



01161
8
20

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

Facultad de Ingeniería

**ELECCIÓN DEL MEJOR ARREGLO DE DISIPADORES
EN UN MARCO ESTRUCTURAL PLANO**

OLGA EUGENIA URREGO GIRALDO

TESIS

**PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE
MAESTRA EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

CIUDAD UNIVERSITARIA

1994

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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 está 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.

Papá, Mamá, Ernesto, Rocío, Luz, Idilia, Germán, Mariano, Martha, Héctor, Julia, Víctor, Cecilia y Estella!: a ustedes que son mi mayor riqueza les dedico este trabajo que es la culminación de otra etapa de mi vida en la cual, como siempre, fueron ustedes una gran fuerza que me impulsó a llegar hasta la meta y que me seguirá ayudando a crecer más y más cada día.

Mami!

Por ti nací y por ti aprendí a amar la vida. Contigo crecí y disfruté tu compañía en mi largo caminar y en cada momento me permitiste elegir el camino.

De ti aprendí lo maravilloso de cosechar con optimismo semillas de unidad, amor y gratitud, al verte recoger con tanta alegría sus frutos a lo largo de mi existencia.

De ti aprendí a mirar hacia el futuro con mucha esperanza.

De ti heredé los valores que me han permitido extraer muchas de las cosas buenas que tiene este mundo.

De ti aprendí casi todo lo bueno que hay en mí y lo que me ha permitido ser lo que soy, vivir como he vivido, lograr lo que he logrado y a querer como he querido.

¡GRACIAS MAMI!

Ahora siento que Tú y Rocío están muy cerca de cada uno de nosotros y que podré seguir aprendiendo mucho de ustedes y ser cada día mejor.

Gerardo!

Tu constante estímulo y cariño me ha dado la fortaleza para avanzar continuamente.

Por todos ustedes y por todo que me han dado y enseñado seguiré SIEMPRE ADELANTE. ¡GRACIAS!

*"¿ Por cuántos caminos entre las
estrellas debe el hombre impulsarse a sí
mismo en la búsqueda del secreto
final?*

*La jornada es difícil, inmensa, a veces
imposible, sin embargo, eso no nos
impedirá a alguno de nosotros hacer el
intento...*

*Ya nos hemos unido a la caravana, se
podría decir en cierto punto;
viajaremos tan lejos como
podamos, pero tan sólo en una vida, no
podemos ver todo lo que nos gustaría
ver, ni aprender todo lo que anhelamos
saber"*

LOREN EISELEY
"The Immense Journey"

*Dedico este trabajo a quienes en cada
instante están contribuyendo a mi
crecimiento personal y profesional, su
constante estímulo hace que incremente
cada día la confianza en mí, logre
avanzar siempre en esta "inmensa
jornada" hacia la superación y venza
los posibles obstáculos que se puedan
presentar en el camino.*

*A quienes me han enseñado a ver la
vida con mucho optimismo.*

TABLA DE CONTENIDO

<i>LISTA DE FIGURAS</i>		<i>v</i>
<i>LISTA DE TABLAS</i>		<i>vii</i>
<i>RESUMEN</i>		<i>viii</i>
<i>ABSTRACT</i>		<i>ix</i>
1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1	DISPOSITIVOS DE CONTROL PASIVO	2
1.1.1	Disipadores de energía	2
1.1.1.1	Fricción entre placas	2
1.1.1.2	Comportamiento plástico de materiales	2
1.1.1.2.1	Flexión	2
1.1.1.2.2	Compresión	3
1.1.1.2.3	Tensión	3
1.1.1.2.4	Rolado por flexión	3
1.1.1.2.5	Torsión	3
1.1.1.3	Extrusión	3
1.1.1.4	Comportamiento viscoelástico de materiales	3
1.1.2	Aisladores de base	4
1.1.3	Osciladores resonantes	5
1.2	DISPOSITIVOS DE CONTROL ACTIVO	5
1.2.1	Masa activa	5
1.2.2	Tendones activos	5
1.2.3	Dispositivos de fricción activa	6
2.	MODELACIÓN ESTRUCTURAL Y EXCITACIÓN SÍSMICA	7
2.1	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	7

TABLA DE CONTENIDO

2.2	<i>HIPÓTESIS Y PARÁMETROS EMPLEADOS EN EL ANÁLISIS.</i>	10
2.2.1	<i>Hipótesis</i>	10
2.2.2	<i>Materiales</i>	11
2.2.2.1	<i>Concreto</i>	11
2.2.2.2	<i>Acero</i>	11
2.3	<i>UBICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS Y EXCITACIÓN SÍSMICA</i>	12
2.4	<i>ARREGLOS PROPUESTOS</i>	14
2.5	<i>MODELOS ESTRUCTURALES DE LOS ELEMENTOS</i>	14
2.5.1	<i>Diagonales</i>	14
2.5.2	<i>Columnas</i>	15
2.5.3	<i>Vigas</i>	17
2.6	<i>CARGAS</i>	18
2.6.1	<i>Tipos de Carga</i>	18
2.6.1.1	<i>Cargas Muertas (CM)</i>	18
2.6.1.2	<i>Cargas Vivas (CV)</i>	19
2.6.1.3	<i>Cargas Sísmicas (C_{SISMO})</i>	19
2.6.2	<i>Combinaciones de carga</i>	20
3.	<i>PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS</i>	22
3.1	<i>DETERMINACIÓN DEL PESO DE LA ESTRUCTURA</i>	23
3.1.1	<i>Área total en planta (A)</i>	23
3.1.2	<i>Peso por nivel (W)</i>	24
3.1.3	<i>Cortante basal (V_b)</i>	24
3.2	<i>CÁLCULO Y DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA FUERZA SÍSMICA</i>	25
3.3	<i>DIMENSIONAMIENTO DEL MARCO "CONVENCIONAL"</i>	26

TABLA DE CONTENIDO

3.3.1	Rigidez de entrepiso mínima $K_{T_{\min}}$	26
3.4	DIMENSIONAMIENTO DEL MARCO CON DISIPADORES	33
3.4.1	Dimensionamiento del Marco Sin Disipadores	34
3.4.2	Dimensionamiento de las diagonales equivalentes	35
3.5	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS CON LAS SECCIONES DEFINITIVAS	40
3.5.1	Cargas verticales sobre las vigas	40
3.5.2	Análisis del marco convencional	42
3.5.3	Análisis del marco con disipadores	42
3.6	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS	43
4.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS	44
4.1	DISEÑO DE VIGAS	44
4.1.1	Refuerzo longitudinal en vigas	44
4.1.1.1	Refuerzo mínimo	44
4.1.1.2	Refuerzo máximo	45
4.1.1.3	Procedimiento de diseño	46
4.1.2	Refuerzo transversal en vigas	48
4.2	DISEÑO DE COLUMNAS	56
4.2.1	Efectos de esbeltez	56
4.2.2	Refuerzo longitudinal en columnas	62
4.2.2.1	Refuerzo mínimo	62
4.2.2.2	Refuerzo máximo	62
4.2.2.3	Procedimiento de diseño	62
4.2.3	Refuerzo transversal en columnas	67
5.	ANÁLISIS DINÁMICO DE LOS MARCOS	76
5.1	RESISTENCIA DE LAS DIAGONALES	80

TABLA DE CONTENIDO

5.2	<i>DISIPACIÓN DE ENERGÍA</i>	82
5.3	<i>RESISTENCIAS Y DUCTILIDADES DE ENTREPISO</i>	91
5.4	<i>MOMENTO DE VOLTEO</i>	92
6.	<i>ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS</i>	100
6.1	<i>RIGIDEZ AXIAL DE LAS DIAGONALES</i>	100
6.2	<i>FACTORES REDUCTIVOS DE RESISTENCIA</i>	102
6.3	<i>DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS</i>	103
6.4	<i>FUERZAS AXIALES MÁXIMAS EN LAS COLUMNAS</i>	105
6.5	<i>MOMENTOS DE VOLTEO EN LA CIMENTACIÓN</i>	107
6.6	<i>DISIPACIÓN DE ENERGÍA</i>	109
6.7	<i>COEFICIENTE SÍSMICO ASOCIADO A CADA MARCO</i>	114
6.8	<i>RESISTENCIAS Y DUCTILIDADES DE ENTREPISO</i>	115
6.9	<i>CANTIDAD DE MATERIAL EN LOS MARCOS</i>	117
7.	<i>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</i>	120
8.	<i>RECONOCIMIENTOS</i>	123
9.	<i>BIBLIOGRAFÍA</i>	125
	<i>APÉNDICE A</i>	128
	<i>APÉNDICE B</i>	130
	<i>APÉNDICE C</i>	133
	<i>APÉNDICE D</i>	135

LISTA DE FIGURAS

2.1	<i>Marcos analizados con diferentes arreglos de disipadores</i>	8
2.2	<i>Rigidez total del sistema marco-disipador</i>	9
2.3	<i>Acelerograma del sismo</i>	13
2.4	<i>Espectro de respuesta del sismo</i>	13
2.5	<i>Curvas de intensidad de Arias</i>	13
2.6	<i>Comportamiento de las diagonales</i>	15
2.7	<i>Relaciones $M-\psi$ y $M-\theta$ (Resistencia uniforme)</i>	16
2.8	<i>Relaciones $M-\psi$ y $M-\theta$ (Resistencia variable)</i>	16
2.9	<i>Diagrama de interacción</i>	17
2.10	<i>Cargas sobre los marcos</i>	20
3.1	<i>Planta de la estructura</i>	23
3.2	<i>Espectro de diseño zona III</i>	25
3.3	<i>Modelo de cortante</i>	27
3.4	<i>Modelo de flexión</i>	30
3.5	<i>Diagonal (Compatibilidad del sistema)</i>	37
3.6	<i>Marcos seleccionados para el análisis</i>	39
3.7	<i>Áreas tributarias de los marcos</i>	41
4.1	<i>Numeración de los elementos</i>	50
4.2	<i>Sección típica de vigas en los extremos del claro</i>	56
4.3	<i>Tipos de estribos empleados en las columnas</i>	69
4.4	<i>Distribución vertical de estribos</i>	72
5.1	<i>Numeración de las diagonales</i>	83
5.2	<i>Ciclos histéreticos de los disipadores</i>	88
5.3	<i>Modelo para la determinación de las curvas cortante-deformación</i>	92
5.4	<i>Curvas cortante-deformación</i>	94
5.5	<i>Historia de fuerzas axiales en columnas y disipadores marco nivel</i>	99
6.1	<i>Rigidez axial de las diagonales</i>	101
6.2	<i>Factores ϕ_p</i>	102
6.3	<i>Fuerzas de fluencia de los disipadores</i>	103
6.4	<i>Desplazamientos máximos de entrepiso</i>	104
6.5	<i>Desplazamientos relativos de entrepiso</i>	105
6.6	<i>Fuerzas axiales máximas en las columnas</i>	106

LISTA DE FIGURAS

6.7	<i>Historia de momentos de volteo</i>	108
6.8	<i>Disipación de energía</i>	113
6.9	<i>Cantidad de material normalizado respecto al marco 1</i>	117

LISTA DE TABLAS

3.1	<i>Distribución fuerza sísmica lateral</i>	27
3.2	<i>Dimensionamiento de columnas</i>	30
3.3	<i>Fuerzas sísmicas laterales corregidas</i>	31
3.4	<i>Masas totales</i>	32
3.5	<i>Resultados del análisis estructural</i>	33
3.6	<i>Geometría marco sin disipadores</i>	36
3.7	<i>Período de vibración de los marcos</i>	39
3.8	<i>Áreas definitivas de las diagonales</i>	40
3.9	<i>Cargas concentradas en los extremos de las vigas</i>	42
4.1	<i>Refuerzo longitudinal en vigas</i>	51
4.2	<i>Refuerzo longitudinal en vigas</i>	53
4.3	<i>Refuerzo transversal en vigas</i>	57
4.4	<i>Cálculo de factores ψ</i>	58
4.5	<i>Revisión de los efectos de esbeltez (CM)</i>	59
4.6	<i>Revisión de los efectos de esbeltez (CM + CV_{INST})</i>	61
4.7	<i>Parámetros para diseño de columnas</i>	64
4.8	<i>Refuerzo longitudinal en columnas</i>	64
4.9	<i>Refuerzo longitudinal en columnas</i>	66
4.10	<i>Refuerzo transversal en columnas</i>	70
5.1	<i>Factores de amortiguamiento</i>	77
5.2	<i>Diagrama de interacción de columnas</i>	78
5.3	<i>Esfuerzos de fluencia de los disipadores</i>	84
5.4	<i>Factores de ductilidad de los disipadores</i>	87
6.1	<i>Cargas verticales y momentos de volteo en la cimentación</i>	107
6.2	<i>Disipación de energía</i>	109
6.3	<i>Coefficientes sísmicos</i>	115
6.4	<i>Resistencia de entrepiso</i>	116
6.5	<i>Demandas de ductilidad de entrepiso</i>	116
6.6	<i>Resumen de cantidad de materiales</i>	118

RESUMEN

En el presente trabajo se analiza la influencia que tienen los dispositivos disipadores de energía en la respuesta sísmica de un marco plano y se elige la distribución más adecuada de estos en el marco (a partir de ciertos arreglos propuestos) desde los puntos de vista de respuesta estructural y economía.

Esta revisión se hace para un marco de concreto reforzado de 10 niveles y 3 crujías al que se añaden diferentes arreglos de elementos diagonales de acero los cuales representan a los disipadores. Todos los modelos tienen igual período inicial de vibración.

La elección de la mejor disposición, en cuanto al comportamiento estructural, se hace con base en un análisis dinámico inelástico paso a paso de la respuesta. El diseño se hace variando la resistencia de los disipadores con el fin de lograr que la energía se disipe por el trabajo mecánico de estos y no por el comportamiento dúctil de los elementos estructurales de concreto reforzado.

Los modelos se sujetan al acelerograma SCT-EW registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en México.

Los resultados que se presentan indican la influencia de la localización de los disipadores en resistencias, desplazamientos, disipación de energía, cantidad de refuerzo y de concreto, así como fuerzas axiales en las columnas y momentos de volteo del sistema marco-disipador.

ABSTRACT

A revision of different arrangements of seismic energy dissipation devices is carried out in a reinforced concrete 10 story 3 bay frame. The aim of this work is to obtain the most suitable arrangement, considering structural response and economy.

The structural elements are designed with a strong-column and weak-beam behavior criterion. A step by step inelastic dynamic analysis for each frame is made.

The structural models are subjected to the SCT-EW accelerogram recorded on soft soil in Mexico city during the 1985 earthquake.

Strength, displacements, energy dissipation, axial force in columns, overturning moments and reinforcement are evaluated for each case.

1. INTRODUCCIÓN

Durante la acción de un sismo fuerte los sistemas estructurales presentan generalmente un comportamiento dinámico no lineal, lo que ocasiona daños, por lo que es necesario suministrarles capacidad para disipar energía cinética cuando se presentan deformaciones inelásticas. Dicha capacidad se puede suministrar al sistema por medio de dispositivos externos que le proporcionen un amortiguamiento adicional sin depender de la ductilidad de los elementos estructurales, ya que por lo general el amortiguamiento natural del sistema no propicia reducciones apreciables de la respuesta.

Los dispositivos externos al sistema buscan reducir los daños mediante la modificación de las propiedades dinámicas estructurales y la disminución de la energía disipada en las conexiones viga-columna, ya sea por aislamiento de los movimientos de la base o por aumento del amortiguamiento interno.

En el estudio de la respuesta de estructuras sujetas a acciones sísmicas se han desarrollado muchos tipos de sistemas estructurales para proporcionar resistencia lateral a las fuerzas sísmicas, tales como, marcos rígidos, muros de cortante, muros de diafragma y más recientemente, un sistema combinado de marco y elementos diagonales que actúa como una armadura articulada en los extremos, la cual simula a los dispositivos disipadores de energía.

Los dispositivos para reducir la respuesta sísmica pueden ser de dos clases de acuerdo con su forma de trabajo: de control pasivo y de control activo.

1.1. - DISPOSITIVOS DE CONTROL PASIVO

1.1.1. - Disipadores de energía

Se caracterizan por la capacidad de reducir las respuestas sísmicas en las construcciones y por tener un comportamiento histerético estable ante la aplicación de cargas cíclicas.

Se debe tratar que la energía se disipe por el trabajo mecánico de los elementos disipadores y no por el comportamiento dúctil de los elementos estructurales.

Estos dispositivos se colocan adecuadamente tal que garanticen rigidez y resistencia contra deformaciones excesivas, aumentando el amortiguamiento histerético de la estructura mediante la disipación de energía de las siguientes formas:

1.1.1.1. - Fricción entre placas. *El dispositivo se coloca en el centro de las diagonales y la disipación se presenta por fricción entre las placas, al deslizarse una diagonal sobre la otra cuando las fuerzas laterales sobrepasan cierto margen. (Pall y Marsh, 1982).*

1.1.1.2. - Comportamiento plástico de materiales. *La disipación se presenta cuando ciertos materiales tales como acero, plomo, aleaciones, etc. (Sosa, 1992) sobrepasan los esfuerzos de fluencia. Esto se puede deber a que los elementos se someten a los siguientes tipos de esfuerzo:*

1.1.1.2.1. - Flexión. *La disipación de energía se logra por medio de la fluencia del acero cuando hay deformación por flexión en vigas o placas.*

1.1.1.2.2. - Compresión. *Ocurre cuando hay deformación de elementos que trabajan a compresión en una dirección.*

1.1.1.2.3. - Tensión. *Se basa en la plastificación por tensión. La capacidad de disipación depende de la geometría y de la velocidad de carga.*

1.1.1.2.4. - Rolado por flexión. *En ciertos dispositivos (U, J o espirales) se disipa energía al desplazarse una cara del dispositivo respecto a la otra, en forma similar al movimiento de las orugas de un tractor (Aguirre y Sánchez, 1990). La parte central de estos dispositivos se une a un nivel de la estructura y los extremos al nivel inmediatamente superior. Los desplazamientos relativos entre los niveles ocasionan el rolado y por lo tanto la disipación de energía.*

1.1.1.2.5.- Torsión. *Cuando el comportamiento histerético se logra al someter una barra o elemento a torsión.*

1.1.1.3.- 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.*

1.1.1.4.- Comportamiento viscoelástico de materiales. *Dependiendo de la viscosidad de los materiales la frecuencia natural de la estructura se aumenta o se disminuye en función del amortiguamiento.*

Aunque se han reportados pocos estudios sobre el comportamiento de los dispositivos disipadores de energía, es un concepto que tiene cada día más aceptación entre los

ingenieros civiles, arquitectos y constructores de edificios. Anteriormente se había usado en ingeniería mecánica y aeroespacial para controlar vibraciones indeseables.

1.1.2.- Aisladores de base

Estos dispositivos aíslan la superestructura de la cimentación, por lo que generalmente se colocan entre la cimentación y el primer nivel. Es un sistema muy flexible lateralmente pero con una alta rigidez vertical. Su función principal es flexibilizar y aumentar el período fundamental de vibración de la estructura.

Se han realizado estudios sobre aisladores a los que se les inserta un corazón de plomo para que disipen energía cuando alcancen la fluencia por cortante y para que limiten los desplazamientos. Este tipo de aislador debe ser suficientemente flexible para que el plomo se comporte elásticamente para las fuerzas de viento máximas esperadas. (Robinson y Toker, 1977). También se ha utilizado un nuevo sistema aislador llamado péndulo de fricción porque se basa en el principio del movimiento del péndulo. Se fabrican generalmente de acero, con cromo en la zona de deslizamiento. La fuerza restitutiva la proporciona la forma del dispositivo. La rigidez es proporcional a la fuerza aplicada lo que hace que las torsiones provocadas por la concentración de masas en cada nivel se vean disminuidas en el nivel de aislamiento (Zayas, Low y Mahin, 1990; y Bozzo, Mahin y Zayas, 1990).

En México se han usado aisladores rodantes (con balines) en dos edificios. Estos han dado buenos resultados, sin embargo presentan el problema de que carecen de un sistema de control de desplazamientos (Jara y Vargas, 1990). Recientemente se han hecho estudios de tipo económico y de respuesta estructural sobre estas construcciones (Sosa y Ruiz, 1992).

1.1.3- Osciladores resonantes

Este sistema consiste en adicionarle a la estructura un sistema vibratorio con propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento tales que modifiquen 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).

1.2. - DISPOSITIVOS DE CONTROL ACTIVO

La función de estos dispositivos es eliminar las vibraciones mediante la aplicación de fuerzas externas las cuales son controlados por computadora, dependiendo del desplazamiento que se registre en cada nivel. Los principales dispositivos de esta clase son:

1.2.1. - Masa activa

Este dispositivo es una extensión de los osciladores resonantes, el movimiento de la masa sobre el último nivel es detectado por los sensores de la computadora y este a su vez le envía la señal del movimiento correctivo que se le debe aplicar a la masa.

1.2.2. - Tendones activos

Su función principal es modificar el período fundamental de la estructura para evitar que se encuentre cerca de la frecuencia dominante del sismo en cada instante y así impedir amplificaciones grandes del movimiento. Se colocan en forma de X de un nivel a otro de la estructura teniendo en cuenta la longitud, el área y la posición. La fuerza aplicada se

controla de igual forma que en el caso anterior.

1.2.3. - Dispositivos de fricción activa

Trabajan en forma similar al dispositivo de fricción de control pasivo con la diferencia de que estos son controlados por computadora. Se controla la fuerza máxima con la cual se deslizan los dispositivos, tanto en condiciones de servicio como en condiciones últimas.

Para el desarrollo de la presente tesis se utilizaron dispositivos disipadores de energía de control pasivo, colocados a lo largo de la altura de la superestructura, proponiendo diferentes arreglos.

En lo que sigue se hace la descripción de las propiedades de cada una de los componentes del sistema marco-disipador, de los tipos de excitaciones empleadas y de los procesos de análisis y de diseño seguido para los diferentes arreglos.

Finalmente, se realiza un análisis comparativo de resultados, se dan conclusiones y se proponen recomendaciones.

2. MODELACIÓN ESTRUCTURAL Y EXCITACIÓN SÍSMICA

2.1. - DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se analizan ocho marcos planos de concreto reforzado con diferentes distribuciones de dispositivos disipadores de energía. Estos últimos modelados como elementos diagonales de acero colocados en diferentes posiciones, los cuales tienen un comportamiento estructural con características especiales, tales como la estabilidad de los ciclos histeréticos cuando se le aplican cargas alternas en forma repetida con amplitudes de desplazamiento mucho más altas que el desplazamiento de fluencia. Además ofrecen la posibilidad de fácil remoción y reemplazo en caso de daño sin que se afecten los demás miembros estructurales.

Se analiza, además, otro marco llamado "convencional" cuya rigidez y resistencia depende solamente de las propiedades mecánicas y geométricas de las vigas y columnas y no posee elementos diagonales (fig. 2.1).

Los marcos tienen diez niveles y tres crujeías. Las alturas de entrepiso son de 3.0 metros y el espaciamiento entre columnas es de 5.0 metros. Todos los marcos tienen el mismo período fundamental de vibración ($T = 1.03$ s) y la misma rigidez lateral total (K_T) con la diferencia de que en los marcos con disipadores se supone que el marco (vigas y columnas) toma la cuarta parte de esta rigidez ($K_{SD} = 0.25 K_T$). Las tres cuartas partes

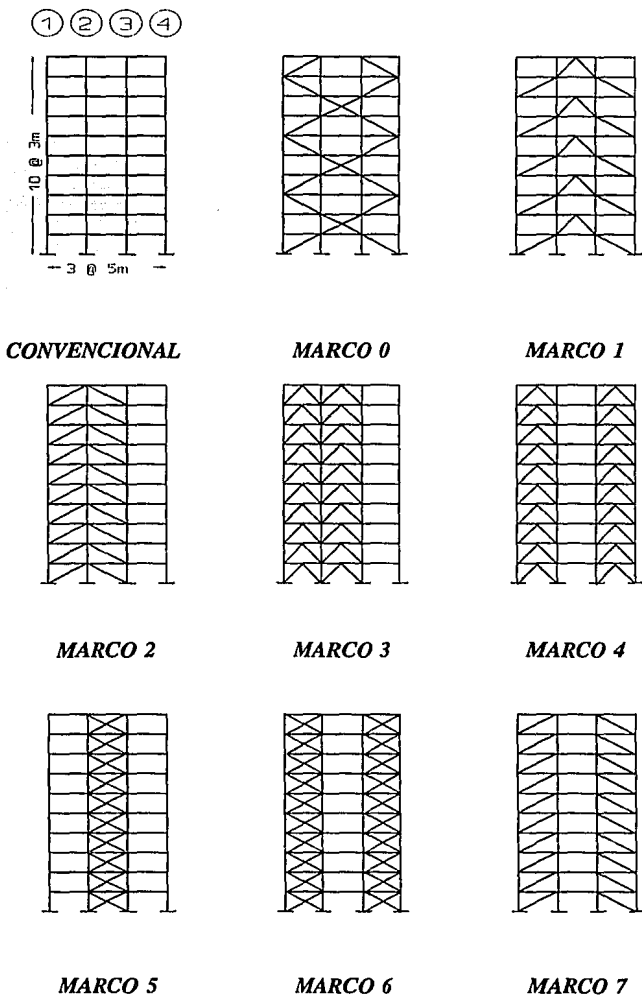


Fig. 2.1. Marcos analizados con diferentes arreglos de disipadores

MODELACIÓN ESTRUCTURAL Y EXCITACIÓN SÍSMICA

restantes las toman los dispositivos disipadores de energía ($K_D = 0.75 K_T$). Por otro lado, el marco "convencional" asume el 100 % de la rigidez total.

La rigidez lateral total de entrepiso para el marco con disipadores, es entonces igual a la suma de las rigideces laterales de entrepiso que toman el marco (K_{SD}) más la que toma el sistema disipador (K_D). Así como lo muestran la expresión 2.1 y la Fig. 2.2.

$$K_T = \alpha_1 K_T + \alpha_2 K_T = 0.25 K_T + 0.75 K_T \quad (2.1)$$

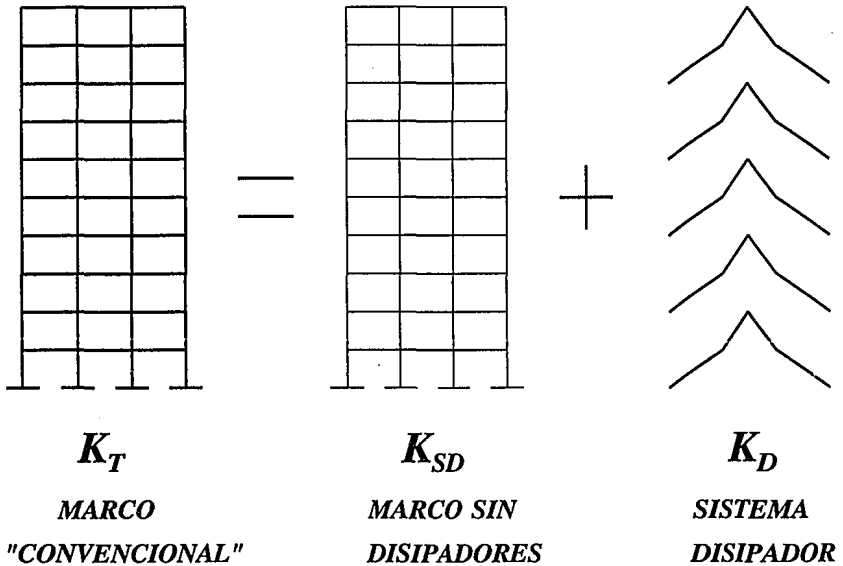


Fig. 2.2 Rigidez total del sistema marco-disipador

MODELACIÓN ESTRUCTURAL Y EXCITACIÓN SÍSMICA

Se supone que la edificación se destinará para oficinas, catalogada en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-87) como construcción tipo B, las cuales incluyen construcciones comunes tales como vivienda, locales comerciales, oficinas, hoteles, etc. que no son esenciales para atender una emergencia o que no alojarán demasiadas personas o equipo muy pesado.

