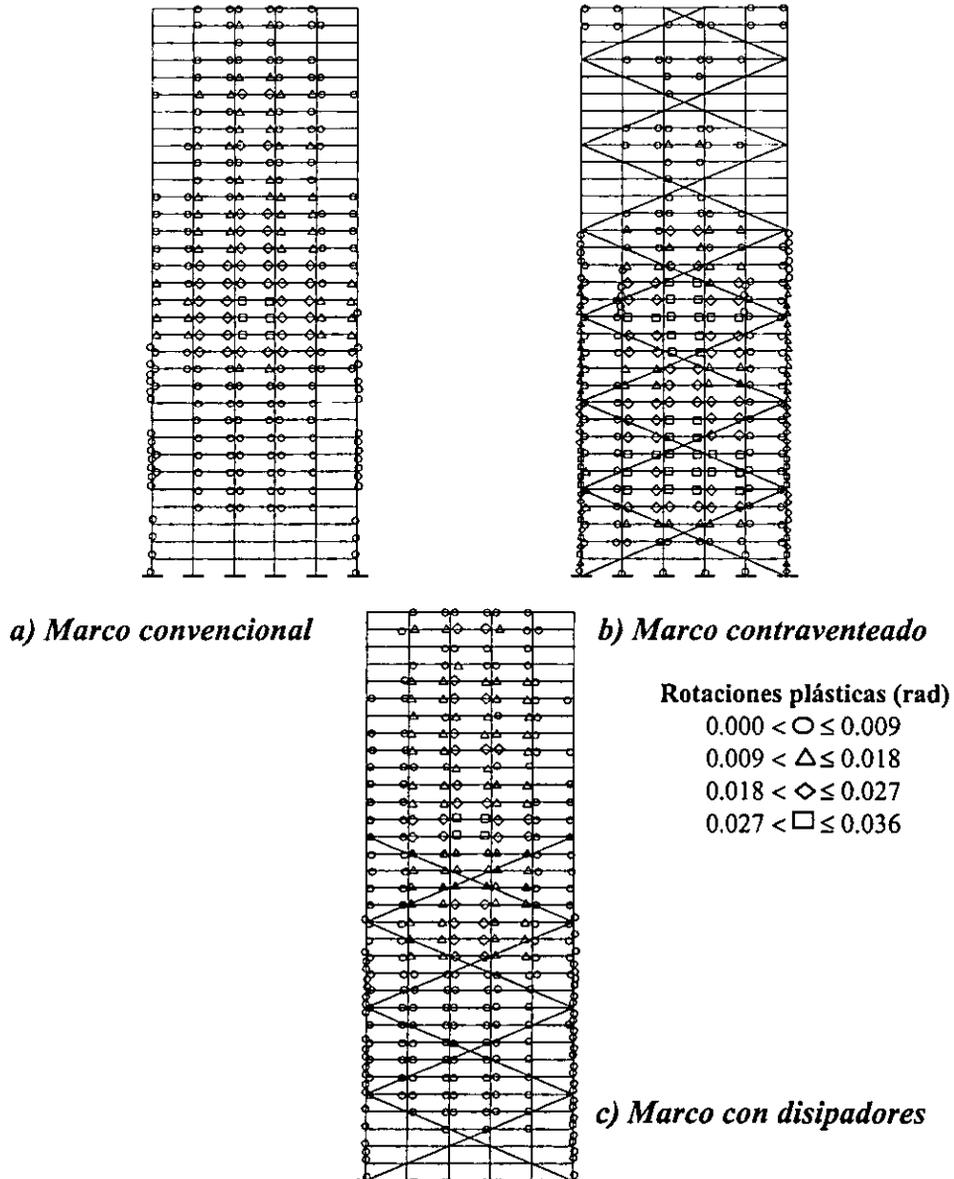


Figura 5.10. Articulaciones plásticas





5.6.1. RELACIÓN MOMENTO-CURVATURA Y DIAGRAMAS MOMENTO-ROTACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES (VIGAS)

Para el diseño adecuado de secciones transversales de trabes se tiene que considerar entre otras respuestas, aquella ante la acción de su respuesta a momentos flexionantes. Un momento flexionante causa una curvatura a la sección transversal de la trabe, con ésta curvatura se calcula la rotación que servirá de base para un diseño correcto de la trabe.

Algunas características de carga y deformación de los miembros a flexión en la cedencia y en el momento último dependen principalmente de la relación momento-curvatura de las secciones, pues la mayoría de las deformaciones de los miembros de proporciones normales se deben a las deformaciones asociadas con la flexión.

El método de evaluación de diagramas momento-curvatura en elementos de concreto reforzado se describe en detalle en la literatura. En este estudio para el cálculo de las curvas se utilizó un modelo de fibras. Se hicieron las siguientes suposiciones: (Park y Paulay, 1990)

- Las secciones planas permanecen planas después de la deformación
- Se desprecia la resistencia a tensión del concreto
- Se ignora el efecto de desplazamiento por adherencia entre el concreto y el acero
- La sección transversal es simétrica acerca del eje centroidal perpendicular al eje de flexión.
- La falla en el acero ocurre cuando la deformación en cualquier capa o lecho de acero en la sección transversal alcanza la deformación de ruptura.
- Se consideran las sobrerresistencias y los modelos constitutivos del concreto y acero que a continuación se presentan

5.6.1.1. Confinamiento del concreto

Para tomar en cuenta el efecto en la sobrerresistencia del comportamiento del concreto confinado en este trabajo se utiliza el modelo constitutivo del concreto propuesto por Scott, Park y Priestley (1982) el cual se define tanto para concreto confinado como para concreto sin confinar (figura 5.11):

Modelo para concreto no confinado:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{os}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{os}} \right)^2 \right] \quad \text{para } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{os} \quad (5.1)$$

$$f_c = f'_c \left[1 - \frac{0.85}{\varepsilon_{cus} - \varepsilon_{os}} (\varepsilon_c - \varepsilon_{os}) \right] \quad \text{para } \varepsilon_{os} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cus} \quad (5.2)$$

Donde $\varepsilon_{os} = 0.002$ y $\varepsilon_{cus} = 0.003$ para concreto no confinado





Modelo para concreto confinado:

$$f_c = Kf'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{para } \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (5.3)$$

$$f_c = Kf'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad \text{para } \varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (5.4)$$

$$\varepsilon_0 = 0.002K \quad (5.5)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \left(\frac{0.9\rho_s f_y}{3060} \right) \quad (5.6)$$

$$K = 1 + \left(\frac{\rho_s f_y}{f'_c} \right) \quad (5.7)$$

$$Z = \frac{0.5}{\left(\frac{3 + 0.0284f'_c}{14.22f'_c - 1000} \right) + 0.75\rho_s \sqrt{\frac{h'}{S_h}} - 0.002K} \quad (5.8)$$

Donde:

ρ_s Cuantía volumétrica del refuerzo transversal

h' Ancho del núcleo del concreto confinado medido desde la cara externa del acero de refuerzo transversal

S_h Separación del refuerzo transversal

f'_c Resistencia del concreto a compresión, en kg/cm^2 .

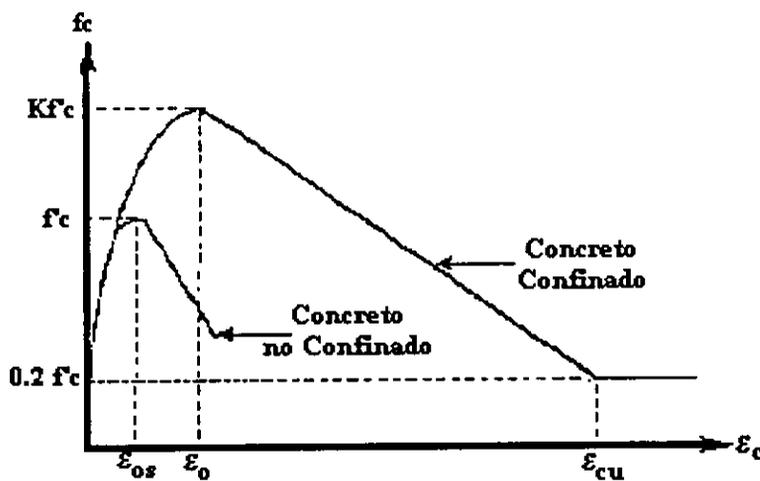


Figura 5.11. Relación esfuerzo-deformación para el concreto (Scott, Park y Priestley, 1983)





5.6.1.2. Endurecimiento por deformación del acero de refuerzo

Para representar el comportamiento del acero de refuerzo se utilizó el modelo propuesto por Mander (1984) y evaluado para los aceros mexicanos por Rodríguez y Botero (1994), este se representa en la figura 5.12, y se define en la siguiente ecuación:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]^p \quad (5.9)$$

Donde:

ϵ_s Deformación a tensión del acero

ϵ_y Deformación de fluencia

ϵ_{sh} Deformación al inicio de la zona de endurecimiento

ϵ_{su} Deformación asociada al esfuerzo último del acero

p Coeficiente para definir la curva en la zona de endurecimiento por deformación

f_{su} Esfuerzo máximo o último alcanzado por la barra

f_y Esfuerzo de fluencia

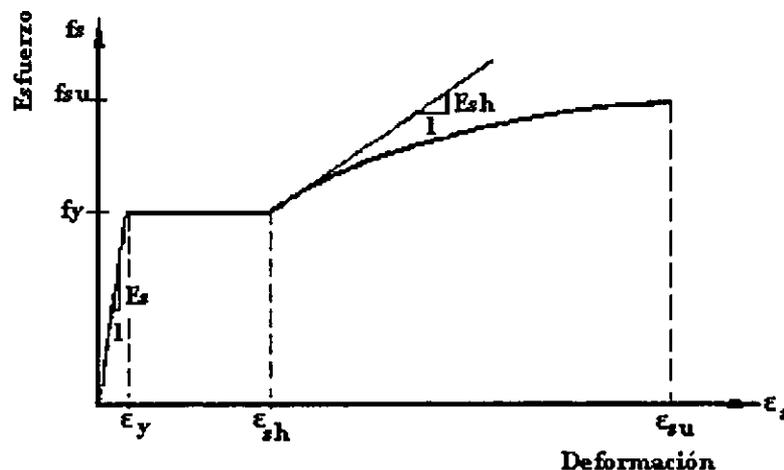


Figura 5.12. Relación esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo (Mander, 1984)

Los parámetros de la ecuación definidos a partir de resultados experimentales (Rodríguez y Botero, 1994) se presentan en las tablas 5.1 y 5.2, correspondiente a los valores medios para barras de diámetros grandes (5/8" ó mayores) y barras de diámetros pequeños (1/2" ó menores) respectivamente. En las tablas ϵ_{su} corresponde al valor de desplazamiento asociado a la ruptura del acero.





	F_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}	ϵ_{suu}	p
Media Aritmética	4577	0.0088	7491	0.1171	0.1493	3.474
Desviación Estándar	169	0.0022	199	0.0120	0.0809	0.2646
Coefficiente de variación	0.0370	0.2490	0.0270	0.1020	0.5420	0.0760

Tabla 5.1. Estadísticas de barras de acero de diámetro grande (Rodríguez y Botero, 1994)

	F_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}	ϵ_{suu}	p
Media Aritmética	4609	0.0060	7436	0.1420	0.1815	3.362
Desviación Estándar	376	0.0069	297	0.0252	0.0492	0.4496
Coefficiente de variación	0.0820	1.1370	0.0400	0.1770	0.2710	0.1340

Tabla 5.2. Estadísticas de barras de acero de diámetro pequeño (Rodríguez y Botero, 1994)

El desarrollo de las relaciones de momento-curvatura para elementos de concreto reforzado requiere de una gran cantidad de pasos iterativos, que lo hacen muy difícil de realizar mediante cálculos manuales. Para facilitar el proceso de análisis en este estudio se utilizó un programa de computadora para el análisis del momento-curvatura. (Soto Brito, 1998)

En la tabla 5.3 se describen las características principales de los diagramas momento-curvatura, para cada uno de los diferentes tipos de secciones de traveses que existen en la estructura. En estas es posible observar los momentos de fluencia tanto a momento positivo (losa a compresión) como a momento negativo (losa a tensión). Para el cálculo del diagrama momento-curvatura no se consideró la participación de la losa. Debido a que los valores de curvatura son demasiados pequeños, se multiplican por un factor de 100 para su mejor apreciación.





Niveles	M(-)				M(+)			
	M_y (Ton-m)	M_u (Ton-m)	ϕ_y (x100/cm)	ϕ_u (x100/cm)	M_y (Ton-m)	M_u (Ton-m)	ϕ_y (x100/cm)	ϕ_u (x100/cm)
1-12	670.25	1159.84	0.004	0.110	663.15	1148.64	0.004	0.119
13-19	566.92	928.11	0.005	0.125	557.94	920.57	0.005	0.137
20-24	504.74	823.38	0.005	0.131	479.62	797.51	0.005	0.167
25-27	390.02	576.60	0.005	0.085	361.98	568.07	0.005	0.109
28-31	243.86	362.53	0.006	0.106	204.49	340.29	0.005	0.194
32-33	110.53	156.67	0.005	0.080	64.12	104.19	0.005	0.168

M_y es el momento de fluencia de la sección

M_u es el momento último de la sección

ϕ_y es la curvatura de fluencia

ϕ_u es la curvatura última

Tabla 5.3. Momentos y curvaturas de las diferentes secciones de traves

Para encontrar las rotaciones de fluencia, θ_y , y la última, θ_u , en las traves se hace la suposición que los momentos actuantes en los extremos de estas son iguales pero de sentido opuesto y además no están sujetas a cargas transversales en su longitud, es decir, que sus elementos están en curvatura doble simétrica como se muestra en la figura 5.13. Con las suposiciones anteriores, la teoría elástica muestra que la rotación en el extremo de la trabe en el momento de fluencia se puede calcular de la siguiente manera (Park y Paulay, 1996):

$$\theta_y = \phi_y \frac{l}{6} \quad (5.10)$$

donde :

l es la longitud libre de la trabe

ϕ_y es la curvatura de fluencia

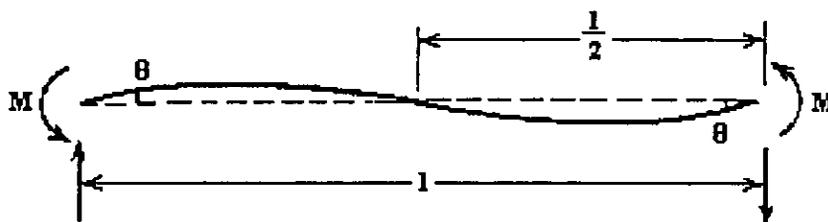


Figura 5.13. Elemento en curvatura doble simétrica





En el intervalo inelástico es evidente la aparición de una rotación plástica, θ_p , en los extremos del elemento

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)l_p \quad (5.11)$$

donde:

l_p es la longitud equivalente de la articulación plástica en el elemento. En este caso se supuso igual a $h/2$, donde h es el peralte de la trabe

ϕ_u es la curvatura en el intervalo inelástico

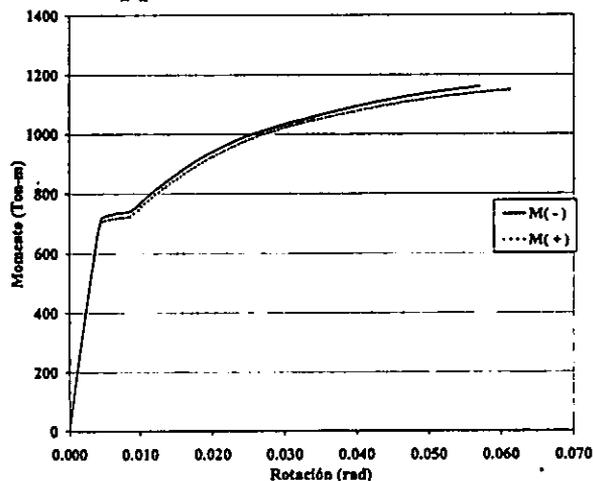
Finalmente, la rotación total o última, θ_u , en el extremo del elemento es la suma de la rotación de fluencia, θ_y , mas la rotación plástica, θ_p .