2.2 HIPÓTESIS Y PARÁMETROS EMPLEADOS EN EL ANÁLISIS

2.2.1 Hipótesis

- *Los apoyos de la estructura son empotramientos perfectos*
- *Las losas son diafragmas rígidos en su plano*
- *No se consideran efectos de excentricidades accidentales de las fuerzas sísmicas, ni efectos bidireccionales*
- *Las columnas se diseñan por flexión uniaxial únicamente*

Del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987 (RCDF-87)

- *Las edificaciones cumplen con las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC, 1987).*
- *En el diseño se tendrá en cuenta los efectos de las cargas muertas, vivas y de sismo, suponiendo que los efectos del viento son poco significativos.*
- *La diferencia máxima permisible de desplazamiento entre dos niveles consecutivos será 0.012 la diferencia de elevaciones ($0.012 * 3 \text{ m} = 0.036 \text{ m} = 3.6 \text{ cm}$).*
- *Las columnas tienen una sección mínima de 30 cm.*

2.2.2 Materiales

2.2.2.1 Concreto

El concreto empleado con fines estructurales en vigas y columnas será clase 2, según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto inciso 1.4.1 (NTC, 1987).

Peso volumétrico $\gamma = 2.3 \text{ t/m}^3$

Resistencia especificada a la compresión $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia nominal a la compresión $f_c^* = 0.85 f'_c = 160 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo uniforme de compresión:

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \text{ si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = (1.05 - f_c^*/1250) f_c^* \text{ si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 * 160 = 136 \text{ kg/cm}^2 \text{ porque } f_c^* = 160 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de Elasticidad:

$$E = 8000 \sqrt{f'_c} = 8000 \sqrt{200} = 113137 \text{ kg/cm}^2$$

2.2.2.2 Acero

El acero que se empleará tanto en las diagonales equivalentes como para el refuerzo tendrá las siguientes características:

Módulo de Elasticidad $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo especificado de fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

2.3 UBICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS Y EXCITACIÓN SÍSMICA

Las estructuras se suponen desplantadas en la zona blanda de la ciudad de México definida por el RCDF-87 como zona III, donde hay depósitos de arcilla altamente compresibles.

La determinación de las rigideces de cada uno de los marcos es de tal manera que en todos se logre el mismo período fundamental de vibración. Para la realización del análisis estructural de cada marco se utilizará el programa SAP90 (Habibullah y Wilson, 1992). Este es un programa de análisis estructural basado en el método de los elementos finitos con opciones de análisis tanto estático como dinámico. En el Apéndice A se muestra un ejemplo de un archivo de datos para el SAP90.

En el diseño se tratará que la energía se disipe por el trabajo mecánico de los disipadores (por histéresis en las diagonales) y no por comportamiento dúctil de los elementos estructurales, ya que la función de los disipadores es la de canalizar la energía que se libere bajo la acción sísmica para evitar que se presenten deformaciones inelásticas que causen daño a la estructura.

Para determinar la respuesta no lineal del modelo se emplea el programa DRAIN-2D (Powell, 1973, 1975), el cual evalúa la respuesta dinámica de sistemas no lineales de varios grados de libertad en el dominio del tiempo. Un ejemplo del archivo de datos para este programa se presenta en el Apéndice B. En el análisis paso a paso, para la determinación de la respuesta, los marcos serán excitados con la componente horizontal (E-W) del acelerograma registrado en la estación SCT el 19 de septiembre de 1985. Este sismo es de banda estrecha y presenta un período dominante de 2 s y su máxima aceleración es 168 gals (Prince et al, 1985). Las Fig. 2.3 y 2.4 muestran, respectivamente, el acelerograma y espectro de respuesta de este sismo.

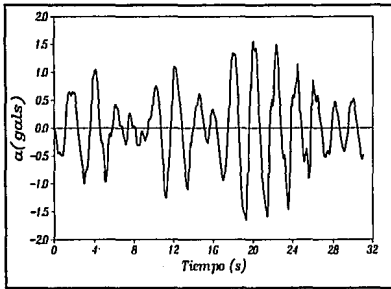


Fig. 2.3 Acelerograma del sismo

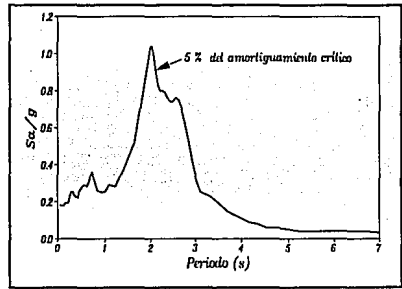


Fig 2.4 Espectro de respuesta del sismo

Se trabajará con el sismo SCT reducido dado que es necesario utilizar un intervalo de integración relativamente pequeño (0.005 s). Si se usara el acelerograma completo el proceso de cálculo computacional necesitaría demasiado tiempo, lo que no se justifica puesto que no se le proporciona más exactitud a los resultados relativos a respuesta máxima.

La proporción de reducción respecto al acelerograma completo se puede apreciar en las curvas de Intensidad de Arias ($\int a^2 dt$) versus tiempo (t) para los dos acelerogramas (total y reducido). El porcentaje que se reduce una curva respecto a la otra es el mismo en que se reduce el acelerograma. En la expresión anterior a es la aceleración en m/s^2 en cada instante t.

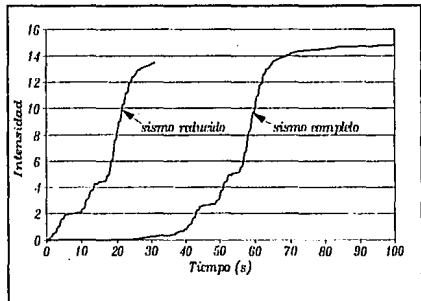


Fig. 2.5 Curvas de Intensidad de Arias

En la Fig. 2.5 la intensidad está expresada en m^2/s^3 . En la parte inferior la curva se redujo $\int a^2 dt = 0.67 m^2/s^3$ (4.5 %) y en la superior $\int a^2 dt = 0.83 m^2/s^3$ (5.5 %); $\int a^2 dt = 15.0 m^2/s^3$ (100 %) es la total (Arias, 1973).

2.4 ARREGLOS PROPUESTOS

Los arreglos de disipadores escogidos para el análisis son los que se muestran en la Fig. 2.1, junto con el marco "convencional". Esta selección se hizo con base en estudios previos realizados por Alvarado en 1988 y por Silva en 1993, por sugerencias dadas por Esteva y Ruiz en 1993, y por propuestas de quien escribe.

2.5 MODELOS ESTRUCTURALES DE LOS ELEMENTOS

2.5.1 Diagonales

Las diagonales se modelan como elementos "armadura" (DRAIN 2D) los cuales se caracterizan por transmitir carga axial y por tener un comportamiento bilineal inelástico tanto en tensión como en compresión. La rama de postfluencia se adopta igual al 5 % de la rigidez inicial.

Este tipo de elementos se deforman por extensión axial y la medida de la deformación inelástica es la extensión que supera la fluencia de la componente elastoplástica del elemento. De análisis realizados con el DRAIN-2D (Powell, 1973, 1975) se obtienen resultados de fuerzas axiales, extensiones plásticas (negativas y positivas), extensiones plásticas acumuladas y también información sobre la cantidad de deformaciones impuestas al elemento.

En la Fig. 2.6 σ representa el esfuerzo a tensión (sentido positivo), ϵ la deformación unitaria, E_s es el módulo de elasticidad del material en la zona de endurecimiento por deformación, E es el módulo de elasticidad del material, A y L son el área de la sección transversal y la longitud del elemento, respectivamente.

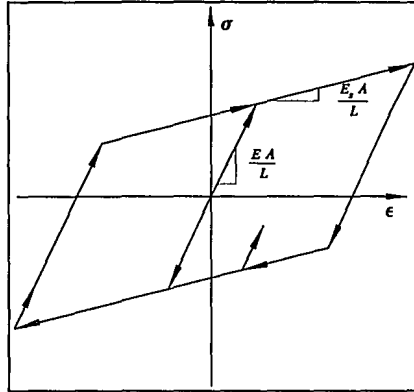


Fig. 2.6 Comportamiento de las diagonales

2.5.2 Columnas

Las columnas se modelan como elementos "viga-columna" (DRAIN-2D) los cuales poseen rigidez a flexión y rigidez axial. En los extremos de los elementos existe un comportamiento inelástico bilineal. La rama de postfluencia posee una pendiente igual al 3 % de la rigidez inicial. Este tipo de elemento se puede desplazar axialmente o rotar en dos direcciones pero se considera que no sufre deformaciones axiales inelásticas debido a la dificultad de evaluar la interacción entre la deformación axial y la deformación por flexión después de ocurrir la fluencia.

Los efectos de las deformaciones de cortante por flexión y de las excentricidades se tienen en cuenta mediante la transferencia de fuerzas de empotramiento de los extremos de los elementos a los nudos.

Si el elemento tiene resistencia uniforme, la curva momento(M)-rotación(θ) tiene la misma forma de la curva momento(M)-curvatura(ψ) (Fig. 2.7), pero cuando varía el momento o la resistencia la curvatura ψ y la rotación θ dejan de ser proporcionales y las dos curvas son de diferente forma (Fig. 2.8).

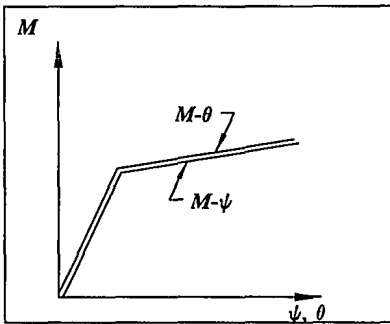


Fig. 2.7 Relaciones $M-\psi$ y $M-\theta$
Resistencia uniforme

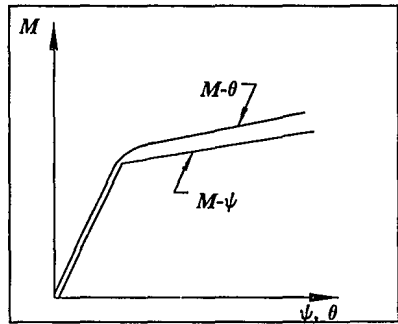


Fig. 2.8 Relaciones $M-\psi$ y $M-\theta$
Resistencia variable

Se supone que la sección transversal del elemento es elástica para poder hacer una correcta combinación de fuerza axial y momento flector dentro de una superficie o diagrama de interacción. Cuando alguna combinación de estas (fuerza axial y momento flector) queda afuera de dicha superficie es porque se ha formado una articulación plástica.

En la Fig. 2.9 se muestra el diagrama de interacción de la sección transversal de una columna de concreto en donde P_{yc} y P_{yt} son las fuerzas axiales de fluencia en compresión y

tensión, respectivamente, M_{y+} y M_{y-} , es el momento de fluencia tanto positivo como negativo y A Y B representan las condiciones de carga balanceada de la sección del elemento.

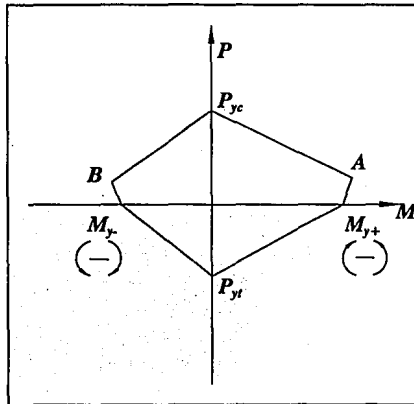


Fig. 2.9 Diagrama de interacción

2.5.3 Vigas

Las vigas son modeladas como elemento "viga" con degradación de rigidez a flexión cuando es sometido a cargas cíclicas (DRAIN-2D). Este modelo consiste de una viga lineal elástica y resortes rotacionales no lineales en sus extremos. (Powell, 1975).

La fluencia sólo tiene lugar en las articulaciones plásticas en los extremos del elemento. Todos los efectos de deformación plástica incluyendo los efectos de la degradación de rigideces se introducen por medio de la relación momento(M)-rotación(θ) del resorte del elemento articulado. El programa es capaz de simular una extensión del modelo de Takeda, el cual es un modelo multilínea que muestra las características del cambio en la rigidez

para las condiciones de carga y descarga, pero para este caso se adiciona una reducción de la rigidez a la descarga dependiendo de la máxima rotación anterior y además, se incorpora una rigidez en la recarga variable, que depende de la historia de rotaciones en el extremo del elemento, la cual es mayor que la que tiene el modelo original de Takeda (Díaz, 1991).

Los resultados que presenta el DRAIN-2D para este elemento son relativos a momento flexionante, fuerza axial en los extremos del elemento y el tiempo de ocurrencia. También indica cuando ocurren articulaciones plásticas negativas y positivas tanto primarias como secundarias acumuladas hasta ese momento.

2.6 CARGAS

2.6.1 Tipos de Carga

Con el fin de atender los requisitos del RCDF-87 en lo que se refiere a seguridad estructural se tendrán en cuenta los efectos producidos por acciones tales como:

2.6.1.1 Cargas Muertas (CM)

Las carga muertas son aquellas cuya acción sobre la estructura se considera permanente, es decir, no varía en el tiempo. Se incluyen en este caso los pesos de todos los elementos constructivos y elementos que van a ocupar una posición permanente.

En el capítulo siguiente se hará el dimensionamiento de todos los elementos de la estructura y análisis de cargas respectivo.

2.6.1.2 Cargas Vivas (CV)

Las cargas vivas son acciones cuya intensidad varía notoriamente con el tiempo, catalogada por dicho reglamento como acciones variables. En estas cargas sus intensidades se clasifican en varios tipos, pero en este caso sólo se trabajará con las dos que se enuncian a continuación ya que las demás no se aplican para los casos que aquí se presentan. (RCDF-87, Título Sexto).

Carga Viva Máxima (CV_{MAX}). Esta se refiere al valor de intensidad máximo esperado durante la vida útil de la estructura. Se debe emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales.

Carga Viva Instantánea (CV_{INST}). Se refiere al valor de la intensidad máxima probable en el intervalo de tiempo en que pueda presentarse una acción accidental tal como un sismo. Se debe emplear para diseño sísmico y por viento y para la revisión de distribuciones de carga más desfavorable que la uniformemente repartida sobre toda el área.

Como el uso al cual se destinará la estructura es de oficinas, los valores correspondientes para este caso son:

$$CV_{INST} = 180 \text{ kg/m}^2 \text{ y } CV_{MAX} = 250 \text{ kg/m}^2$$

2.6.1.3 Cargas Sísmicas (C_{SISMO})

Las cargas debidas a la acción de sismos sobre las estructuras están entre las llamadas cargas accidentales ya que no dependen del funcionamiento normal de la construcción y se caracterizan por que pueden alcanzar intensidades muy altas en muy poco tiempo.

En la sección 2.3 de este trabajo se expresan las características de las excitaciones sísmicas que se emplearán.

2.6.2 COMBINACIONES DE CARGA

Los marcos aquí estudiados (marco con disipadores y "Convencional") , se deben diseñar para la combinación más desfavorable de las siguientes:

$$(CM + CV_{MAX}) 1.4 \tag{2.2}$$

$$(CM + CV_{INST}) 1.1 + (C_{SISMO}) 1.1 \tag{2.3}$$

$$(CM + CV_{INST}) 1.1 - (C_{SISMO}) 1.1 \tag{2.4}$$

La contribución de las diagonales sólo se considera en el análisis por sismo (C_{SISMO}), ya que estas no toman cargas vivas (CV), ni muertas (CM) (ver Fig. 2.10).

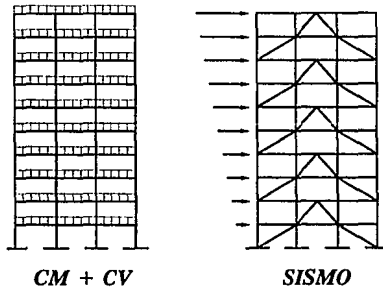


Fig. 2.10 Cargas sobre los marcos

A partir de las combinaciones de carga anteriores se obtienen los elementos mecánicos para

MODELACIÓN ESTRUCTURAL Y EXCITACIÓN SÍSMICA

el diseño de vigas y columnas. Las diagonales se diseñan para las fuerzas de compresión y tensión reducidas, de tal forma que estas desarrollen mayor ductilidad que la de la estructura. Esto se explicará más detalladamente en los capítulos siguientes.

3. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

El procedimiento que se sigue en esta tesis consiste inicialmente en analizar la estructura "convencional" y luego convertirla en una estructura con disipadores mediante el siguiente proceso (Silva, 1993):

- a) Se disminuyen las secciones transversales de las vigas y columnas de la estructura "convencional" hasta obtener una estructura con rigidez K_{SD} llamada "marco sin disipadores" en función del parámetro α , (ver expresión 2.1).*
- b) Se adicionan los disipadores a la estructura obtenida en el paso anterior para que aporten la rigidez K_D necesaria para completar la total K_T .*
- c) Al final ambas estructuras, "convencional" y con disipadores, tienen el mismo período inicial de vibración.*

En este capítulo se resume el criterio para obtener las dimensiones de los elementos estructurales del edificio, como son, vigas, columnas y diagonales equivalentes. Este proceso incluye la estimación de:

- a) Pesos de cada nivel*
- b) Cortante basal*
- c) Fuerzas sísmicas que actuarán en cada nivel con base en los pesos y en la cortante basal*
- d) Variación de la rigidez de entrepiso para obtener una variación práctica del tamaño de las columnas*
- e) Rigidez de entrepiso mínima en el entrepiso superior*
- f) Rigidez de cada entrepiso*

- g) Secciones transversales de columnas y vigas
- h) Análisis estructural del marco con las dimensiones obtenidas en los pasos anteriores
- i) Peso definitivo de cada nivel incluyendo el peso de las columnas con las dimensiones definitivas
- j) Rigideces definitivas de entrepiso K_T
- k) Rigideces de la estructura sin disipadores K_{SD}
- l) Área de las diagonales equivalentes
- m) Rigidez real que aportan las diagonales equivalentes K_D
- n) Área de las diagonales equivalentes definitivas

3.1 DETERMINACIÓN DEL PESO DE LA ESTRUCTURA

Se supone que el marco a analizar es un marco exterior de la estructura tridimensional simétrica que se muestra en la Fig. 3.1

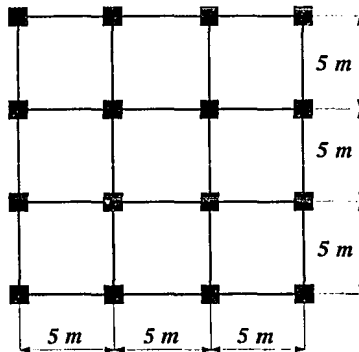


Fig. 3.1 Planta de la estructura

3.1.1 Área total en planta (A): $A = 15 \text{ m} * 15 \text{ m} = 225 \text{ m}^2$

3.1.2 Peso por nivel (W):

Para el cálculo del peso en el último nivel (nivel 10) se tomó el 75 % del peso de uno de los otros niveles.

- Intensidad de carga total (I):

$$I = 900 \text{ kg/m}^2$$

- Se supondrá un peso de columna de 20 t en los niveles 1-9 y de 12.5 t en nivel 10

- Peso de cada nivel:

$$W = I * A \tag{3.1}$$

Niveles 1 - 9:

$$W_{NI-9} = 900 \text{ kg/m}^2 * 225 \text{ m}^2 + 20000 \text{ kg} = 222500 \text{ kg} = 222.5 \text{ t}$$

Nivel 10:

$$W_{N10} = 900 \text{ kg/m}^2 * 225 \text{ m}^2 * 0.75 * + 12500 \text{ kg} = 164500 \text{ kg} = 164.5 \text{ t}$$

- Peso total

$$W_T = 222.5 * 9 + 164.5 = 2167 \text{ t}$$

3.1.3 Cortante basal (V_b):

En la Fig. 3.2 se muestra el espectro de diseño en donde c es el coeficiente de diseño sísmico y a la ordenada del espectro de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad, sin sufrir reducción para fines de diseño (NTC, 1987).

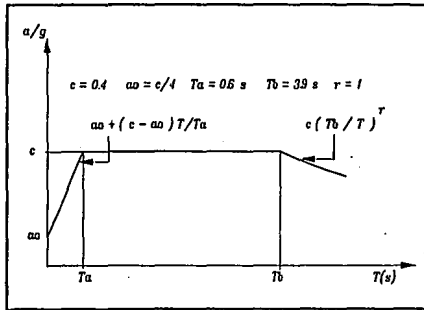


Fig. 3.2 Espectro de diseño zona III

La cortante basal es el peso total de la estructura multiplicado por el coeficiente sísmico de diseño $c = 0.4$ (ver Fig. 3.2) tal como lo muestra la expresión 3.2.

$$V_b = \frac{c}{Q} W_T \quad (3.2)$$

donde Q es el factor de comportamiento sísmico, en este caso $Q=1$ (rango elástico)

$$V_b = 0.4 * 2167 = 866.8 \text{ t}$$

3.2 CÁLCULO Y DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA FUERZA SÍSMICA

Las fuerzas sísmicas que se aplican en cada piso se obtienen mediante el procedimiento que se describe a continuación y cuyos resultados se resumen en la Tabla 3.1:

a) Se estima la aceleración de cada piso suponiendo que la aceleración a del nivel 10 es de 9.81 m/s^2 y que varía linealmente con la altura. Con lo anterior se calcula a/g donde g representa la aceleración de la gravedad $g=9.81 \text{ m/s}^2$.

b) Se calcula la fuerza sísmica F_{s_i} de entrepiso por medio de la expresión 3.3

$$F_{s_i} = W_{N_i} * \frac{a}{g} \quad (3.3)$$

donde W_{Ni} representa el peso de cada nivel.

c) Se determina la fuerza cortante sísmica V_{s_o} de entrepiso como valor acumulado de la fuerza sísmica en cada nivel a partir del nivel 10 hacia abajo.

d) Se establece un factor correctivo con el fin de que la fuerza cortante en la base coincida con la cortante basal de diseño, definido en la sección anterior. Este factor resulta del cociente entre la cortante basal y la fuerza cortante sísmica para el primer nivel obtenido el paso anterior (expresión 3.4)

$$f = \frac{V_b}{V_{s_o(\text{nivel})}} \quad (3.4)$$

e) La fuerza cortante sísmica corregida en cada entrepiso V_{s_f} queda como lo muestra la expresión 3.5

$$V_{s_f} = f * V_{s_o} \quad (3.5)$$

f) La fuerza sísmica corregida por entrepiso F_{s_f} es la diferencia de los cortantes sísmicos entre dos niveles consecutivos.

3.3 DIMENSIONAMIENTO DEL MARCO "CONVENCIONAL"

3.3.1 Rigidez de entrepiso mínima $K_{T_{min}}$

Para el predimensionamiento del marco "convencional" se considera un modelo de cortante (ver Fig 3.3) cuya rigidez lateral de entrepiso se calcula por medio de la expresión 3.6.

$$K_T = \sum_{i=1}^n \frac{12 E_i I_i}{H_i^3} \quad (3.6)$$

donde E es el módulo de elasticidad del material (concreto), I el momento de inercia de la sección y H altura del entrepiso y n es el número total de entrepisos.

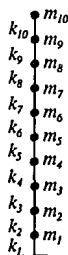


Fig. 3.3 Modelo de cortante

Tabla 3.1 Distribución fuerza sísmica lateral

Nivel	a/g	W_{Ti}	F_{s_i}	V_{s_o}	V_{s_f}	F_{s_f}
		t	t	t	t	t
10	1.0	164.50	164.50	164.50	122.31	122.31
9	0.9	222.50	200.25	364.75	271.21	148.90
8	0.8	222.50	178.00	542.75	403.56	132.35
7	0.7	222.50	155.75	698.50	519.37	115.81
6	0.6	222.50	133.50	832.00	618.64	99.26
5	0.5	222.50	111.25	943.25	701.36	82.72
4	0.4	222.50	89.00	1032.25	767.54	66.18
3	0.3	222.50	66.75	1099.00	817.17	49.63
2	0.2	222.50	44.50	1143.50	850.26	33.09
1	0.1	222.50	22.25	1165.75	866.80	16.54
Σ		2167.00		1165.75		
Cortante basal		866.80				
Factor		0.744				

Si EI es constante la rigidez mínima del marco sin disipadores $K_{SD\ min}$ es como lo muestra la expresión 3.7

$$K_{SD\ min} = N^{\circ}_{columnas} \frac{12 E I_{min}}{H^3} \quad (3.7)$$

como se vio anteriormente (expresión 2.1)

$$K_T = K_{SD} + K_D$$

$$K_{SD} = \alpha_1 K_T \Rightarrow K_T = \frac{K_{SD}}{\alpha_1}$$

$$\text{Si } K_{SD} = K_{SD\ min} \Rightarrow K_T = K_{T\ min} \Rightarrow K_{T\ min} = \frac{K_{SD\ min}}{\alpha_1}$$

entonces $K_{T\ min}$ queda como lo muestra la expresión 3.8

$$K_{T\ min} = N^{\circ}_{columnas} \frac{12 E I_{min}}{\alpha_1 H^3} \quad (3.8)$$

Para los casos analizados en este estudio se supuso:

$$E = 113137 \text{ kg/cm}^2$$

Dimensión mínima (l_{min}) = 30 cm (suponiendo sección cuadrada)

$$H = 300 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 0.25$$

$$N^{\circ}_{columnas} = 16$$

Reemplazando estos valores en la expresión 3.8

$$K_{T\ min} = 217.22 \text{ t/cm}$$

Para obtener la dimensión l de la columna en cada entrepiso se reemplaza el momento de inercia en la expresión 3.8 teniendo en cuenta que:

$$I = \frac{l^4}{12} \quad (3.9)$$

y despejando l se obtiene (ver expresión 10):

$$l^4 = \frac{H^3 K_{Ti}}{E N^2_{columnas}} \quad (3.10)$$

La variación de la rigidez lateral a lo largo de la altura se calcula normalizando las fuerzas sísmicas finales con respecto a la cortante basal. La rigidez de cada entrepiso se calcula con la expresión 3.11

$$K_{Ti} = \frac{K_{T \min}}{k_{bi0}} * k_{bi} \quad (3.11)$$

donde:

$$k_{bi} = \frac{F_{si}}{V_b} \quad (3.12)$$

Reemplazando la rigidez obtenida con la expresión 3.11 en la expresión 3.10 y sacando raíz cuarta a lo obtenido con la expresión 3.10 se obtiene la dimensión de la columna para cada entrepiso. Los resultados de este procedimiento y las propiedades geométricas de las secciones se muestra en la Tabla 3.2. Para fines prácticos, el tamaño de las columnas será el mismo para cada dos entrepisos, por lo que se elige el factor de rigidez mayor de los dos entrepisos para el dimensionamiento.

Cuando se tiene un modelo de cortante se desprecia la flexibilidad de las vigas, el acortamiento de columnas y las deformaciones por cortante, por lo que las rigideces laterales obtenidas no son las reales, son sólo una aproximación. Se debe entonces considerar un modelo de flexión (esquelético) con las dimensiones obtenidas con el proceso antes descrito y revisar los desplazamientos que se presentan en la estructura (ver Fig 3.4).

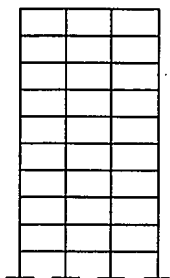


Fig. 3.4 Modelo de flexión

Tabla 3.2 Dimensionamiento de columnas

Nivel	k_M calculada	k_M supuesta	K_{π}	l calculada	l supuesta	Área	Inercia	Área cortante
			t/cm	cm	cm	m ²	m ⁴	m ²
10	0.1411	0.3129	217.22	42.43	42	0.1764	0.0026	0.1470
9	0.3129	0.3129	217.22	42.43	42	0.1764	0.0026	0.1470
8	0.4656	0.5992	415.98	49.91	50	0.2500	0.0052	0.2083
7	0.5992	0.5992	415.98	49.91	50	0.2500	0.0052	0.2083
6	0.7137	0.8091	561.74	53.80	54	0.2916	0.0071	0.2430
5	0.8091	0.8091	561.74	53.80	54	0.2916	0.0071	0.2430
4	0.8855	0.9427	654.50	55.90	56	0.3136	0.0082	0.2613
3	0.9427	0.9427	654.50	55.90	56	0.3136	0.0082	0.2613
2	0.9809	1.0000	694.25	56.73	56	0.3136	0.0082	0.2613
1	1.0000	1.0000	694.25	56.73	56	0.3136	0.0082	0.2613

* Área de la sección transversal dividida entre 1.2

Si los desplazamientos están dentro de los límites sugeridos por el RCDF-87 las dimensiones

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

serán las definitivas, en caso contrario se tendrá que aumentar las dimensiones mediante el siguiente procedimiento:

a) Con los resultados de la Tabla 3.2 se recalculan los pesos teniendo en cuenta los pesos de las columnas (ver expresión 3.13), también se recalculan las cortantes sísmicas y las fuerzas sísmicas con el procedimiento descrito en la sección 3.2. Como las fuerzas aquí obtenidas son las correspondientes a toda la estructura tridimensional la cual consta de cuatro marcos con idénticas características en cada dirección (ver Fig. 3.1) cada marco toma la cuarta parte (ver Tabla 3.3).

$$W_{col} = N^{\circ}_{columnas} * \frac{H_{libre}}{2} * \gamma_{concreto} (I_{c.inferior}^2 + I_{c.superior}^2) \quad (3.13)$$

Tabla 3.3 Fuerzas sísmicas laterales corregidas

Nivel	W_{Ni}	$W_{col i}$	$W_{Ni} + W_{col i}$	F_{s_o}	V_{s_o}	V_{s_f}	F_{s_f}	$\frac{F_{s_f}}{4}$
	t	t	t	t	t	t	t	t
10	151.88	7.30	159.18	159.18	159.18	119.54	119.54	29.89
9	202.50	14.61	217.11	195.40	354.57	266.29	146.74	36.69
8	202.50	17.65	220.15	176.12	530.70	398.56	132.27	33.07
7	202.50	20.70	223.20	156.24	686.94	515.90	117.34	29.33
6	202.50	22.42	224.92	134.95	821.89	617.25	101.35	25.34
5	202.50	24.14	226.64	113.32	935.21	702.36	85.11	21.28
4	202.50	25.06	227.56	91.02	1026.23	770.71	68.36	17.09
3	202.50	25.97	228.47	68.54	1094.77	822.19	51.47	12.87
2	202.50	25.97	228.47	45.69	1140.47	856.50	34.32	8.58
1	202.50	25.97	228.47	22.85	1163.31	873.66	17.16	4.29
Σ			2184.16		1163.31			
Cortante basal			873.66					
Factor			0.751					

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

b) Se proponen dimensiones de vigas. En este caso, vigas de 35 x 75 cm².

c) Se calcula la masa total para cada nivel para efectos sísmicos (ver expresión 3.14 y Tabla 3.4).

$$m_i = \frac{W_{Ni} + W_{col i}}{9.81} \quad (3.14)$$

Tabla 3.4 Masas totales

Nivel	W_{Ti}	m_i	$m/4$
	t	$\frac{t \cdot s^2}{m}$	$\frac{t \cdot s^2}{m}$
10	159.18	16.23	4.06
9	217.11	22.13	5.53
8	220.15	22.44	5.61
7	223.20	22.75	5.69
6	224.92	22.93	5.73
5	226.64	23.10	5.78
4	227.56	23.20	5.80
3	228.47	23.29	5.82
2	228.47	23.29	5.82
1	228.47	23.29	5.82

d) Una vez establecidas las propiedades geométricas de los elementos se realiza el análisis estructural del marco, con el programa SAP90, sometiéndolo a la acción de las fuerzas sísmicas laterales calculadas anteriormente. Se revisa que los desplazamientos relativos reales (δ_{xr}), calculados como la diferencia de los desplazamientos absolutos de dos niveles consecutivos no superen los permitidos por el RCDF-87 (δ_{xp}). Cuando $\delta_{xr} > \delta_{xp}$ se deben corregir las dimensiones mediante el procedimiento descrito en el Apéndice C.

Para el caso en cuestión, comenzando con las secciones mostradas en la Tabla 3.2 y con los datos de las Tablas 3.3 y 3.4, se hizo el análisis obteniéndose los resultados que se muestran en la Tabla 3.5

Tabla 3.5 Resultados del análisis estructural

nivel	Desplazamiento			V	K_{Tr}
	δ_{xp}	Absoluto	δ_{xr}		
	m	m	m		
10	0.036	0.1424	0.0064	22.67	3541.84
9		0.1360	0.0109	51.61	4734.44
8		0.1251	0.0118	77.89	6600.73
7		0.1133	0.0144	101.94	7079.50
6		0.0989	0.0152	123.01	8092.72
5		0.0837	0.0170	141.26	8309.44
4		0.0667	0.0174	156.12	8972.28
3		0.0493	0.0183	167.53	9154.91
2		0.0310	0.0181	174.97	9666.89
1		0.0129	0.0129	177.44	13755.14

Como se puede observar en esta Tabla en ningún caso $\delta_{xr} > \delta_{xp}$ lo que indica que las dimensiones que se muestran en la Tabla 3.2 son las definitivas

3.4 DIMENSIONAMIENTO DEL MARCO CON DISIPADORES

En este trabajo se establece como condición que el porcentaje α_1 de rigidez lateral total que le corresponde al marco que va a portar los elementos disipadores de energía se debe

conservar en todo el proceso de dimensionamiento. Además se impone que el período fundamental de vibración del sistema marco-disipador sea el mismo que el del marco "convencional".

Como se ve en la Figura 2.2 el sistema marco-disipador está compuesto por un marco denominado Marco Sin Disipadores cuya rigidez lateral es α_1 veces la rigidez lateral del marco "convencional" llamada K_{SD} , y los elementos diagonales que simulan a los disipadores de energía las cuales proporcionan la rigidez lateral restante K_D que se necesita para que el sistema tenga la misma rigidez del marco "convencional":

$$K_T = K_{SD} + K_D = \alpha_1 K_T + \alpha_2 K_T$$

3.4.1 Dimensionamiento del Marco Sin Disipadores

Para el dimensionamiento del marco sin disipadores la rigidez del marco "convencional" se reduce al 25 % en la expresión 3.10. Como E y H son constantes la rigidez depende únicamente del momento de inercia I de las secciones de vigas y columnas. Por lo tanto, basta con multiplicar el momento por el factor α_1 (ya que la rigidez es directamente proporcional al momento de inercia) para obtener las dimensiones de las secciones del marco sin disipadores. Se sabe que:

$$I = \frac{b h^3}{12} \quad \text{donde:} \quad b = \text{ancho} \quad h = \text{peralte} \quad (3.15)$$

entonces la inercia del marco sin disipadores es:

$$I_{SD} = \alpha_1 I = \frac{b' h'^3}{12} \quad (3.16)$$

donde:

$$b' = \frac{b}{f_{r b}} \quad h' = \frac{h}{f_{r h}} \quad (3.17)$$

$f_{r b}$, $f_{r h}$: factor reductivo para b y h respectivamente

reemplazando las expresiones 3.15 y 3.17 en la 3.16 se obtiene:

$$\alpha_1 = \frac{1}{f_{r b} f_{r h}^3} \quad (3.18)$$

si se conserva la misma relación ancho peralte, entonces:

$$f_{r b} = f_{r h} = f_r$$
$$\alpha_1 = \frac{1}{f_r^4} \quad \Rightarrow \quad f_r = \frac{1}{\sqrt[4]{\alpha_1}} \quad (3.19)$$

reemplazando 3.19 en 3.17 se obtienen las dimensiones de las secciones definitivas del marco sin disipadores:

$$b' = b \sqrt[4]{\alpha_1} \quad h' = h \sqrt[4]{\alpha_1} \quad (3.20)$$

En la Tabla 3.6 se muestran las secciones definitivas calculadas con la expresión 3.20 y las características geométricas de éstas.

3.4.2 Dimensionamiento de las diagonales equivalentes

El dimensionamiento de las diagonales se hace mediante el siguiente proceso iterativo:

a) Se hace el análisis estructural del marco sin disipadores con el programa SAP90 y se determina su rigidez (K_{SD}) como el cociente entre las fuerzas cortantes de entrepiso y los

desplazamientos relativos obtenidos de este análisis.

b) Se calcula la rigidez lateral del sistema disipador (K_D) por medio de la expresión 3.21, teniendo en cuenta que K_T , con la cual se inicia el proceso, es la rigidez lateral del marco "convencional" y que K_{SD} es constante en todo el proceso.

$$K_T = K_{SD} + K_D \quad \rightarrow \quad K_D = K_T - K_{SD} \quad (3.21)$$

Tabla 3.6 Geometría marco sin disipadores

nivel	<i>b</i>	<i>b'</i> calculada	<i>b'</i> supuesta	Área axial	Área cortante	Inercia
	cm	cm	cm	m ²	m ²	m ⁴
10	42	29.70	30	0.0900	0.0750	0.0007
9	42	29.70	30	0.0900	0.0750	0.0007
8	50	35.36	35	0.1225	0.1021	0.0013
7	50	35.36	35	0.1225	0.1021	0.0013
6	54	38.18	38	0.1444	0.1203	0.0017
5	54	38.18	38	0.1444	0.1203	0.0017
4	56	39.60	40	0.1600	0.1333	0.0021
3	56	39.60	40	0.1600	0.1333	0.0021
2	56	39.60	40	0.1600	0.1333	0.0021
1	56	39.60	40	0.1600	0.1333	0.0021
Vigas						
<i>b</i>	35	24.75	25	0.1325	0.1104	0.0031
<i>h</i>	75	53.03	53			

c) Se calcula la rigidez lateral del elemento diagonal, la cual corresponde a la componente

horizontal de la rigidez axial (K_{aD}). Se sabe que la rigidez axial está dada por la expresión 3.22

$$K_{aD} = \frac{E A}{L} \quad (3.22)$$

Donde: A y L son el área de la sección transversal y la longitud del elemento respectivamente, y E es el módulo de elasticidad del material en este caso el del acero (Fig. 3.5)

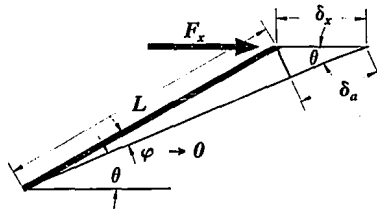


Fig. 3.5 Diagonal (compatibilidad del sistema)

La rigidez axial (K_{aD}) es el cociente entre la fuerza axial (F_a) y el desplazamiento axial (δ_a) del elemento, entonces:

$$K_{aD} = \frac{F_a}{\delta_a} \quad \Rightarrow \quad K_D = \frac{F_x}{\delta_x} \quad (3.23)$$

$$F_x = F_a \cos\theta \quad (3.24)$$

$$\delta_x = \frac{\delta_a}{\cos\theta} \quad (3.25)$$

Reemplazando las expresiones 3.24 y 3.25 en la 3.23 se obtiene:

$$K_D = \frac{F_a \cos^2\theta}{\delta_a} \quad \Rightarrow \quad K_D = K_{aD} \cos^2\theta \quad (3.26)$$

Sustituyendo K_{aD} de la expresión 3.22 en la expresión 3.26, queda:

$$K_D = \frac{E A}{L} \cos^2 \theta \quad (3.27)$$

Despejando el área A de la expresión 3.27, se tiene:

$$A = \frac{K_D L}{E \cos^2 \theta} \quad (3.28)$$

La expresión 3.28 es válida cuando hay solo una diagonal. Sin embargo, cuando hay n número de diagonales en el entrepiso se puede demostrar que:

$$A = \frac{K_D L}{E n \cos^2 \theta} \quad (3.29)$$

d) Una vez que se estima el área de las diagonales se procede al análisis estructural del marco con diagonales. Aquí se revisa el período de vibración y se compara con el período del marco "convencional", si son diferentes se debe calcular una nueva rigidez lateral total (K_T) con las cortantes y desplazamientos que resultaron de este análisis. Con este valor se determina una nueva K_D por medio de la expresión 3.21 denominada $K_{D(Actual)}$. Se establece la relación entre $K_{D(anterior)}$ y $K_{D(Actual)}$ y se adopta como factor correctivo del área de la diagonal equivalente, esto es:

$$A_{(Actual)} = \frac{K_{D(anterior)}}{K_{D(Actual)}} A_{(anterior)} \quad (3.30)$$

Se repite el proceso hasta que coincida, con cierta tolerancia, el período del marco con disipadores con el período del marco "convencional". La $K_{D(Actual)}$ y el $A_{(Actual)}$ en una iteración son respectivamente la $K_{D(anterior)}$ y la $A_{(anterior)}$ de la próxima.

Después de realizar este proceso iterativo se decidió descartar a los marcos 4,5,6,7 de la Fig. 2.1 por no ofrecer suficiente rigidez lateral al sistema, ya que ante un aumento acelerado en el área de las diagonales en los niveles superiores, el período prácticamente no variaba. Es decir, no se llegaba a la convergencia del proceso. La razón de esto es la

influencia del acortamiento de las columnas en el comportamiento de las estructuras. Por lo anterior sólo se analizaron los marcos: "convencional", 0, 1, 2 y 3 (ver Fig. 3.6).

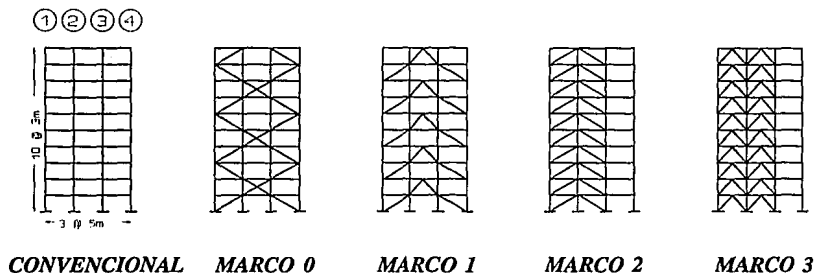


Fig 3.6 Marcos seleccionados para el análisis

En la Tabla 3.7 se muestra el período de cada marco y el número necesario de iteraciones para lograrlo. Las áreas definitivas de las diagonales que resultaron del proceso iterativo antes descrito, lo mismo que la longitud y el ángulo de inclinación del elemento respecto a la horizontal para cada uno de los marcos se presentan en la Tabla 3.8.

Tabla 3.7 Períodos de vibración de los marcos

Marco	Período (s)	Iteraciones
0	1.0309	9
1	1.0302	7
2	1.0312	11
3	1.0309	13
Convencional	1.0299	

Tabla 3.8 Área definitiva de las diagonales

Nº	MARCO 0			MARCO 1			MARCO 2			MARCO 3		
	A	θ	L	A	θ	L	A	θ	L	A	θ	L
10	92.541	30.96	5.83	21.979	50.19	3.91	158.471	30.96	5.83	190.984	50.19	3.91
9	21.421	30.96	5.83	10.466	30.96	5.83	24.626	30.96	5.83	14.511	50.19	3.91
8	11.924	30.96	5.83	20.729	50.19	3.91	29.190	30.96	5.83	17.178	50.19	3.91
7	20.026	30.96	5.83	13.466	30.96	5.83	22.120	30.96	5.83	13.069	50.19	3.91
6	22.272	30.96	5.83	21.010	50.19	3.91	22.298	30.96	5.83	13.229	50.19	3.91
5	13.524	30.96	5.83	14.262	30.96	5.83	19.808	30.96	5.83	11.799	50.19	3.91
4	17.954	30.96	5.83	20.234	50.19	3.91	18.868	30.96	5.83	11.269	50.19	3.91
3	18.632	30.96	5.83	14.199	30.96	5.83	17.255	30.96	5.83	10.331	50.19	3.91
2	14.658	30.96	5.83	18.980	50.19	3.91	16.200	30.96	5.83	9.723	50.19	3.91
1	19.780	30.96	5.83	18.628	30.96	5.83	20.007	30.96	5.83	12.030	50.19	3.91

$N^\circ = \text{Nivel}$ $A = \text{Área (cm}^2\text{)}$ $\theta = \text{Ángulo de inclinación (}^\circ\text{)}$ $L = \text{Longitud (m)}$

3.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS CON LAS SECCIONES DEFINITIVAS

3.5.1 Cargas verticales sobre las vigas

Para la selección de las cargas que van a ser soportadas por las vigas es necesario determinar la contribución de cada tipo de carga en forma independiente, con el fin de aplicarle los factores de diseño respectivos de acuerdo con el tipo de combinación de carga (ver sección 2.7).

- Contribución por CM sin incluir peso propio (el programa SAP90 toma aparte el peso propio de cada uno de los miembros):

$$\text{Nivel 1-9:} \quad CM = 0.449 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Nivel 10:} \quad CM = 0.334 \text{ t/m}^2$$

- *Contribución por CV :*

$$\text{Nivel 1-9: } CV_{INST} = 0.180 \text{ t/m}^2 \quad CV_{MAX} = 0.250 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Nivel 10: } CV_{INST} = 0.070 \text{ t/m}^2 \quad CV_{MAX} = 0.100 \text{ t/m}^2$$

- *Determinación del peso propio de las vigas:*

Si se supone que en cada nivel hay una losa de 12 cm de espesor (h_l) y se sabe que:

a) Hay 24 vigas en cada nivel (12 en cada dirección)

b) Cada viga tiene una sección ($b \times h$) de 35 cm x 75 cm y una longitud (L) de 5 m

El peso de las vigas (W_{VIGAS}) será como lo indica la expresión 3.31

$$W_{VIGAS} = \gamma_c b (h - h_l) 24 L \tag{3.31}$$

$$W_{VIGAS} = 2.3 * 0.35 * (0.75 - 0.12) * 24 * 5$$

$$W_{VIGAS} = 60.858 \text{ t} \approx 61 \text{ t}$$

La carga se distribuye en forma triangular en un ancho de 2.5 como se ilustra en la Fig 3.7 donde las dimensiones están en metros.

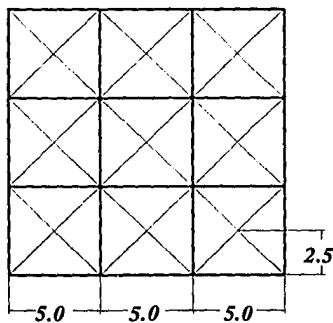


Fig. 3.7 Áreas tributarias de los marcos

Las cargas que actúan en los marcos que concurren perpendicularmente al marco en estudio se toman en cuenta, para efectos de análisis, como cargas concentradas en los extremos de las vigas. Estas se muestran en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9 Cargas concentradas en los extremos de las vigas

	NIVEL 10		NIVEL 1-9	
	EXTERIOR	INTERIOR	EXTERIOR	INTERIOR
CM	3.746	4.888	4.341	5.828
CV _{MAX}	0.946	1.237	1.516	2.289
CV _{INST}	0.674	0.877	1.091	1.647

3.5.2 Análisis del marco convencional

El marco convencional se analiza con las combinaciones de carga descritas en la sección 2.7 de este trabajo. La excitación sísmica en este caso es el espectro de diseño para la zona III del RCDF-87 (ver Fig. 3.2). El análisis se realiza con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$ lo que equivale a reducir las ordenadas espectrales en un 50 % (excepto en periodos muy cortos).

3.5.3 Análisis del marco con disipadores

El marco sin disipadores se diseña para resistir cargas vivas (CV) y muertas (CM) y los disipadores se diseñan para resistir cargas de sismo (C_{SISMO}) (ver sección 2.7 de este trabajo) esto indica que se deben realizar dos tipos de análisis:

a) Análisis del marco sin disipadores sometiéndolo a las combinaciones de carga que involucren sólo acciones de las cargas vivas y muertas como son:

$$1.4 (CM + CV_{MAX})$$

$$1.1 (CM + CV_{INST})$$

b) *Análisis del marco con los disipadores sometido a la acción sísmica:*

$$1.1 (C_{SISMO})$$

Para el análisis dinámico modal espectral de la estructura se utilizó el espectro de diseño del RCDF-87 y se trabajó con un factor de comportamiento sísmico $Q = 1$ para evitar que se formen articulaciones plásticas en las vigas y columnas, es decir, para que trabajen dentro del intervalo de comportamiento elástico.

3.6 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS

Para el diseño del marco con disipadores se superponen los efectos de a) y b) del inciso anterior. Por otro lado, al marco convencional se le aplican las cargas de acuerdo con lo especificado en el RCDF-87.

Una vez hecho el análisis estructural y determinado los elementos mecánicos de cada una de las estructuras se procede al diseño de los elementos de concreto y a la determinación de la cantidad de refuerzo. En el siguiente capítulo se describe el proceso de diseño de los elementos estructurales.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS

En este capítulo se muestra el procedimiento para el diseño de los elementos estructurales, vigas y columnas, que se siguió en este trabajo con el fin de que dichos elementos se comportaran adecuadamente bajo el punto de vista de seguridad estructural con base en los requerimientos de las NTC del RCDF-87.

Todas las resistencias se afectan por un factor de reducción F_R el cual tiene los siguientes valores dependiendo del caso, así:

- para flexión $F_R = 0.9$
- para cortante $F_R = 0.8$
- para flexocompresión (núcleo confinado) o tensión $F_R = 0.8$
- para flexocompresión (núcleo no confinado) $F_R = 0.7$

4.1 DISEÑO DE VIGAS

4.1.1 Refuerzo longitudinal en vigas

4.1.1.1 Refuerzo mínimo

El área mínima de refuerzo de tensión $A_{s_{min}}$ de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal puede calcularse por medio de las siguientes expresiones:

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (4.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} b d \quad (4.2)$$

donde: ρ_{\min} es la cuantía o porcentaje de refuerzo mínimo, f'_c y f_y son la resistencia a la compresión del concreto y el esfuerzo de fluencia del acero respectivamente, definidos anteriormente en el inciso 2.2.2. Por último b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos de la sección.

$$\rho_{\min} = 0.00236 \quad (4.3)$$

Pero no es necesario colocar más de 1.33 veces la requerida por el análisis en caso de que ésta sea menor que la mínima.

4.1.1.2 Refuerzo máximo

En elementos a flexión de concreto reforzado que formen parte de sistemas que deben resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero a tensión $A_{s_{\max}}$ será 75 % de la correspondiente a falla balanceada (ver expresión 4.4).

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} b d = 0.75 \rho_b b d \quad (4.4)$$

Se dice que una sección rectangular sin acero de compresión tiene falla balanceada cuando ρ_b :

$$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000}$$

y si se reemplazan los parámetros definidos en el inciso 2.2.2, en la anterior expresión, se obtiene:

$$\rho_b = 0.01524 \quad \text{y} \quad \rho_{\max} = 0.01143$$

por otro lado, el índice máximo de refuerzo q_{\max} se define como:

$$q_{\max} = \rho_{\max} \frac{f_y}{f_c''}$$
$$q_{\max} = 0.35294 \quad (4.5)$$

4.1.1.3 Procedimiento de diseño

- Refuerzo cuando no hay acero en la zona de compresión -

Según NTC del RCDF-87 el momento resistente M_R para secciones rectangulares sin acero en la zona de compresión está definido como lo indica la expresión 4.6.

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5 q) \quad (4.6)$$

Si en la anterior expresión se supone como M_R el obtenido con la envolvente de diseño resultante del análisis estructural (momento último de diseño M_u), es posible obtener el índice de refuerzo (q) ya que los demás parámetros son conocidos: $F_R = 0.9$ (flexión), f_c'' es el definido en el inciso 2.2.2, b y d son el ancho y peralte efectivo de la sección respectivamente. Una vez obtenido el valor de q se puede calcular la cuantía ρ por medio de la expresión 4.7

$$\rho = q \frac{f_c''}{f_y} \quad (4.7)$$

Una vigas sin acero en la zona de compresión es una viga simplemente reforzada en donde:

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

Con el valor de ρ se obtiene el área de refuerzo necesaria, de acuerdo con el momento último de diseño M_u y sus dimensiones, mediante la expresión 4.8

$$A_s = \rho b d \quad (4.8)$$

- Refuerzo cuando hay acero en la zona de compresión -

Hay acero en la zona de compresión, es decir, la viga es doblemente reforzada cuando:

$$\rho \geq \rho_{max}$$

Si se reemplaza el índice de refuerzo q hallado en la expresión 4.5 (q_{max}) en la expresión 4.6 se obtiene el momento (M_{R1}) correspondiente al momento resistente máximo considerando la viga como simplemente reforzada. Luego el momento resistente en la zona de compresión (M_{R2}) será como lo indica la expresión 4.9.

$$M_{R2} = M_u - M_{R1} \quad (4.9)$$

donde (M_u) es el momento último de diseño obtenido del análisis estructural después de haber realizado todas las combinaciones de carga (envolvente).

Si el acero fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección, es decir si se cumple que:

$$(\rho - \rho') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d' f_c''}{d f_y}$$

donde:

$$\rho' = \frac{A_s'}{b d}$$

el área de acero a compresión A_s' se puede calcular con la expresión 4.10

$$A_s' = \frac{M_{R2}}{F_R f_y (d - d')} \quad (4.10)$$

donde: $F_R = 0.9$ (flexión), d es el peralte efectivo de la sección y d' es la distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema de compresión.

El área de acero a tensión A_s , queda como lo muestra la expresión 4.11

$$A_s = A'_s + A_{s_{\max}} \quad (4.11)$$

donde $A_{s_{\max}}$ es el área de acero máxima obtenida con la expresión 4.4

En la Tabla 4.1 se presenta la cuantía de refuerzo y el área de refuerzo longitudinal obtenida para cada una de las vigas de los marcos analizados enumeradas según se muestra en Fig. 4.1, tanto para refuerzo en la zona de compresión como para refuerzo en la zona de tensión. En la Tabla 4.2 se presenta la nominación y cantidad de varillas que se usaron en cada caso.

4.1.2 Refuerzo transversal en vigas

En vigas se debe suministrar refuerzo transversal mínimo cuando la fuerza cortante de diseño V_u sea menor que la fuerza cortante que toma el concreto V_{cR} (ver expresiones 4.12 y 4.13). En este caso el espaciamiento s entre estribos, medido a partir de la unión con la columna hasta $d/4$, será:

$$5 \text{ cm} < s < \frac{d}{2}$$

Cuando el peralte (h) del elemento no es mayor que 70 cm, la relación peralte a ancho (h/b) no es mayor que 6 y la relación claro a peralte (L/h) no es menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto se calcula con las siguientes expresiones:

$$\text{si } \rho < 0.01 \quad \rightarrow \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f'_c} \quad (4.12)$$

$$\text{si } \rho \geq 0.01 \quad \rightarrow \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad (4.13)$$

En caso de que no se cumplan las dos primeras condiciones de las tres descritas en el párrafo anterior se deben reducir las expresiones anteriores en un 30 %. Si $l/h < 4$, la expresión 4.13 se debe multiplicar por el siguiente factor

$$(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}) > 1.0$$

donde V y M son el momento flexionante que actúan en la sección.

Si $4 < l/h < 5$, V_{cr} se hará variar linealmente hasta los valores dados por las expresiones 4.12 y 4.13.