En la tabla 5.4 se muestran los valores de las rotaciones plásticas que se forman en los tres marcos y los valores de la rotación última (de falla) de las diferentes secciones de trabes. En la figura 5.14 se muestran los diagramas momento-rotación de las trabes. En ellos se puede observar el intervalo en donde permanece elástica la sección

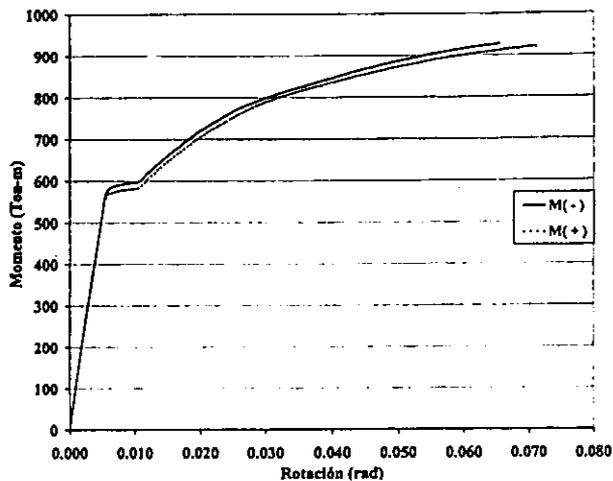
	Convencional $\theta_{demandada}$ (rad)	Contraventeado $\theta_{demandada}$ (rad)	Disipadores $\theta_{demandada}$ (rad)	$\theta_{última}$ (rad)
Sección 1	0.01000	0.03100	0.00766	0.06160
Nivel 1-12	-0.00801	-0.03160	-0.00501	-0.05710
Sección 2	0.03140	0.03570	0.02210	0.07140
Nivel 13-19	-0.02980	-0.03570	-0.02020	-0.06540
Sección 3	0.02610	0.01850	0.02780	0.08670
Nivel 20-24	-0.02590	-0.01870	-0.02810	-0.06870
Sección 4	0.01690	0.01550	0.02510	0.05780
Nivel 25-27	-0.01880	-0.01590	-0.02570	-0.04580
Sección 5	0.01830	0.00505	0.02370	0.09200
Nivel 28-31	-0.02060	-0.00478	-0.02560	-0.05240
Sección 6	0.01530	0.00266	0.01820	0.07930
Nivel 32-33	-0.01650	-0.00272	-0.01990	-0.03970

Tabla 5.4. Rotaciones plásticas de los marcos estudiados y las rotaciones resistentes de las diferentes secciones de trabes

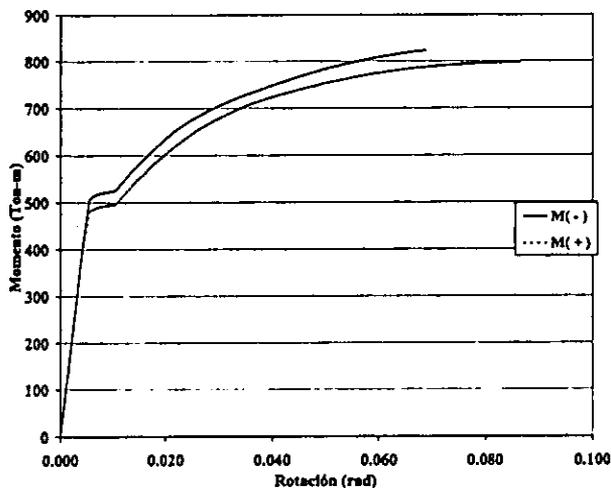




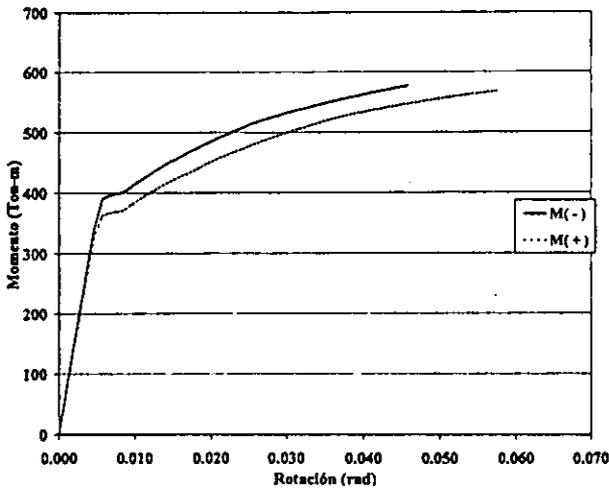
Sección 1



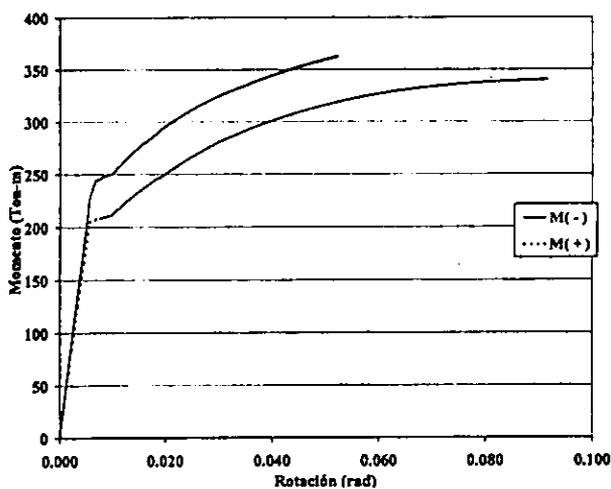
Sección 2



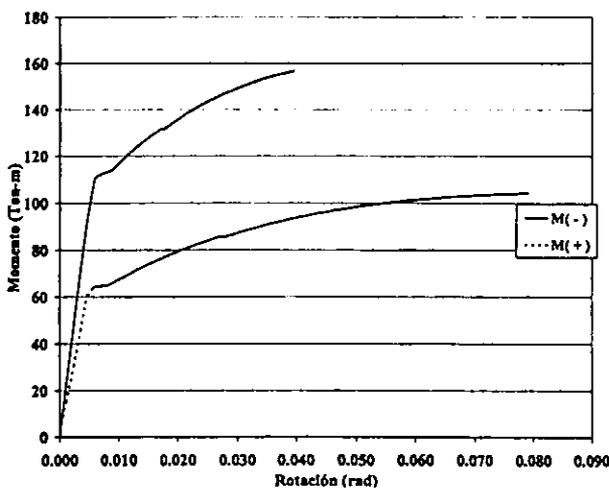
Sección 3



Sección 4



Sección 5



Sección 6

Figura 5.14. Diagramas momento-rotación de las traves





5.7. CICLOS HISTERÉTICOS DE LOS DISIPADORES

En esta sección se estudia la disipación de energía solamente en el marco con disipadores, ya que se muestra el comportamiento histerético de los disipadores durante el movimiento sísmico.

Los disipadores fueron modelados con el elemento 1 del programa Drain-2DX y como no se considera ningún tipo de degradación, ya sea de rigidez o de resistencia, los ciclos histeréticos que se muestran en las figuras son estables, lo cual representa en buena medida el comportamiento real de los disipadores, (Aguirre y Sánchez, 1989).

En la fig. 5.15 se muestran los ciclos histeréticos de todos los disipadores, los cuales se encuentran numerados en el apéndice. Las gráficas se encuentran a la misma escala para poder comparar las fuerzas y extensiones máximas que se desarrollan en ellos.

De la información que proporcionan las figuras se puede decir que:

Las deformaciones máximas de las diagonales 1-5, 11-15, 26-30, 36-40, correspondientes a los 20 entrepisos que se encuentran con disipadores y que tienen la misma dirección, se deben a fuerzas de compresión, es decir, la deformación máxima del sistema diagonal-disipador es de acortamiento, mientras que en las demás diagonales la deformación máxima corresponde a fuerzas de tensión. Cabe aclarar que debido a que los disipadores en forma de "U" disipan energía mediante el "rolado por flexión" una parte de ellos se encuentra a compresión y otra a tensión por lo que lo mencionado en las líneas anteriores no es "real" si consideramos únicamente a los disipadores.

La energía disipada por los dos elementos de cada entrepiso es muy parecida y este valor tiende a aumentar conforme se aumenta de nivel. Esto se puede ver en los ciclos histeréticos, ya que la energía liberada es la que se encuentra encerrada en el área que forman los ciclos. Entre más delgada sea esta gráfica, menos energía se disipa.

En la tabla 5.5 se muestran las ductilidades desarrolladas por cada uno de los disipadores, así como la ductilidad promedio de todos los disipadores de la estructura. La ductilidad se define como la relación del desplazamiento último (d_u) entre el desplazamiento de fluencia (d_y):

$$\mu = \frac{d_u}{d_y} \quad (5.12)$$



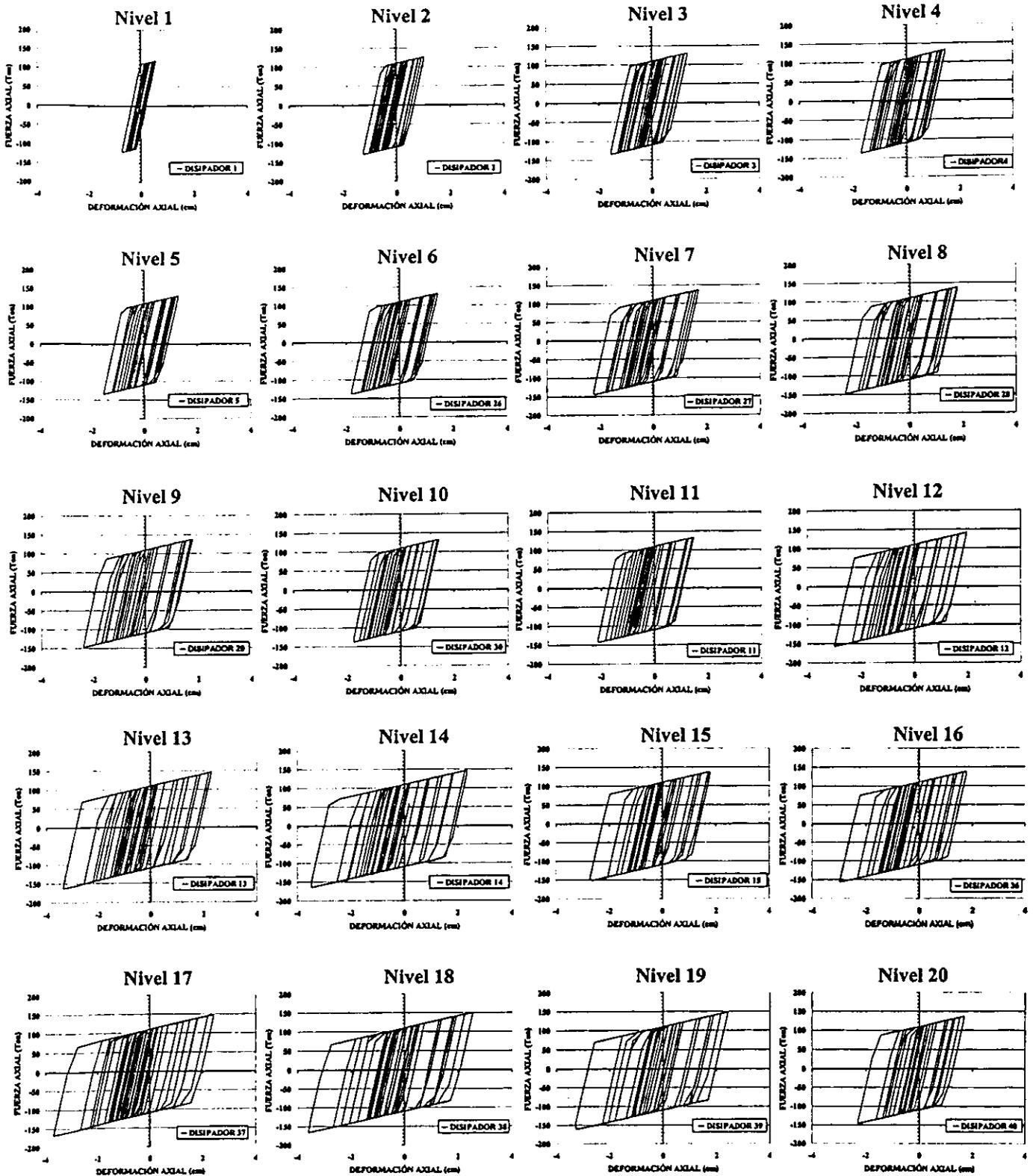


Figura 5.15a. Ciclos histeréticos de los disipadores de energía (Diagonales a compresión)



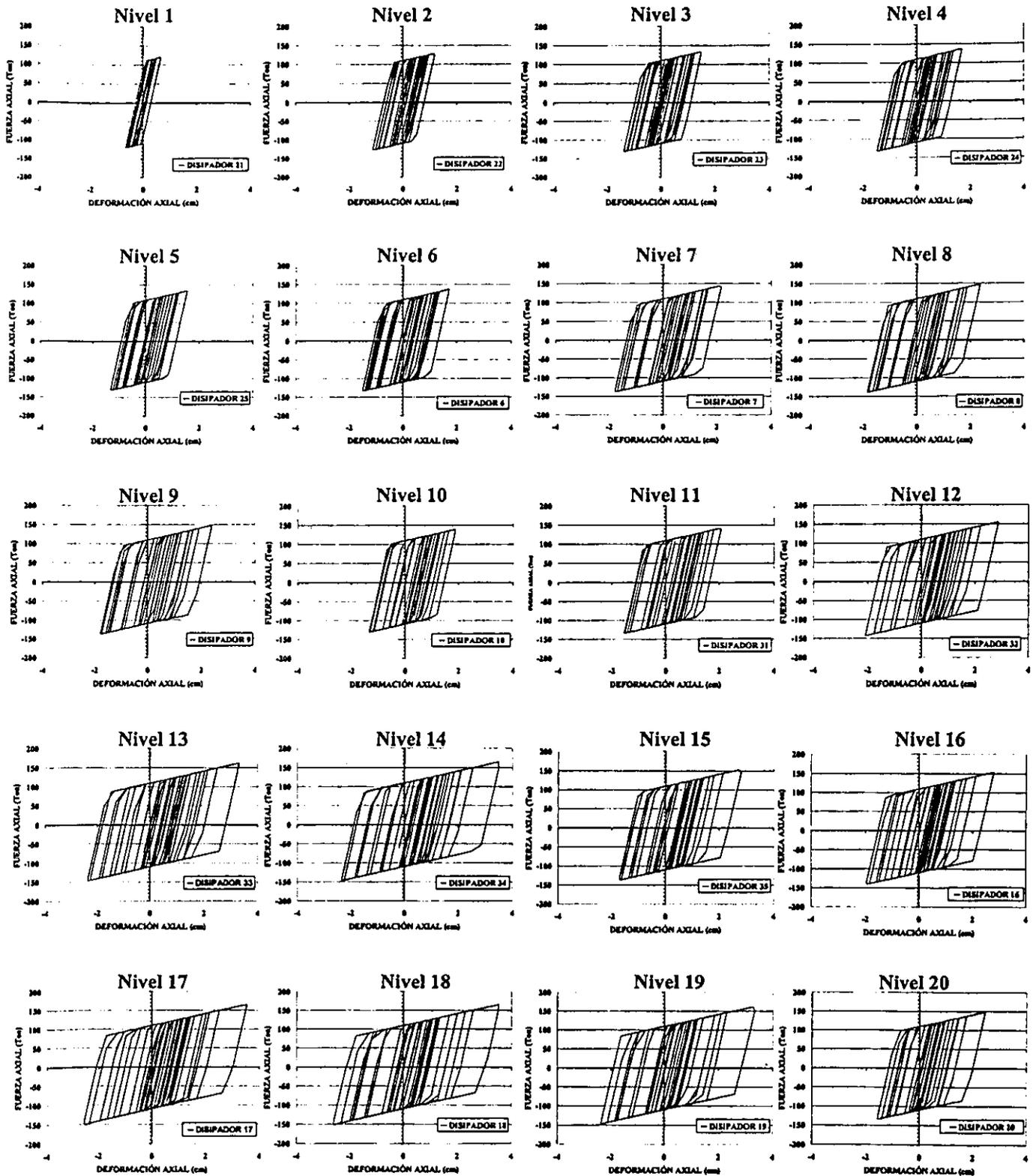


Figura 5.15b. Ciclos histéricos de los disipadores de energía (Diagonales a Tensión)





Entrepiso	# Disipador	dy (cm)	Du (cm)	Ductilidad (μ)
1	1	0.365	0.727	1.992
2	2	0.393	1.230	3.130
3	3	0.392	1.570	4.005
4	4	0.374	1.720	4.599
5	5	0.376	1.570	4.176
6	6	0.389	1.720	4.422
7	7	0.424	2.160	5.094
8	8	0.341	2.370	6.950
9	9	0.334	2.390	7.156
10	10	0.382	1.880	4.921
11	11	0.347	2.140	6.167
12	12	0.371	3.010	8.113
13	13	0.333	3.380	10.150
14	14	0.365	3.470	9.507
15	15	0.357	2.730	7.647
16	16	0.348	2.790	8.017
17	17	0.347	3.550	10.231
18	18	0.372	3.530	9.489
19	19	0.356	3.340	9.382
20	20	0.321	2.460	7.664
1	21	0.349	0.664	1.903
2	22	0.345	1.180	3.420
3	23	0.372	1.510	4.059
4	24	0.326	1.690	5.184
5	25	0.329	1.560	4.742
6	26	0.394	1.820	4.619
7	27	0.412	2.260	5.485
8	28	0.395	2.420	6.127
9	29	0.361	2.390	6.620
10	30	0.368	1.770	4.810
11	31	0.381	2.070	5.433
12	32	0.356	2.880	8.090
13	33	0.366	3.320	9.071
14	34	0.369	3.490	9.458
15	35	0.347	2.810	8.098
16	36	0.359	2.990	8.329
17	37	0.371	3.700	9.973
18	38	0.334	3.590	10.749
19	39	0.362	3.300	9.116
20	40	0.356	2.310	6.489
μ_{prom}				6.615

Tabla 5.5. Ductilidades desarrolladas por los disipadores





5.8. GRÁFICA CORTANTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO DE AZOTEA

5.8.1. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL ("PUSHOVER")

Este procedimiento consiste en representar la estructura con un modelo analítico que cuente para todas las características de las respuestas lineales y no lineales, aplicando cargas laterales en patrones predeterminados que representen aproximadamente las fuerzas relativas de inercia generadas en los lugares donde se concentran las masas, y después se "empuja" la estructura bajo ese patrón de cargas hasta niveles de un desplazamiento objetivo específico.

Un desplazamiento objetivo es un desplazamiento característico en la estructura que sirve como un estimado de los desplazamientos globales experimentados durante un sismo de diseño asociado con un nivel de desempeño especificado.

En la figura 5.16 se muestra un ejemplo de un análisis "Pushover". Las cargas gravitacionales se aplican primeramente a la estructura, y las cargas laterales se aplican en forma creciente. En algunos casos los análisis pueden desarrollarse como una serie de análisis elásticos en los cuales, por ejemplo, los puntos donde los esfuerzos flexionantes se han alcanzado, se tratan como articulaciones ante la aplicación de cargas laterales adicionales. Se necesitan incorporar diagramas bilineales o multilineales de carga-deformación si el endurecimiento por deformación es una característica de la respuesta del elemento. El análisis continúa más allá del desplazamiento objetivo, $\delta_{t,1}$, resultando en una respuesta de cortante basal contra desplazamiento de azotea como el que se muestra en la figura. En muchos casos es necesario ejecutar el análisis mediante desplazamientos, en lugar de controlar las cargas, dado que el desplazamiento objetivo puede ser asociado con esfuerzos laterales muy pequeños, positivos o hasta negativos, debido al desarrollo de mecanismos y efectos P-delta.