VIGAS

1	2	3
4	5	6
7	8	9
10	11	12
13	14	15
16	17	18
19	20	21
22	23	24
25	26	27
28	29	30

COLUMNAS

1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16
17	18	19	20
21	22	23	24
25	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40

Fig. 4.1 Numeración de los elementos

Tabla 4.1 Refuerzo longitudinal en vigas

REFUERZO ZONA DE COMPRESIÓN										
MARCO	0		1		2		3		Q=2	
VIGA	%	ÁREA	%	ÁREA	%	ÁREA	%	ÁREA	%	ÁREA
1	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0024	5.94
2	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0024	5.94
3	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0048	5.94	0.0065	7.92	0.0024	5.94
4	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0024	5.94
5	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0024	5.94
6	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0065	7.92	0.0065	7.92	0.0024	5.94
7	0.0048	5.94	0.0047	5.70	0.0048	5.94	0.0032	3.96	0.0041	10.14
8	0.0048	5.94	0.0047	5.70	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0041	10.14
9	0.0048	5.94	0.0047	5.70	0.0081	9.90	0.0095	11.64	0.0041	10.14
10	0.0048	5.94	0.0047	5.70	0.0048	5.94	0.0032	3.96	0.0041	10.14
11	0.0048	5.94	0.0047	5.70	0.0032	3.96	0.0032	3.96	0.0041	10.14
12	0.0048	5.94	0.0047	5.70	0.0131	16.08	0.0095	11.64	0.0041	10.14
13	0.0070	8.55	0.0070	8.55	0.0048	5.94	0.0032	3.96	0.0052	12.99
14	0.0070	8.55	0.0047	5.70	0.0048	5.94	0.0032	3.96	0.0052	12.99
15	0.0070	8.55	0.0070	8.55	0.0131	16.08	0.0131	16.08	0.0052	12.99
16	0.0070	8.55	0.0070	8.55	0.0048	5.94	0.0063	7.68	0.0052	12.99
17	0.0070	8.55	0.0047	5.70	0.0048	5.94	0.0063	7.68	0.0052	12.99
18	0.0070	8.55	0.0070	8.55	0.0131	16.08	0.0129	15.84	0.0052	12.99
19	0.0083	10.14	0.0093	11.40	0.0065	7.92	0.0063	7.68	0.0064	15.84
20	0.0083	10.14	0.0070	8.55	0.0048	5.94	0.0063	7.68	0.0064	15.84
21	0.0083	10.14	0.0093	11.40	0.0131	16.08	0.0153	18.69	0.0064	15.84
22	0.0083	10.14	0.0093	11.40	0.0065	7.92	0.0083	10.14	0.0064	15.84
23	0.0083	10.14	0.0070	8.55	0.0048	5.94	0.0083	10.14	0.0064	15.84
24	0.0083	10.14	0.0093	11.40	0.0131	16.08	0.0153	18.69	0.0064	15.84
25	0.0083	10.14	0.0093	11.40	0.0081	9.90	0.0083	10.14	0.0064	15.84
26	0.0083	10.14	0.0070	8.55	0.0065	7.92	0.0083	10.14	0.0064	15.84
27	0.0083	10.14	0.0093	11.40	0.0131	16.08	0.0153	18.69	0.0064	15.84
28	0.0083	10.14	0.0093	11.40	0.0081	9.90	0.0083	10.14	0.0064	15.84
29	0.0083	10.14	0.0070	8.55	0.0065	7.92	0.0083	10.14	0.0064	15.84
30	0.0083	10.14	0.0093	11.40	0.0131	16.08	0.0153	18.69	0.0064	15.84

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS

REFUERZO ZONA DE TENSION										
MARCO VIGA	0		1		2		3		Q=2	
	%	ÁREA	%	ÁREA	%	ÁREA	%	ÁREA	%	ÁREA
1	0.0048	5.94	0.0047	5.70	0.0032	3.96	0.0047	5.70	0.0031	7.68
2	0.0048	5.94	0.0047	5.70	0.0032	3.96	0.0047	5.70	0.0031	7.68
3	0.0048	5.94	0.0047	5.70	0.0056	6.81	0.0086	10.53	0.0031	7.68
4	0.0048	5.94	0.0047	5.70	0.0032	3.96	0.0047	5.70	0.0031	7.68
5	0.0048	5.94	0.0047	5.70	0.0032	3.96	0.0047	5.70	0.0031	7.68
6	0.0048	5.94	0.0047	5.70	0.0106	12.99	0.0086	10.53	0.0031	7.68
7	0.0083	10.14	0.0088	10.77	0.0056	6.81	0.0047	5.70	0.0049	12.12
8	0.0083	10.14	0.0047	5.70	0.0032	3.96	0.0047	5.70	0.0049	12.12
9	0.0083	10.14	0.0088	10.77	0.0115	14.10	0.0134	16.47	0.0049	12.12
10	0.0083	10.14	0.0088	10.77	0.0056	6.81	0.0063	7.68	0.0049	12.12
11	0.0083	10.14	0.0047	5.70	0.0032	3.96	0.0063	7.68	0.0049	12.12
12	0.0083	10.14	0.0088	10.77	0.0198	24.24	0.0134	16.47	0.0049	12.12
13	0.0099	12.12	0.0124	15.21	0.0088	10.77	0.0063	7.68	0.0069	17.19
14	0.0099	12.12	0.0083	10.14	0.0058	7.05	0.0063	7.68	0.0069	17.19
15	0.0099	12.12	0.0124	15.21	0.0189	23.13	0.0176	21.54	0.0069	17.19
16	0.0099	12.12	0.0124	15.21	0.0088	10.77	0.0083	10.14	0.0069	17.19
17	0.0099	12.12	0.0083	10.14	0.0058	7.05	0.0083	10.14	0.0069	17.19
18	0.0099	12.12	0.0124	15.21	0.0189	23.13	0.0182	22.26	0.0069	17.19
19	0.0124	15.21	0.0140	17.19	0.0106	12.99	0.0083	10.14	0.0082	20.28
20	0.0124	15.21	0.0099	12.12	0.0083	10.14	0.0083	10.14	0.0082	20.28
21	0.0124	15.21	0.0140	17.19	0.0189	23.13	0.0207	25.35	0.0082	20.28
22	0.0124	15.21	0.0140	17.19	0.0106	12.99	0.0115	14.10	0.0082	20.28
23	0.0124	15.21	0.0099	12.12	0.0083	10.14	0.0115	14.10	0.0082	20.28
24	0.0124	15.21	0.0140	17.19	0.0189	23.13	0.0207	25.35	0.0082	20.28
25	0.0124	15.21	0.0140	17.19	0.0115	14.10	0.0115	14.10	0.0082	20.28
26	0.0124	15.21	0.0099	12.12	0.0106	12.99	0.0115	14.10	0.0082	20.28
27	0.0124	15.21	0.0140	17.19	0.0189	23.13	0.0207	25.35	0.0082	20.28
28	0.0124	15.21	0.0140	17.19	0.0115	14.10	0.0115	14.10	0.0082	20.28
29	0.0124	15.21	0.0099	12.12	0.0106	12.99	0.0115	14.10	0.0082	20.28
30	0.0124	15.21	0.0140	17.19	0.0189	23.13	0.0207	25.35	0.0082	20.28

Tabla 4.2 Refuerzo longitudinal en vigas

MARCO VIGA	0		1		2		3		Q=2	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
1	2#5	3#5	2#5	2#6	2#5	2#5	2#5	2#6	3#5	2#6 + 1#5
2	2#5	3#5	2#5	2#6	2#5	2#5	2#5	2#6	3#5	2#6 + 1#5
3	2#5	3#5	2#5	2#6	3#5	2#5 + 1#6	4#5	3#6 + 1#5	3#5	2#6 + 1#5
4	2#5	3#5	2#5	2#6	2#5	2#5	2#5	2#6	3#5	2#6 + 1#5
5	2#5	3#5	2#5	2#6	2#5	2#5	2#5	2#6	3#5	2#6 + 1#5
6	2#5	3#5	2#5	2#6	4#5	4#5 + 1#8	4#5	3#6 + 1#5	3#5	2#6 + 1#5
7	3#5	2#8	2#6	2#6 + 1#8	3#5	2#5 + 1#6	2#5	2#6	2#8	2#8 + 1#5
8	3#5	2#8	2#6	2#6	2#5	2#5	2#5	2#6	2#8	2#8 + 1#5
9	3#5	2#8	2#6	2#6 + 1#8	5#5	2#5 + 2#8	3#5 + 2#6	3#6 + 1#10	2#8	2#8 + 1#5
10	3#5	2#8	2#6	2#6 + 1#8	3#5	2#5 + 1#6	2#5	2#6 + 1#5	2#8	2#8 + 1#5
11	3#5	2#8	2#6	2#6	2#5	2#5	2#5	2#6 + 1#5	2#8	2#8 + 1#5
12	3#5	2#8	2#6	2#6 + 1#8	3#5 + 2#8	2#5 + 4#8	3#5 + 2#6	3#6 + 1#10	2#8	2#8 + 1#5
13	3#6	2#8 + 1#5	3#6	3#8	3#5	2#6 + 1#8	2#5	2#6 + 1#5	2#8 + 1#6	3#8 + 1#5

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS

MARCO VIGA	0		1		2		3		Q=2	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
14	3#6	2#8 + 1#5	2#6	2#8	3#5	1#6 + 1#8	2#5	2#6 + 1#5	2#8 + 1#6	3#8 + 1#5
15	3#6	2#8 + 1#5	3#6	3#8	3#5 + 2#8	4#8 + 1#6	3#5 + 2#8	2#6 + 2#10	2#8 + 1#6	3#8 + 1#5
16	3#6	2#8 + 1#5	3#6	3#8	3#5	2#6 + 1#8	2#6 + 1#5	2#8	2#8 + 1#6	3#8 + 1#5
17	3#6	2#8 + 1#5	2#6	2#8	3#5	1#6 + 1#8	2#6 + 1#5	2#8	2#8 + 1#6	3#8 + 1#5
18	3#6	2#8 + 1#5	3#6	3#8	3#5 + 2#8	4#8 + 1#6	2#6 + 2#8	4#8 + 1#5	2#8 + 1#6	3#8 + 1#5
19	2#8	3#8	4#6	3#8 + 1#5	4#5	2#8 + 1#6	2#6 + 1#5	2#8	2#8 + 2#6	4#8
20	2#8	3#8	3#6	2#8 + 1#5	3#5	2#8	2#6 + 1#5	2#8	2#8 + 2#6	4#8
21	2#8	3#8	4#6	3#8 + 1#5	3#5 + 2#8	4#8 + 1#6	3#6 + 2#8	5#8	2#8 + 2#6	4#8
22	2#8	3#8	4#6	3#8 + 1#5	4#5	2#8 + 1#6	2#8	2#8 + 2#5	2#8 + 2#6	4#8
23	2#8	3#8	3#6	2#8 + 1#5	3#5	2#8	2#8	2#8 + 2#5	2#8 + 2#6	4#8
24	2#8	3#8	4#6	3#8 + 1#5	3#5 + 2#8	4#8 + 1#6	3#6 + 2#8	5#8	2#8 + 2#6	4#8
25	2#8	3#8	4#6	3#8 + 1#5	5#5	2#5 + 2#8	2#8	2#8 + 2#5	2#8 + 2#6	4#8
26	2#8	3#8	3#6	2#8 + 1#5	4#5	2#8 + 1#6	2#8	2#8 + 2#5	2#8 + 2#6	4#8

MARCO	0		1		2		3		Q=2	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
27	2#8	3#8	4#6	3#8 + 1#5	3#5 + 2#8	4#8 + 1#6	3#6 + 2#8	5#8	2#8 + 2#6	4#8
28	2#8	3#8	4#6	3#8 + 1#5	5#5	2#5 + 2#8	2#8	2#8 + 2#5	2#8 + 2#6	4#8
29	2#8	3#8	3#6	2#8 + 1#5	4#5	2#8 + 1#6	2#8	2#8 + 2#5	2#8 + 2#6	4#8
30	2#8	3#8	4#6	3#8 + 1#5	3#5 + 2#8	4#8 + 1#6	3#6 + 2#8	5#8	2#8 + 2#6	4#8

Si $V_u > V_{cr}$ se necesita refuerzo transversal con una separación s definida como lo indica la expresión 4.14

$$5 \text{ cm} \leq s \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} \quad (4.14)$$

donde:
$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{cr}}$$

además:

$$\text{si } V_{cr} < V_u \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f_c'} \quad \rightarrow \quad s \leq \frac{d}{2}$$

$$\text{si } 1.5 F_R b d \sqrt{f_c'} < V_u \leq 2 F_R b d \sqrt{f_c'} \quad \rightarrow \quad s \leq \frac{d}{4}$$

si $V_u > 2 F_R b d \sqrt{f_c'}$ se debe aumentar la sección transversal de la viga

En la Fig. 4.2 se presenta una sección típica de viga con refuerzo transversal y en la Tabla 4.3 se muestran los resultados del diseño por cortante, es decir el refuerzo transversal para todas las vigas de cada uno de los marcos. La distribución de los estribos a lo largo de las vigas se

puede observar más adelante donde se mostrará conjuntamente con la de las columnas



Fig. 4.2 Sección típica de vigas en los extremos del claro

4.2 DISEÑO DE COLUMNAS

4.2.1 Efectos de esbeltez

En miembros con extremos no restringidos lateralmente los cuales están sujetos sólo a carga vertical, que no produzcan desplazamientos laterales apreciables, los efectos de esbeltez se pueden despreciar si:

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (4.15)$$

donde: H' representa la longitud efectiva de un miembro sometido a flexocompresión, r es el radio de giro del elemento en la dirección considerada. M_1 y M_2 son el menor y el mayor de los momentos en los extremos de las columnas. H' es igual a:

$$H' = k H$$

k puede determinarse por medio del nomograma de figura 1.1b de las NTC del RCDF-87 (miembros que no están restringidos lateralmente) de acuerdo con el factor ψ (ver Tabla 4.4) calculado como:

$$\psi = \frac{\sum (I/L)_{columnas}}{\sum (I/L)_{vigas}}$$

Tabla 4.3 Refuerzo transversal en vigas

No	MARCO 0		MARCO 1		MARCO 2		MARCO 3		Q=2	
	L	C	L	C	L	C	L	C	L	C
1	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	23	2.13	14
2	1.65	21	1.65	23	1.65	21	1.65	23	2.13	14
3	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	21	2.13	14
4	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	23	2.13	14
5	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	23	2.13	14
6	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	21	2.13	14
7	1.65	20	1.65	20	1.65	20	1.65	23	2.13	15
8	1.65	20	1.65	23	1.65	20	1.65	23	2.13	15
9	1.65	20	1.65	20	1.65	20	1.65	20	2.13	15
10	1.65	20	1.65	20	1.65	20	1.65	23	2.13	15
11	1.65	20	1.65	20	1.65	20	1.65	23	2.13	15
12	1.65	20	1.65	20	1.65	20	1.65	20	2.13	15
13	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	23	2.13	16
14	1.65	21	1.65	23	1.65	21	1.65	23	2.13	16
15	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	21	2.13	16
16	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	23	2.13	16
17	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	23	2.13	16
18	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	21	2.13	16
19	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	23	2.13	21
20	1.65	21	1.65	23	1.65	21	1.65	23	2.13	21
21	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	21	2.13	21
22	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	23	2.13	21
23	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	23	2.13	21
24	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	21	2.13	21
25	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	23	2.13	21
26	1.65	21	1.65	23	1.65	21	1.65	23	2.13	21
27	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	21	2.13	21
28	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	23	2.13	21
29	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	23	2.13	21
30	1.65	21	1.65	21	1.65	21	1.65	21	2.13	21
No. = VIGA No. L=LONGITUD DE 1 ESTRIBO (m) C=CANTIDAD DE ESTRIBOS										

donde I es el momento de inercia de la sección en la dirección considerada y L es la longitud del miembro.

En miembros con extremos no restringidos lateralmente, sometidos a la acción de cargas verticales y laterales, los efectos de esbeltez debidos a las deformaciones causadas por las cargas laterales pueden despreciarse si:

$$\frac{\delta_x}{H} \leq 0.08 \frac{V}{1.1 (CM + CV_{INST})} \quad (4.16)$$

donde: δ_x desplazamiento de entrepiso, H diferencia de elevaciones, V fuerza cortante de entrepiso, CM carga muerta y CV_{INST} carga viva instantánea (ver Tablas 4.5 y 4.6).

Tabla 4.4 Cálculo de factores ψ

Nivel	I/L		ψ	
	Vigas	Columnas	Columna _{interior}	Columna _{exterior}
1	620.3	711.1		
			1.146	2.293
2	620.3	711.1		
			1.146	2.293
3	620.3	711.1		
			1.146	2.293
4	620.3	711.1		
			1.040	2.080
5	620.3	579.2		
			0.934	1.867
6	620.3	579.2		
			0.803	1.606
7	620.3	416.8		
			0.672	1.344
8	620.3	416.8		
			0.517	1.035
9	620.3	225.0		
			0.363	0.725
10	620.3	225.0		
			0.181	0.363

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS

En estructuras no restringidas lateralmente en los que haya que considerar los efectos de esbeltez debidos a las deformaciones causadas por las cargas laterales, los momentos generados por ellas se deben multiplicar por el factor amplificador F_{ax} :

$$F_{ax} = 1 + \frac{\frac{W_u}{h}}{\frac{R}{Q} - \frac{1.2 W_u}{h}} \quad (4.17)$$

donde:

W_u es la suma de las cargas de diseño, muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente (1.1) = 43.77 t

h altura del entrepiso entre ejes = 3 m

R rigidez de entrepiso, definida como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan. Para el marco 1 en el último entrepiso (ver Tabla 4.6) la fuerza cortante $V = 24.95$ t y $\delta = (15.88 - 15.08) = 0.80$ cm

Q factor de comportamiento sísmico, para los marcos con disipadores $Q=1$ reemplazando estos valores en la expresión 4.17 resulta $F_{ax} = 1.005$. Se aplicó el mismo valor para todos los marcos por ser los resultados muy parecidos.

Tabla 4.5 Revisión de los efectos de esbeltez (CM)

Nº	k	l (cm)	H (cm)	H' (cm)	r (cm)	M1 (t-cm)	M2 (t-cm)	$\frac{H'}{r}$	$34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$
1	0.69	30	247	170.43	9.00	201.51	-213.16	18.94	22.66
2	0.61	30	247	150.67	9.00	61.73	-65.04	16.74	22.61
3	0.61	30	247	150.67	9.00	-61.73	65.04	16.74	22.61
4	0.69	30	247	170.43	9.00	-201.51	213.16	18.94	22.66
5	0.76	30	247	187.72	9.00	158.18	-171.18	20.86	22.91
6	0.67	30	247	165.49	9.00	52.34	-54.53	18.39	22.48
7	0.67	30	247	165.49	9.00	-52.34	54.53	18.39	22.48

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS

Nº	k	l (cm)	H (cm)	H' (cm)	r (cm)	M1 (t-cm)	M2 (t-cm)	$\frac{H'}{r}$	34 - 12 $\frac{M_1}{M_2}$
8	0.76	30	247	187.72	9.00	-158.18	171.18	20.86	22.91
9	0.79	35	247	195.13	10.50	228.89	-240.87	18.58	22.60
10	0.71	35	247	175.37	10.50	81.30	-85.48	16.70	22.59
11	0.71	35	247	175.37	10.50	-81.30	85.48	16.70	22.59
12	0.79	35	247	195.13	10.50	-228.89	240.87	18.58	22.60
13	0.81	35	247	200.07	10.50	190.17	-200.82	19.05	22.64
14	0.73	35	247	180.31	10.50	67.66	-71.45	17.17	22.64
15	0.73	35	247	180.31	10.50	-67.66	71.45	17.17	22.64
16	0.81	35	247	200.07	10.50	-190.17	200.82	19.05	22.64
17	0.83	38	247	205.01	11.40	221.49	-230.85	17.98	22.49
18	0.76	38	247	187.72	11.40	76.16	-80.88	16.47	22.70
19	0.76	38	247	187.72	11.40	-76.16	80.88	16.47	22.70
20	0.83	38	247	205.01	11.40	-221.49	230.85	17.98	22.49
21	0.85	38	247	209.95	11.40	189.82	-199.04	18.42	22.56
22	0.77	38	247	190.19	11.40	60.66	-65.06	16.68	22.81
23	0.77	38	247	190.19	11.40	-60.66	65.06	16.68	22.81
24	0.85	38	247	209.95	11.40	-189.82	199.04	18.42	22.56
25	0.86	40	247	212.42	12.00	198.13	-206.77	17.70	22.50
26	0.78	40	247	192.66	12.00	55.68	-61.06	16.06	23.06
27	0.78	40	247	192.66	12.00	-55.68	61.06	16.06	23.06
28	0.86	40	247	212.42	12.00	-198.13	206.77	17.70	22.50
29	0.86	40	247	212.42	12.00	172.17	-179.07	17.70	22.46
30	0.79	40	247	195.13	12.00	39.72	-43.91	16.26	23.15
31	0.79	40	247	195.13	12.00	-39.72	43.91	16.26	23.15
32	0.86	40	247	212.42	12.00	-172.17	179.07	17.70	22.46
33	0.86	40	247	212.42	12.00	169.30	-165.38	17.70	21.72
34	0.79	40	247	195.13	12.00	18.17	-26.24	16.26	25.69
35	0.79	40	247	195.13	12.00	-18.17	26.24	16.26	25.69
36	0.86	40	247	212.42	12.00	-169.30	165.38	17.70	21.72
37	0.66	40	247	163.02	12.00	77.20	-128.90	13.59	26.81
38	0.63	40	247	155.61	12.00	2.69	-4.50	12.97	26.83
39	0.63	40	247	155.61	12.00	-2.69	4.50	12.97	26.83
40	0.66	40	247	163.02	12.00	-77.20	128.90	13.59	26.81

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS

Tabla 4.6 Revisión de los efectos de esbeltez (CM + CV_{INST})

MARCO 0						
NIVEL	V (t)	CM+CV (t)	1.1 (CM + CV_{INST})	$0.08 \frac{V}{1.1(CM + CV_{INST})}$	δ_x (cm)	δ_x H
10	26.92	39.79	43.77	0.049	15.99	0.053*
9	56.64	54.28	59.70	0.076	15.08	0.050
8	85.45	55.04	60.54	0.113	13.81	0.046
7	111.22	55.80	61.38	0.145	12.46	0.042
6	133.70	56.23	61.85	0.173	10.83	0.036
5	152.94	56.66	62.33	0.196	9.12	0.030
4	168.52	56.89	62.58	0.215	7.24	0.024
3	180.36	57.12	62.83	0.230	5.32	0.018
2	188.11	57.12	62.83	0.240	3.34	0.011
1	191.47	57.12	62.83	0.244	1.38	0.005
MARCO 1						
10	24.95	39.79	43.77	0.046	15.88	0.053*
9	56.68	54.28	59.70	0.076	15.08	0.050
8	85.36	55.04	60.54	0.113	13.82	0.046
7	111.23	55.80	61.38	0.145	12.47	0.042
6	133.76	56.23	61.85	0.173	10.84	0.036
5	153.02	56.66	62.33	0.196	9.13	0.030
4	157.24	56.89	62.58	0.201	7.25	0.024
3	180.49	57.12	62.83	0.230	5.32	0.018
2	188.20	57.12	62.83	0.240	3.34	0.011
1	191.58	57.12	62.83	0.244	1.38	0.005
MARCO 2						
10	26.86	39.79	43.77	0.049	16.04	0.053*
9	56.64	54.28	59.70	0.076	15.09	0.050
8	85.37	55.04	60.54	0.113	13.81	0.046
7	111.24	55.80	61.38	0.145	12.46	0.042
6	133.72	56.23	61.85	0.173	10.83	0.036
5	152.91	56.66	62.33	0.196	9.12	0.030
4	168.47	56.89	62.58	0.215	7.24	0.024
3	180.31	57.12	62.83	0.230	5.32	0.018

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS

2	188.04	57.12	62.83	0.239	3.33	0.011
1	191.42	57.12	62.83	0.244	1.38	0.005
MARCO 3						
10	27.00	39.79	43.77	0.049	16.00	0.053*
9	56.60	54.28	59.70	0.076	15.08	0.050
8	85.35	55.04	60.54	0.113	13.81	0.046
7	111.23	55.80	61.38	0.145	12.46	0.042
6	133.74	56.23	61.85	0.173	10.83	0.036
5	152.95	56.66	62.33	0.196	9.12	0.030
4	168.53	56.89	62.58	0.215	7.24	0.024
3	180.39	57.12	62.83	0.230	5.32	0.018
2	188.12	57.12	62.83	0.240	3.34	0.011
1	191.50	57.12	62.83	0.244	1.38	0.005

* indica que no se pueden despreciar los efectos de esbeltez.

4.2.2 Refuerzo longitudinal en columnas

4.2.2.1 Refuerzo mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{20}{f_y} = 0.00476 \quad (4.18)$$

Reemplazando la expresión 4.18 en la 4.2 se obtiene el área de acero mínima $A_{s_{\min}}$ de columnas.

4.2.2.2 Refuerzo máximo

$$\rho_{\max} = 0.06000 \quad (4.19)$$

Procediendo en forma similar al inciso anterior, reemplazando la expresión 4.19 en la 4.4 se obtiene el área de acero máxima $A_{s_{\max}}$ para columnas.

4.2.2.3 Procedimiento de diseño

Con los resultados del análisis estructural, para la condición de carga más desfavorable en cada

columna, se procede al cálculo de el área de refuerzo de acuerdo con el siguiente procedimiento:

a) Según las NTC del RCDF-87 la excentricidad de diseño debe ser mayor que la mínima $e_{min} = 0.05 h \geq 2$, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión (ver Tabla 4.7). En caso contrario se deben corregir los momentos flexionantes.

b) Se calculan los parámetros K y R (ver expresión 4.20 y 4.21) con el fin de entrar al diagrama de interacción y determinar el índice de refuerzo q . Los diagramas de interacción utilizados son los que proporcionan los "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las NTC del RCDF-87 del Instituto de Ingeniería UNAM" (figuras 12-19 págs. 137-144), los cuales se refieren a refuerzo simétrico en las cuatro caras de acuerdo con la relación d/h . Si se supone una distancia entre el área de acero a compresión (tensión) y la fibra extrema a compresión (tensión) de 4 cm:

$$d = h - 4$$

por lo tanto:

$$\frac{d}{h} = \frac{h - 4}{h}$$

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f_c''} \quad (4.20)$$

$$R = \frac{M_u}{F_R b h^2 f_c''} \quad (4.21)$$

donde: P_u y M_u son la carga axial y el momento últimos de diseño, b y h ancho y peralte total de la sección de la columna y F_R es el factor de reducción de resistencia e igual a 0.8 (flexocompresión).

c) Una vez conocido el valor de q se calcula la cuantía y el área de refuerzo requerida (teórica) mediante las siguientes expresiones:

$$\rho = q \frac{f_c''}{f_y} \quad (4.22)$$

$$A_{s,teórica} = \rho b d \quad (4.23)$$

El área de acero real $A_{s,real}$ es la que se le proporciona con las varillas comerciales.

Tabla 4.7 Parámetros para diseño de columnas

<i>h</i>	<i>e</i> _{min} (calculado)	<i>e</i> _{min} (supuesta)	<i>d</i>	<i>d/h</i>
Marco con disipadores (cm)				
30	1.50	2.0	26	0.85
35	1.75	2.0	31	0.90
38	1.90	2.0	34	0.90
40	2.00	2.0	36	0.90
Marco convencional (cm)				
42	2.10	2.1	38	0.90
50	2.50	2.5	46	0.90
54	2.70	2.7	50	0.90
56	2.80	2.8	52	0.90

El resumen de armados de las columnas se presentan en las Tablas 4.8 y 4.9 para los cuatro marcos con disipadores y para el marco "convencional" ($Q = 2$). La numeración de las columnas se presenta en la Fig. 4.1.

Tabla 4.8 Refuerzo longitudinal en columnas

MARCO COLUMNA	0		1		2		3		Q=2	
	%	ÁREA	%	ÁREA	%	ÁREA	%	ÁREA	%	ÁREA
1	0.0225	20.28	0.0127	11.40	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0065	11.40
2	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0065	11.40
3	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0065	11.40
4	0.0225	20.28	0.0127	11.40	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0065	11.40
5	0.0225	20.28	0.0127	11.40	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0065	11.40
6	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0065	11.40
7	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0065	11.40
8	0.0225	20.28	0.0127	11.40	0.0225	20.28	0.0225	20.28	0.0065	11.40

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS

MARCO COLUMNA	0		1		2		3		Q=2	
	%	ÁREA	%	ÁREA	%	ÁREA	%	ÁREA	%	ÁREA
9	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0259	31.68	0.0081	20.28
10	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0081	20.28
11	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0259	31.68	0.0081	20.28
12	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0081	20.28
13	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0259	31.68	0.0081	20.28
14	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0081	20.28
15	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0259	31.68	0.0081	20.28
16	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0166	20.28	0.0081	20.28
17	0.0219	31.68	0.0140	20.28	0.0274	39.60	0.0360	51.96	0.0070	20.28
18	0.0219	31.68	0.0219	31.68	0.0219	31.68	0.0219	31.68	0.0070	20.28
19	0.0219	31.68	0.0219	31.68	0.0274	39.60	0.0360	51.96	0.0070	20.28
20	0.0219	31.68	0.0140	20.28	0.0219	31.68	0.0219	31.68	0.0070	20.28
21	0.0219	31.68	0.0140	20.28	0.0274	39.60	0.0360	51.96	0.0070	20.28
22	0.0219	31.68	0.0219	31.68	0.0219	31.68	0.0219	31.68	0.0070	20.28
23	0.0219	31.68	0.0219	31.68	0.0274	39.60	0.0360	51.96	0.0070	20.28
24	0.0219	31.68	0.0140	20.28	0.0219	31.68	0.0219	31.68	0.0070	20.28
25	0.0325	51.96	0.0198	31.68	0.0396	63.36	0.0396	63.36	0.0090	28.20
26	0.0325	51.96	0.0248	39.60	0.0198	31.68	0.0269	43.08	0.0090	28.20
27	0.0325	51.96	0.0248	39.60	0.0396	63.36	0.0396	63.36	0.0090	28.20
28	0.0325	51.96	0.0198	31.68	0.0198	31.68	0.0269	43.08	0.0090	28.20
29	0.0325	51.96	0.0198	31.68	0.0396	63.36	0.0396	63.36	0.0090	28.20
30	0.0325	51.96	0.0248	39.60	0.0198	31.68	0.0269	43.08	0.0090	28.20
31	0.0325	51.96	0.0248	39.60	0.0396	63.36	0.0396	63.36	0.0090	28.20
32	0.0325	51.96	0.0198	31.68	0.0198	31.68	0.0269	43.08	0.0090	28.20
33	0.0483	77.28	0.0452	72.24	0.0644*	102.96	0.0644*	102.96	0.0090	28.20
34	0.0483	77.28	0.0452	72.24	0.0396	63.36	0.0452	72.24	0.0090	28.20
35	0.0483	77.28	0.0452	72.24	0.0644*	102.96	0.0644*	102.96	0.0090	28.20
36	0.0483	77.28	0.0452	72.24	0.0396	63.36	0.0452	72.24	0.0090	28.20
37	0.0483	77.28	0.0452	72.24	0.0644*	102.96	0.0644*	102.96	0.0126	39.60
38	0.0483	77.28	0.0452	72.24	0.0396	63.36	0.0452	72.24	0.0126	39.60
39	0.0483	77.28	0.0452	72.24	0.0644*	102.96	0.0644*	102.96	0.0126	39.60
40	0.0483	77.28	0.0452	72.24	0.0396	63.36	0.0452	72.24	0.0126	39.60

* Se aprecia que el porcentaje de acero es ligeramente mayor que el máximo que permite el RCDF-87, sin embargo, la magnitud de la diferencia no justifica un redimensionamiento de los elementos.