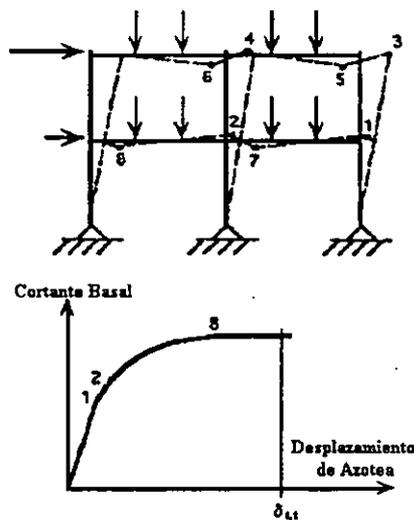


Figura 5.16. Ilustración de un análisis "Pushover"





El análisis estático "*Pushover*" no tiene una fundamentación teórica rigurosa. Está basado en la suposición de que la respuesta de la estructura puede ser asociada a la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad. Esto implica que la respuesta es controlada por un solo modo, y la forma de este modo permanece constante en la historia de la respuesta. Ambas suposiciones pueden ser incorrectas, pero se ha demostrado que estas permiten tener bastantes buenas predicciones en la máxima respuesta sísmica en estructuras de múltiples grados de libertad, en donde su respuesta es dominada por el primer modo de vibración.(ejem., Saiidi and Sozen, 1981, Fajfar and Fischinger, 1988, Miranda 1991, Lawson et. al., 1994)

Para una evaluación realista, la selección del patrón de cargas es probablemente más crítica que la determinación precisa del desplazamiento objetivo. Si se usa un patrón de cargas constante, las suposiciones básicas son; que la distribución de las fuerzas de inercia sea razonablemente constante durante el sismo y que las máximas deformaciones obtenidas de este patrón constante de cargas serán comparables con aquellas esperadas con el sismo de diseño. Estas suposiciones están cerca de la realidad en algunos casos, pero en otros no, son probablemente razonables si:

- La respuesta de la estructura no es severamente afectada por los efectos de modos más altos
- La estructura tiene sólo un mecanismo local de fluencia que puede ser localizado mediante un patrón de cargas invariante

Debido a que ningún patrón de cargas puede capturar las variaciones en las demandas esperadas en un sismo de diseño, el uso de al menos dos patrones de cargas es recomendable. Una debe ser un perfil uniforme de cargas (fuerzas de entrepiso proporcionales a las masas de entrepiso) la cual enfatiza las demandas en los entrepisos inferiores comparadas con las demandas de los entrepisos más altos y magnifica la importancia relativa de los cortantes de entrepiso comparados con los momentos de volteo. La otra puede ser un perfil de cargas de diseño usados en los reglamentos actuales, o preferiblemente, un patrón de cargas que cuente para los efectos elásticos de los modos más altos. Ninguno de estos patrones de carga constante puede contar la redistribución de las fuerzas de inercia, las cuales ocurren cuando un mecanismo local se forma y las propiedades dinámicas de la estructura cambian consecuentemente.

El análisis consiste en la aplicación de cargas gravitacionales y un patrón representativo de cargas laterales, y un análisis evento a evento en el cual el patrón de cargas se aplica en incrementos correspondientes a cambios de rigidez en cada componente de la estructura. De esta manera, el primer paso de cargas consiste en un análisis elástico de la estructura y escalando el nivel de las cargas al que corresponde la realización de la primera discontinuidad en la respuesta carga-deformación de todos los elementos (Primer "evento"). Para el siguiente incremento de cargas la rigidez de ese componente en particular se modifica y otro análisis se desarrolla, con las cargas incrementadas otra vez escaladas a un nivel que corresponde a la realización de la siguiente discontinuidad en la respuesta fuerza-deformación en cualquiera de los elementos (segundo "evento"). Este proceso se





continua hasta que un comportamiento inaceptable es detectado en cualquier lugar de la estructura (ejem., pandeo de columnas, deterioro excesivo de la rigidez de un elemento importante) o hasta que el nivel del desplazamiento objetivo se excede.

Debe enfatizarse que el análisis es aproximado y está basado en cargas estáticas, por lo que no representa fenómenos dinámicos. Este no puede detectar algunos modos de deformaciones que pueden ocurrir en una estructura sujeta a sismos severos. La respuesta dinámica inelástica puede diferir significativamente de las predicciones basadas en invariantes patrones estáticos de carga, particularmente si los efectos de modos superiores son importantes. Para mayor información se puede ver (Krawinkler et al, 1997)

Para el caso de las estructuras en estudio, los patrones de cargas utilizados fueron los obtenidos de una combinación modal usando el programa R.C.-Buildings. Para esto se utilizan los modos y frecuencias obtenidas a partir de la solución del problema generalizado de eigenvectores y eigenvalores:

$$K\phi = \omega^2 M\phi \quad (5.13)$$

donde:

ω^2 es el vector de las frecuencias naturales al cuadrado

ϕ es el vector de formas modales

M es la matriz de masas

K es la matriz de rigideces

Después se calcula el peso modal efectivo de la siguiente manera:

$$W_m = \frac{(\sum_i W_i \phi_{im})^2}{(\sum_i W_i \phi_{im}^2)} \quad (5.14)$$

donde:

W_i es el peso de la estructura sobre el nivel de entrepiso i

ϕ_{im} es el desplazamiento del entrepiso i para el modo de vibración m

La fuerza modal en cualquier entrepiso es estimada mediante la siguiente ecuación:

$$F_{im} = C_{im} W_m \quad (5.15)$$

siendo
$$C_{im} = \frac{W_i \phi_{im}}{\sum_i W_i \phi_{im}} \quad (5.16)$$

Una vez conocidas las fuerzas de cada entrepiso para cada forma de vibrar se combinan de acuerdo a la expresión:

$$F_i = \sqrt{\sum_{m=1}^n F_{im}^2} \quad (5.17)$$





Para los marcos en estudio se utilizaron para la combinación modal, de acuerdo con el RCDF-93, todos los modos mayores de 0.4 s o por lo menos los tres primeros. Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales actuando sobre la estructura se supusieron las aceleraciones espectrales de diseño especificadas.

Debido a que el análisis "pushover" fue realizado mediante incrementos en el patrón de cargas, estas fueron normalizadas dividiendo cada carga entre el cortante basal.

En la figura 5.17 se muestran las gráficas de cortante basal vs desplazamiento de azotea, desarrollados por los tres sistemas. Es posible apreciar los aumentos de rigidez y de resistencia de los marcos reforzados con respecto al marco convencional.

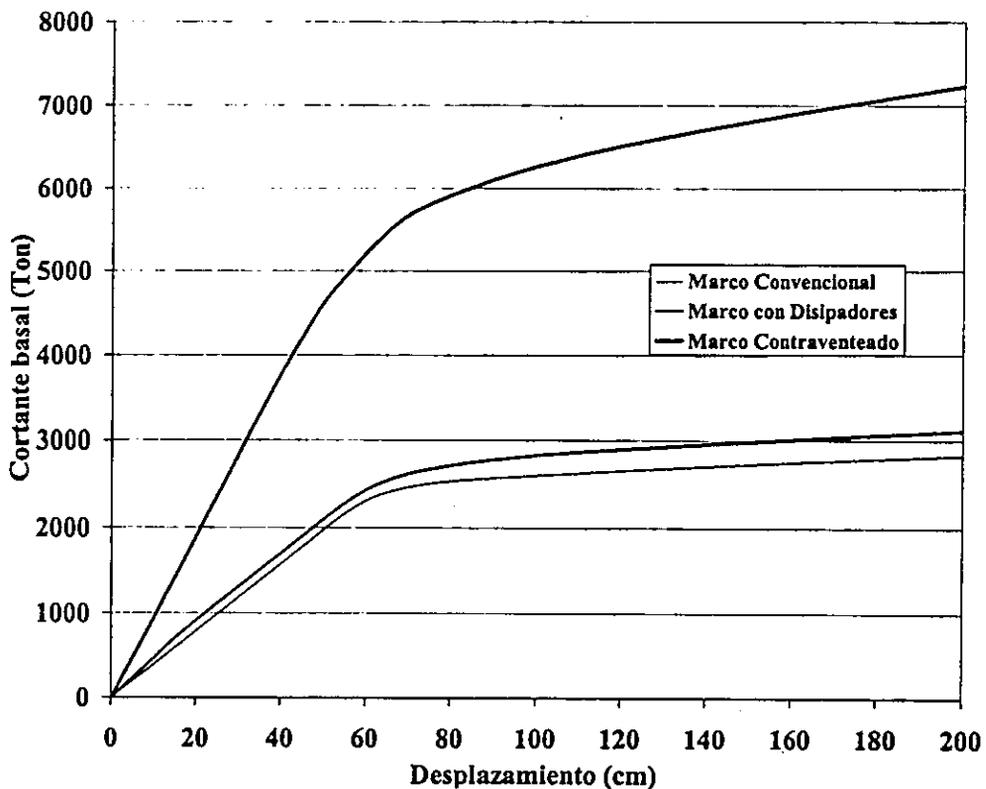


Figura 5.17. Gráficas cortante basal-desplazamiento de azotea

En la tabla 5.6 se muestran las propiedades de las características de las gráficas como son: la rigidez, k , y el desplazamiento de fluencia, d_y , así como la ductilidad demandada por el sismo, y la ductilidad desarrollada al máximo desplazamiento permisible. (0.0012h)





Las gráficas pueden representarse como modelos bilineales equivalentes como el mostrado en la figura 5.18. De esta se pueden obtener las propiedades mencionadas anteriormente mediante la siguiente expresión:

$$d_y = \frac{2A - V_u d_u}{k d_u - V_u} \quad (5.18)$$

donde:

- d_y desplazamiento de fluencia
- A área bajo la curva hasta el último desplazamiento
- V_u cortante correspondiente al último desplazamiento calculado
- d_u último desplazamiento calculado
- k rigidez de la parte elástica de la gráfica

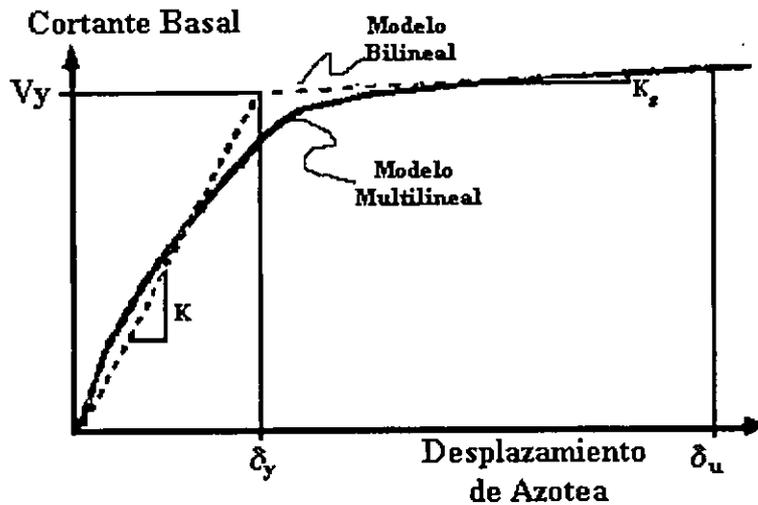


Figura 5.18. Modelo bilineal equivalente

	k (Ton/cm)	d_y (cm)	$d_{demandado}$ (cm)	$d_{permisible}$ (cm)	$\mu_{demandada}$	$\mu_{permisible}$
Convencional	39.1	64.53	76.5	138.6	1.19	2.15
Disipadores	41.5	66.47	89.3	138.6	1.34	2.09
Contraventeado	95.5	60.28	93.8	138.6	1.56	2.30

- $d_{demandado}$ desplazamiento de azotea máximo durante el sismo
- $d_{permisible}$ desplazamiento máximo permisible (0.012 h)
- d_y desplazamiento de fluencia
- μ ductilidad (d_{max}/d_y)

Tabla 5.6. Ductilidades globales obtenidas a partir de las gráficas cortante basal vs desplazamiento de azotea





5.9. HISTORIA DEL CORTANTE BASAL Y DEL COEFICIENTE SÍSMICO

Para comparar el cortante basal de diseño con el cortante basal máximo que se desarrolla durante el sismo, se ha graficado la variación de la relación cortante basal entre peso de la estructura, la cual se designa comúnmente como coeficiente sísmico. En la figura 5.19 se muestra la historia del cortante basal en el tiempo de las tres estructuras.

Se observa un aumento considerable en estas fuerzas en el marco contraventeado. Para obtener la variación del coeficiente sísmico (fig. 5.20) se dividió el cortante sísmico entre el peso total de la estructura que es de 19397.84 Ton. Los coeficientes sísmicos de diseño se obtuvieron a partir de espectros de diseño de sitio (en este caso se supuso igual al registro obtenido en SCT-EW en 1985) para las ductilidades permisibles mostradas en la tabla 5.6. (fig. 5.21)

El coeficiente desarrollado por el marco contraventeado rebasa al límite del coeficiente sísmico de diseño. Cabe recordar que el refuerzo mediante contravientos es el mínimo necesario para que las distorsiones de entrepiso estén dentro del límite que establece el reglamento, por lo que reducir el número de contravientos nos llevaría a un aumento en las distorsiones.

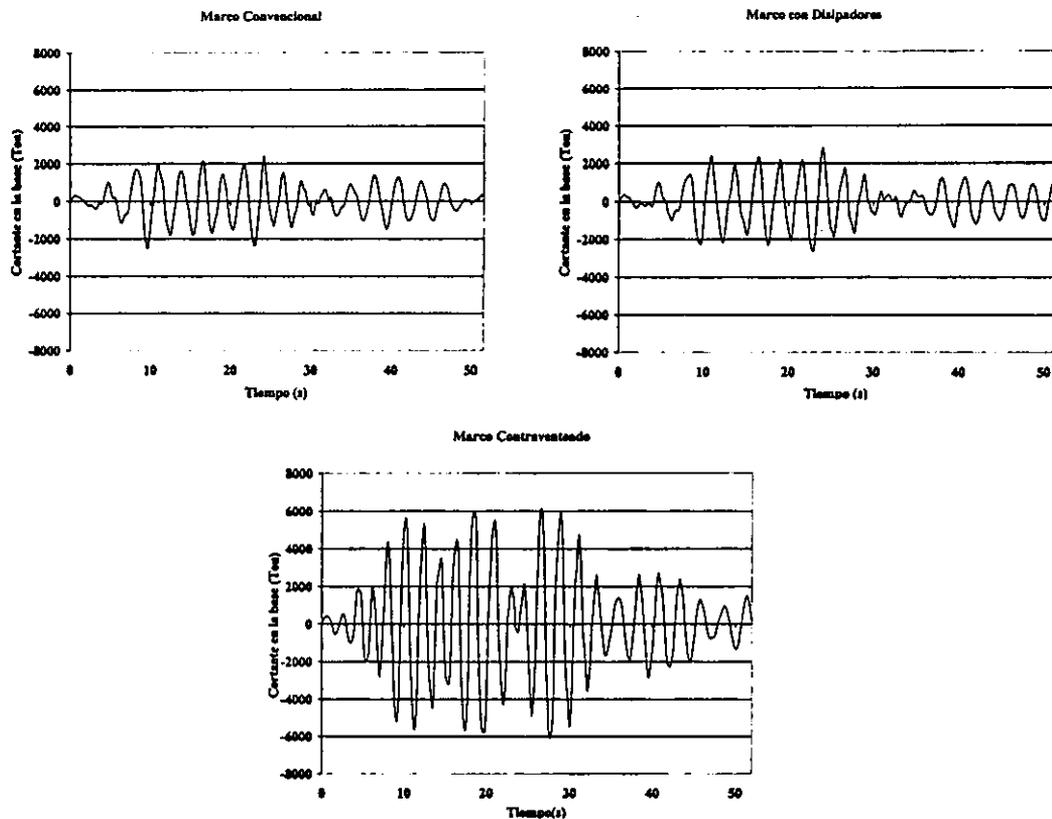


Figura 5.19 Historia del cortante basal



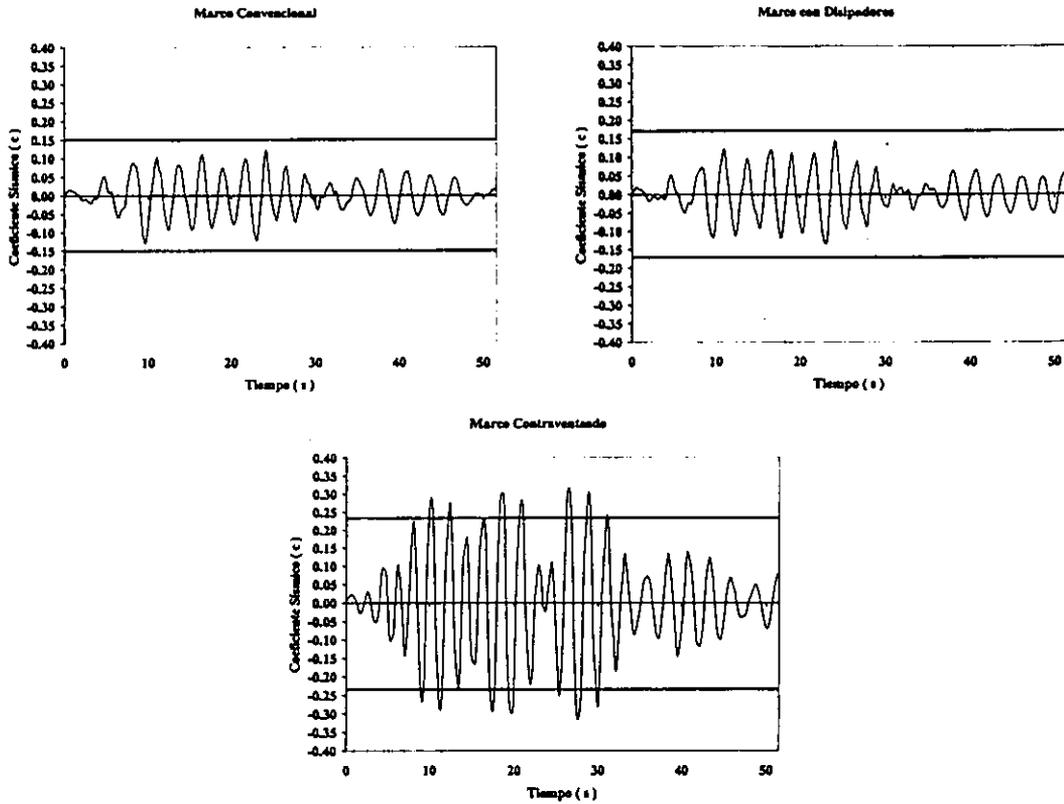


Figura 5.20. Historia del coeficiente sísmico

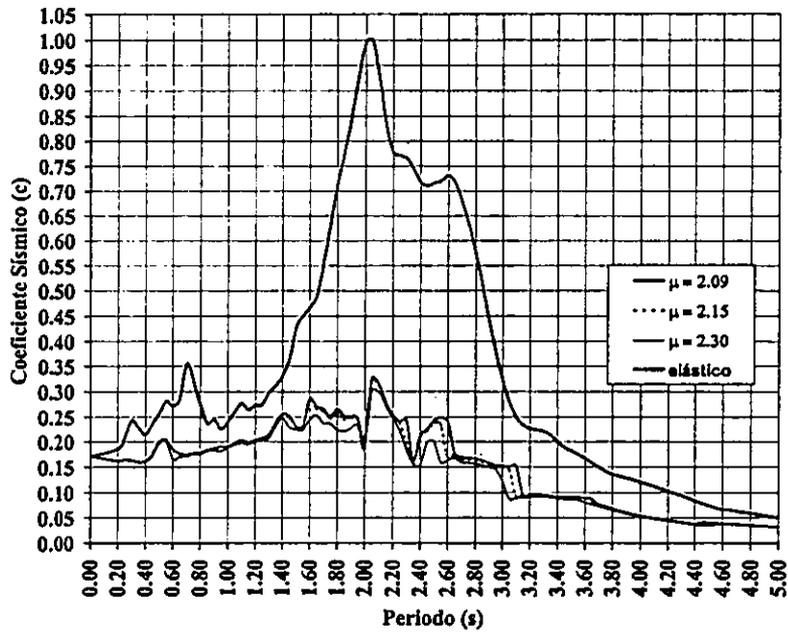


Figura 5.21. Espectros de coeficiente sísmico para diferentes ductilidades ($c = S_a/g$)





CAPÍTULO 6

C CRITERIO DE REFUERZO BASADO EN LA DUCTILIDAD

6.1. INTRODUCCIÓN

Se ha comprobado que para este estudio el refuerzo mediante disipadores de energía es más conveniente que usar contravientos. A continuación se aplica un criterio alternativo basado en la ductilidad que actualmente está siendo desarrollado y que pretende ser una solución más práctica para el diseño de refuerzo con disipadores. Esta alternativa se usa debido a que el diseño paso a paso está fuera del alcance de muchos despachos de ingeniería por carecer de las herramientas necesarias y por el excesivo tiempo que este implica.