Tabla 4.9 Refuerzo longitudinal en columnas

COLUMNA	MARCO 0	MARCO 1	MARCO 2	MARCO 3	MARCO Q=2
1	4#8	4#6	4#8	4#8	4#6
2	4#8	4#8	4#8	4#8	4#6
3	4#8	4#8	4#8	4#8	4#6
4	4#8	4#6	4#8	4#8	4#6
5	4#8	4#6	4#8	4#8	4#6
6	4#8	4#8	4#8	4#8	4#6
7	4#8	4#8	4#8	4#8	4#6
8	4#8	4#6	4#8	4#8	4#6
9	4#8	4#8	4#8	4#10	4#8
10	4#8	4#8	4#8	4#8	4#8
11	4#8	4#8	4#8	4#10	4#8
12	4#8	4#8	4#8	4#8	4#8
13	4#8	4#8	4#8	4#10	4#8
14	4#8	4#8	4#8	4#8	4#8
15	4#8	4#8	4#8	4#10	4#8
16	4#8	4#8	4#8	4#8	4#8
17	4#10	4#8	4#10+4#5	4#10+4#8	4#8
18	4#10	4#10	4#10	4#10	4#8
19	4#10	4#10	4#10+4#5	4#10+4#8	4#8
20	4#10	4#8	4#10	4#10	4#8
21	4#10	4#8	4#10+4#5	4#10+4#8	4#8
22	4#10	4#10	4#10	4#10	4#8
23	4#10	4#10	4#10+4#5	4#10+4#8	4#8
24	4#10	4#8	4#10	4#10	4#8
25	4#10+4#8	4#10	8#10	8#10	4#8+4#5
26	4#10+4#8	4#10+4#5	4#10	4#10+4#6	4#8+4#5
27	4#10+4#8	4#10+4#5	8#10	8#10	4#8+4#5
28	4#10+4#8	4#10	4#10	4#10+4#6	4#8+4#5
29	4#10+4#8	4#10	8#10	8#10	4#8+4#5
30	4#10+4#8	4#10+4#5	4#10	4#10+4#6	4#8+4#5
31	4#10+4#8	4#10+4#5	8#10	8#10	4#8+4#5
32	4#10+4#8	4#10	4#10	4#10+4#6	4#8+4#5
33	4#10+4#12	4#10+8#8	12#10+4#5	12#10+4#5	4#8+4#5

COLUMNA	MARCO 0	MARCO 1	MARCO 2	MARCO 3	MARCO Q=2
34	4#10+4#12	4#10+8#8	8#10	4#10+8#8	4#8+4#5
35	4#10+4#12	4#10+8#8	12#10+4#5	12#10+4#5	4#8+4#5
36	4#10+4#12	4#10+8#8	8#10	4#10+8#8	4#8+4#5
37	4#10+4#12	4#10+8#8	12#10+4#5	12#10+4#5	4#10+4#5
38	4#10+4#12	4#10+8#8	8#10	4#10+8#8	4#10+4#5
39	4#10+4#12	4#10+8#8	12#10+4#5	12#10+4#5	4#10+4#5
40	4#10+4#12	4#10+8#8	8#10	4#10+8#8	4#10+4#5

4.2.3 Refuerzo transversal en columnas

En miembros sujetos a flexocompresión en los que la carga axial P_u :

$$P_u \leq 0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s$$

la fuerza cortante que toma el concreto V_{cr} se obtiene multiplicando las expresiones 4.12 y 4.13 por:

$$1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}$$

En caso de miembros sujetos a flexotensión la fuerza se obtendrá multiplicando dichas expresiones (4.12 y 4.13) por:

$$1 - 0.003 \frac{P_u}{A_g}$$

En miembros sujetos a flexocompresión, en donde:

$$P_u \geq 0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s$$

V_{cr} variará linealmente en función de P_u hasta cero

$$\text{donde: } P_u = (A_g f_c'' + A_s f_y) F_R$$

En las expresiones anteriores P_u es el valor absoluto de la fuerza axial de diseño en kg, A_g el

área bruta de la sección transversal y A_s el área total de acero en la sección, ambas en cm^2 .

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos con una separación S ;

$$S \leq \begin{array}{l} \bullet \frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b \\ \bullet 48 d_{est} \\ \bullet \frac{l_1}{2} \end{array}$$

La separación se reducirá a $s = \frac{S}{2}$ en una longitud;

$$H_c \geq \begin{array}{l} \bullet l_2 \\ \bullet \frac{H_{libre}}{6} \\ \bullet 60 \text{ cm} \end{array}$$

donde: d_b es el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal más delgada, d_{est} diámetro de la barra del estribo, H_{libre} altura libre de la columna y l_1 y l_2 son la menor y mayor dimensión transversal de la columna, respectivamente.

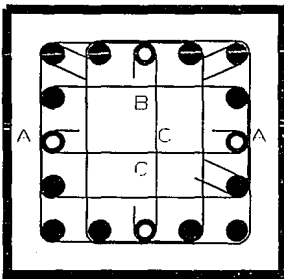
El resumen del refuerzo transversal de columnas se presenta en Tabla 4.10 y en las Fig. 4.3 y 4.4 se presenta la distribución de los estribos, tanto en las secciones como en la altura.

En las figuras de la distribución de estribos en la altura, cuando se refiere a los marcos 1 y 3 sólo se tiene en cuenta las crujeas donde hay dos diagonales, en los demás casos (cuando haya una diagonal o cuando no haya ninguna) dicha distribución se considera igual a la de los marcos 0 y 2 en donde la distribución es igual en las tres crujeas de cada nivel.

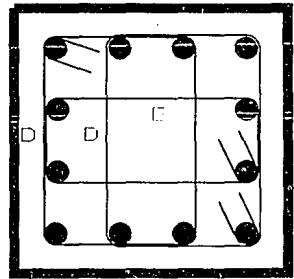
En la Tabla 4.10, la columna llamada " Tipo " (T) se refiere al tipo de estribos que se utilizaron

y al tipo de sección, por ejemplo si dice 3G indica que es la sección 3 con estribos tipo G, la longitud es la total de un solo estribo incluyendo gancho y la cantidad se refiere al número de estribos tipo G que hay en cada columna.

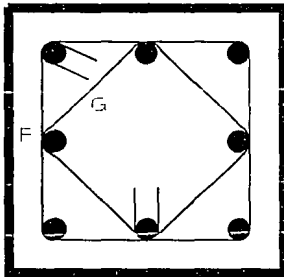
Con estos resultados se estimará más adelante la cantidad de refuerzo total de cada marco para poder establecer, junto con otros parámetros, un análisis comparativo.



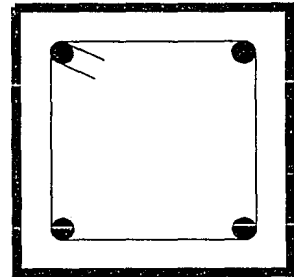
SECCIÓN TIPO 1



SECCIÓN TIPO 2



SECCIÓN TIPO 3



SECCIÓN TIPO 4

Fig. 4.3 Tipos de estribos empleados en las columnas

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS

Tabla 4.10 Refuerzo transversal en columnas

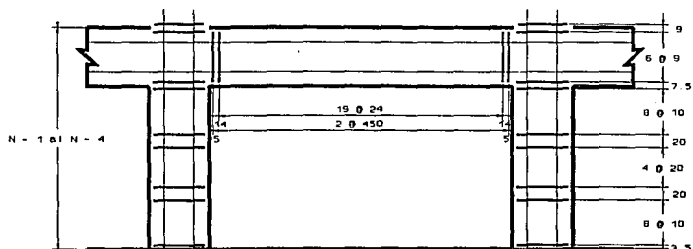
REFUERZO TRANSVERSAL COLUMNAS															
No	MARCO 0			MARCO 1			MARCO 2			MARCO 3			Q=2		
	T	L	C	T	L	C	T	L	C	T	L	C	T	L	C
1	4	1.05	35	4	1.04	35	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.44	29
2	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.44	29
3	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.44	29
4	4	1.05	35	4	1.04	35	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.44	29
5	4	1.05	35	4	1.04	35	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.44	29
6	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.44	29
7	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.44	29
8	4	1.05	35	4	1.04	35	4	1.05	35	4	1.05	35	4	1.44	29
9	4	1.25	31	4	1.24	31	4	1.25	31	4	1.26	31	4	1.77	26
10	4	1.25	31	4	1.25	31	4	1.25	31	4	1.25	31	4	1.77	26
11	4	1.25	31	4	1.25	31	4	1.25	31	4	1.26	31	4	1.77	26
12	4	1.25	31	4	1.24	31	4	1.25	31	4	1.25	31	4	1.77	26
13	4	1.25	31	4	1.24	31	4	1.25	31	4	1.26	31	4	1.77	26
14	4	1.25	31	4	1.25	31	4	1.25	31	4	1.25	31	4	1.77	26
15	4	1.25	31	4	1.25	31	4	1.25	31	4	1.26	31	4	1.77	26
16	4	1.25	31	4	1.24	31	4	1.25	31	4	1.25	31	4	1.77	26
17	4	1.40	28	4	1.37	28	3F	1.40	28	3F	1.40	28	4	1.93	23
							3G	1.02	28	3G	1.05	28			
18	4	1.40	28	4	1.40	28	4	1.40	28	4	1.40	28	4	1.93	23
19	4	1.40	28	4	1.40	28	3F	1.40	28	3F	1.40	28	4	1.93	23
							3G	1.02	28	3G	1.05	28			
20	4	1.40	28	4	1.37	28	4	1.40	28	4	1.40	28	4	1.93	23
21	4	1.40	28	4	1.37	28	3F	1.40	28	3F	1.40	28	4	1.93	23
							3G	1.02	28	3G	1.05	28			
22	4	1.40	28	4	1.40	28	4	1.40	28	4	1.40	28	4	1.93	23
23	4	1.40	28	4	1.40	28	3F	1.40	28	3F	1.40	28	4	1.93	23
							3G	1.02	28	3G	1.05	28			
24	4	1.40	28	4	1.37	28	4	1.40	28	4	1.40	28	4	1.93	23
25	3F	1.40	26	4	1.40	26	3F	1.40	26	3F	1.40	26	3F	2.02	23
	3G	1.06	26				3G	1.06	26	3G	1.06	26	3G	1.48	23
26	3F	1.40	26	3F	1.40	26	4	1.40	26	3F	1.40	26	3F	2.02	23
	3G	1.06	26	3G	1.02	26				3G	1.03	26	3G	1.48	23

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS

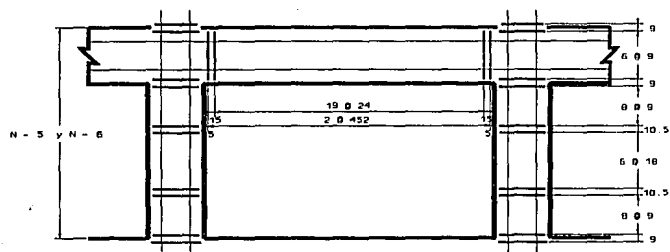
REFUERZO TRANSVERSAL COLUMNAS															
No	MARCO 0			MARCO 1			MARCO 2			MARCO 3			Q=2		
	T	L	C	T	L	C	T	L	C	T	L	C	T	L	C
27	3F	1.40	26	3F	1.40	26	3F	1.40	26	3F	1.40	26	3F	2.02	23
	3G	1.06	26	3G	1.02	26	3G	1.06	26	3G	1.06	26	3G	1.48	23
28	3F	1.40	26	4	1.40	26	4	1.40	26	3F	1.40	26	3F	2.02	23
	3G	1.06	26							3G	1.03	26	3G	1.48	23
29	3F	1.40	26	4	1.40	26	3F	1.40	26	3F	1.40	26	3F	2.02	23
	3G	1.06	26				3G	1.06	26	3G	1.06	26	3G	1.48	23
30	3F	1.40	26	3F	1.40	26	4	1.40	26	3F	1.40	26	3F	2.02	23
	3G	1.06	26	3G	1.02	26				3G	1.03	26	3G	1.48	23
31	3F	1.40	26	3F	1.40	26	3F	1.40	26	3F	1.40	26	3F	2.02	23
	3G	1.06	26	3G	1.02	26	3G	1.06	26	3G	1.06	26	3G	1.48	23
32	3F	1.40	26	4	1.40	26	4	1.40	26	3F	1.40	26	3F	2.02	23
	3G	1.06	26							3G	1.03	26	3G	1.48	23
33	3F	1.40	26	2D	1.20	52	1A	1.25	52	1A	1.25	52	3F	2.02	23
	3G	1.05	26	2E	1.00	26	1B	1.11	26	1B	1.11	26	3G	1.48	23
							1C	0.50	52	1C	0.50	52			
34	3F	1.40	26	2D	1.20	52	3F	1.40	26	2D	1.20	52	3F	2.02	23
	3G	1.05	26	2E	1.00	26	3G	1.06	26	2E	1.00	26	3G	1.48	23
35	3F	1.40	26	2D	1.20	52	1A	1.25	52	1A	1.25	52	3F	2.02	23
	3G	1.05	26	2E	1.00	26	1B	1.11	26	1B	1.11	26	3G	1.48	23
							1C	0.50	52	1C	0.50	52			
36	3F	1.40	26	2D	1.20	52	3F	1.40	26	2D	1.20	52	3F	2.02	23
	3G	1.05	26	2E	1.00	26	3G	1.06	26	2E	1.00	26	3G	1.48	23
37	3F	1.40	26	2D	1.20	52	1A	1.25	52	1A	1.25	52	3F	2.02	23
	3G	1.05	26	2E	1.00	26	1B	1.11	26	1B	1.11	26	3G	1.48	23
							1C	0.50	52	1C	0.50	52			
38	3F	1.40	26	2D	1.20	52	3F	1.40	26	2D	1.20	52	3F	2.02	23
	3G	1.05	26	2E	1.00	26	3G	1.06	26	2E	1.00	26	3G	1.48	23
39	3F	1.40	26	2D	1.20	52	1A	1.25	52	1A	1.25	52	3F	2.02	23
	3G	1.05	26	2E	1.00	26	1B	1.11	26	1B	1.11	26	3G	1.48	23
							1C	0.50	52	1C	0.50	52			
40	3F	1.40	26	2D	1.20	52	3F	1.40	26	2D	1.20	52	3F	2.02	23
	3G	1.05	26	2E	1.00	26	3G	1.06	26	2E	1.00	26	3G	1.48	23

No. = COLUMNA No. T=TIPO L=LONGITUD(m) C=CANTIDAD

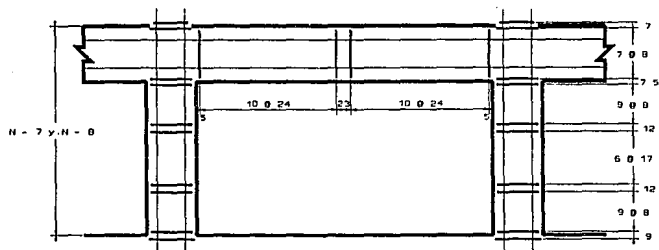
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS



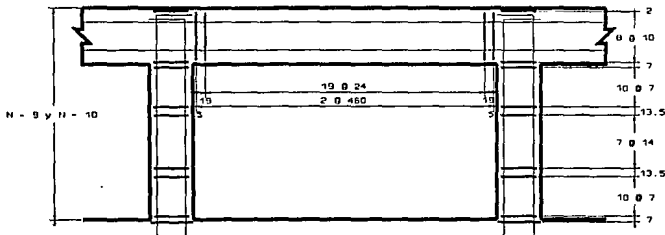
Niveles 1-4 Marcos 0 y 2



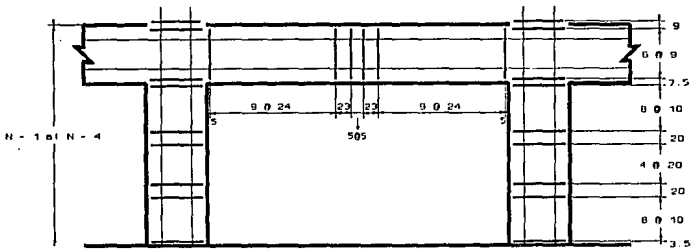
Niveles 5,6 Marcos 0 y 2



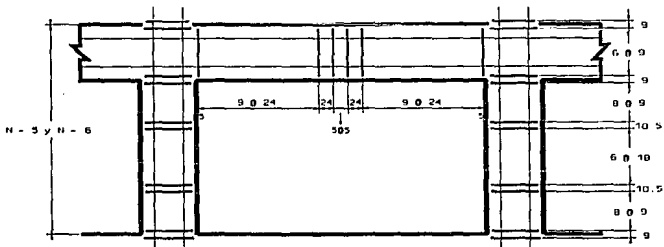
Niveles 7 y 8 Marcos 0 y 2



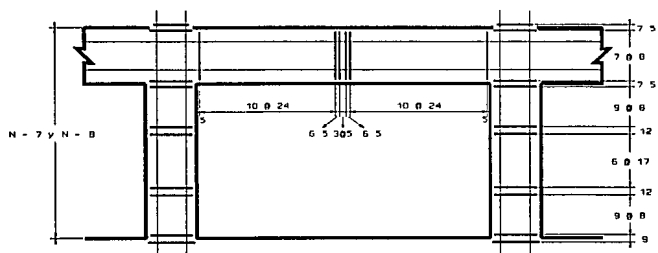
Niveles 9 y 10 Marcos 0 y 2



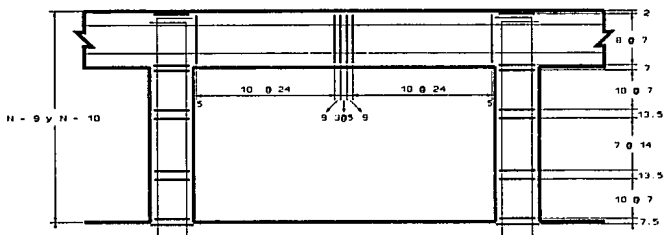
Niveles 1-4 Marcos 1 y 3



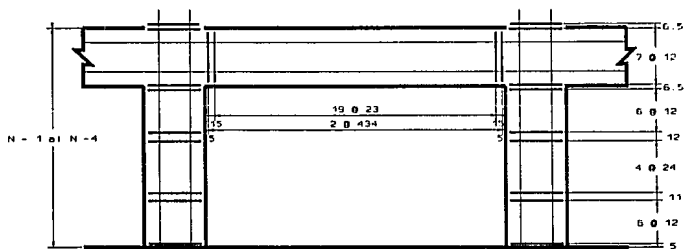
Niveles 5 y 6 Marcos 1 y 3



Niveles 7 y 8 Marcos 1 y 3



Niveles 9 y 10 Marcos 1 y 3



Niveles 1 - 4 Marco "convencional"

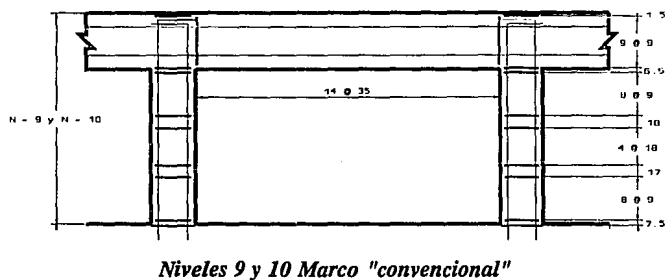
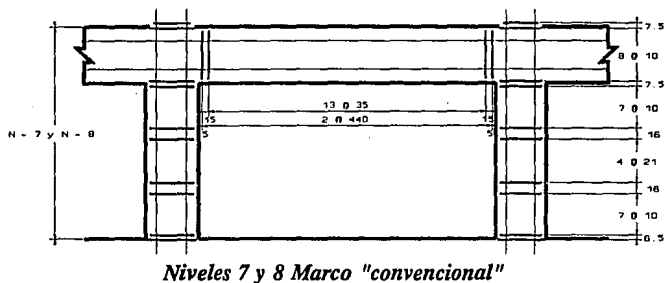
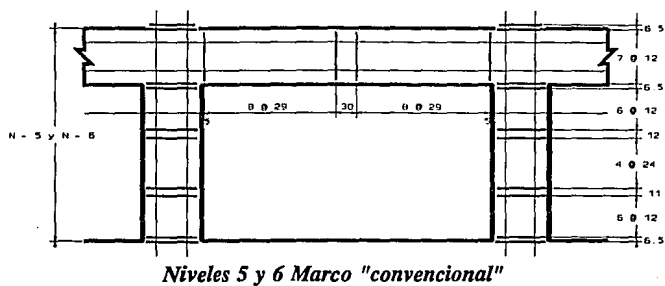


Fig. 4.4 Distribución vertical de estribos

5. ANÁLISIS DINÁMICO DE LOS MARCOS

En este capítulo se hace un análisis dinámico paso a paso no lineal de la estructura cuando se excita con la porción más intensa (32 s) del acelerograma de SCT-1985. Las NTC del RCDF-87, sección 9.2, recomiendan que para el estudio de la respuesta dinámica se deben tener en cuenta cuatro o más movimientos representativos independientes entre sí.

Los resultados de los marcos se discutirán y se compararán en el capítulo siguiente.

Para el análisis se utiliza el programa DRAIN-2D, para lo cual es necesario haber establecido previamente:

- Las propiedades geométricas de los elementos
- Masas aplicadas en los nudos (ver Tabla 3.4)
- Registro de aceleraciones del sismo y cargas en los nudos
- Factores de amortiguamiento proporcional a la masa α y proporcional a la rigidez tangente instantánea β . Estos factores están definidos por las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{4\pi (T_j \lambda_j - T_i \lambda_i)}{T_j^2 - T_i^2} \quad (5.1)$$

$$\beta = \frac{T_i T_j (T_j \lambda_i - T_i \lambda_j)}{\pi (T_j^2 - T_i^2)} \quad (5.2)$$

donde i y j están asociados al primer y segundo modo de vibrar respectivamente,

$\lambda_i = \lambda_j =$ porcentaje de amortiguamiento crítico (aquí se supone 5 % para estructura de concreto) y T es el período en s (ver Tabla 5.1)

Tabla 5.1 Factores de amortiguamiento

MARCO	α	β
0	0.457	0.0041
1	0.453	0.0042
2	0.460	0.0040
3	0.461	0.0040
CONVENCIONAL	0.454	0.0042

e) Tipo de elemento. Tal como se mencionó en el capítulo 2, las vigas se modelaron como elemento "viga con degradación de rigidez", las columnas como elemento "viga-columna" y las diagonales como elemento "armadura".

f) Fuerzas de empotramiento en los extremos de los elementos

g) Diagramas de interacción de las columnas. Estos se determinan con base en el área y distribución del refuerzo dentro de la sección y la geometría de la sección transversal del elemento. En la Tabla 5.2 se muestran los puntos característicos de los diagramas de interacción para las columnas de los cinco marcos, en donde P_{yc} y P_{yt} son las fuerzas axiales de fluencia en compresión y tensión, respectivamente, M_{y+} y M_{y-} es el momento de fluencia tanto positivo como negativo, y A y B representan las condiciones de carga balanceada de la sección del elemento cuyas coordenadas están dadas por las expresiones 5.3 y 5.4 (ver Fig. 2.9).

$$a = \frac{M_{b+}}{M_{y+}} \quad b = \frac{P_{bA}}{P_{yc}} \quad (5.3)$$

$$a = \frac{M_{b-}}{M_{y-}} \quad b = \frac{P_{bB}}{P_{yc}} \quad (5.4)$$

donde M_{b+} y P_{bA} son el momento y carga axial balanceadas de la sección en el punto A, y M_{b-} y P_{bB} son el momento y carga axial balanceada de la sección en el punto B

Tabla 5.2 Puntos característicos de los diagramas de interacción para columnas

Nivel	Columna	M_{y+}	M_{y-}	P_{ye}	P_{yi}	A		B	
		(t-m)		(t)		a	b	a	b
MARCO 0									
9-10	todas	7.738	-7.738	166.061	-68.141	1.40	0.20	1.40	0.20
7-8	todas	9.489	-9.489	201.421	-68.141	1.60	0.30	1.60	0.30
5-6	todas	16.259	-16.259	263.552	-106.445	1.40	0.30	1.40	0.30
3-4	todas	27.788	-27.788	348.666	-174.586	1.10	0.20	1.10	0.20
1-2	todas	39.672	-39.672	433.741	-259.661	1.00	0.20	1.00	0.20
MARCO 1									
9-10	exterior	4.473	-4.473	136.224	-38.304	1.70	0.30	1.70	0.30
9-10	interior	7.738	-7.738	166.061	-68.141	1.40	0.30	1.40	0.30
7-8	todas	9.489	-9.489	201.421	-68.141	1.60	0.30	1.60	0.30
5-6	interior	16.259	-16.259	263.552	-106.445	1.40	0.30	1.40	0.30
5-6	exterior	10.535	-10.535	225.248	-68.141	1.70	0.30	1.70	0.30
3-4	interior	21.491	-21.491	307.136	-133.056	1.30	0.30	1.30	0.30
3-4	exterior	17.335	-17.335	280.525	-106.445	1.50	0.30	1.50	0.30
1-2	todas	35.739	-35.739	416.806	-242.726	1.00	0.20	1.00	0.20
MARCO 2									

ANÁLISIS DINÁMICO DE LOS MARCOS

Nivel	Columna	M_{y+}	M_{y-}	P_{y+}	P_{y-}	A		B	
		(t-m)		(t)		a	b	a	b
9-10	todas	7.738	-7.738	166.061	-68.141	1.40	0.30	1.40	0.30
7-8	todas	9.489	-9.489	201.421	-68.141	1.60	0.30	1.60	0.30
5-6	par	16.259	-16.259	263.552	-106.445	1.40	0.30	1.40	0.30
5-6	impar	20.145	-20.145	290.163	-133.056	1.30	0.20	1.30	0.20
3-4	par	17.335	-17.335	280.525	-106.445	1.50	0.30	1.50	0.30
3-4	impar	32.188	-32.188	386.97	-212.89	1.10	0.20	1.10	0.20
1-2	impar	48.486	-48.486	520.026	-345.946	1.00	0.10	1.00	0.10
1-2	par	32.188	-32.188	386.97	-212.89	1.10	0.20	1.10	0.20
MARCO 3									
9-10	todas	7.738	-7.738	166.061	-68.141	1.40	0.20	1.40	0.20
7-8	par	9.489	-9.489	201.421	-68.141	1.60	0.30	1.60	0.30
7-8	impar	14.627	-14.627	239.725	-106.445	1.40	0.20	1.40	0.20
5-6	par	16.259	-16.259	263.552	-106.445	1.40	0.30	1.40	0.30
5-6	impar	25.811	-25.811	331.693	-174.586	1.10	0.20	1.10	0.20
3-4	par	23.301	-23.301	318.829	-144.749	1.20	0.20	1.20	0.20
3-4	impar	32.188	-32.188	386.97	-212.89	1.10	0.20	1.10	0.20

Nivel	Columna	M_{y+}	M_{y-}	P_{yc}	P_{yt}	A		B	
		(t-m)		(t)		a	b	a	b
1-2	par	35.739	-35.739	416.806	-242.726	1.10	0.20	1.10	0.20
1-2	impar	48.486	-48.486	520.026	-345.946	1.00	0.10	1.00	0.10
"CONVENCIONAL"									
9-10	todas	6.862	-6.862	230.227	-38.304	2.4	0.4	2.4	0.4
7-8	todas	14.724	-14.724	340.141	-68.141	2.1	0.4	2.1	0.4
5-6	todas	16.141	-16.141	385.402	-68.141	2.3	0.4	2.3	0.4
2-4	todas	23.149	-23.149	435.949	-94.752	1.9	0.4	1.9	0.4
1	todas	32.305	-32.305	474.253	-133.056	1.6	0.3	1.6	0.3

h) Momentos resistentes con base en el área de refuerzo de las vigas. Estos se definieron en el capítulo anterior

i) Esfuerzos de fluencia de los disipadores, los cuales se definirán en el siguiente inciso.