La filosofía actual de diseño acepta que las estructuras sufran daños en sus elementos cuando estos se ven sometidos a la acción de un sismo severo. El diseño por capacidad trata de que dichos daños se concentren en secciones de las vigas con suficiente capacidad dúctil, generalmente en sus extremos, cuando se trata de edificios formados por marcos. Esto tiene la ventaja de que limita los daños sobre las columnas, que generalmente presentan un comportamiento menos dúctil que las vigas y son más difíciles de reparar que ellas. Aún más ventajoso sería que los elementos dañados pudieran ser retirados y reemplazados por unos nuevos. Tratándose de vigas de un edificio de marcos de concreto reforzado esto es difícil; sin embargo, este objetivo puede lograrse con el uso de elementos disipadores de energía, los cuales son capaces de sufrir grandes deformaciones ante cargas alternantes sin que haya deterioro en sus rigideces o resistencias.



Los procedimientos convencionales de diseño sísmico, en general, no toman en cuenta de manera explícita a los disipadores de energía. Si se quiere lograr un sistema estructural eficiente, los elementos que disipan energía mediante su comportamiento histerético deben considerarse como elementos estructurales adicionales, integrados a un sistema de elementos estructurales convencionales, diferentes de los demás por su capacidad para experimentar ciclos histeréticos grandes sin sufrir degradaciones importantes en su rigidez y en su resistencia. Para analizar la respuesta dinámica del conjunto se utilizan los conceptos que normalmente se aplican al estudio de la respuesta de sistemas no lineales histeréticos. Para sistemas de un grado de libertad se usan criterios similares a los propuestos por Newmark y Rosenblueth (1971); tales conceptos también son aplicables a sistemas de múltiples grados de libertad, pero la precisión de los resultados es muy sensible a ciertas propiedades del sistema estructural, entre las que destaca el tipo de mecanismo de falla más probable: por ejemplo, la precisión de los criterios es aceptable cuando dominan los mecanismos de viga débil y columna fuerte, y es pobre cuando dominan las fallas por flexión en los extremos de las columnas de un entrepiso (Veras, 1998). En el primer caso el mecanismo de falla abarca varios entrepisos, mientras que en el segundo las demandas de ductilidad pueden concentrarse en el entrepiso que tiene el menor factor de seguridad.

En este capítulo se revisa y aplica un criterio de diseño sísmico para sistemas mixtos, compuestos por elementos que pueden diferir en el nivel de ductilidad que cada uno de ellos puede desarrollar, o en la rapidez con que se deterioran su rigidez o su resistencia y que trabajan en paralelo. El criterio se basa en la determinación de una ductilidad equivalente para el sistema mixto de interés y en el empleo de conjuntos de espectros de respuesta para diseño, reducidos por ductilidad. Una vez que se determina la ductilidad equivalente, los métodos de análisis de esfuerzos son iguales a los usuales para sistemas que se suponen homogéneos en capacidad dúctil, pero al diseñar se utilizan factores correctivos, de manera de lograr en cada elemento el nivel de ductilidad proyectado (Esteve y Veras, 1998).

6.2. PLANTEAMIENTO DEL MÉTODO

Este procedimiento puede utilizarse tanto para construcciones nuevas como para el refuerzo de estructuras. A continuación sólo se mostrará el procedimiento que se utilizó para el refuerzo de la estructura. Esteve y Veras (1998) presentan un procedimiento que abarca ambos casos.

6.2.1. Parámetros

Para un entrepiso dado, sean K_c y K_d , las aportaciones de los elementos del marco convencional y de los elementos disipadores de energía a la rigidez lateral del conjunto, respectivamente; y R_c y R_d las correspondientes contribuciones a la resistencia lateral.





Para relacionar las rigideces y resistencias de ambos sistemas se introducen las variables α y β donde:

$$\alpha = \frac{K_d}{K_c} \quad ; \quad \beta = \frac{R_d}{R_c} \quad (6.1), (6.2)$$

Resultando la rigidez y la resistencia total del entrepiso iguales a:

$$K = K_c (1 + \alpha) \quad (6.3)$$

$$R = R_c (1 + \beta) \quad (6.4)$$

Por otra parte se adopta la siguiente notación:

μ_c, μ_d demandas de ductilidad del marco convencional y del sistema de elementos disipadores para el entrepiso de interés.

δ_{yc}, δ_{yd} deformaciones de fluencia de ambos grupos de elementos en el entrepiso.

$c_e(T)$ ordenada del espectro lineal de pseudoaceleraciones correspondientes al sismo de diseño.

$c_\mu(T)$ ordenada del espectro no lineal de pseudoaceleraciones para un factor de ductilidad igual a μ .

$Q(\mu, T)$ factor de reducción de la ordenada del espectro lineal de pseudoaceleraciones que conduce a una ductilidad igual a μ para estructuras con periodo natural igual a T ,

$$Q = \frac{c_e(T)}{c_\mu(T)} \quad (6.5)$$

$$\gamma = \frac{Q}{\mu} \quad (6.6)$$

Para un entrepiso dado, las curvas que relacionan fuerzas cortante con deformaciones laterales para el sistema convencional (SC), para los elementos disipadores de energía (EDE) y para el sistema combinado resultante (SR) son las mostradas en la figura 6.1.

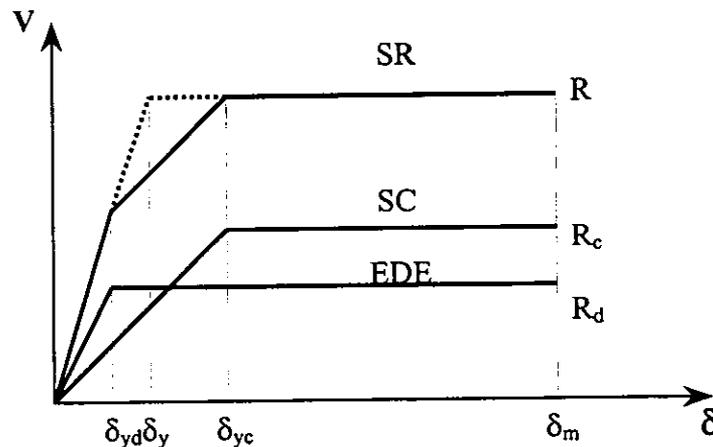


Figura 6.1. Funciones idealizadas de fuerza cortante - deformación de entrepiso





En la figura 6.1, δ_m es la deformación máxima permitida de entrepiso; además,

$$\mu_c = \frac{\delta_m}{\delta_{yc}} = \frac{\delta_m K_c}{R_c} \quad (6.7)$$

$$\mu_d = \frac{\delta_m}{\delta_{yd}} = \frac{\delta_m K_d}{R_d} \quad (6.8)$$

de igual manera puede obtenerse la ductilidad del conjunto que resulta de la superposición de ambos sistemas:

$$\mu = \frac{\delta_m K}{R} \quad (6.9)$$

De las ecuaciones 6.7 y 6.8 es fácil deducir:

$$\beta = \alpha \frac{\mu_c}{\mu_d} \quad (6.10)$$

6.2.2. Procedimiento de Diseño del Refuerzo

El criterio de diseño parte de los valores especificados de las ductilidades de entrepiso disponibles (μ_c , μ_d) y de la máxima deformación tolerable de entrepiso (δ_m). El siguiente paso consiste en seleccionar el valor de α , a partir del cual se calcula el valor de β mediante la ecuación 6.10. Como desconocemos la rigidez final del entrepiso, tampoco conocemos el periodo que tendrá la estructura, por lo que el procedimiento es iterativo y se inicia suponiendo un valor para el periodo (T).

A partir de estos valores es posible calcular la ductilidad global de la estructura mediante la expresión:

$$\mu = \mu_c \frac{1 + \alpha}{1 + \beta} \quad (6.11)$$





Con dichas demandas de ductilidad se obtienen los espectros elásticos e inelásticos para un determinado intervalo de periodos utilizando un sismo de diseño. También se calcula el factor reductivo de la ordenada espectral (Q) utilizando la ecuación 6.5.

Con los pasos anteriores se procede a determinar la resistencia de entrepiso o el cortante de diseño sin reducir por ductilidad utilizando el método estático establecido en las NTC-Diseño por sismo:

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} c_e W_o \quad (6.12)$$

$$R_{ci} = \sum P_i \quad (6.13)$$

en donde:

- c_e es el coeficiente sísmico del espectro de respuesta elástico
- W_o es el peso total de la estructura
- W_i es el peso del entrepiso
- h_i es la altura de entrepiso

Si consideramos que R_e es la resistencia lineal del entrepiso, entonces la resistencia requerida, considerando la reducción por comportamiento dúctil estaría dada como sigue:

$$R = \frac{R_e}{Q} = \frac{R_e}{\gamma \mu} \quad (6.14)$$

Tomando en cuenta la ecuación 6.9 se obtiene:

$$K = \frac{R_e}{\gamma \delta_m} \quad (6.15)$$

Utilizando la ecuación 6.14 se define la rigidez lateral buscada:

$$K = \frac{R \mu}{\delta_m} \quad (6.16)$$

Debido a que la rigidez de entrepiso del marco convencional es un parámetro fijo, en el caso del refuerzo, es posible calcular la aportación del sistema de disipadores de energía:

$$K_d = K - K_c \quad (6.17)$$

Al proponer el número de disipadores que nos lleve a tener la rigidez obtenida, se procede a calcular el periodo de la estructura. Si el periodo coincide con el propuesto en un principio, se revisa que la ductilidad global desarrollada por la estructura, con respecto al desplazamiento máximo permitido, sea aproximadamente la calculada mediante la ec. 6.11,





de no ser así se propone otro valor de α y de ser necesario otro periodo. En caso de que el periodo propuesto no coincida con el periodo final de la estructura, se tendrá que proponer uno nuevo e iniciar el proceso desde el principio.

6.3. APLICACIÓN AL MARCO ESTRUCTURAL EN ESTUDIO

A continuación se presenta la aplicación del criterio a la estructura en estudio. Sólo se mostrarán los resultados de la iteración final.

Lo primero que se hizo fue la obtención de los datos conocidos de la estructura. La ductilidad global del marco convencional, μ_c , se obtuvo a partir del análisis estático no lineal presentado en la sección 5.8 de este trabajo. Para la ductilidad del sistema de disipadores, μ_d , se utilizó una ductilidad promedio de 6.0. Después se propone el valor de la relación de rigideces, α , que permite establecer la relación de la resistencia lateral, β , con la expresión 6.10, que es aplicable para calcular la ductilidad global de la estructura, μ , mediante la ecuación 6.11. En la tabla 6.1 se muestran estos valores.

μ_c	μ_d	α	β	μ
2.15	6.0	0.06	0.0215*	2.23*

* Valores calculados a partir de los datos propuestos.

Tabla 6.1. Datos obtenidos para el diseño del refuerzo

Una vez establecida la ductilidad global de la estructura, se procede a determinar los espectros elástico e inelástico utilizando el acelerograma registrado el 19 de septiembre de 1985 en la SCT en su componente este-oeste (figura 6.2)(se supone que este es el movimiento de diseño del sitio). Después se propone un periodo, T, para poder obtener las ordenadas espectrales correspondientes, c_e y c_μ , y posteriormente calcular el valor reductivo, Q. Los valores se encuentran en la tabla 6.2.

T (seg)	c_e	c_μ	Q
2.7	0.6809	0.1642	4.15

Tabla 6.2. Valores obtenidos en los espectros de respuesta a partir de un periodo propuesto



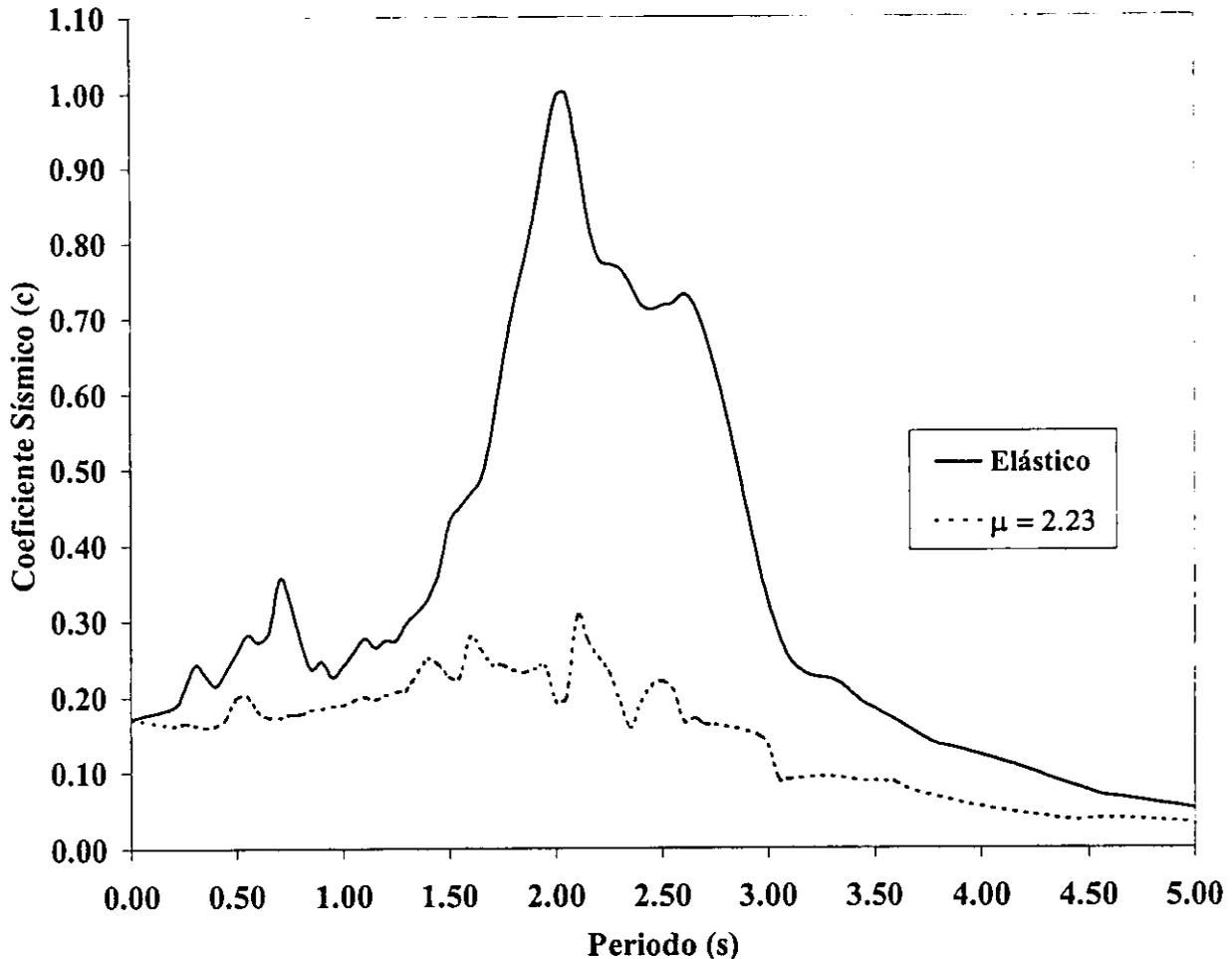


Figura 6.2. Espectros de respuesta de coeficientes sísmicos para una fracción de amortiguamiento crítico igual al 5%

Utilizando el valor del coeficiente sísmico obtenido a partir del espectro lineal, c_e , se procede a calcular los cortantes elásticos de entrepiso mediante un análisis estático (ecs. 6.12 y 6.13), el proceso se muestra en la tabla 6.3.

En la tabla 6.4 se muestran los valores de los cortantes elásticos reducidos por el factor Q . Posteriormente, utilizando la ecuación 6.16, se obtienen los valores de rigidez total de entrepiso necesarios para soportar dicho cortante. El desplazamiento máximo, δ_m , es el establecido por el RCDF-93, que es igual a 0.012 veces la altura de entrepiso.