5.1 RESISTENCIA DE LAS DIAGONALES

El esfuerzo de fluencia de la diagonales se deduce a partir de los resultados de un análisis modal elástico. La fuerza axial elástica desarrollada en las diagonales se multiplica por un factor reductivo ϕ_D que varía en forma lineal con la altura de la estructura. Los valores de ϕ_D se eligen iterativamente de tal modo que el marco no sufra daño y los disipadores trabajen en forma no lineal, desarrollando mayor ductilidad que la que demanda la estructura.

Indistintamente se puede utilizar el inverso del factor ϕ denominado Φ_D cuando se refiere a los

disipadores y Φ_M cuando se refiere al marco. Este factor se denominará aquí "factor de ductilidad":

$$\Phi_M = \frac{1}{\phi_M} \quad \Phi_D = \frac{1}{\phi_D}$$

En este caso se adoptó $\Phi_M = 1$. Las fuerzas internas de las vigas y columnas obtenidas del análisis estructural para el espectro de diseño del RCDF-87 no se reducen, para que sean los disipadores los que ingresen en el rango inelástico y no las vigas y las columnas, y así lograr que los disipadores absorban mayor energía sísmica.

El esfuerzo de fluencia σ_i de cada disipador es igual a:

$$\sigma_i = \frac{F_i}{A_i \Phi_D} = \frac{F_i \phi_D}{A_i}$$

donde F_i representa la fuerza de diseño elástica y A_i el área de la sección transversal de cada diagonal. Originalmente se analizó la estructura para valores de Φ_D comprendidos entre 1 y 6 con incrementos de 1. Se observó que con $\Phi_D = 1$ y $\Phi_D = 2$ el marco no sufre daño alguno, con $\Phi_D = 3$ se empiezan a formar articulaciones en las columnas y vigas del primer nivel, con $\Phi_D = 4$ se incrementan el número de articulaciones en las vigas de los pisos inferiores y en las columnas de los pisos superiores, y con $\Phi_D = 5$ y $\Phi_D = 6$ se presentan daños en todos los niveles ya sea en columnas ó en vigas ó en ambas partes (ver Fig. 5.1 y Tabla 5.3).

Con el fin de que el marco no sufriera daño, es decir, que no se presentaran articulaciones plásticas y se mejorara el comportamiento del sistema se le aumentó la resistencia a los disipadores en el caso $\Phi_D=5$. En la Tabla 5.4 se muestra los valores de Φ_D definitivos. Con estos valores se cumplen los objetivos perseguidos, es decir, todos los disipadores fluyen, no se forman articulaciones plásticas en vigas ni columnas y los desplazamientos están dentro de los permitidos por las NTC del RCDF-87.

Si el daño estructural se calcula por medio de la relación de daño RD definida por medio de la expresión 5.5

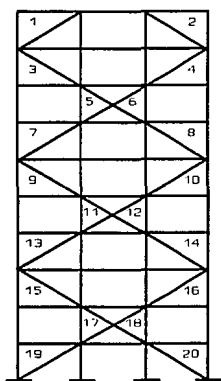
$$RD = \frac{N^{\circ} \text{ de vigas y columnas que fluyen}}{N^{\circ} \text{ total de vigas y columnas}} \quad (5.5)$$

Se obtiene para los marcos con disipadores $RD = 0$, como era de esperarse, sin embargo en el marco convencional fluyen 30 de sus 70 elementos (30 vigas y 40 columnas) lo que corresponde a $RD = 0.43$. Este resultado indica que el uso de los disipadores reduce el daño estructural del marco.

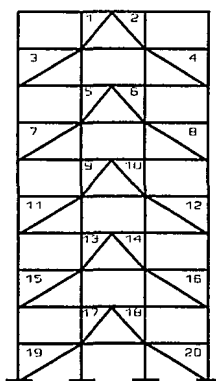
5.2 DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Los disipadores se modelan como elementos "armadura" en los cuales no se considera degradación de rigidez ni de resistencia. Esto es congruente con los experimentos, en donde se ha visto que los ciclos histeréticos son estables. En la Fig. 5.2 se representa el comportamiento de los disipadores. En estas gráficas se ve claramente que los disipadores trabajan más eficientemente en los entrepisos inferiores que en los superiores.

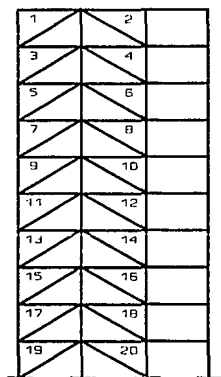
Como una medida de la energía disipada por el disipador, se calculó el área acumulada del ciclo histerético. Los resultados se presentan más adelante.



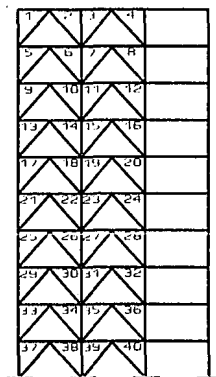
MARCO 0



MARCO 1



MARCO 2



MARCO 3

Fig. 5.1 Numeración de las diagonales

Tabla 5.3 Esfuerzos de fluencia de los disipadores

Nº	F_i	A_i	σ_i (t/m^2)					
	(t)	(cm^2)	$\Phi_D=1$	$\Phi_D=2$	$\Phi_D=3$	$\Phi_D=4$	$\Phi_D=5$	$\Phi_D=6$
MARCO 0								
19, 20	85.65	19.78	43300.61	21650.31	14433.54	10825.15	8660.12	7216.77
17, 18	85.87	14.66	58583.70	29291.85	19527.90	14645.93	11716.74	9763.95
15, 16	83.23	18.63	44669.74	22334.87	14889.91	11167.44	8933.95	7444.96
13, 14	78.38	17.95	43656.54	21828.27	14552.18	10914.14	8731.31	7276.09
11, 12	72.28	13.52	53444.34	26722.17	17814.78	13361.09	10688.87	8907.39
9, 10	63.99	22.27	28731.31	14365.65	9577.10	7182.83	5746.26	4788.55
7, 8	53.88	20.03	26904.41	13452.20	8968.14	6726.10	5380.88	4484.07
5, 6	42.29	11.92	35466.73	17733.37	11822.24	8866.68	7093.35	5911.12
3, 4	28.28	21.42	13201.76	6600.88	4400.59	3300.44	2640.35	2200.29
1, 2	13.19	92.54	1425.32	712.66	475.11	356.33	285.06	237.55
MARCO 1								
19, 20	85.47	18.63	45883.11	22941.55	15294.37	11470.78	9176.62	7647.18
17, 18	114.39	18.98	60269.91	30134.96	20089.97	15067.48	12053.98	10044.99
15, 16	82.20	14.20	57891.89	28945.95	19297.30	14472.97	11578.38	9648.65
13, 14	103.09	20.23	50949.80	25474.90	16983.27	12737.45	10189.96	8491.63
11, 12	71.01	14.26	49790.21	24895.10	16596.74	12447.55	9958.04	8298.37
9, 10	83.15	21.01	39576.90	19788.45	13192.30	9894.23	7915.38	6596.15
7, 8	52.31	13.47	38847.22	19423.61	12949.07	9711.81	7769.44	6474.54
5, 6	54.16	20.73	26128.19	13064.09	8709.40	6532.05	5225.64	4354.70
3, 4	26.86	10.47	25664.18	12832.09	8554.73	6416.04	5132.84	4277.36
1, 2	16.58	21.98	7543.44	3771.72	2514.48	1885.86	1508.69	1257.24
MARCO 2								
20	86.29	20.01	43129.69	21564.84	14376.56	10782.42	8625.94	7188.28
19	84.68	20.01	42324.97	21162.49	14108.32	10581.24	8464.99	7054.16

ANÁLISIS DINÁMICO DE LOS MARCOS

Nº	F_i	A_i	σ_i (t/m ²)					
	(t)	(cm ²)	$\Phi_D=1$	$\Phi_D=2$	$\Phi_D=3$	$\Phi_D=4$	$\Phi_D=5$	$\Phi_D=6$
18	84.97	16.20	52449.32	26224.66	17483.11	13112.33	10489.86	8741.55
17	85.71	16.20	52906.10	26453.05	17635.37	13226.53	10581.22	8817.68
16	80.90	17.25	46885.23	23442.62	15628.41	11721.31	9377.05	7814.21
15	83.28	17.25	48264.55	24132.28	16088.18	12066.14	9652.91	8044.09
14	75.02	18.87	39759.60	19879.80	13253.20	9939.90	7951.92	6626.60
13	78.78	18.87	41752.35	20876.17	13917.45	10438.09	8350.47	6958.72
12	68.61	19.81	34638.22	17319.11	11546.07	8659.55	6927.64	5773.04
11	73.10	19.81	36905.03	18452.51	12301.68	9226.26	7381.01	6150.84
10	59.34	22.30	26612.61	13306.31	8870.87	6653.15	5322.52	4435.44
9	64.80	22.30	29061.29	14530.65	9687.10	7265.32	5812.26	4843.55
8	49.65	22.12	22446.05	11223.03	7482.02	5611.51	4489.21	3741.01
7	54.76	22.12	24756.21	12378.11	8252.07	6189.05	4951.24	4126.04
6	37.27	29.19	12767.90	6383.95	4255.97	3191.97	2553.58	2127.98
5	43.46	29.19	14888.46	7444.23	4962.82	3722.11	2977.69	2481.41
4	24.90	24.63	10111.26	5055.63	3370.42	2527.82	2022.25	1685.21
3	28.89	24.63	11731.50	5865.75	3910.50	2932.88	2346.30	1955.25
2	3.28	158.47	206.98	103.49	68.99	51.74	41.40	34.50
1	18.86	158.47	1190.12	595.06	396.71	297.53	238.02	198.35
MARCO 3								
40	60.13	12.03	49982.54	24991.27	16660.85	12495.64	9996.51	8330.42
39	54.27	12.03	45111.47	22555.73	15037.16	11277.87	9022.29	7518.58
38	54.53	12.03	45327.59	22663.80	15109.20	11331.90	9065.52	7554.60
37	60.39	12.03	50198.67	25099.33	16732.89	12549.67	10039.73	8366.44
36	59.01	9.72	60688.65	30344.32	20229.55	15172.16	12137.73	10114.77
35	55.14	9.72	56708.56	28354.28	18902.85	14177.14	11341.71	9451.43
34	54.28	9.72	55824.09	27912.05	18608.03	13956.02	11164.82	9304.02

ANÁLISIS DINÁMICO DE LOS MARCOS

N°	F_i	A_i	α_i (t/m ²)					
	(t)	(cm ²)	$\Phi_D=1$	$\Phi_D=2$	$\Phi_D=3$	$\Phi_D=4$	$\Phi_D=5$	$\Phi_D=6$
33	60.49	9.72	62210.75	31105.37	20736.92	15552.69	12442.15	10368.46
32	55.77	10.33	53981.59	26990.79	17993.86	13495.40	10796.32	8996.93
31	53.68	10.33	51958.61	25979.31	17319.54	12989.65	10391.72	8659.77
30	52.16	10.33	50487.35	25243.68	16829.12	12621.84	10097.47	8414.56
29	58.48	10.33	56604.69	28302.34	18868.23	14151.17	11320.94	9434.11
28	51.39	11.27	45602.17	22801.09	15200.72	11400.54	9120.43	7600.36
27	50.75	11.27	45034.25	22517.13	15011.42	11258.56	9006.85	7505.71
26	48.76	11.27	43268.38	21634.19	14422.79	10817.09	8653.68	7211.40
25	55.19	11.27	48974.20	24487.10	16324.73	12243.55	9794.84	8162.37
24	46.77	11.80	39638.62	19819.31	13212.87	9909.65	7927.72	6606.44
23	47.05	11.80	39875.92	19937.96	13291.97	9968.98	7975.18	6645.99
22	44.82	11.80	37985.95	18992.97	12661.98	9496.49	7597.19	6330.99
21	51.20	11.80	43393.14	21696.57	14464.38	10848.29	8678.63	7232.19
20	40.24	13.23	30418.94	15209.47	10139.65	7604.74	6083.79	5069.82
19	41.51	13.23	31378.98	15689.49	10459.66	7844.75	6275.80	5229.83
18	39.11	13.23	29564.73	14782.37	9854.91	7391.18	5912.95	4927.46
17	45.38	13.23	34304.46	17152.23	11434.82	8576.12	6860.89	5717.41
16	33.51	13.07	25640.24	12820.12	8546.75	6410.06	5128.05	4273.37
15	34.90	13.07	26703.80	13351.90	8901.27	6675.95	5340.76	4450.63
14	32.86	13.07	25142.89	12571.45	8380.96	6285.72	5028.58	4190.48
13	38.46	13.07	29427.74	14713.87	9809.25	7356.94	5885.55	4904.62
12	25.20	17.18	14670.35	7335.18	4890.12	3667.59	2934.07	2445.06
11	27.16	17.18	15811.38	7905.69	5270.46	3952.85	3162.28	2635.23
10	24.97	17.18	14536.46	7268.23	4845.49	3634.11	2907.29	2422.74
9	30.78	17.18	17918.79	8959.39	5972.93	4479.70	3583.76	2986.46
8	16.85	14.51	11612.12	5806.06	3870.71	2903.03	2322.42	1935.35

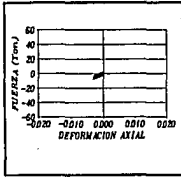
ANÁLISIS DINÁMICO DE LOS MARCOS

Nº	F_i	A_i	σ_i (t/m ²)					
	(t)	(cm ²)	$\Phi_D=1$	$\Phi_D=2$	$\Phi_D=3$	$\Phi_D=4$	$\Phi_D=5$	$\Phi_D=6$
7	17.56	14.51	12101.41	6050.71	4033.80	3025.35	2420.28	2016.90
6	16.65	14.51	11474.29	5737.15	3824.76	2868.57	2294.86	1912.38
5	20.92	14.51	14416.95	7208.47	4805.65	3604.24	2883.39	2402.82
4	1.60	190.98	83.78	41.89	27.93	20.94	16.76	13.96
3	11.63	190.98	608.95	304.48	202.98	152.24	121.79	101.49
2	1.61	190.98	84.30	42.15	28.10	21.08	16.86	14.05
1	16.65	190.98	871.80	435.90	290.60	217.95	174.36	145.30

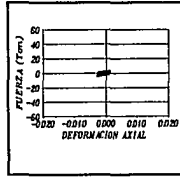
Nº se refiere al número del disipador según Fig 5.1

Tabla 5.4 Factores ductilidad de los disipadores

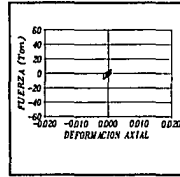
ENTREPISO	MARCO 0	MARCO 1	MARCO 2	MARCO 3
	Φ_D			
10	5.00	5.00	5.00	5.00
9	3.45	3.45	3.57	3.85
8	3.45	3.45	3.57	3.45
7	3.45	2.94	2.50	3.45
6	3.45	2.94	2.50	3.45
5	2.63	2.38	2.50	2.50
4	2.63	2.38	2.50	2.50
3	2.63	2.38	2.50	2.50
2	2.17	2.38	2.50	2.50
1	2.08	2.22	2.17	2.08



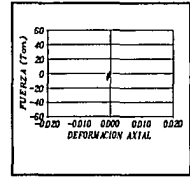
MARCO 0 N-10



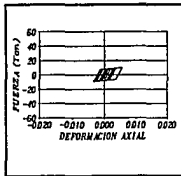
MARCO 1 N-10



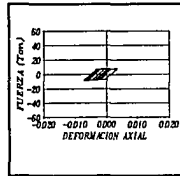
MARCO 2 N-10



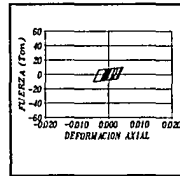
MARCO 3 N-10



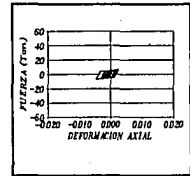
MARCO 0 N-9



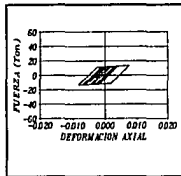
MARCO 1 N-9



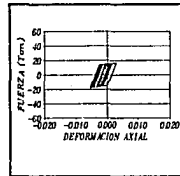
MARCO 2 N-9



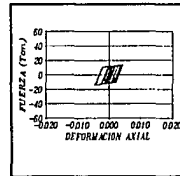
MARCO 3 N-9



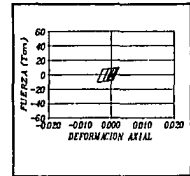
MARCO 0 N-8



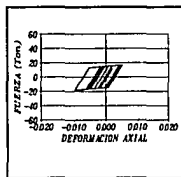
MARCO 1 N-8



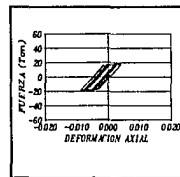
MARCO 2 N-8



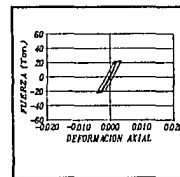
MARCO 3 N-8



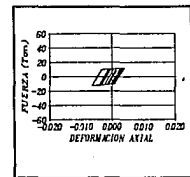
MARCO 0 N-7



MARCO 1 N-7

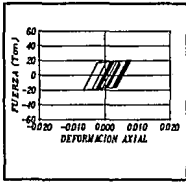


MARCO 2 N-7

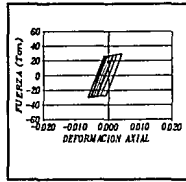


MARCO 3 N-7

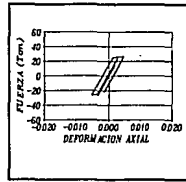
Fig. 5.2 Ciclos histeréticos de los disipadores



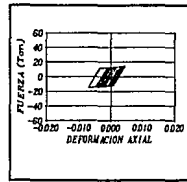
MARCO 0 N-6



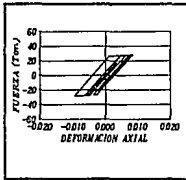
MARCO 1 N-6



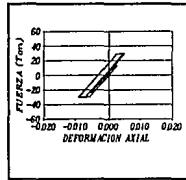
MARCO 2 N-6



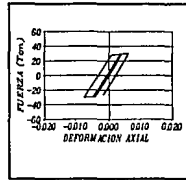
MARCO 3 N-6



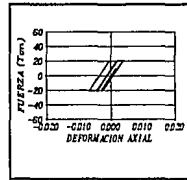
MARCO 0 N-5



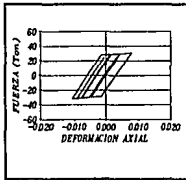
MARCO 1 N-5



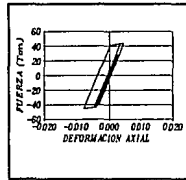
MARCO 2 N-5



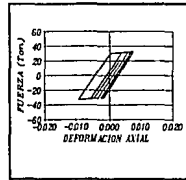
MARCO 3 N-5



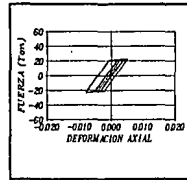
MARCO 0 N-4



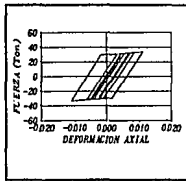
MARCO 1 N-4



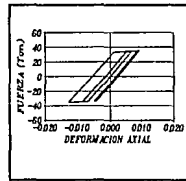
MARCO 2 N-4



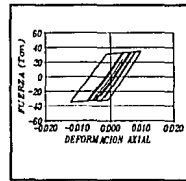
MARCO 3 N-4



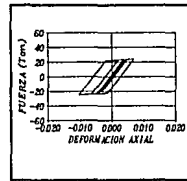
MARCO 0 N-3



MARCO 1 N-3

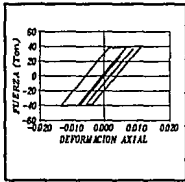


MARCO 2 N-3

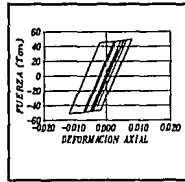


MARCO 3 N-3

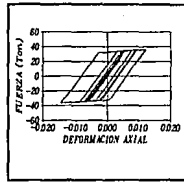
Fig. 5.2 Ciclos histeréticos de los disipadores (continuación)



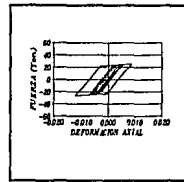
MARCO 0 N-2



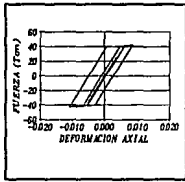
MARCO 1 N-2



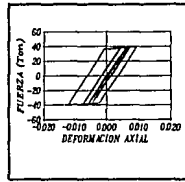
MARCO 2 N-2



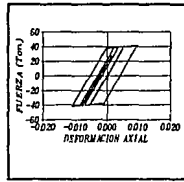
MARCO 3 N-2



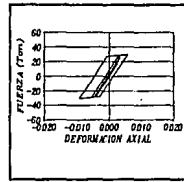
MARCO 0 N-1



MARCO 1 N-1



MARCO 2 N-1



MARCO 3 N-1

Fig. 5.2 Ciclos histeréticos de los disipadores (continuación)

5.3 RESISTENCIAS Y DUCTILIDADES DE ENTREPISO

Para calcular la ductilidad de entrepiso es necesario determinar las curvas fuerza cortante contra deformación para cada entrepiso. Se define una curva para el marco con disipadores y otra para el marco sin disipadores, así mismo se calcula una para el marco convencional. lo anterior se hace con el fin de definir la fuerza cortante y el desplazamiento de fluencia de entrepiso para así obtener la demanda de ductilidad de cada entrepiso (D_e) por medio de la expresión 5.6

$$D_e = \frac{x_{max}}{x_y} \quad (5.6)$$

donde x_{max} es el desplazamiento relativo máximo de entrepiso durante el sismo y x_y es el desplazamiento cuando empieza la fluencia.

Por otra parte, la resistencia total (R_T) del marco está dada por la expresión 5.7

$$R_T = R_{SD} + R_D = \beta_1 R_T + \beta_2 R_T \quad (5.7)$$

donde R_{SD} es la resistencia del marco sin disipadores y R_D es la rigidez del sistema disipador, β_1 y β_2 representan el porcentaje de la resistencia total que debe proporcionar cada subsistema estructural. Con esta expresión, se puede decir que :

$$\beta_1 = \frac{R_{SD}}{R_T}$$

entonces para determinar el valor de β_1 necesario para que no se presente daño estructural se establece como R_{SD} la cortante de fluencia del marco sin disipadores y R_T la cortante de fluencia del marco con disipadores, ambas se obtienen de las curvas cortante-deformación.

El modelo utilizado para conseguir las curvas cortante-deformación consiste en una viga vertical con masa relativamente grande, unida al marco original por medio de elementos que trabajan exclusivamente a fuerza axial sin considerar la masa de dicho marco, pero conservando sus propiedades geométricas y el tipo de apoyo (Fig. 5.3). La viga vertical está sobre un apoyo deslizante y tiene una rigidez lo suficientemente grande como para no sufrir deformaciones excesivas. La rigidez de los elementos de unión varía linealmente con la altura, con su valor máximo en el último nivel lo que hace que las fuerzas también sean más grandes arriba. Este modelo se excita con un pulso rectangular el cual desplaza la viga vertical como cuerpo rígido y esta a su vez jala el marco mediante los elementos de conexión entre ellos. En la Fig 5.4 se presentan las curvas cortante deformación de 3 niveles representativos para cada marco (1, 5, 9).

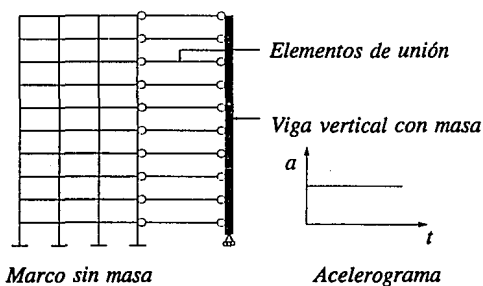


Fig. 5.3 Modelo para la determinación de las curvas cortante-deformación

5.4 MOMENTO DE VOLTEO

Se calculó la historia del momento de volteo a nivel de la cimentación en función de la historia de fuerzas verticales que concurren a la cimentación debidas a la acción sísmica (fuerza axial en las columnas y componente vertical de la fuerza axial en los disipadores).

A continuación se muestra, como ejemplo, el algoritmo empleado para el cálculo del momento

de volteo para el marco 1 y las historias de fuerzas axiales que intervienen en este cálculo (Fig. 5.5). Para los demás se procedió en forma similar dependiendo de la colocación de la diagonal para el caso de los marcos con disipadores. Para el caso del marco "convencional" el momento de volteo sólo depende de la fuerza axial en las columnas.