Entrepiso	h (cm)	W (Ton)	$W_i h_i$	Pi (Ton)	Rei (Ton)
1	350	678.633	237521.550	28.713	13141.529
2	700	665.634	465943.800	56.326	13112.816
3	1050	665.634	698915.700	84.489	13056.490
4	1400	665.634	931887.600	112.652	12972.001
5	1750	652.677	1142184.750	138.074	12859.349
6	2100	639.724	1343420.400	162.401	12721.274
7	2450	639.724	1567323.800	189.468	12558.874
8	2800	639.724	1791227.200	216.534	12369.406
9	3150	639.724	2015130.600	243.601	12152.871
10	3500	628.200	2198700.000	265.792	11909.270
11	3850	616.680	2374218.000	287.010	11643.478
12	4200	616.680	2590056.000	313.102	11356.468
13	4550	595.560	2709798.000	327.577	11043.366
14	4900	595.560	2918244.000	352.775	10715.789
15	5250	585.480	3073770.000	371.576	10363.014
16	5600	575.400	3222240.000	389.524	9991.438
17	5950	575.400	3423630.000	413.869	9601.914
18	6300	575.400	3625020.000	438.215	9188.044
19	6650	575.400	3826410.000	462.560	8749.830
20	7000	575.400	4027800.000	486.905	8287.270
21	7350	570.900	4196115.000	507.252	7800.365
22	7700	566.400	4361280.000	527.218	7293.113
23	8050	566.400	4559520.000	551.183	6765.895
24	8400	566.400	4757760.000	575.147	6214.712
25	8750	562.260	4919775.000	594.732	5639.565
26	9100	558.120	5078892.000	613.968	5044.832
27	9450	538.968	5093247.600	615.703	4430.865
28	9800	523.518	5130476.400	620.203	3815.162
29	10150	523.956	5318153.400	642.891	3194.958
30	10500	516.468	5422914.000	655.555	2552.068
31	10850	508.980	5522433.000	667.585	1896.513
32	11200	508.980	5700576.000	689.120	1228.927
33	11550	386.616	4465414.800	539.807	539.807
$\Sigma =$		19300.234	108709999		

Tabla 6.3. Fuerzas cortantes elásticas obtenidas de un análisis estático





Entrepiso	R (Ton)	δ_m (cm)	K (Ton/cm)
1	3169.098	4.20	1683.420
2	3162.174	4.20	1679.742
3	3148.591	4.20	1672.526
4	3128.216	4.20	1661.703
5	3101.050	4.20	1647.273
6	3067.753	4.20	1629.585
7	3028.590	4.20	1608.782
8	2982.900	4.20	1584.511
9	2930.682	4.20	1556.773
10	2871.937	4.20	1525.568
11	2807.841	4.20	1491.520
12	2738.628	4.20	1454.755
13	2663.123	4.20	1414.647
14	2584.128	4.20	1372.684
15	2499.055	4.20	1327.494
16	2409.449	4.20	1279.895
17	2315.515	4.20	1229.998
18	2215.710	4.20	1176.981
19	2110.034	4.20	1120.846
20	1998.487	4.20	1061.593
21	1881.069	4.20	999.221
22	1758.744	4.20	934.242
23	1631.605	4.20	866.706
24	1498.687	4.20	796.100
25	1359.989	4.20	722.424
26	1216.568	4.20	646.239
27	1068.509	4.20	567.590
28	920.032	4.20	488.719
29	770.469	4.20	409.272
30	615.435	4.20	326.918
31	457.347	4.20	242.942
32	296.358	4.20	157.425
33	130.175	4.20	69.149

Tabla 6.4. Valores de cortante de diseño reducido por ductilidad y de la rigidez lateral de entrepiso necesaria





La rigidez lateral se obtiene a partir de las gráficas de cortante de entrepiso contra desplazamiento relativo de entrepiso, que resultan de realizar un análisis estático no lineal ("pushover") para cada entrepiso. Estas gráficas se pueden observar en la figura 6.3.

Siguiendo con el procedimiento, se calculó la rigidez lateral que debían aportar los disipadores en cada entrepiso mediante la ecuación 6.17. Para obtener el número de disipadores se consideró que cada disipador tiene una rigidez axial de 5.627 Ton/cm (Aguirre, 1992), y que estos se encuentran colocados en un ángulo de 23.63°, por lo que su rigidez lateral sería su proyección horizontal, esto es:

$$K_d = 5.627 n \cos^2 23.63^\circ \quad (6.18)$$

Donde n es igual al número de disipadores por entrepiso. Los resultados de este procedimiento se pueden observar en la tabla 6.5. En la figura 6.4 se muestra el arreglo final de los disipadores. Este arreglo se puede comparar con el que resultó del criterio dinámico no lineal, según se mostró en la Tabla 4.5 y Fig. 4.10. De esta comparación se observa que el criterio por ductilidad da lugar a un diseño que ocupa más disipadores.

Una vez que se ha propuesto el arreglo de los disipadores, se calcula el periodo de la estructura y se observa que coincide con el propuesto al inicio. Después se realiza nuevamente un análisis "pushover" de toda la estructura y se grafica el cortante de entrepiso contra el desplazamiento de entrepiso (Fig. 6.5), obteniendo así la ductilidad que es capaz de desarrollar la estructura hasta el desplazamiento máximo permisible (0.012h), (Tabla 6.6)

Durante el proceso iterativo se observó que el resultado que se obtiene depende en gran medida del parámetro α que se propone al inicio.

Para observar la respuesta que tendría este arreglo de disipadores se realiza un análisis dinámico no lineal utilizando el sismo de la SCT y se compara con la obtenida del arreglo calculado con el criterio dinámico. En la figura 6.6 se puede observar que las distorsiones de entrepiso obtenidas de la estructura reforzada mediante el criterio estático son mayores que las permitidas por el Reglamento. Algunas de las observaciones sobre las ventajas y desventajas de este método se listan en las conclusiones de esta tesis.



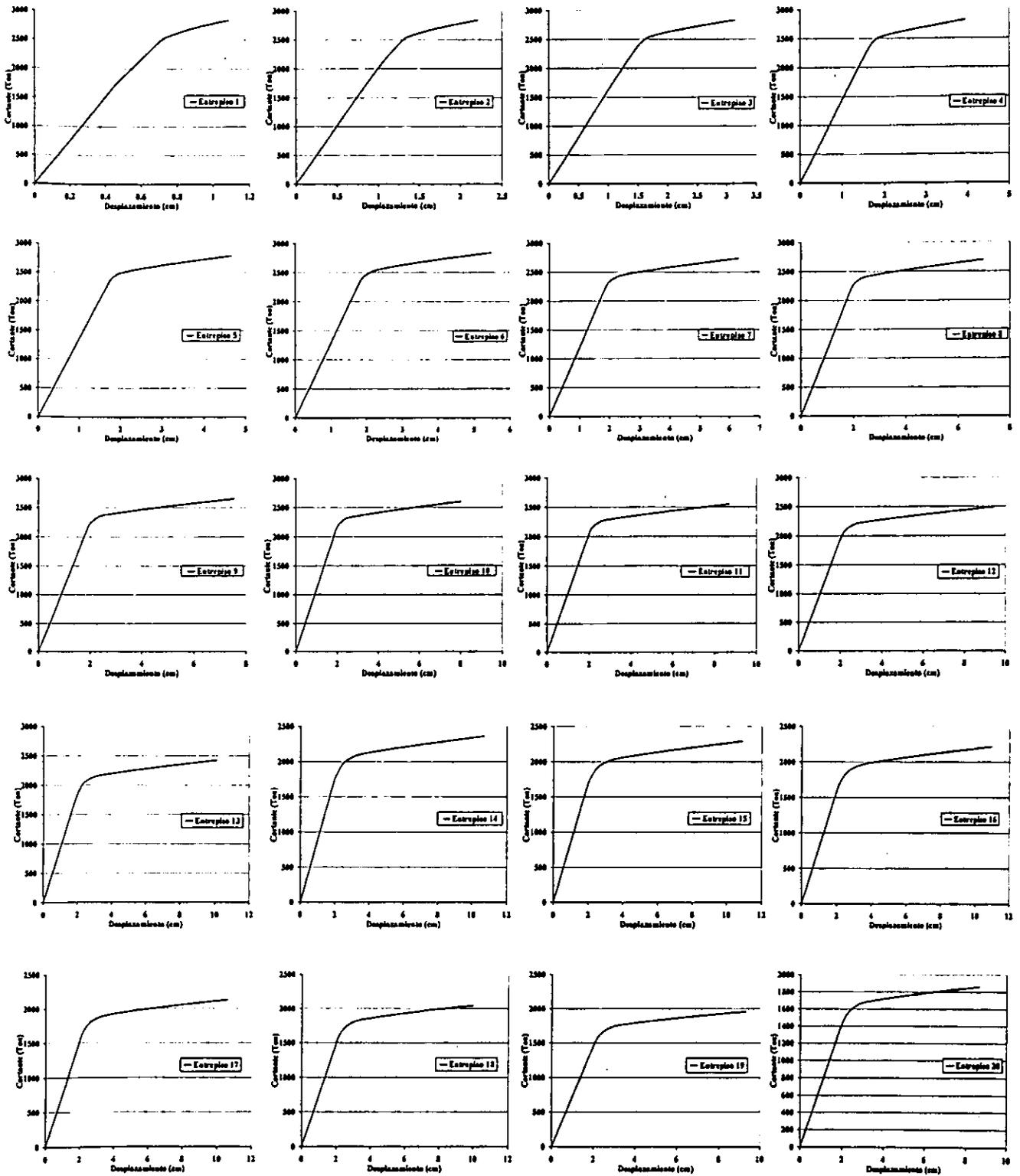


Figura 6.3a. Gráficas cortante de entrepiso contra desplazamiento de entrepiso



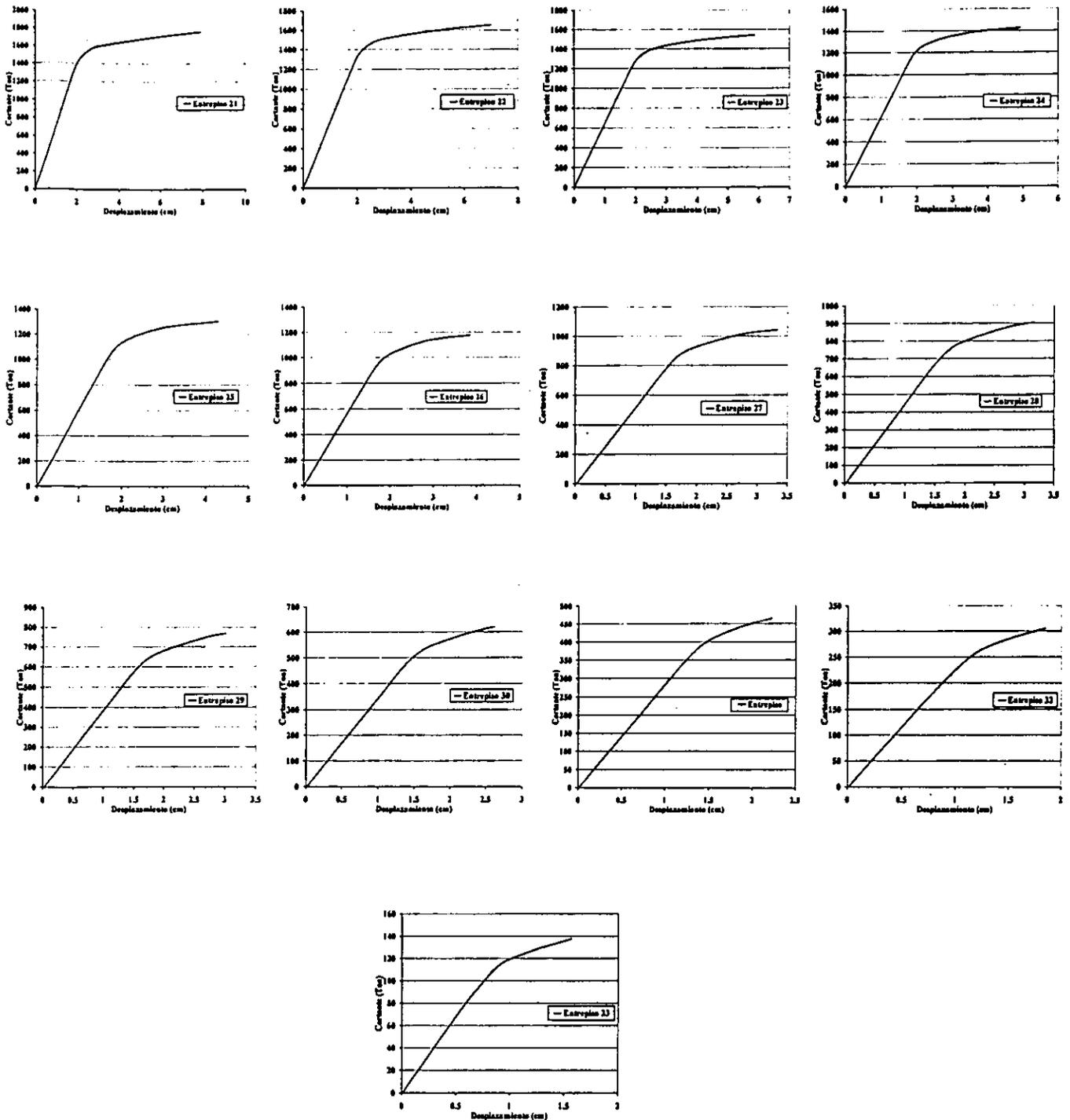


Figura 6.3b. Gráficas cortante de entrepiso contra desplazamiento de entrepiso





Entrepiso	Kc (Ton/cm)	K-Kc (Ton/cm)	# de Disip.	Kd (Ton/cm)	KT (Ton/cm)
1	3787.9000	-2104.4804	0	0.0000	3787.9000
2	2029.5530	-349.8115	0	0.0000	2029.5530
3	1620.2520	52.2742	12	56.6753	1676.9273
4	1450.2440	211.4592	46	217.2555	1667.4995
5	1356.9920	290.2805	62	292.8226	1649.8146
6	1288.6190	340.9663	74	349.4980	1638.1170
7	1191.8400	416.9419	90	425.0651	1616.9051
8	1153.0100	431.5012	92	434.5110	1587.5210
9	1123.0660	433.7073	92	434.5110	1557.5770
10	1091.7680	433.8002	92	434.5110	1526.2790
11	1024.4640	467.0564	100	472.2945	1496.7585
12	973.8680	480.8866	102	481.7404	1455.6084
13	923.9210	490.7256	104	491.1863	1415.1073
14	880.6700	492.0142	106	500.6322	1381.3022
15	850.7240	476.7700	102	481.7404	1332.4644
16	790.6900	489.2054	104	491.1863	1281.8763
17	760.4190	469.5786	100	472.2945	1232.7135
18	743.0990	433.8823	92	434.5110	1177.6100
19	729.1770	391.6694	84	396.7274	1125.9044
20	707.1450	354.4478	76	358.9438	1066.0888
21	690.6060	308.6146	66	311.7144	1002.3204
22	656.0000	278.2420	60	283.3767	939.3767
23	635.4460	231.2598	50	236.1473	871.5933
24	616.7262	179.3735	38	179.4719	796.1981
25	594.0790	128.3448	28	132.2425	726.3215
26	528.4650	117.7741	26	122.7966	651.2616
27	473.5460	94.0443	20	94.4589	568.0049
28	405.8480	82.8713	18	85.0130	490.8610
29	361.9650	47.3067	10	47.2295	409.1945
30	333.8980	-6.9801	0	0.0000	333.8980
31	270.4610	-27.5192	0	0.0000	270.4610
32	222.5060	-65.0814	0	0.0000	222.5060
33	130.4770	-61.3282	0	0.0000	130.4770

Tabla 6.5. Aportación de cada sistema a la rigidez lateral total





Entrepiso	# de Disip.
33	0
32	0
31	0
30	0
29	26
28	26
27	26
26	26
25	66
24	66
23	66
22	66
21	66
20	104
19	104
18	104
17	104
16	104
15	106
14	106
13	106
12	106
11	106
10	106
9	106
8	106
7	106
6	106
5	106
4	106
3	106
2	106
1	106

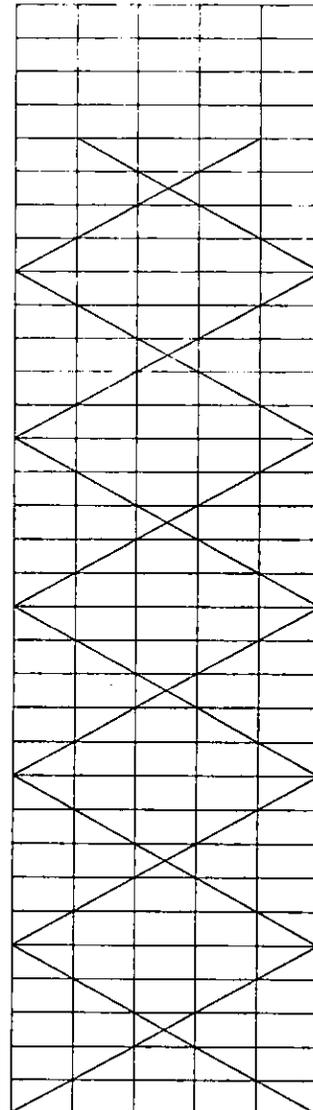


Figura 6.4. Arreglo de los disipadores utilizando el criterio basado en ductilidad





K (Ton/cm)	Dy (cm)	du (cm)	μ
41.43	62.22	138.6	2.23

du = 0.012h

Tabla 6.6. Ductilidad Global de la Estructura con Disipadores

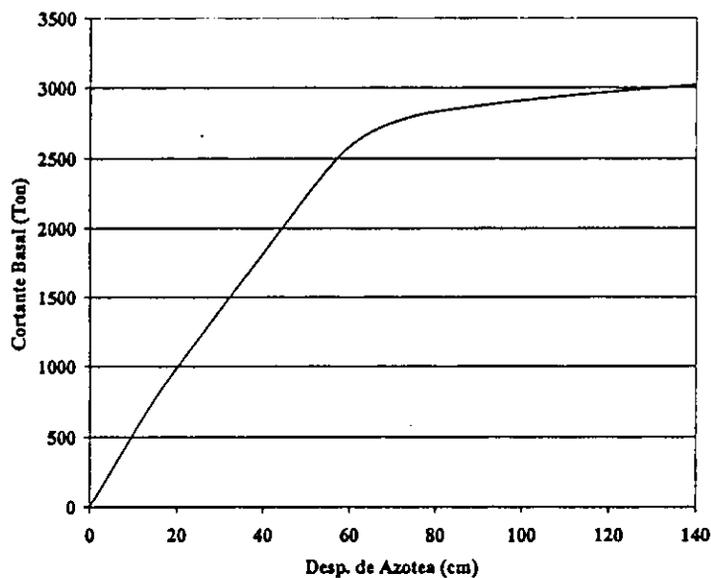


Figura 6.5. Gráfica Cortante Basal - Desp. de Azotea del Marco Reforzado con Disipadores

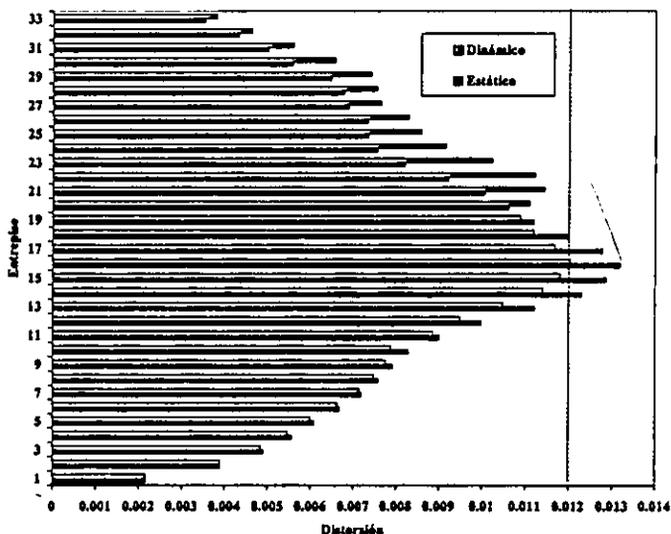


Figura 6.6. Distorsiones de entrepiso de los dos arreglos de disipadores obtenidos con dos diferentes métodos de diseño





CONCLUSIONES

Para el caso de la estructura analizada en este trabajo se puede concluir que es más conveniente el refuerzo mediante el uso de disipadores de energía que con contraventeos comunes, debido principalmente a las siguientes razones:

- Incremento considerable en las fuerzas axiales transmitidas por las columnas en el marco contraventeado con respecto a las que se obtiene cuando se usan disipadores. Esto es principalmente en las columnas que se encuentran en los extremos. Esto implica que la cimentación debe resistir mayores sollicitaciones, por lo que debe reforzarse también, aumentando los costos probablemente en un muy alto porcentaje.
 - Aumento en la formación de articulaciones plásticas en columnas y vigas del marco contraventeado, principalmente en los primeros entrepisos, debidas al aumento de los elementos mecánicos en estas secciones. Aunque en ninguno de los elementos se llegó a formar una articulación plástica cercana a la de falla, para este sismo, es importante tomar en cuenta el impacto que podría tener en el usuario el observar la formación de grietas "considerables" en algunos elementos; así como la formación de articulaciones plásticas más grandes debidas a posibles excitaciones mayores.
 - El periodo de vibración de la estructura contraventeada se encuentra cerca de los 2 s, que es el periodo dominante del suelo en esta zona, por lo que se debe asegurar de proveer a la estructura del amortiguamiento necesario para que no se presenten fenómenos de resonancia.
-



Sobre el uso de los criterios revisados en esta tesis se puede concluir que:

Método dinámico no lineal paso a paso

Ventajas:

- Modela el comportamiento de la estructura de una manera más cercana al que tendría en la realidad.
- Da lugar a resultados con mayor aproximación que el método estático.

Desventajas:

- Se requiere de mucho tiempo de cómputo.
- Generalmente son necesarias varias iteraciones.
- Complejidad en los cálculos.
- Se requiere contar con un programa de análisis no lineal paso a paso.

Método estático basado en la ductilidad

Ventajas:

- Son necesarias un número menor de iteraciones que cuando se emplea el criterio paso a paso.
- Se requiere de un menor tiempo de cómputo.
- Es más fácil de usar que el método dinámico.
- No considera la sobre resistencia que presenta la estructura al entrar en el intervalo no lineal.
- Los resultados de este método pueden ser muy útiles como un prediseño que pueda ser afinado mediante el método paso a paso.

Desventajas:

- El número de disipadores puede ser mayor que el basado en análisis dinámicos no lineales (por ejemplo, ver tablas 4.5 y 6.4 de esta tesis)
- Una limitación de este criterio es que conduce a niveles de confiabilidad que dependen de α y β . Los autores del método opinan que esta limitación se puede arreglar fácilmente con factores correctivos adecuados.
- Debido a que el método basado en la ductilidad toma únicamente el primer modo de vibrar, se debe tener cuidado en estructuras donde sean importantes los modos superiores.
- Se debe tomar en cuenta que el criterio por ductilidad está basado en análisis estáticos que tratan de simular fenómenos dinámicos, cosa muy difícil de lograr, por lo que los resultados son aproximados y pueden diferir de los resultados obtenidos de análisis dinámicos.





BIBLIOGRAFÍA

Aguirre, M. y Sánchez, A. R., 1989. *Pruebas de Elementos Disipadores de Energía Sísmica*. Revista Construcción y Tecnología IMCYC, Vol. 1 No. 10. México D.F., pp 7-18.

Alonso Javier, 1990. *Estudios Experimentales del Sistema ADAS*. Seismic Instrumentation and use of energy dissipating elements in the structural behavior, International Seminar organized by the Mexican Society Seismic Engineering. México, D.F.

Badillo, H., Silva, F. L. y Ruiz, S. E., 1999. *Sistemas de un Grado de Libertad Equivalente a Marcos Estructurales con Disipadores de Energía*. XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, Nvo. León, pp 376-385.

Engineering Solutions and Services, Inc., 1996. *RC Buildings, Interactive Graphical Environment for 3D Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, Version 4*. User Manual.

Esteva, L. y Veras, L., 1998. *Criterios de Ductilidad y Desempeño para el Diseño Sísmico de Estructuras con Disipadores Histeréticos de Energía*. Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica. Toluca, Mex., pp 43-61.

Esteva, L. y Veras, L., 1999. *Criterios Basados en Ductilidad para el Diseño Sísmico de Edificios con Disipadores de Energía*. XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, Nvo. León, pp 325-333.



Fajfar, P. and Fischinger, M., 1988. *N2 - A Method for Non-Linear Seismic Analysis of Regular Structures*. Proceedings, 9th WCEE, Tokyo-Kyoto, Japan., Vol. 5.

González Alcorta Ricardo, 1993. *Respuesta de Estructuras provistas de Dispositivos Externos de Disipación de Energía Tipo Solera*. Informe para la DGAPA, UNAM.

González Cuevas, O. M. y Robles Fernández-Villegas, F., 1997. *Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado*. Editorial Limusa, 3^a Edición, México D.F.

Guzmán Escudero, M. A., 1997. *Refuerzo de Estructuras de Concreto*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., Curso de Refuerzo de Estructuras Sometidas a Sismo, Aplicaciones Prácticas, México D.F.

Higashino, M., 1990. *The Application of Base Isolation and Structural Control System in Takenaka*. Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica, México D.F., pp 249-271.

Iglesias, J., 1985. *Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería*. UAM, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Departamento de Materiales.

Jara J., 1994. *Estado del Arte sobre Dispositivos para Reducir Daños provocados por Temblores*. Revista de la Sociedad de Ingeniería Sísmica, No. 47, pp 63-88.

Kelly, J. M., Skinner, R. I. & Heine, A. J., 1972. *Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake Resistant Structures*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 3.

Krawinkler, H. And G. D. P. K. Seneviratna, 1997. *Pros and Cons of Pushover Analysis for Seismic Performance Evaluation*. Engineering Structures, vol. 19.

Lawson, R. S., Vance, V. and Krawinkler, H., 1994. *Nonlinear Static Push-Over Analysis - Why, When and How*. Proceedings, 5th U.S. Conference in Earthquake Engineering, Vol.1, Chicago.

Limón, L. A., 1997. *Análisis y Diseño de Marcos Estructurales con Disipadores de Energía Sísmica y con Contravientos*. Trabajo de Tesis presentado en la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, IPN, para obtener el Título de Maestro en Ciencias.

Mander, J., 1984. *Seismic Design of Bridge Piers*. Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand.

Manual de Construcción en Acero, Volumen I, 1998. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C., Editorial Limusa, 2^a Edición, México D.F.





Martín Pérez, S., 1993. *Análisis Comparativo de Alternativas para la Colocación de Disipadores de Energía en Edificios Estructurados a Base de Marcos*. Informe IN306791, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Martínez Romero Enrique, 1992. *Mejoramiento de la Respuesta Sísmica en Edificios Dañados por los Sismos, Mediante la Adición de Elementos Disipadores de Energía*. Seminario Internacional de Instrumentación Sísmica y Uso de Elementos Disipadores de Energía en el Comportamiento Estructural.

Mejía, R., 1995. *Análisis Estructural y de Costos de un Edificio de 10 Niveles Diseñado Convencionalmente y otro con Disipadores de Energía Sísmica*. Trabajo de Tesis presentado en la Facultad de Ingeniería, UNAM, para obtener el Título de Ingeniero Civil.

Miranda, E., 1991. *Seismic Evaluation and Upgrading Existing Buildings*. Ph.D. Dissertation, Dept. of Civil Engineering, UC Berkeley.

Newmark, N. M. y Rosenblueth, E., 1971. *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 1977. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de abril de 1977. México D.F.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 1977. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de abril de 1977. México D.F.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 1995. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 27 de febrero de 1995. México D.F.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, 1995. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 27 de febrero de 1995. México D.F.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 1995. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 27 de febrero de 1995. México D.F.

Pall, A.S., 1984. *Response of Friction Damped Buildings*. VIII Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, San Francisco, U.S.A., Vol. V, pp 1007-1014.

Park, R. y Paulay, T., 1990. *Estructuras de Concreto Reforzado*. Ed. Limusa, México D.F.

Prakash, V., Powell, G. H. & Campbell, S., 1993. *DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide*. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, Ca.





Prince, J. et al, 1985. *Acelerograma del Centro SCOP de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Sismo del 19 de septiembre de 1985.* Informe IPS-10B, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1993. Diario Oficial de la Federación, 2 de agosto de 1993. México D.F.

Rodríguez, M. y Botero, J. C., 1994. *Aspectos del Comportamiento sísmico de Estructuras Considerando las Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Producidos en México.* Instituto de Ingeniería.

Ruiz Casillas, E., 1998. *Seguridad Sísmica de Marcos con Piso Bajo Débil Diseñados con el RCDF-1976 y con el RCDF-1993.* Trabajo de Tesis presentado en la DEPFI, UNAM, para obtener el Grado de Maestro en Ingeniería

Saiidi, M. and Sozen, M. A., 1981. *Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures.* Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST5.

Scott, B. D., Park, R. & Priestley, J. N., 1982. *Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates.* ACI Journal, pp 1-27.

Silva González, F. L., 1993. *Criterios para Diseño Sísmico de Estructuras con Dispositivos Disipadores de Energía.* Trabajo de Tesis presentado en la Facultad de Ingeniería, UNAM, para obtener el Título de Ingeniero Civil.

Skinner, R. I. & McVerry, G. H., 1975. *Base Isolation for Increased Earthquake Resistance of Buildings.* Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 2, pp 93-101.

Sosa, A., 1992. *Comportamiento y Costos de Edificios Soportados sobre Aisladores Sísmicos.* Trabajo de Tesis presentado en la DEPFI, UNAM, para obtener el Grado de Maestro en Ingeniería.

Soto Brito, R., 1998. *Uso de Osciladores de Masa Resonante en Estructuras no Lineales Sujetas a Sismos Intensos y Moderados.* Trabajo de Tesis presentado en la DEPFI, UNAM, para obtener el Grado de Maestro en Ingeniería.

Suárez, R., Ruiz, S. E. y Esteva, L., 1993. *Respuesta Sísmica de Sistemas Estructurales con Osciladores Resonantes Sujetos a Sismos de Banda Angosta.* Memorias del Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal.

Terán Gilmore, A., 1997. *Refuerzo Estructural de Edificios de Concreto.* Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., Curso de Refuerzo de Estructuras Sometidas a Sismo, Aplicaciones Prácticas, México D.F.





Urrego, O., 1994. *Elección del Mejor Arreglo de Disipadores en un Marco Estructural Plano*. Trabajo de Tesis presentado en la DEPMI, UNAM, para obtener el Grado de Maestro en Ingeniería.

Veras, L., 1998. *Evaluación de algunos Métodos Aproximados para Estimar la Respuesta Sísmica de Sistemas no Lineales de Cortante*. Trabajo de Tesis presentado en la DEPMI, UNAM, para obtener el Grado de Maestro en Ingeniería.

Wiesner, K. B., 1986. *The Role of Damping Systems. Third International Conference on Tall Building System (extended version)*. Report No UCB/EERC 75-13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Ca.





APÉNDICE

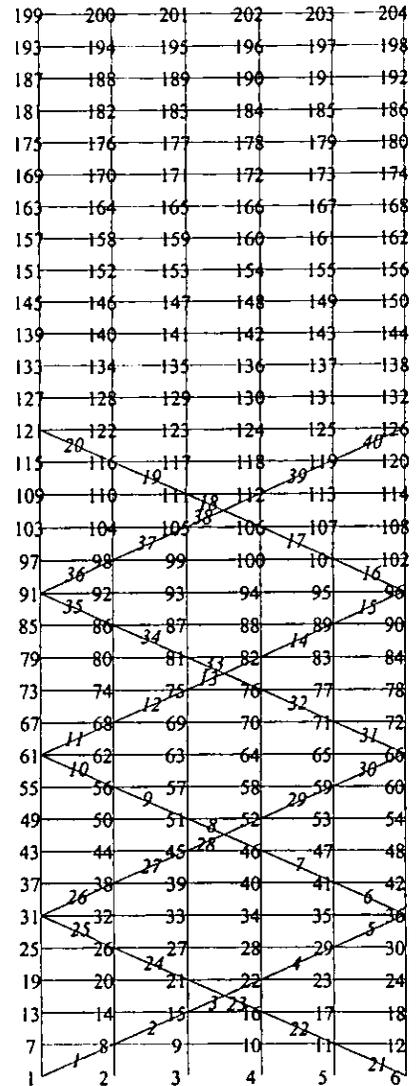
A continuación se muestran las numeraciones de los elementos y los archivos de datos utilizados en el capítulo 5 para realizar las corridas en el programa Drain-2DX.





161	162	163	164	165
193	194	195	196	197
187	188	189	190	191
181	182	183	184	185
175	176	177	178	179
169	170	171	172	173
163	164	165	166	167
157	158	159	160	161
151	152	153	154	155
145	146	147	148	149
139	140	141	142	143
133	134	135	136	137
127	128	129	130	131
121	122	123	124	125
115	116	117	118	119
109	110	111	112	113
103	104	105	106	107
97	98	99	100	101
91	92	93	94	95
85	86	87	88	89
79	80	81	82	83
73	74	75	76	77
67	68	69	70	71
61	62	63	64	65
55	56	57	58	59
49	50	51	52	53
43	44	45	46	47
37	38	39	40	41
31	32	33	34	35
25	26	27	28	29
19	20	21	22	23
13	14	15	16	17
7	8	9	10	11
1	2	3	4	5

Numeración de Traves y Columnas



Numeración de Nodos y Disipadores





I.- Archivo para Análisis Dinámico no Lineal del Marco Convencional

```

*STARTXX
  NORMAL      0      0 1 1 1  F      MARCO DE 33 NIVELES Y 5 CRUJIAS NORMAL
*NODECOORDS
C      1      0.      0.
C      2      800.     0.
C      3      1600.    0.
C      4      2400.    0.
C      5      3200.    0.
C      6      4000.    0.
C     199      0.     11550.
C     200      800.    11550.
C     201     1600.    11550.
C     202     2400.    11550.
C     203     3200.    11550.
C     204     4000.    11550.
L      1      199      6 32 350.
L      2      200      6 32 350.
L      3      201      6 32 350.
L      4      202      6 32 350.
L      5      203      6 32 350.
L      6      204      6 32 350.
*RESTRAINTS
S 111      1      6      1
*SLAVING
S 100      201      202      204      1
S 100      201      199      200      1
S 100      195      196      198      1
S 100      195      193      194      1
S 100      189      190      192      1
S 100      189      187      188      1
S 100      183      184      186      1
S 100      183      181      182      1
S 100      177      178      180      1
S 100      177      175      176      1
S 100      171      172      174      1
S 100      171      169      170      1
S 100      165      166      168      1
S 100      165      163      164      1
S 100      159      160      162      1
S 100      159      157      158      1
S 100      153      154      156      1
S 100      153      151      152      1
S 100      147      148      150      1
S 100      147      145      146      1
S 100      141      142      144      1
S 100      141      139      140      1
S 100      135      136      138      1
S 100      135      133      134      1
S 100      129      130      132      1
S 100      129      127      128      1
S 100      123      124      126      1
S 100      123      121      122      1
S 100      117      118      120      1
S 100      117      115      116      1
S 100      111      112      114      1
S 100      111      109      110      1

```





S 100	105	106	108	1
S 100	105	103	104	1
S 100	99	100	102	1
S 100	99	97	98	1
S 100	93	94	96	1
S 100	93	91	92	1
S 100	87	88	90	1
S 100	87	85	86	1
S 100	81	82	84	1
S 100	81	79	80	1
S 100	75	76	78	1
S 100	75	73	74	1
S 100	69	70	72	1
S 100	69	67	68	1
S 100	63	64	56	1
S 100	63	61	62	1
S 100	57	58	60	1
S 100	57	55	56	1
S 100	51	52	54	1
S 100	51	49	50	1
S 100	45	46	48	1
S 100	45	43	44	1
S 100	39	40	42	1
S 100	39	37	38	1
S 100	33	34	36	1
S 100	33	31	32	1
S 100	27	28	30	1
S 100	27	25	26	1
S 100	21	22	24	1
S 100	21	19	20	1
S 100	15	16	18	1
S 100	15	13	14	1
S 100	9	10	12	1
S 100	9	7	8	1
*MASSES				
S 100	64.436	199	204	1
S 100	84.830	193	198	1
S 100	84.830	187	192	1
S 100	86.078	181	186	1
S 100	87.326	175	180	1
S 100	87.253	169	174	1
S 100	89.828	163	168	1
S 100	93.020	157	162	1
S 100	93.710	151	156	1
S 100	94.400	145	150	1
S 100	94.400	139	144	1
S 100	94.400	133	138	1
S 100	95.150	127	132	1
S 100	95.900	121	126	1
S 100	95.900	115	120	1
S 100	95.900	109	114	1
S 100	95.900	103	108	1
S 100	95.900	97	102	1
S 100	97.580	91	96	1
S 100	99.260	85	90	1
S 100	99.260	79	84	1
S 100	102.780	73	78	1
S 100	102.780	67	72	1
S 100	104.700	61	66	1
S 100	106.621	55	60	1
S 100	106.621	49	54	1
S 100	106.621	43	48	1
S 100	106.621	37	42	1