Sea: MV_1 = momento de volteo columnas exteriores (1,4)

MV_2 = momento de volteo columnas interiores (2,3)

MV_T = momento de volteo total

(I) = se refiere al tiempo de ocurrencia

V_{D19} = componente vertical de la fuerza axial del disipador 19

V_{D20} = componente vertical de la fuerza axial del disipador 20

F_{asC1} = Fuerza axial debida al sismo (restándole la fuerza debida a carga estática) de la columna 1

F_{asC2} = Fuerza axial debida al sismo de la columna 2

F_{asC3} = Fuerza axial debida al sismo de la columna 3

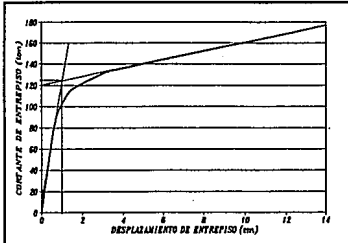
F_{asC4} = Fuerza axial debida al sismo de la columna 4

$L = 15$ m

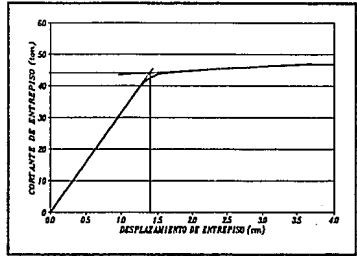
$$MV_1(I) = [(F_{asC1}(I) - V_{D19}(I)) - (F_{asC4}(I) - V_{D20}(I))] \frac{L}{2}$$

$$MV_2(I) = [F_{asC2}(I) - F_{asC3}(I)] \frac{L}{4}$$

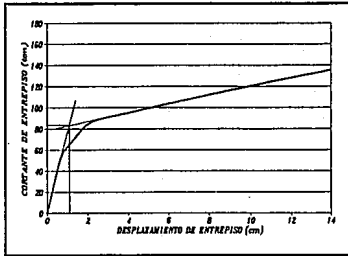
$$MV_T(I) = MV_1(I) + MV_2(I)$$



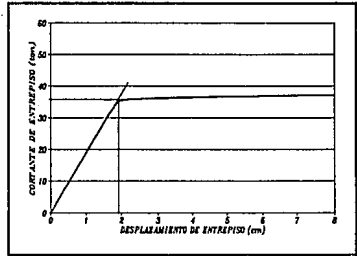
MARCO CON DISIPADORES 0 N-1



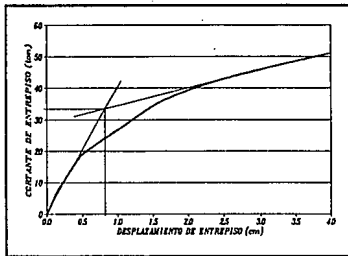
MARCO SIN DISIPADORES 0 N-1



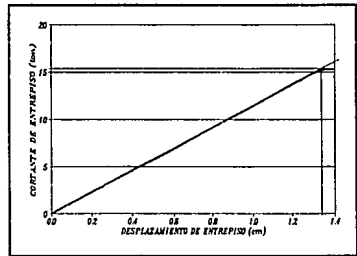
MARCO CON DISIPADORES 0 N-5



MARCO SIN DISIPADORES 0 N-5

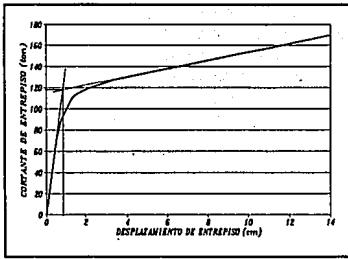


MARCO CON DISIPADORES 0 N-9

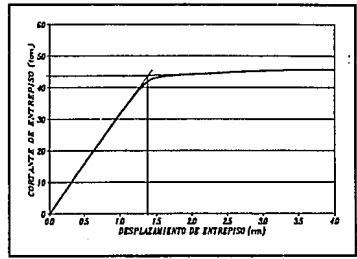


MARCO SIN DISIPADORES 0 N-9

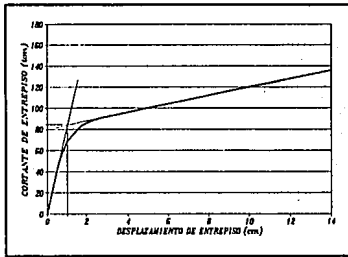
Fig. 5.4 Curvas cortante-deformación



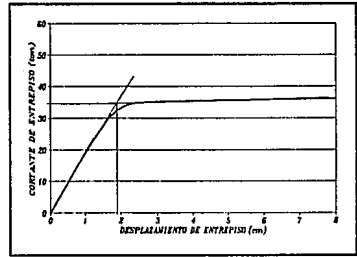
MARCO CON DISIPADORES 1 N-1



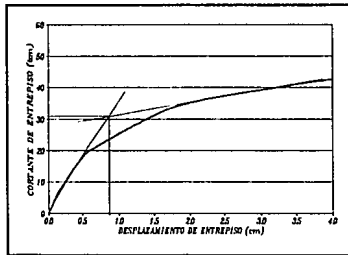
MARCO SIN DISIPADORES 1 N-1



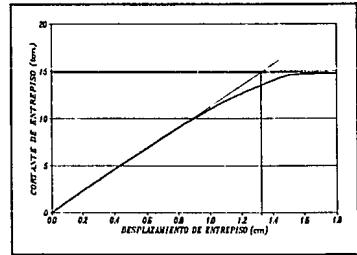
MARCO CON DISIPADORES 1 N-5



MARCO SIN DISIPADORES 1 N-5

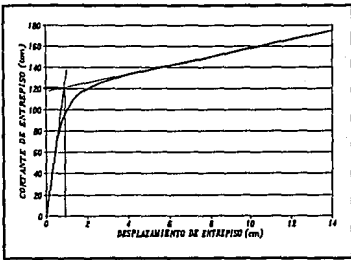


MARCO CON DISIPADORES 1 N-9

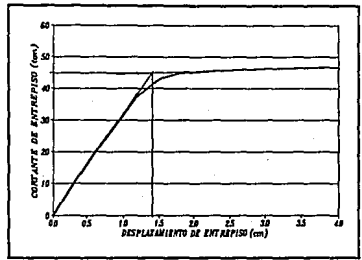


MARCO SIN DISIPADORES 1 N-9

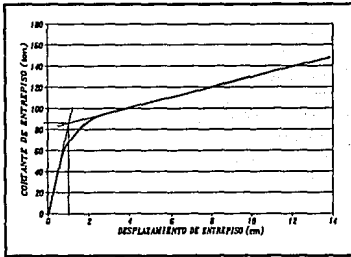
Fig. 5.4 Curvas cortante-deformación (continuación)



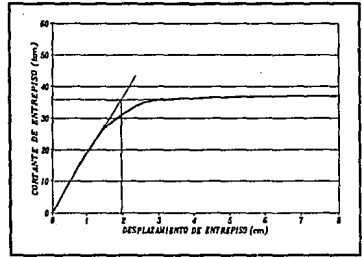
MARCO CON DISIPADORES 2 N-1



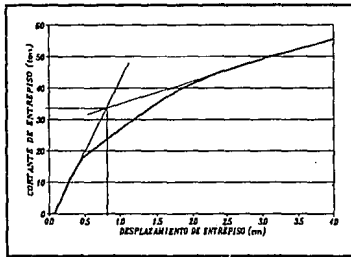
MARCO SIN DISIPADORES 2 N-1



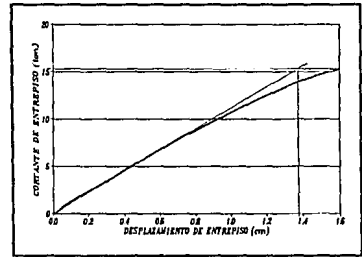
MARCO CON DISIPADORES 2 N-5



MARCO SIN DISIPADORES 2 N-5

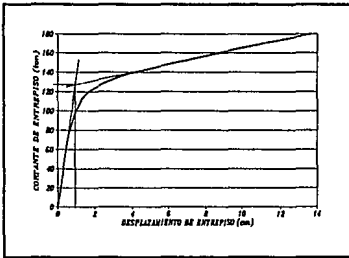


MARCO CON DISIPADORES 2 N-9

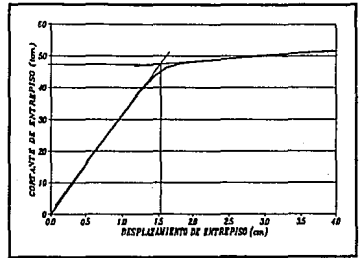


MARCO SIN DISIPADORES 2 N-9

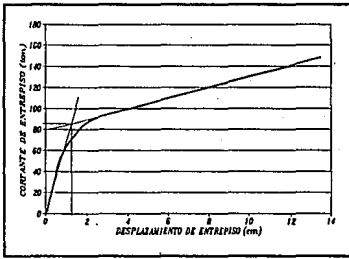
Fig. 5.4 Curvas cortante-deformación (continuación)



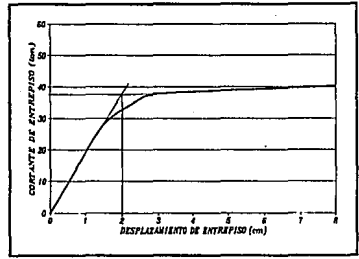
MARCO CON DISIPADORES 3 N-1



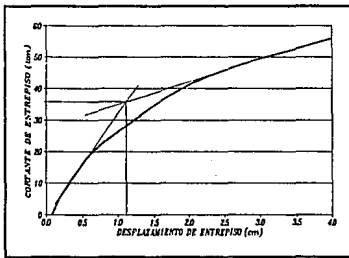
MARCO SIN DISIPADORES 3 N-1



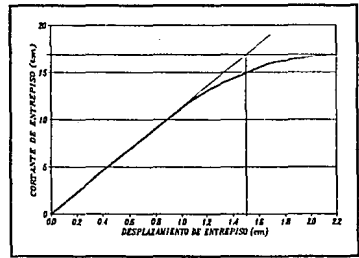
MARCO CON DISIPADORES 3 N-5



MARCO SIN DISIPADORES 3 N-5

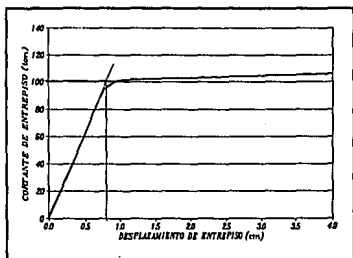


MARCO CON DISIPADORES 3 N-9

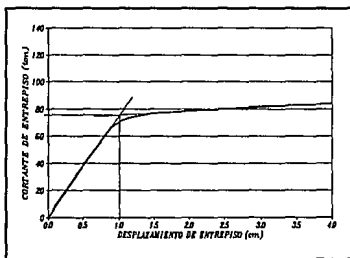


MARCO SIN DISIPADORES 3 N-9

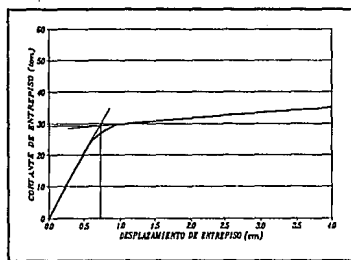
Fig. 5.4 Curvas cortante-deformación (continuación)



MARCO "CONVENCIONAL" N-1



MARCO "CONVENCIONAL" N-5



MARCO "CONVENCIONAL" N-9

Fig. 5.4 Curvas cortante-deformación (continuación)

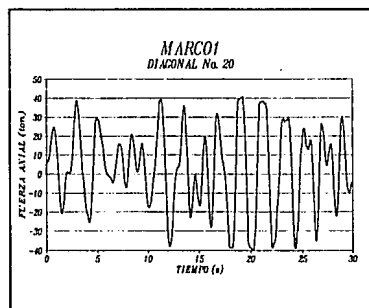
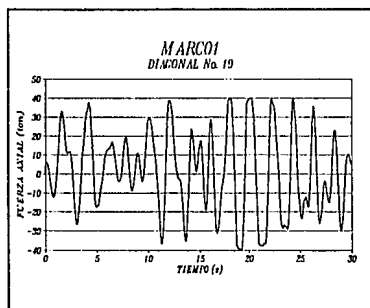
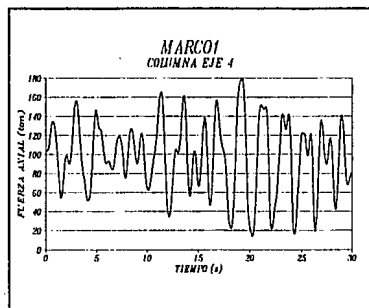
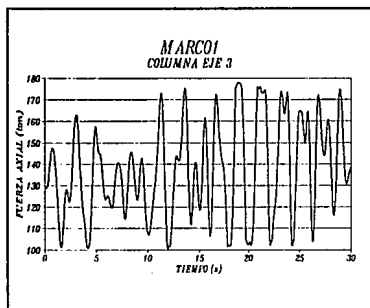
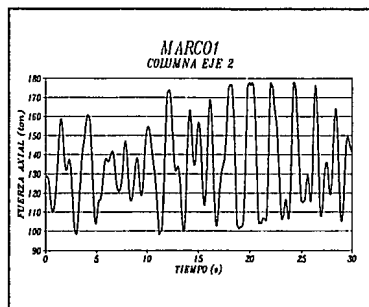
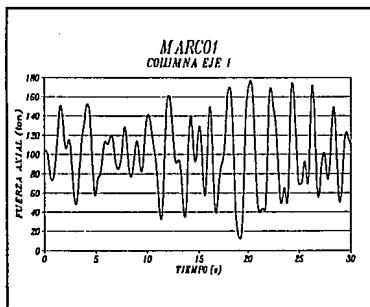


Fig. 5.5 Historia de fuerzas axiales en columnas y disipadores marco 1 nivel 1

6. ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

En este capítulo se hace el análisis comparativo del diseño y la respuesta de los marcos. Esta se refiere a los siguientes parámetros:

- a) Rigidez axial de las diagonales*
- b) Factores reductivos de resistencia de los disipadores*
- c) Envolvente de desplazamientos de cada entrepiso respecto a la base*
- d) Desplazamientos relativos de entrepiso*
- e) Envolvente de fuerzas axiales en las columnas e historias de momentos de volteo*
- f) Cantidad de energía disipada por los disipadores*
- g) Coeficiente sísmico que se desarrolla en cada marco.*
- h) Resistencias de los entrepisos para cada marco. Para los marcos con disipadores se obtiene, además, la relación de resistencias β_1 que es la relación entre la resistencia del marco sin disipadores y la resistencia total de cada entrepiso, así como la demanda de ductilidad de los entrepisos.*
- i) Cantidad de material utilizada en los marcos.*

6.1 RIGIDEZ AXIAL DE LAS DIAGONALES

En la Fig. 6.1 se muestra la rigidez axial K de una diagonal de cada entrepiso calculada como:

$$K = \frac{EA}{L}$$

donde E es el módulo de elasticidad del acero, A el área de la sección transversal del elemento y L longitud del elemento.

ENTREPISO

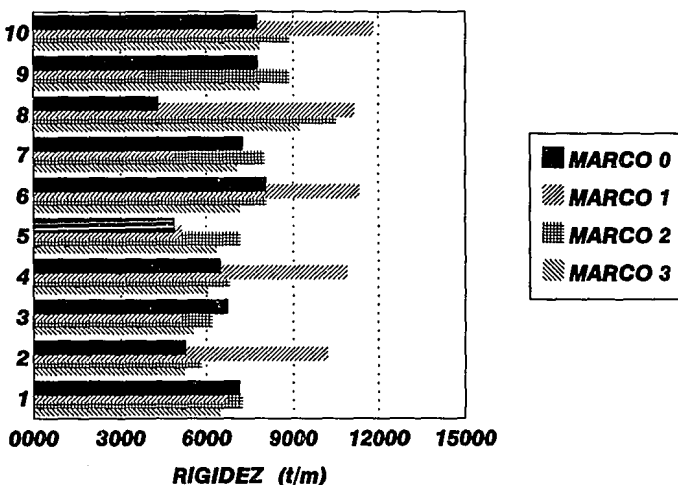


Fig. 6.1 Rigidez axial de las diagonales

En el marco 1 los cambios de rigidez de un nivel a otro se deben al cambio del ángulo de inclinación entre dos niveles consecutivos. La diagonal del marco 3 tiene un valor menor de rigidez axial que las diagonales de los demás marcos debido a que dicho marco tiene cuatro diagonales por entrepiso y los demás tienen sólo dos. Si se considera el valor total de la rigidez por entrepiso este tiene un valor mayor, seguido por el marco 1, pero únicamente en los entrepisos con ángulo de inclinación mayor, porque en los otros entrepisos los superan el marco 2 y el marco 0.

6.2 FACTORES REDUCTIVOS DE RESISTENCIA

Como se puede observar en la Fig. 6.2, los factores reductivos de resistencia de los disipadores ϕ_D siguen una tendencia lineal en todos los casos, indicando que se requiere mayor resistencia en los disipadores de los entrepisos inferiores que en los de los superiores.

ENTREPISO

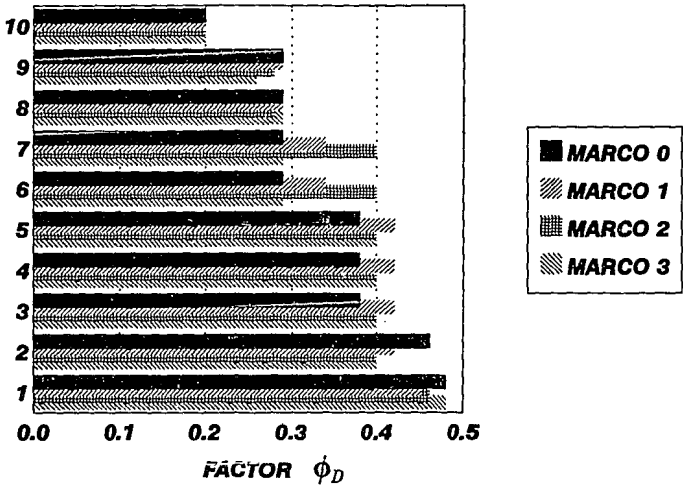


Fig 6.2 Factores ϕ_D

Estos valores dan origen a las fuerzas de fluencia de los disipadores que se muestran en la Fig. 6.3 en donde cada valor corresponde a una sola diagonal, lo que hace que el marco 3 tenga un valor menor que los demás. Sin embargo, al considerar el entrepiso completo este marco tiene una fuerza de fluencia mayor que los demás marcos y a este le sigue el marco 1 a excepción de los entrepisos 1, 7, 9, 10 en donde lo supera el marco 2.

ENTREPISO

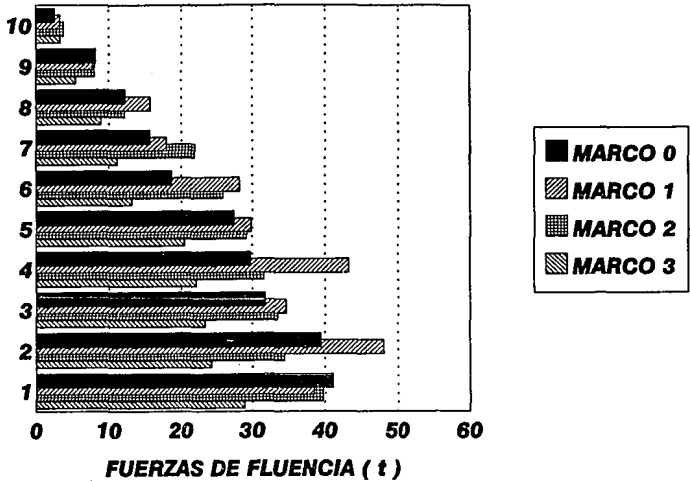


Fig. 6.3 Fuerzas de fluencia de los disipadores

6.3 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

El desplazamiento máximo de cada nivel respecto a la base se muestra en la Fig. 6.4. Se observa que los desplazamientos son prácticamente los mismos en los marcos con disipadores, con una pequeña diferencia en los niveles superiores del marco 0 (6 % más) y del marco 3 (8 % más), lo que indica que las respuestas y diseños estructurales pueden ser comparados entre sí. En el marco "convencional" es un poco más grande el desplazamiento en los niveles inferiores con respecto a los marcos con disipadores, aproximadamente un 20 %.

Los desplazamientos máximos en todos los marcos ocurren casi simultáneamente en todos los entresijos:

- marco 0 entre el intervalo 19.26 y 19.28 s
- marco 1 entre el intervalo 19.22 y 19.24 s
- marco 2 entre el intervalo 19.18 y 19.25 s
- marco 3 entre el intervalo 19.25 y 19.27 s
- marco "convencional" entre el intervalo 19.05 y 19.19 s.

NIVEL

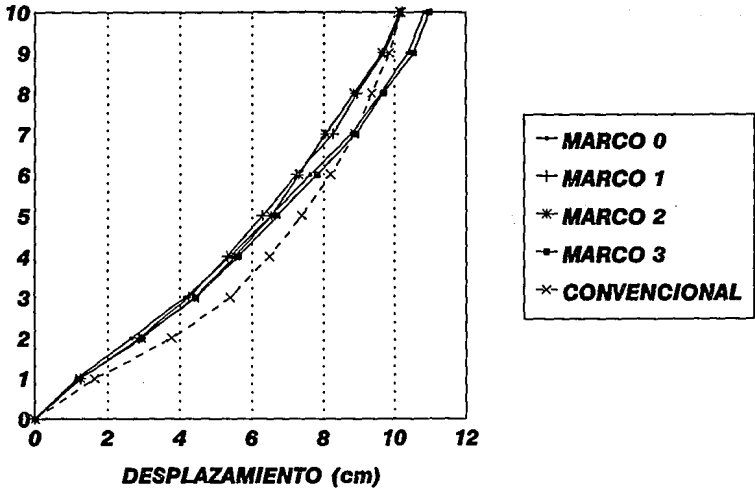


Fig. 6.4 Desplazamientos máximos

Por otra parte en la Fig. 6.5 se observa que los desplazamientos relativos en los marcos con disipadores son muy parecidos entre sí para cada entrespiso. Sin embargo, en el marco "convencional" se presentan ciertas diferencias ya que en los tres primeros entrespos el desplazamiento es más grande que en los otros marcos, en cambio, en los demás entrespos es más pequeño en este marco. Se hace ver que en todos los casos los desplazamientos están dentro de los límites permisibles por el RCDF-87.

ENTREPISO

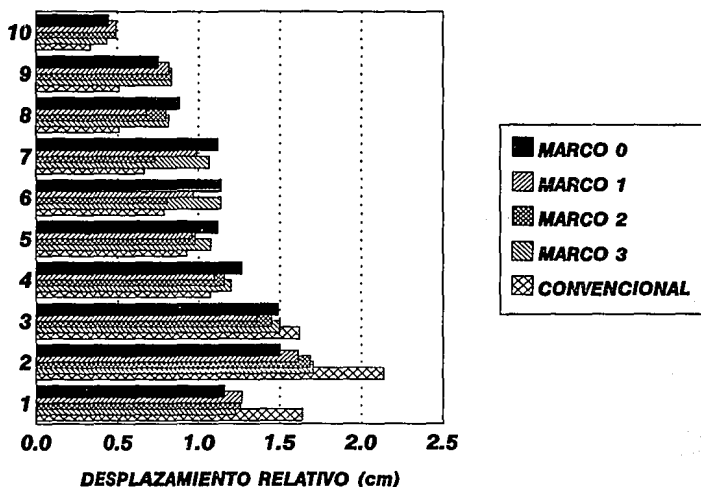
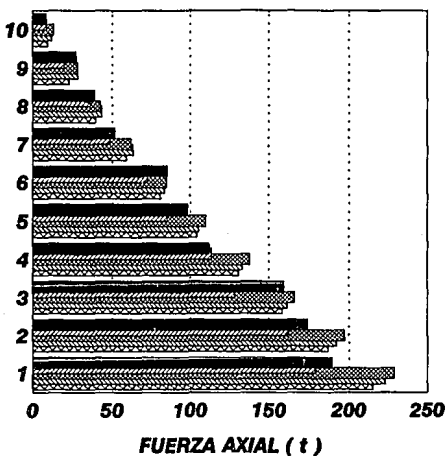


Fig. 6.5 Desplazamientos relativos

6.4 FUERZAS AXIALES MÁXIMAS EN LAS COLUMNAS

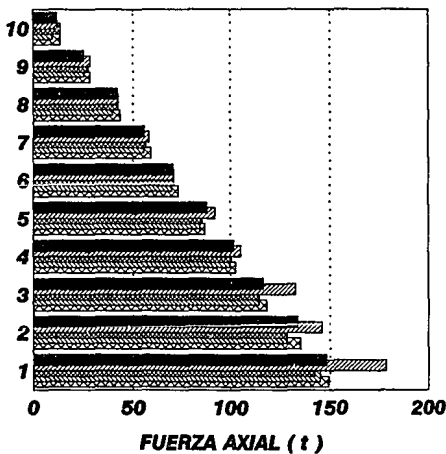
En la Fig. 6.6 se observa que los valores de fuerzas axiales en las columnas de los pisos inferiores de todos los marcos presentan diferencias apreciables. El menor valor corresponde a las columnas 1 y 4 del marco 1, luego el marco 0 tiene un 5 % más en estas mismas columnas, el marco 2 el 30 % y el marco 3 el 25 %. Esto se debe a que en estos marcos (2 y 3) las diagonales cubren menor dimensión horizontal, es decir, hay menor brazo de palanca lo que hace que se presente mayor acortamiento de columnas y los valores máximos se presentan en las columnas 1 y 3. El marco "convencional" tiene 20 % más de fuerza axial que el marco 1 en las columnas 1 y 4.

ENTREPISO



MARCO	EJE
0	1, 4
1	1, 4
2	1, 3
3	1, 3
CONV.	1, 4

ENTREPISO



MARCO	EJE
0	2, 3
1	2, 3
2	2, 4
3	2, 4
CONV.	2, 3

Fig. 6.6 Fuerzas axiales máximas en columnas

Quando se calcula la resultante de fuerzas axiales obtenida como la superposición de cargas gravitacionales y sísmicas que actúan sobre la cimentación (columnas y disipadores) se observa que los máximos valores corresponden a los marcos 2 y 3 columnas 1 y 3 (Tabla 6.1), y que los valores más pequeños no corresponden al marco 1, como en el primer caso, sino al marco 0 y al "convencional".

6.5 MOMENTOS DE VOLTEO EN LA CIMENTACIÓN

Tal como se dijo en el capítulo anterior, el momento de volteo se obtuvo del producto de las fuerzas inducidas por el sismo en las columnas y diagonales, y la distancia al punto de aplicación de la carga. En la Fig. 6.7 se presentan las historias de momentos de volteo para los cinco marcos en consideración y en la Tabla 6.1 se muestran los valores máximos asociados a cada uno. Aquí se puede observar que el marco 0 junto con el marco "convencional" presentan los menores valores de los máximos momentos de volteo. De estos resultados y los resultados del inciso anterior se puede concluir que el marco 0 ofrece mayor ventaja en cuanto a costo de cimentación.

Tabla 6.1 Cargas verticales y momentos de volteo en la cimentación

	MARCO 0	MARCO 1	MARCO 2	MARCO 3	Q = 2					
MOMENTO DE VOLTEO (t - m)										
MÁXIMO(+)	1740.40	1815.21	1918.54	1948.00	1706.63					
MÁXIMO(-)	-1773.57	-1846.09	-1862.06	-1844.96	-1785.83					
FUERZA AXIAL EN LA CIMENTACIÓN (t)										
COLUMNA	C	T	C	T	C	T	C	T	C	T
EJE 1	209.11	17.58	197.79	8.49	245.59	54.34	245.81	51.29	209.26	18.01
EJE 2	148.17	-	178.03	-	141.97	-	143.54	-	149.45	-
EJE 3	147.86	-	178.27	-	250.18	-	246.24	-	147.73	-
EJE 4	211.12	15.59	200.01	6.29	142.66	-	145.37	-	214.96	11.05
C = Compresión T = Tensión										

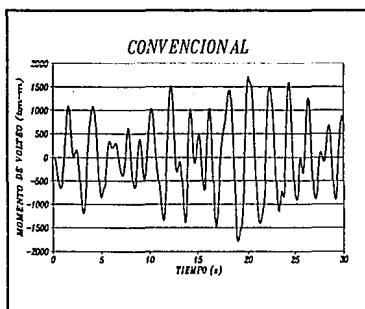
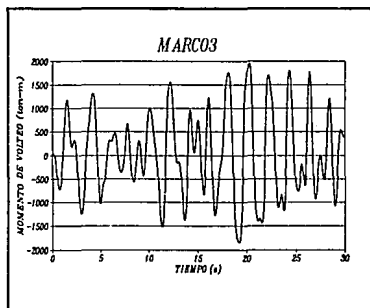
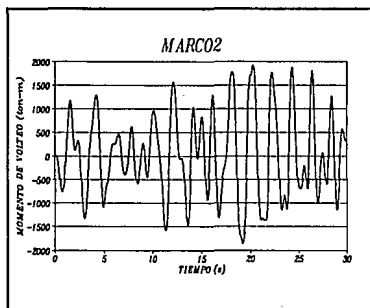
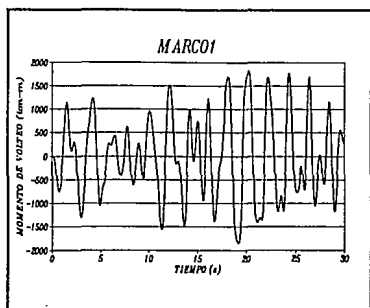
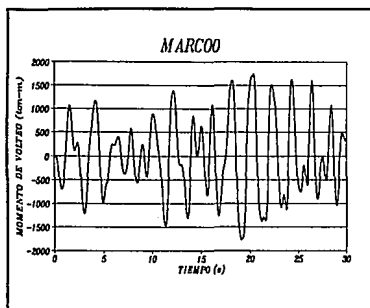


Fig. 6.7 Historia de momentos de volteo

6.6 DISIPACIÓN DE ENERGÍA

En la Tabla 6.2 se muestra la deformación máxima en tensión y en compresión que sufre el disipador y la cantidad de energía disipada por cada uno de ellos, calculada como el área bajo la curva del ciclo histérico (ver Fig. 5.2). En la Fig. 6.8 se puede observar que se aumenta la cantidad de energía disipada a medida que se disminuye de nivel, lo que indica que los disipadores son más efectivos en los entrepisos inferiores, pudiendo incluso omitirse en los superiores. Hay que aclarar que a medida que el factor reductivo ϕ_D crece, se disipa más energía, pero también se presenta mayor daño en el marco. Como se trata de evitar daño en la estructura, estos factores son más pequeños en los entrepisos inferiores y es por eso que en la Fig 6.8 se ve que en el entrepiso 5 los disipadores disipan menos energía que en el entrepiso 6 y algo similar ocurre entre el 2 y el 3. Esto también se puede observar en los ciclos histéricos (Fig. 5.2) los cuales son mas estrechos, es decir, el área encerrada es menor. Esto se debe en parte a que el elemento es más rígido.