981. 0.149





S 100	108.779	31	36	1
S 100	110.939	25	30	1
S 100	110.939	19	24	1
S 100	110.939	13	18	1
S 100	113.105	7	12	1

*ELEMENTGROUP

02 1 1			0.0130			PROPIEDADES DE TRABES					
3	7	6									
1	158.1	0.03	9000.	7500000.	4.	4.	2.	7500.00	0.2	1.	
2	158.1	0.03	8000.	6666667.	4.	4.	2.	6666.67	0.2	1.	
3	158.1	0.03	6300.	4252500.	4.	4.	2.	5250.00	0.2	1.	
1	95.	-95.	0.	0.							
2	85.	-85.	0.	0.							
3	75.	-75.	0.	0.							
4	65.	-65.	0.	0.							
5	60.	-60.	0.	0.							
6	55.	-55.	0.	0.							
7	45.	-45.	0.	0.							
1	1 66642.94	-68195.53									
2	1 53492.79	-54839.23									
3	1 45543.19	-48248.19									
4	1 34214.68	-37180.54									
5	1 19499.19	-23192.50									
6	1 5985.00	-10506.16									
1	7	8	1	1	1	1	1				
5	11	12	0	1	1	1	1				
6	13	14	1	1	1	1	1				
10	17	18	0	1	1	1	1				
11	19	20	1	1	1	1	1				
15	23	24	0	1	1	1	1				
16	25	26	1	1	1	1	1				
20	29	30	0	1	1	1	1				
21	31	32	1	1	1	1	1				
25	35	36	0	1	1	1	1				
26	37	38	1	1	2	1	1				
30	41	42	0	1	2	1	1				
31	43	44	1	1	2	1	1				
35	47	48	0	1	2	1	1				
36	49	50	1	1	2	1	1				
40	53	54	0	1	2	1	1				
41	55	56	1	1	2	1	1				
45	59	60	0	1	2	1	1				
46	61	62	1	1	2	1	1				
50	65	66	0	1	2	1	1				
51	67	68	1	1	3	1	1				
55	71	72	0	1	3	1	1				
56	73	74	1	1	3	1	1				
60	77	78	0	1	3	1	1				
61	79	80	1	2	3	2	2				
65	83	84	0	2	3	2	2				
66	85	86	1	2	3	2	2				
70	89	90	0	2	3	2	2				
71	91	92	1	2	3	2	2				
75	95	96	0	2	3	2	2				
76	97	98	1	2	4	2	2				
80	101	102	0	2	4	2	2				
81	103	104	1	2	4	2	2				
85	107	108	0	2	4	2	2				
86	109	110	1	2	4	2	2				
90	113	114	0	2	4	2	2				
91	115	116	1	2	4	2	2				
95	119	120	0	2	4	2	2				
96	121	122	1	2	4	3	3				





100	125	126	0	2	4	3	3
101	127	128	1	2	4	3	3
105	131	132	0	2	4	3	3
106	133	134	1	2	5	3	3
110	137	138	0	2	5	3	3
111	139	140	1	2	5	3	3
115	143	144	0	2	5	3	3
116	145	146	1	2	5	3	3
120	149	150	0	2	5	3	3
121	151	152	1	2	5	4	4
125	155	156	0	2	5	4	4
126	157	158	1	2	6	4	4
130	161	162	0	2	6	4	4
131	163	164	1	2	6	4	4
135	167	168	0	2	6	4	4
136	169	170	1	3	6	5	5
140	173	174	0	3	6	5	5
141	175	176	1	3	6	5	5
145	179	180	0	3	6	5	5
146	181	182	1	3	6	5	5
150	185	186	0	3	6	5	5
151	187	188	1	3	7	5	5
155	191	192	0	3	7	5	5
156	193	194	1	3	7	6	6
160	197	198	0	3	7	6	6
161	199	200	1	3	7	6	6
165	203	204	0	3	7	6	6

*ELEMENTGROUP

02	1	1	0.0130		PROPIEDADES DE COLUMNAS					
7	4	7								
1	158.1	0.03	36100.108600833.	4.	4.	2.	30083.33	0.2	1.	
2	158.1	0.03	28900.69600833.	4.	4.	2.	24083.33	0.2	1.	
3	158.1	0.03	22500.42187500.	4.	4.	2.	18750.00	0.2	1.	
4	158.1	0.03	16900.23800833.	4.	4.	2.	14083.33	0.2	1.	
5	158.1	0.03	14400.17280000.	4.	4.	2.	12000.00	0.2	1.	
6	158.1	0.03	12100.12200833.	4.	4.	2.	10083.33	0.2	1.	
7	158.1	0.03	8100.5467500.	4.	4.	2.	6750.00	0.2	1.	
1	0.	0.	0.	-50.						
2	0.	0.	50.	-50.						
3	0.	0.	50.	-45.						
4	0.	0.	45.	-45.						
1	3	287611	-287611	10261.28	-3193.34	1.63	0.37	1.63	0.37	
2	3	191838	-191838	8060.96	-2395.01	1.68	0.38	1.68	0.38	
3	3	130633	-130633	6274.08	-1962.78	1.68	0.38	1.68	0.38	
4	3	96008	-96008	4900.64	-1596.67	1.60	0.36	1.60	0.36	
5	3	73390	-73390	4147.20	-1330.56	1.62	0.36	1.62	0.36	
6	3	56752	-56752	3497.12	-1130.98	1.62	0.36	1.62	0.36	
7	3	34768	-34768	2443.68	-864.86	1.55	0.34	1.55	0.34	
1	1	7	1	1	1	1	1			
7	7	13	1	1	2	1	1			
31	31	37	1	2	2	2	2			
61	61	67	1	3	2	3	3			
91	91	97	1	4	2	4	4			
127	127	133	1	5	2	5	5			
151	151	157	1	6	2	6	6			
163	163	169	1	6	3	6	6			
169	169	175	1	6	4	6	6			
181	181	187	1	7	4	7	7			
198	198	204	0	7	4	7	7			

*GENDISP

12 1 2.8571E-3 1er. NIVEL

*GENDISP

18 1 2.8571E-3 2o. NIVEL





12	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
24	1	2.8571E-3	3o. NIVEL
18	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
30	1	2.8571E-3	4o. NIVEL
24	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
36	1	2.8571E-3	5o. NIVEL
30	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
42	1	2.8571E-3	6o. NIVEL
36	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
48	1	2.8571E-3	7o. NIVEL
42	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
54	1	2.8571E-3	8o. NIVEL
48	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
60	1	2.8571E-3	9o. NIVEL
54	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
66	1	2.8571E-3	10o. NIVEL
60	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
72	1	2.8571E-3	11o. NIVEL
66	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
78	1	2.8571E-3	12o. NIVEL
72	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
84	1	2.8571E-3	13o. NIVEL
78	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
90	1	2.8571E-3	14o. NIVEL
84	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
96	1	2.8571E-3	15o. NIVEL
90	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
102	1	2.8571E-3	16o. NIVEL
96	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
108	1	2.8571E-3	17o. NIVEL
102	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
114	1	2.8571E-3	18o. NIVEL
108	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
120	1	2.8571E-3	19o. NIVEL
114	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
126	1	2.8571E-3	20o. NIVEL
120	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
132	1	2.8571E-3	21o. NIVEL
126	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
138	1	2.8571E-3	22o. NIVEL
132	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
144	1	2.8571E-3	23o. NIVEL





138	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
150	1	2.8571E-3	24o. NIVEL
144	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
156	1	2.8571E-3	25o. NIVEL
150	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
162	1	2.8571E-3	26o. NIVEL
156	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
168	1	2.8571E-3	27o. NIVEL
162	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
174	1	2.8571E-3	28o. NIVEL
168	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
180	1	2.8571E-3	29o. NIVEL
174	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
186	1	2.8571E-3	30o. NIVEL
180	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
192	1	2.8571E-3	31o. NIVEL
186	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
198	1	2.8571E-3	32o. NIVEL
192	1	-2.857E-3	
*GENDISP			
204	1	2.8571E-3	33o. NIVEL
198	1	-2.857E-3	

***RESULTS**

NSD	001	201
E	001	
GD	001	

***ELEMLOAD**

CMVI		C. MUERTA + C. VIVA INST.			
G	01 2				
	1 1	1.0	0.0	17.28	2304.00
	2 1	1.0	0.0	11.920	1589.3
	1 156	5	1	1.0	
	2 157	5	1	1.0	
	3 158	5	1	1.0	
	4 159	5	1	1.0	
	5 160	5	1	1.0	
	161 165	1	2	1.0	

***NODALOAD**

FE1			CARGA DE ENTREPISO EN NODO EXTREMO		
S	0.0	-17.28	0.0	7	193
S	0.0	-17.28	0.0	12	198
S	0.0	-34.56	0.0	8	194
S	0.0	-34.56	0.0	9	195
S	0.0	-34.56	0.0	10	196
S	0.0	-34.56	0.0	11	197
S	0.0	-11.92	0.0	199	204
S	0.0	-23.84	0.0	200	203

***NODALOAD**

FV1			PoPo VIGAS TRANSVERSALES		
S	0.0	-12.10	0.0	169	204
S	0.0	-15.36	0.0	79	168
S	0.0	-17.28	0.0	7	78

***NODALOAD**





```

FC1                                PoPo COLUMNAS Y VIGAS
S      0.0   -12.61   0.0   199   204   1   !NIVEL 33
S      0.0   -15.13   0.0   187   198   1   !NIVEL 31-32
S      0.0   -16.38   0.0   181   186   1   !NIVEL 30
S      0.0   -17.63   0.0   175   180   1   !NIVEL 29
S      0.0   -17.56   0.0   169   174   1   !NIVEL 28
S      0.0   -20.13   0.0   163   168   1   !NIVEL 27
S      0.0   -20.06   0.0   157   162   1   !NIVEL 26
S      0.0   -20.75   0.0   151   156   1   !NIVEL 25
S      0.0   -21.44   0.0   133   150   1   !NIVEL 22-24
S      0.0   -22.19   0.0   127   132   1   !NIVEL 21
S      0.0   -22.94   0.0   97    126   1   !NIVEL 16-20
S      0.0   -24.62   0.0   91    96    1   !NIVEL 15
S      0.0   -26.30   0.0   79    90    1   !NIVEL 13-14
S      0.0   -27.90   0.0   67    78    1   !NIVEL 11-12
S      0.0   -29.82   0.0   61    66    1   !NIVEL 10
S      0.0   -31.74   0.0   37    60    1   !NIVEL 6-9
S      0.0   -33.90   0.0   31    36    1   !NIVEL 5
S      0.0   -36.06   0.0   13    30    1   !NIVEL 2-4
S      0.0   -38.22   0.0   7     12    1   !NIVEL 1

*ACCNREC
  SCTR      SCTEWRE
2649  1    1    2    1.0    1.0

*PARAMETERS
!C      277.2          277.2
F      0.001    0.001
OD      0      0      0      0      0      0      0      0      0      0      52.96
DC  1    1    1 -200
DT      0.02    0.02    0.02    0.0025
DA      0.10          0.5

*MODE
      0.4    2    0    1

*GRAV
E      CMVI      1.1
N      FE1      1.1
N      FV1      1.1
N      FC1      1.1

*ACCN
      52.9615000    2    0.02
1      SCTR      1.    1.

*STOP
  
```

* REGISTRO SCT E-W. RECORTADO,

FORMAS MODALES Y CALCULO DE PERIODO

ANALISIS GRAVITACIONAL

REGISTRO RECORTADO DE SCT-85

2.- Archivo para Análisis Dinámico no Lineal del Marco Contraventeado

```

*STARTXX
CONTRAVE  0    0 1 1 1  F      MARCO DE 33 NIVELES Y 5 CRUJIAS CONTRA
*NODECOORDS
C      1      0.    0.
C      2      800.  0.
C      3     1600.  0.
C      4     2400.  0.
C      5     3200.  0.
C      6     4000.  0.
C     199      0.  11550.
C     200      800. 11550.
C     201     1600. 11550.
  
```





C	202	2400.	11550.		
C	203	3200.	11550.		
C	204	4000.	11550.		
L	1	199	6	32	350.
L	2	200	6	32	350.
L	3	201	6	32	350.
L	4	202	6	32	350.
L	5	203	6	32	350.
L	6	204	6	32	350.

***RESTRAINTS**

S 111	1	6	1	
-------	---	---	---	--

***SLAVING**

S 100	201	202	204	1
S 100	201	199	200	1
S 100	195	196	198	1
S 100	195	193	194	1
S 100	189	190	192	1
S 100	189	187	188	1
S 100	183	184	186	1
S 100	183	181	182	1
S 100	177	178	180	1
S 100	177	175	176	1
S 100	171	172	174	1
S 100	171	169	170	1
S 100	165	166	168	1
S 100	165	163	164	1
S 100	159	160	162	1
S 100	159	157	158	1
S 100	153	154	156	1
S 100	153	151	152	1
S 100	147	148	150	1
S 100	147	145	146	1
S 100	141	142	144	1
S 100	141	139	140	1
S 100	135	136	138	1
S 100	135	133	134	1
S 100	129	130	132	1
S 100	129	127	128	1
S 100	123	124	126	1
S 100	123	121	122	1
S 100	117	118	120	1
S 100	117	115	116	1
S 100	111	112	114	1
S 100	111	109	110	1
S 100	105	106	108	1
S 100	105	103	104	1
S 100	99	100	102	1
S 100	99	97	98	1
S 100	93	94	96	1
S 100	93	91	92	1
S 100	87	88	90	1
S 100	87	85	86	1
S 100	81	82	84	1
S 100	81	79	80	1
S 100	75	76	78	1
S 100	75	73	74	1
S 100	69	70	72	1
S 100	69	67	68	1
S 100	63	64	56	1
S 100	63	61	62	1
S 100	57	58	60	1
S 100	57	55	56	1
S 100	51	52	54	1





2	1	53492.79	-54839.23					
3	1	45543.19	-48248.19					
4	1	34214.68	-37180.54					
5	1	19499.19	-23192.50					
6	1	5985.00	-10506.16					
1	7	8		1	1	1	1	1
5	11	12		0	1	1	1	1
6	13	14		1	1	1	1	1
10	17	18		0	1	1	1	1
11	19	20		1	1	1	1	1
15	23	24		0	1	1	1	1
16	25	26		1	1	1	1	1
20	29	30		0	1	1	1	1
21	31	32		1	1	1	1	1
25	35	36		0	1	1	1	1
26	37	38		1	1	2	1	1
30	41	42		0	1	2	1	1
31	43	44		1	1	2	1	1
35	47	48		0	1	2	1	1
36	49	50		1	1	2	1	1
40	53	54		0	1	2	1	1
41	55	56		1	1	2	1	1
45	59	60		0	1	2	1	1
46	61	62		1	1	2	1	1
50	65	66		0	1	2	1	1
51	67	68		1	1	3	1	1
55	71	72		0	1	3	1	1
56	73	74		1	1	3	1	1
60	77	78		0	1	3	1	1
61	79	80		1	2	3	2	2
65	83	84		0	2	3	2	2
66	85	86		1	2	3	2	2
70	89	90		0	2	3	2	2
71	91	92		1	2	3	2	2
75	95	96		0	2	3	2	2
76	97	98		1	2	4	2	2
80	101	102		0	2	4	2	2
81	103	104		1	2	4	2	2
85	107	108		0	2	4	2	2
86	109	110		1	2	4	2	2
90	113	114		0	2	4	2	2
91	115	116		1	2	4	2	2
95	119	120		0	2	4	2	2
96	121	122		1	2	4	3	3
100	125	126		0	2	4	3	3
101	127	128		1	2	4	3	3
105	131	132		0	2	4	3	3
106	133	134		1	2	5	3	3
110	137	138		0	2	5	3	3
111	139	140		1	2	5	3	3
115	143	144		0	2	5	3	3
116	145	146		1	2	5	3	3
120	149	150		0	2	5	3	3
121	151	152		1	2	5	4	4
125	155	156		0	2	5	4	4
126	157	158		1	2	6	4	4
130	161	162		0	2	6	4	4
131	163	164		1	2	6	4	4
135	167	168		0	2	6	4	4
136	169	170		1	3	6	5	5
140	173	174		0	3	6	5	5
141	175	176		1	3	6	5	5
145	179	180		0	3	6	5	5





146	181	182	1	3	6	5	5
150	185	186	0	3	6	5	5
151	187	188	1	3	7	5	5
155	191	192	0	3	7	5	5
156	193	194	1	3	7	6	6
160	197	198	0	3	7	6	6
161	199	200	1	3	7	6	6
165	203	204	0	3	7	6	6

*ELEMENTGROUP

			0.0083		PROPIEDADES DE COLUMNAS					
02	1	1								
7	4	7								
1	158.1	0.03	36100.	108600833.	4.	4.	2.	30083.33	0.2	1.
2	158.1	0.03	28900.	69600833.	4.	4.	2.	24083.33	0.2	1.
3	158.1	0.03	22500.	42187500.	4.	4.	2.	18750.00	0.2	1.
4	158.1	0.03	16900.	23800833.	4.	4.	2.	14083.33	0.2	1.
5	158.1	0.03	14400.	17280000.	4.	4.	2.	12000.00	0.2	1.
6	158.1	0.03	12100.	12200833.	4.	4.	2.	10083.33	0.2	1.
7	158.1	0.03	8100.	5467500.	4.	4.	2.	6750.00	0.2	1.
1	0.	0.	0.	-50.						
2	0.	0.	50.	-50.						
3	0.	0.	50.	-45.						
4	0.	0.	45.	-45.						
1	3	287611	-287611	10261.28	-3193.34	1.63	0.37	1.63	0.37	
2	3	191838	-191838	8060.96	-2395.01	1.68	0.38	1.68	0.38	
3	3	130633	-130633	6274.08	-1862.78	1.68	0.38	1.68	0.38	
4	3	96008	-96008	4900.64	-1596.67	1.60	0.36	1.60	0.36	
5	3	73390	-73390	4147.20	-1330.56	1.62	0.36	1.62	0.36	
6	3	56752	-56752	3497.12	-1130.98	1.62	0.36	1.62	0.36	
7	3	34768	-34768	2443.68	-864.86	1.55	0.34	1.55	0.34	
1	1	7	1	1	1	1	1			
7	7	13	1	1	2	1	1			
31	31	37	1	2	2	2	2			
61	61	67	1	3	2	3	3			
91	91	97	1	4	2	4	4			
127	127	133	1	5	2	5	5			
151	151	157	1	6	2	6	6			
163	163	169	1	6	3	6	6			
169	169	175	1	6	4	6	6			
181	181	187	1	7	4	7	7			
198	198	204	0	7	4	7	7			

*ELEMENTGROUP

			0.0083		PROP. DE CONTRAVIENTOS			
01	1	1						
5								
1	2100	0.05	729.64	2.530	-2.130	1	1.0	
2	2100	0.05	622.79	2.530	-2.116	1	1.0	
3	2100	0.05	622.79	2.530	-2.115	1	1.0	
4	2100	0.05	448.06	2.530	-2.114	1	1.0	
5	2100	0.05	238.31	2.530	-2.063	1	1.0	
1	1	8	7	1				
5	29	36	0	1				
6	36	41	5	1				
10	56	61	0	1				
11	61	68	7	1				
15	89	96	0	1				
16	96	101	5	2				
20	116	121	0	2				
21	121	128	7	3				
25	149	156	0	3				
26	156	161	5	4				
30	176	181	0	4				
31	181	188	7	5				
33	195	202	0	5				
34	6	11	5	1				





38	26	31	0	1
39	31	38	7	1
43	59	66	0	1
44	66	71	5	1
48	86	91	0	1
49	91	98	7	2
53	119	126	0	2
54	126	131	5	3
58	146	151	0	3
59	151	158	7	4
63	179	186	0	4
64	186	191	5	5
66	196	201	0	5
*GENDISP				
12	1	2.8571E-3		1er. NIVEL
*GENDISP				
18	1	2.8571E-3		2o. NIVEL
12	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
24	1	2.8571E-3		3o. NIVEL
18	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
30	1	2.8571E-3		4o. NIVEL
24	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
36	1	2.8571E-3		5o. NIVEL
30	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
42	1	2.8571E-3		6o. NIVEL
36	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
48	1	2.8571E-3		7o. NIVEL
42	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
54	1	2.8571E-3		8o. NIVEL
48	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
60	1	2.8571E-3		9o. NIVEL
54	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
66	1	2.8571E-3		10o. NIVEL
60	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
72	1	2.8571E-3		11o. NIVEL
66	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
78	1	2.8571E-3		12o. NIVEL
72	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
84	1	2.8571E-3		13o. NIVEL
78	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
90	1	2.8571E-3		14o. NIVEL
84	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
96	1	2.8571E-3		15o. NIVEL
90	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
102	1	2.8571E-3		16o. NIVEL
96	1	-2.857E-3		
*GENDISP				
108	1	2.8571E-3		17o. NIVEL
102	1	-2.857E-3		





*GENDISP		
114	1 2.8571E-3	180. NIVEL
108	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
120	1 2.8571E-3	190. NIVEL
114	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
126	1 2.8571E-3	200. NIVEL
120	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
132	1 2.8571E-3	210. NIVEL
126	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
138	1 2.8571E-3	220. NIVEL
132	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
144	1 2.8571E-3	230. NIVEL
138	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
150	1 2.8571E-3	240. NIVEL
144	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
156	1 2.8571E-3	250. NIVEL
150	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
162	1 2.8571E-3	260. NIVEL
156	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
168	1 2.8571E-3	270. NIVEL
162	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
174	1 2.8571E-3	280. NIVEL
168	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
180	1 2.8571E-3	290. NIVEL
174	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
186	1 2.8571E-3	300. NIVEL
180	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
192	1 2.8571E-3	310. NIVEL
186	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
198	1 2.8571E-3	320. NIVEL
192	1 -2.857E-3	
*GENDISP		
204	1 2.8571E-3	330. NIVEL
198	1 -2.857E-3	

***RESULTS**
 NSD 001 201
 E 001
 GD 001

***ELEMLOAD**
 CMVI

C. MUERTA + C. VIVA INST.

G	01	2							
	1	1	1.0	0.0	17.28	2304.00	0.0	17.28	-2304.00
	2	1	1.0	0.0	11.920	1589.3	0.0	11.920	-1589.3
	1	156	5	1	1.0				
	2	157	5	1	1.0				
	3	158	5	1	1.0				
	4	159	5	1	1.0				
	5	160	5	1	1.0				
	161	165	1	2	1.0				





3.- Archivo para Análisis Estático no Lineal del Marco con Disipadores

```

*STARTXX
  PUSHDIS      0      0 1 1 1  F
*NODECOORDS
C      1      0.      0.
C      2      800.     0.
C      3      1600.    0.
C      4      2400.    0.
C      5      3200.    0.
C      6      4000.    0.
C     199      0.     11550.
C     200      800.    11550.
C     201     1600.    11550.
C     202     2400.    11550.
C     203     3200.    11550.
C     204     4000.    11550.
L      1      199      6 32 350.
L      2      200      6 32 350.
L      3      201      6 32 350.
L      4      202      6 32 350.
L      5      203      6 32 350.
L      6      204      6 32 350.
*RESTRAINTS
S 111      1      6      1
*SLAVING
S 100      201      202      204      1
S 100      201      199      200      1
S 100      195      196      198      1
S 100      195      193      194      1
S 100      189      190      192      1
S 100      189      187      188      1
S 100      183      184      186      1
S 100      183      181      182      1
S 100      177      178      180      1
S 100      177      175      176      1
S 100      171      172      174      1
S 100      171      169      170      1
S 100      165      166      168      1
S 100      165      163      164      1
S 100      159      160      162      1
S 100      159      157      158      1
S 100      153      154      156      1
S 100      153      151      152      1
S 100      147      148      150      1
S 100      147      145      146      1
S 100      141      142      144      1
S 100      141      139      140      1
S 100      135      136      138      1
S 100      135      133      134      1
S 100      129      130      132      1
S 100      129      127      128      1
S 100      123      124      126      1
S 100      123      121      122      1
S 100      117      118      120      1
S 100      117      115      116      1
S 100      111      112      114      1
S 100      111      109      110      1
S 100      105      106      108      1

```





S 100	105	103	104	1
S 100	99	100	102	1
S 100	99	97	98	1
S 100	93	94	96	1
S 100	93	91	92	1
S 100	87	88	90	1
S 100	87	85	86	1
S 100	81	82	84	1
S 100	81	79	80	1
S 100	75	76	78	1
S 100	75	73	74	1
S 100	69	70	72	1
S 100	69	67	68	1
S 100	63	64	56	1
S 100	63	61	62	1
S 100	57	58	60	1
S 100	57	55	56	1
S 100	51	52	54	1
S 100	51	49	50	1
S 100	45	46	48	1
S 100	45	43	44	1
S 100	39	40	42	1
S 100	39	37	38	1
S 100	33	34	36	1
S 100	33	31	32	1
S 100	27	28	30	1
S 100	27	25	26	1
S 100	21	22	24	1
S 100	21	19	20	1
S 100	15	16	18	1
S 100	15	13	14	1
S 100	9	10	12	1
S 100	9	7	8	1
*MASSES				
S 100	64.436	199	204	1
S 100	84.830	193	198	1
S 100	84.830	187	192	1
S 100	86.078	181	186	1
S 100	87.326	175	180	1
S 100	87.253	169	174	1
S 100	89.828	163	168	1
S 100	93.020	157	162	1
S 100	93.710	151	156	1
S 100	94.400	145	150	1
S 100	94.400	139	144	1
S 100	94.400	133	138	1
S 100	95.150	127	132	1
S 100	95.900	121	126	1
S 100	95.900	115	120	1
S 100	95.900	109	114	1
S 100	95.900	103	108	1
S 100	95.900	97	102	1
S 100	97.580	91	96	1
S 100	99.260	85	90	1
S 100	99.260	79	84	1
S 100	102.780	73	78	1
S 100	102.780	67	72	1
S 100	104.700	61	66	1
S 100	106.621	55	60	1
S 100	106.621	49	54	1
S 100	106.621	43	48	1
S 100	106.621	37	42	1
S 100	108.779	31	36	1

981. 0.168





S 100	110.939	25	30	1
S 100	110.939	19	24	1
S 100	110.939	13	18	1
S 100	113.105	7	12	1

*ELEMENTGROUP

02 1 1			0.0118		PROPIEDADES DE TRABES					
3	7	6								
1	158.1	0.03	9000.	7500000.	4.	4.	2.	7500.00	0.2	1.
2	158.1	0.03	8000.	6666667.	4.	4.	2.	6666.67	0.2	1.
3	158.1	0.03	6300.	4252500.	4.	4.	2.	5250.00	0.2	1.
1	95.	-95.	0.	0.						
2	85.	-85.	0.	0.						
3	75.	-75.	0.	0.						
4	65.	-65.	0.	0.						
5	60.	-60.	0.	0.						
6	55.	-55.	0.	0.						
7	45.	-45.	0.	0.						
1	1	66642.94	-68195.53							
2	1	53492.79	-54839.23							
3	1	45543.19	-48248.19							
4	1	34214.68	-37180.54							
5	1	19499.19	-23192.50							
6	1	5985.00	-10506.16							
1	7	8		1	1	1	1	1		
5	11	12		0	1	1	1	1		
6	13	14		1	1	1	1	1		
10	17	18		0	1	1	1	1		
11	19	20		1	1	1	1	1		
15	23	24		0	1	1	1	1		
16	25	26		1	1	1	1	1		
20	29	30		0	1	1	1	1		
21	31	32		1	1	1	1	1		
25	35	36		0	1	1	1	1		
26	37	38		1	1	2	1	1		
30	41	42		0	1	2	1	1		
31	43	44		1	1	2	1	1		
35	47	48		0	1	2	1	1		
36	49	50		1	1	2	1	1		
40	53	54		0	1	2	1	1		
41	55	56		1	1	2	1	1		
45	59	60		0	1	2	1	1		
46	61	62		1	1	2	1	1		
50	65	66		0	1	2	1	1		
51	67	68		1	1	3	1	1		
55	71	72		0	1	3	1	1		
56	73	74		1	1	3	1	1		
60	77	78		0	1	3	1	1		
61	79	80		1	2	3	2	2		
65	83	84		0	2	3	2	2		
66	85	86		1	2	3	2	2		
70	89	90		0	2	3	2	2		
71	91	92		1	2	3	2	2		
75	95	96		0	2	3	2	2		
76	97	98		1	2	4	2	2		
80	101	102		0	2	4	2	2		
81	103	104		1	2	4	2	2		
85	107	108		0	2	4	2	2		
86	109	110		1	2	4	2	2		
90	113	114		0	2	4	2	2		
91	115	116		1	2	4	2	2		
95	119	120		0	2	4	2	2		
96	121	122		1	2	4	3	3		
100	125	126		0	2	4	3	3		





101	127	128	1	2	4	3	3
105	131	132	0	2	4	3	3
106	133	134	1	2	5	3	3
110	137	138	0	2	5	3	3
111	139	140	1	2	5	3	3
115	143	144	0	2	5	3	3
116	145	146	1	2	5	3	3
120	149	150	0	2	5	3	3
121	151	152	1	2	5	4	4
125	155	156	0	2	5	4	4
126	157	158	1	2	6	4	4
130	161	162	0	2	6	4	4
131	163	164	1	2	6	4	4
135	167	168	0	2	6	4	4
136	169	170	1	3	6	5	5
140	173	174	0	3	6	5	5
141	175	176	1	3	6	5	5
145	179	180	0	3	6	5	5
146	181	182	1	3	6	5	5
150	185	186	0	3	6	5	5
151	187	188	1	3	7	5	5
155	191	192	0	3	7	5	5
156	193	194	1	3	7	6	6
160	197	198	0	3	7	6	6
161	199	200	1	3	7	6	6
165	203	204	0	3	7	6	6

*ELEMENTGROUP

02	1	1	0.0118		PROPIEDADES DE COLUMNAS					
7	4	7								
1	158.1	0.03	36100.108600833.	4.	4.	2.	30083.33	0.2	1.	
2	158.1	0.03	28900.69600833.	4.	4.	2.	24083.33	0.2	1.	
3	158.1	0.03	22500.42187500.	4.	4.	2.	18750.00	0.2	1.	
4	158.1	0.03	16900.23800833.	4.	4.	2.	14083.33	0.2	1.	
5	158.1	0.03	14400.17280000.	4.	4.	2.	12000.00	0.2	1.	
6	158.1	0.03	12100.12200833.	4.	4.	2.	10083.33	0.2	1.	
7	158.1	0.03	8100.5467500.	4.	4.	2.	6750.00	0.2	1.	
1	0.	0.	0.	-50.						
2	0.	0.	50.	-50.						
3	0.	0.	50.	-45.						
4	0.	0.	45.	-45.						
1	3	287611	-287611	10261.28	-3193.34	1.63	0.37	1.63	0.37	
2	3	191838	-191838	8060.96	-2395.01	1.68	0.38	1.68	0.38	
3	3	130633	-130633	6274.08	-1862.78	1.68	0.38	1.68	0.38	
4	3	96008	-96008	4900.64	-1596.67	1.60	0.36	1.60	0.36	
5	3	73390	-73390	4147.20	-1330.56	1.62	0.36	1.62	0.36	
6	3	56752	-56752	3497.12	-1130.98	1.62	0.36	1.62	0.36	
7	3	34768	-34768	2443.68	-864.86	1.55	0.34	1.55	0.34	
1	1	7	1	1	1	1	1			
7	7	13	1	1	2	1	1			
31	31	37	1	2	2	2	2			
61	61	67	1	3	2	3	3			
91	91	97	1	4	2	4	4			
127	127	133	1	5	2	5	5			
151	151	157	1	6	2	6	6			
163	163	169	1	6	3	6	6			
169	169	175	1	6	4	6	6			
181	181	187	1	7	4	7	7			
198	198	204	0	7	4	7	7			

*ELEMENTGROUP

01	1	1	0.0118		PROP. DE DISIPADORES			
1								
1	2100	0.05	131.03	0.882	-0.882	0	1.0	
1	1	8	7	1				





5	29	36	0	1
6	36	41	5	1
10	56	61	0	1
11	61	68	7	1
15	89	96	0	1
16	96	101	5	1
20	116	121	0	1
21	6	11	5	1
25	26	31	0	1
26	31	38	7	1
30	59	66	0	1
31	66	71	5	1
35	86	91	0	1
36	91	98	7	1
40	119	126	0	1

*RESULTS

NSD 001 201

*ELEMLOAD

CMVI

C. MUERTA + C. VIVA INST.

G 01 2									
1 1	1.0	0.0	17.28	2304.00	0.0	17.28	-2304.00		
2 1	1.0	0.0	11.920	1589.3	0.0	11.920	-1589.3		
1 156 5 1	1.0								
2 157 5 1	1.0								
3 158 5 1	1.0								
4 159 5 1	1.0								
5 160 5 1	1.0								
161 165 1 2	1.0								

*NODALOAD

FE1

CARGA DE ENTREPISO EN NODO

S 0.0	-17.28	0.0	7	193	6
S 0.0	-17.28	0.0	12	198	6
S 0.0	-34.56	0.0	8	194	6
S 0.0	-34.56	0.0	9	195	6
S 0.0	-34.56	0.0	10	196	6
S 0.0	-34.56	0.0	11	197	6
S 0.0	-11.92	0.0	199		
S 0.0	-11.92	0.0	204		
S 0.0	-23.84	0.0	200	203	1

*NODALOAD

FV1

POPO VIGAS TRANSVERSALES

S 0.0	-12.10	0.0	169	204	1	!NIVEL 28-33
S 0.0	-15.36	0.0	79	168	1	!NIVEL 13-27
S 0.0	-17.28	0.0	7	78	1	!NIVEL 1-12

*NODALOAD

FC1

POPO COLUMNAS Y VIGAS

S 0.0	-12.61	0.0	199	204	1	!NIVEL 33
S 0.0	-15.13	0.0	187	198	1	!NIVEL 31-32
S 0.0	-16.38	0.0	181	186	1	!NIVEL 30
S 0.0	-17.63	0.0	175	180	1	!NIVEL 29
S 0.0	-17.56	0.0	169	174	1	!NIVEL 28
S 0.0	-20.13	0.0	163	168	1	!NIVEL 27
S 0.0	-20.06	0.0	157	162	1	!NIVEL 26
S 0.0	-20.75	0.0	151	156	1	!NIVEL 25
S 0.0	-21.44	0.0	133	150	1	!NIVEL 22-24
S 0.0	-22.19	0.0	127	132	1	!NIVEL 21
S 0.0	-22.94	0.0	97	126	1	!NIVEL 16-20
S 0.0	-24.62	0.0	91	96	1	!NIVEL 15
S 0.0	-26.30	0.0	79	90	1	!NIVEL 13-14
S 0.0	-27.90	0.0	67	78	1	!NIVEL 11-12
S 0.0	-29.82	0.0	61	66	1	!NIVEL 10
S 0.0	-31.74	0.0	37	60	1	!NIVEL 6-9





S	0.0	-33.90	0.0	31	36	1	!NIVEL 5
S	0.0	-36.06	0.0	13	30	1	!NIVEL 2-4
S	0.0	-38.22	0.0	7	12	1	!NIVEL 1

***NODALOAD**

DISI

FUERZA ENTRE CORTANTE BASAL

S	0.05203	0.0	0.0	201
S	0.06330	0.0	0.0	195
S	0.05969	0.0	0.0	189
S	0.05713	0.0	0.0	183
S	0.05319	0.0	0.0	177
S	0.04942	0.0	0.0	171
S	0.04953	0.0	0.0	165
S	0.04687	0.0	0.0	159
S	0.04499	0.0	0.0	153
S	0.04249	0.0	0.0	147
S	0.03991	0.0	0.0	141
S	0.03733	0.0	0.0	135
S	0.03542	0.0	0.0	129
S	0.03326	0.0	0.0	123
S	0.03148	0.0	0.0	117
S	0.02993	0.0	0.0	111
S	0.02844	0.0	0.0	105
S	0.02689	0.0	0.0	99
S	0.02609	0.0	0.0	93
S	0.02441	0.0	0.0	87
S	0.02274	0.0	0.0	81
S	0.02185	0.0	0.0	75
S	0.02017	0.0	0.0	69
S	0.01913	0.0	0.0	63
S	0.01735	0.0	0.0	57
S	0.01552	0.0	0.0	51
S	0.01359	0.0	0.0	45
S	0.01153	0.0	0.0	39
S	0.00974	0.0	0.0	33
S	0.00744	0.0	0.0	27
S	0.00512	0.0	0.0	21
S	0.00291	0.0	0.0	15
S	0.00109	0.0	0.0	9

***PARAMETERS**

F 0.01 0.01
 OS 0 0 1 0 1000

***MODE**

3 2 0 1

***GRAV**

E CMVI 1.1
 N FE1 1.1
 N FV1 1.1
 N FC1 1.1

***STAT**

N DISI 1.0
 D 201 3 1 0.2 200.0

***STOP**

FORMAS MODALES Y CALCULO DE PERIODO

ANALISIS GRAVITACIONAL

ANALISIS ESTATICO NO LINEAL