Tabla 6.2 Disipación de energía

NO.	ALARGAMIENTO MÁXIMO (cm)	ACORTAMIENTO MÁXIMO (cm)	ENERGÍA DISIPADA (t-m)	
			DISIPADOR	ENTREPISO
MARCO 0				
1	0.000	-0.321	0.075	
2	0.000	-0.311	0.077	0.152
3	0.602	-0.303	0.313	
4	0.558	-0.347	0.313	0.626
5	0.758	-0.830	0.570	
6	0.759	-0.829	0.562	1.132
7	0.618	-0.872	0.876	
8	0.518	-0.972	0.873	1.749
9	0.803	-0.704	1.040	
10	0.858	-0.650	1.047	2.087

ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

NO.	ALARGAMIENTO MÁXIMO (cm)	ACORTAMIENTO MÁXIMO (cm)	ENERGÍA DISIPADA (t-m)	
			DISIPADOR	ENTREPISO
11	0.845	-0.997	0.456	
12	0.871	-0.971	0.442	0.898
13	0.782	-1.072	0.702	
14	0.783	-1.072	0.751	1.453
15	1.106	-1.121	1.122	
16	1.123	-1.104	1.117	2.239
17	1.135	-1.357	0.726	
18	1.182	-1.310	0.739	1.465
19	0.894	-1.054	0.650	
20	0.858	-1.089	0.649	1.299
MARCO 1				
1	0.144	-0.319	0.148	
2	0.177	-0.286	0.147	0.294
3	0.346	-0.753	0.295	
4	0.361	-0.737	0.297	0.592
5	0.288	-0.555	0.451	
6	0.341	-0.502	0.467	0.919
7	0.420	-0.887	0.266	
8	0.513	-0.794	0.284	0.550
9	0.412	-0.625	0.471	
10	0.379	-0.658	0.507	0.979
11	0.581	-0.830	0.179	
12	0.497	-0.913	0.188	0.367
13	0.491	-0.727	0.394	
14	0.448	-0.769	0.360	0.753
15	0.978	-1.200	0.621	
16	0.929	-1.250	0.640	1.261
17	0.828	-1.094	1.248	
18	0.767	-1.155	1.314	2.562
19	1.006	-1.122	0.953	
20	0.926	-1.203	1.005	1.958

ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

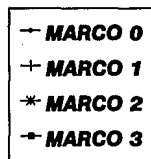
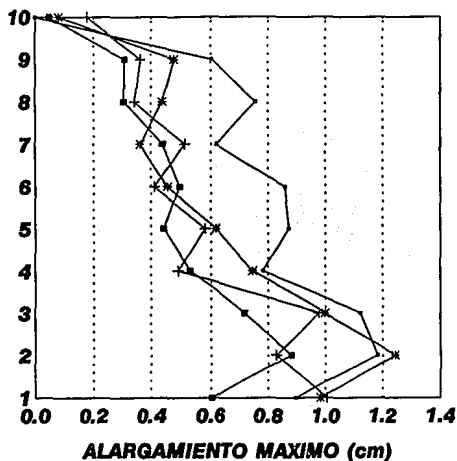
NO.	ALARGAMIENTO MÁXIMO (cm)	ACORTAMIENTO MÁXIMO (cm)	ENERGÍA DISIPADA (t-m)	
			DISIPADOR	ENTREPISO
MARCO 2				
1	0.000	-0.200	0.011	
2	0.079	-0.160	0.073	0.084
3	0.279	-0.633	0.300	
4	0.477	-0.489	0.370	0.670
5	0.216	-0.573	0.372	
6	0.439	-0.454	0.471	0.843
7	0.166	-0.514	0.072	
8	0.361	-0.420	0.088	0.160
9	0.273	-0.605	0.124	
10	0.455	-0.522	0.146	0.270
11	0.489	-0.779	0.271	
12	0.617	-0.742	0.297	0.567
13	0.675	-0.906	0.482	
14	0.748	-0.915	0.531	1.013
15	0.960	-1.170	0.962	
16	0.999	-1.191	1.055	2.017
17	1.246	-1.420	1.605	
18	1.238	-1.461	1.682	3.287
19	0.983	-1.130	1.005	
20	0.931	-1.170	1.051	2.056
MARCO 3				
1	0.000	-0.114	0.004	
2	0.047	-0.013	0.002	
3	0.047	-0.054	0.018	
4	0.000	-0.126	0.034	0.058
5	0.117	-0.511	0.153	
6	0.307	-0.365	0.159	
7	0.244	-0.454	0.178	
8	0.259	-0.487	0.217	0.707
9	0.112	-0.488	0.181	
10	0.304	-0.352	0.195	

ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

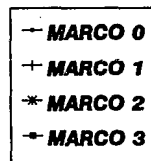
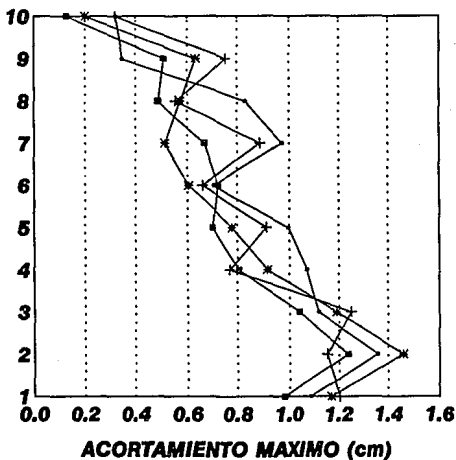
NO.	ALARGAMIENTO MÁXIMO (cm)	ACORTAMIENTO MÁXIMO (cm)	ENERGÍA DISIPADA (t-m)	
			DISIPADOR	ENTREPISO
11	0.240	-0.457	0.226	
12	0.250	-0.476	0.256	0.858
13	0.267	-0.657	0.342	
14	0.440	-0.541	0.360	
15	0.390	-0.632	0.395	
16	0.392	-0.664	0.438	1.536
17	0.325	-0.703	0.430	
18	0.495	-0.607	0.472	
19	0.441	-0.691	0.501	
20	0.445	-0.721	0.546	1.950
21	0.299	-0.687	0.163	
22	0.443	-0.598	0.170	
23	0.401	-0.687	0.202	
24	0.402	-0.699	0.191	0.726
25	0.415	-0.790	0.248	
26	0.531	-0.712	0.263	
27	0.496	-0.790	0.286	
28	0.504	-0.805	0.288	1.084
29	0.643	-1.001	0.476	
30	0.721	-0.968	0.531	
31	0.701	-1.007	0.520	
32	0.700	-1.041	0.554	2.082
33	0.837	-1.178	0.700	
34	0.879	-1.192	0.801	
35	0.863	-1.189	0.749	
36	0.863	-1.238	0.809	3.059
37	0.580	-0.905	0.366	
38	0.603	-0.981	0.459	
39	0.593	-0.934	0.428	
40	0.574	-0.968	0.393	1.646

ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

ENTREPISO



ENTREPISO



ENTREPISO

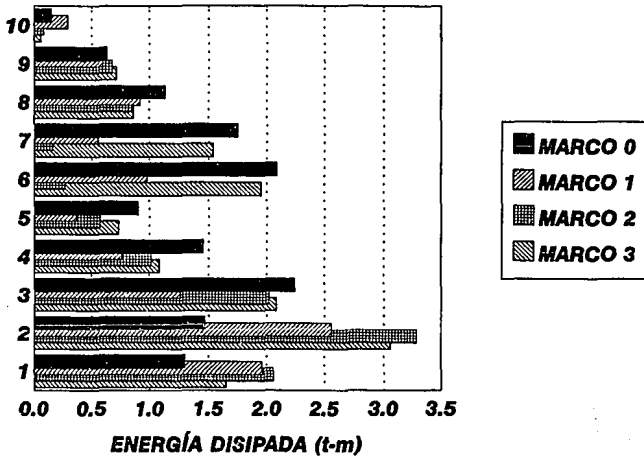


Fig. 6.8 Disipación de energía

6.7 COEFICIENTE SÍSMICO ASOCIADO A CADA MARCO

El coeficiente sísmico real asociado a cada marco es el cociente entre la cortante basal que se desarrolla durante el sismo y el peso de la estructura. Se sabe el peso total de la estructura: $W_T = 2184.16 t$, entonces el peso de un solo marco será la cuarta parte: $546.04 t$.

En la Tabla 6.3 se puede ver que en los marcos con disipadores el coeficiente sísmico real, hallado con el procedimiento descrito arriba, es aproximadamente 48 % menor que el coeficiente sísmico de diseño. En el marco "convencional" el coeficiente sísmico real excede al de diseño en un 6 %.

Tabla 6.3 Coeficientes sísmicos

MARCO	CORTANTE BASAL	TIEMPO	CS_{real}	$CS_{diseño}$
0	112.381	19.285	0.206	0.400
1	112.041	19.240	0.205	0.400
2	112.797	19.175	0.207	0.400
3	113.420	19.265	0.208	0.400
CONVENCIONAL	115.470	19.175	0.211	0.200

6.8 RESISTENCIAS Y DUCTILIDADES DE ENTREPISO

Los valores de la relación de resistencia β_1 (cuando el elemento disipador toma el 75 % de la rigidez total del sistema marco-disipador en el entrepiso, $\alpha_2=0.75$) tiene un valor promedio de $\beta_1 = 0.42$ para que el índice de daño sea nulo. Esto implica que $\beta_2 = 0.58$. En la Tabla 6.4 se puede apreciar que β_1 es más pequeña en los niveles inferiores (β_2 más grande) lo que implica que los disipadores de arriba son menos resistentes que los de abajo.

Por otro lado, la resistencia del marco "convencional" es aproximadamente 15 % menor que la de los marcos con disipadores. El marco 1 tiene una resistencia 5 % menor que los demás marcos con disipadores. Los desplazamientos de fluencia son también menores en el marco "convencional". En la Tabla 6.5 se muestra los desplazamientos máximos relativos, los desplazamiento de fluencia y la demanda de ductilidad de entrepiso para todos los marcos y se observa que el promedio de la demanda de ductilidad de todos marcos es 1.1. El marco "convencional" es el que presenta más entrepisos con demandas de ductilidad menores que la unidad, es decir, es el marco donde menos se excedió el desplazamiento de fluencia. Las demandas de ductilidad de los marcos con disipadores, que en su mayoría superan la unidad, se deben al trabajo inelástico de los dispositivos disipadores de energía.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

Tabla 6.4 Resistencia de entrepiso

No	MARCO 0			MARCO 1			MARCO 2			MARCO 3			Q=2
	CON	SIN	β_1	CON	SIN	β_1	CON	SIN	β_1	CON	SIN	β_1	SIN
	t			t			t			t			t
	t		t		t		t		t		t		t
9	33.4	15.3	0.46	31.0	14.8	0.48	33.5	15.3	0.46	36.0	16.8	0.47	29.0
5	84.0	36.0	0.43	85.0	34.5	0.41	87.0	36.0	0.41	86.0	37.7	0.44	76.0
1	124.0	44.0	0.35	118.0	43.7	0.37	121.8	45.0	0.37	127.0	47.4	0.37	101.0

SIN = sin disipadores CON = con disipadores

Tabla 6.5 Demandas de ductilidad de entrepiso

DEMANDA DE DUCTILIDAD EN EL ENTREPISO															
No.	MARCO 0			MARCO 1			MARCO 2			MARCO 3			Q=2		
	x_{max}	x_y	D_e	x_{max}	x_y	D_e	x_{max}	x_y	D_e	x_{max}	x_y	D_e	x_{max}	x_y	D_e
	cm	cm		cm	cm		cm	cm		cm	cm		cm	cm	
	cm	cm		cm	cm		cm	cm		cm	cm		cm	cm	
10	0.44	0.39	1.13	0.50	0.42	1.18	0.49	0.40	1.22	0.43	0.68	0.63	0.32	0.48	0.65
9	0.74	0.83	0.89	0.81	0.86	0.94	0.83	0.81	1.03	0.83	1.11	0.75	0.51	0.72	0.71
8	0.87	0.75	1.17	0.78	0.70	1.12	0.79	0.85	0.92	0.82	0.77	1.06	0.51	0.83	0.61
7	1.11	1.10	1.01	0.88	1.08	0.81	0.73	1.05	0.69	1.06	0.93	1.14	0.66	0.90	0.73
6	1.14	0.88	1.29	0.97	0.90	1.08	0.80	0.97	0.83	1.13	0.90	1.26	0.78	0.93	0.84
5	1.11	1.05	1.06	0.96	1.05	0.92	0.97	1.10	0.88	1.06	1.22	0.87	0.93	1.00	0.93
4	1.26	1.00	1.26	1.09	1.05	1.04	1.16	1.05	1.10	1.20	1.20	1.00	1.07	1.07	1.00
3	1.49	1.08	1.38	1.36	1.10	1.24	1.45	1.15	1.26	1.49	1.20	1.25	1.62	1.10	1.47
2	1.50	1.20	1.25	1.61	1.15	1.40	1.69	1.15	1.47	1.71	1.10	1.56	2.13	1.15	1.86
1	1.15	1.00	1.15	1.26	0.85	1.48	1.26	0.85	1.48	1.22	0.95	1.28	1.64	0.81	2.03
\bar{D}_e			1.16			1.12			1.08			1.08			1.08

No. = Entrepiso No. x_{max} = desplazamiento relativo máximo x_y = desplazamiento fluencia D_e = demanda

6.9 CANTIDAD DE MATERIAL EN LOS MARCOS

Para la comparación de cantidad de material se tuvo en cuenta las cantidades de acero de refuerzo longitudinal, transversal y total (longitudinal más transversal), área necesaria de los disipadores y volumen de concreto. Como en la mayoría de estos parámetros el marco 1 presenta valores más pequeños respecto a los demás marcos, se normalizaron todos los datos respecto al marco 1 (ver Fig. 6.9).

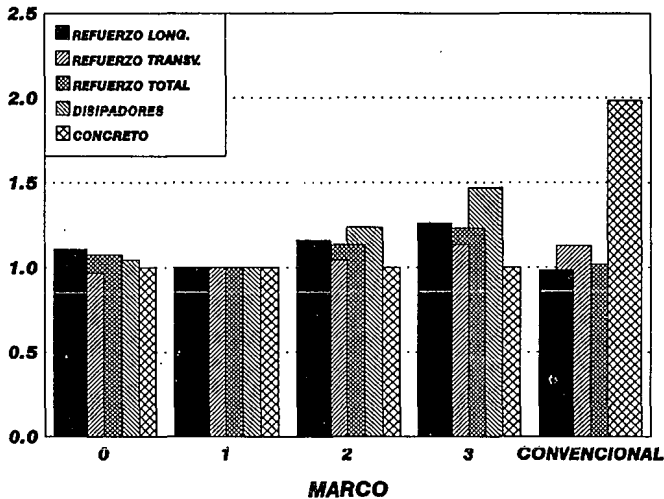


Fig. 6.9 Cantidades de material normalizadas respecto al marco 1

La diferencia más apreciable es en la cantidad de concreto en el marco "convencional" puesto que este tiene el doble que los marcos con disipadores.

El marco 1 tiene menor cantidad de acero de refuerzo longitudinal y de acero de refuerzo total que los demás marcos con disipadores, aunque el acero de refuerzo transversal es un poco

ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

menor en el marco 0 que en el marco 1. El marco "convencional" tiene un poco menos acero de refuerzo longitudinal pero más de transversal que el marco 1, lo que hace que en acero de refuerzo total tengan la misma cantidad.

En lo que se refiere a la rigidez de los dispositivos disipadores de energía, el marco 1 también ofrece el menor valor, le siguen en su orden el marco 0, luego el marco 2 y por último el marco 3. Estos resultados indican que los marcos 2 y 3 son los menos recomendables bajo el punto de vista de economía. En la Tabla 6.6 se presenta el resumen de estos valores para todos los marcos.

Tabla 6.6 Resumen de cantidad de materiales

	MARCO 0	MARCO 1	MARCO 2	MARCO 3	Q=2
COLUMNAS					
REFUERZO	kg	kg	kg	kg	kg
TRANSVERSAL	1087.85	1131.16	1216.71	1334.24	1314.87
LONGITUDINAL	3806.29	3210.81	3908.03	4323.97	2154.50
TOTAL	4894.14	4341.97	5124.74	5658.21	3469.37
CONCRETO	37364.88	37364.88	37364.88	37364.88	74255.04
VIGAS					
REFUERZO	kg	kg	kg	kg	kg
TRANSVERSAL	577.68	587.86	577.68	618.41	623.83
LONGITUDINAL	2298.51	2301.63	2483.98	2622.06	3265.42
TOTAL	2876.19	2889.49	3061.66	3240.47	3889.25
CONCRETO	45712.50	45712.50	45712.50	45712.50	90562.50
TOTALES					
REFUERZO	kg	kg	kg	kg	kg
TRANSVERSAL	1665.53	1719.02	1794.39	1952.65	1938.70
LONGITUDINAL	6104.80	5512.44	6392.01	6946.03	5419.92
TOTAL	7770.33	7231.46	8186.40	8898.68	7358.62
CONCRETO	kg	kg	kg	kg	kg

ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

<i>TOTAL</i>	83077.38	83077.38	83077.38	83077.38	164817.54
<i>DISIPADORES</i>	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	
<i>ÁREA TOTAL</i>	363.23	347.90	430.00	510.60	
<i>VALORES NORMALIZADOS RESPECTO AL MARCO 1</i>					
<i>REFUERZO</i>	%	%	%	%	%
<i>TRANSVERSAL</i>	0.97	1.00	1.04	1.14	1.13
<i>LONGITUDINAL</i>	1.11	1.00	1.16	1.26	0.98
<i>TOTAL</i>	1.07	1.00	1.13	1.23	1.02
<i>CONCRETO</i>	%	%	%	%	%
<i>COLUMNAS</i>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.99
<i>VIGAS</i>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.98
<i>TOTAL</i>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.98
<i>DISIPADORES</i>	1.04	1.00	1.24	1.47	

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se diseñaron y se analizaron varios marcos con diferentes arreglos de disipadores (Fig 2.1) con el mismo período de vibración ($T=1.03$). Estos marcos se sometieron a la porción más intensa del acelerograma de SCT-1985 (32 s). De este análisis se pueden sacar las siguientes conclusiones:

- Con un diseño adecuado los dispositivos disipadores de energía pueden controlar la respuesta sísmica de las estructuras.

- En los marcos con disipadores no se presentaron mecanismos de falla ya que fueron diseñados con este objetivo. Se puede decir que el uso de los dispositivos disipadores de energía pueden reducir el daño estructural del marco.

- Se ha observado que para valores de α_1 y β_1 (% porcentajes de rigidez y de resistencia, respectivamente, para el marco con disipadores) menores de 0.5 los marcos ofrecen un comportamiento más satisfactorio que cuando se utilizan valores de α_1 y β_1 iguales a 0.5 (González, 1994).

- Los disipadores de energía trabajan más adecuadamente en los pisos inferiores que en los superiores.

Por la razón anterior se recomienda hacer arreglos con disipadores colocándolos únicamente en los primeros niveles y revisar los parámetros aquí analizados, lo que podría ofrecer una

buena solución estructural.

- A medida que el factor reductivo de resistencia de los disipadores ϕ_D disminuye se disipa más energía pero con el riesgo de que los desplazamientos crezcan y el daño en la estructura sea cada vez mayor.

- La demanda de ductilidad de entrepiso promedio es aproximadamente igual a 1.1 en todos los marcos (marcos con disipadores y "convencional").

- En los marcos 2 y 3 se desarrollan las mayores fuerzas axiales en las columnas (Fig. 6.6). Esto sucede así, por la falta de simetría respecto a un eje vertical en el centro del claro y por tener menor brazo de palanca, lo que hace que haya mayor acortamiento de columnas. Dichas fuerzas son 30 % y 25 % mayores que las del marco 1, respectivamente. El marco 0 sólo tiene una fuerza axial 5 % mayor que la del marco 1.

En cuanto a las fuerzas axiales totales que actúan sobre la cimentación, el marco 0 presenta el menor valor. Además el momento de volteo más pequeño también corresponde al marco 0, el cual es comparable al desarrollado por el marco "convencional". El momento de volteo del marco 1 es 4 % más grande que el del marco 0. Estos resultados nos permiten afirmar que el costo inicial de la cimentación es mayor en los marcos 2 y 3.

- El marco 1 requiere menor cantidad de acero de refuerzo que los demás marcos.

- El área de los elementos disipadores necesaria para proporcionar rigidez lateral en los entrepisos es también menor en el marco 1 que en los otros diseños.

- De los resultados de este estudio se concluye que los marcos 0 y 1 ofrecen mejor solución estructural que los demás marcos aquí estudiados.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Con base en estos resultados se hizo la comparación de los marcos 0 y 1 con diagonales incluyendo en un caso disipadores y otro caso sin incluirlos. Los resultados de esta comparación se presentan en el Apéndice D, los cuales serán publicados en el IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural a realizarse en la ciudad de Zacatecas en octubre de 1994.

8. RECONOCIMIENTOS

En este trabajo forma parte del proyecto IN302793 "CRITERIOS DE OPTIMIZACIÓN PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA" de la Dirección General de Apoyo al Personal Académico de la Universidad Nacional Autónoma de México (DGAPA-UNAM).

Reitero mis más sentidos agradecimientos:

A la Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez por su orientación y dirección en la realización de este trabajo y el gran apoyo que siempre me ha brindado como directora, colega y amiga.

Al Ing. Francisco Leonel Silva González por su magnífica colaboración , amistad y paciencia que me permitió desarrollar y finalizar con éxito esta tesis.

Al Ing. Roberto Alejandro Suárez Alvarado por sus frecuentes y valiosos comentarios y sugerencias como colega, compañero y amigo.

Al Dr. Luis Esteva Maraboto por sus valiosas sugerencias a lo largo del desarrollo de este proyecto.

Al Instituto de Ingeniería por brindarme un lugar de convergencia de maestros, compañeros y amigos y por proporcionarme los medios y herramientas necesarias para el desarrollo y feliz término de mis estudios.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, a mis Profesores y a todas las personas que han influido en mi formación profesional.

A la empresa colombiana INTEGRAL S.A por su apoyo y por cederme el tiempo para la realización de mis estudios de Maestría.

A México y a su gente por brindarme un hogar y una bonita e interesante forma de vida.

A mi familia para quienes la distancia nunca fue obstáculo para brindarme el cariño y apoyo para seguir siempre adelante.

A todos mis amigos por ayudarme en cada instante en mi crecimiento personal.

9. BIBLIOGRAFÍA

Aguirre, M. y Sánchez, R. "Disipadores de Energía Sísmica". Construcción y Tecnología, IMCyC, Vol. III, N° 27, pp 15-19, agosto 1990.

Alvarado, W.B. "Análisis Inelástico Paso a Paso de una Estructura con Amortiguamiento Suplementario". Trabajo final presentado a la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), febrero 1988.

Arias, A. "Earthquake Intensity and Smoothed Earthquake Spectra". Procs V World Conference on Earthquake Engineering. Roma. 1973.

Bozzo, L., Mahin, S.A. y Zayas, V.A. "Design of Friction Base Isolation System". Proceedings of Fourth U.S. National Conference Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 549 - 557, 1990.

Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". Gaceta Oficial. México D.F. 1987.

Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". Gaceta Oficial. México D.F. 1987.

Departamento del Distrito Federal. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Diario Oficial de la Federación. México D.F. 1987.

Díaz, O. "Recopilación de Información sobre Modelos para Presentar el Comportamiento de Elementos Estructurales". Instituto de Ingeniería UNAM Proyecto N° 9607 y C.O.N.A.C.Y.T. Proyecto P218CDFC882276. 1991.

Esteva, L. y Ruiz, S. Comunicación personal. 1993.

González, J. "Análisis Comparativo de la Respuesta Estructural de Dos Marcos Diseñados con Dispositivos Disipadores de Energía con Diferentes Relaciones de Rigidez". Trabajo de investigación presentado ante la DEPEFI, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F. 1994.

Habibullah, A. y Wilson, E. "SAP90, a General Purpose Structural Analysis Program". Computers and Structures, Inc., Berkeley, Ca. 1992.

Jara, J. M. y Vargas, E. "Dispositivos para Reducir la Respuesta Sísmica de Estructuras". Reporte Técnico, Centro de Investigación Sísmica, A.C., Fundación Javier Barros Sierra, 1990.

Loera, S. y Mendoza, C.J. "Comentarios, Ayudas y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, D.D.F", Series del Instituto de Ingeniería, N° ES-2. 1991.

Pall, A.S. y Marsh, C. "Response of Friction Damped Braced Frames", J. Struct. Div. ASCE, Vol. 108, N° ST6, pp 1313-1323, 1982.

Powell, G. "DRAIN-2D User's Guide". Report N° UCB/EERC73-22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Ca. 1973.

Powell, G. "Supplement to Computer Program DRAIN-2D". Earthquake Engineering Research Center, College of Engineers, University of California, Berkeley, Ca. 1975.

Prince, L. et al. "Acelerograma en el Centro de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Sismo del 19 de septiembre de 1985". Informe IPS-10B, Instituto de Ingeniería UNAM, 1985.

Robinson, W.H. y Turker, A.G. "A Lead Rubber Shear Damper, Bulletin of the Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol 10, N°3, pp 151-153, 1977.

Silva González, F.L. "Criterio para Diseño Sísmico de Estructuras con Dispositivos Disipadores de Energía". Tesis profesional. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F. 1993.

Sosa, A. "Comportamiento y Costos de Edificios Soportados Sobre Aisladores Sísmicos". Tesis presentada en la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Construcción), septiembre 1992.

Sosa, A. y Ruiz, S.E. "Análisis Estructural y de Costos de Edificios con Aisladores Sísmicos". Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C. N° 44, pp 22-28, enero - marzo 1992.

Suárez, R.A., Ruiz, S.E. y Esteva, L. "Sobre la Respuesta Sísmica de Sistemas Estructurales con Osciladores Resonantes Sujetos a Sismos de Banda Angosta". Memoria X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco, pp 559-564, octubre 1993.

Zayas, V.A., Low, S.S. y Mahin, S.A. "A Simple Pendulum Technique for Achieving Seismic Isolation". Earthquake Spectra, Vol. 6, N° 2, pp 317-333, 1990.

APÉNDICE A

ARCHIVO DE DATOS PARA EL PROGRAMA SAP90

HARCO CON DIAGONALES . UNIDADES T,CH,S CASO O
 C ANÁLISIS CON FUERZAS LATERALES Y ESPECTRO
 C HARCO CON TRES CRUJÍAS Y DIEZ NIVELES

SYSTEM : 4 CONDICIONES DE CARGA 10 VALORES CARACTERÍSTICOS
 L=1 V=10

JOINTS
 1 Y=0.0 Z= 0.0 X=0.0 : APOYO IZQUIERDO
 4 Y=1500 Z= 0.0 X=0.0
 41 Y=0.0 Z=3000 X=0.0
 44 Y=1500 Z=3000 X=0.0 Q=1,4,41,44,1,4

RESTRAINTS
 5,44,1 R=1,0,0,0,0,1,1 : PROBLEMA BIDIMENSIONAL EN EL PLANO Y-Z
 1,4,1 R=1,1,1,1,1,1 : NUDOS FIJOS EN LOS APOYOS

CONSTRAINTS : DEFORMACIONES AXIALES DE VIGAS IGUAL A CERO
 6,42,4 C=0,5 I=0,4
 7,43,4 C=0,5 I=0,4
 8,44,4 C=0,5 I=0,4

MASSES : MASAS POR PISO
 5,13,4 M=0,0.05822
 17 M=0,0.05799
 21 M=0,0.05776
 25 M=0,0.05732
 29 M=0,0.05688
 33 M=0,0.05611
 37 M=0,0.05533
 41 M=0,0.04057

FRAME : PROPIEDADES DE SECCIONES
 NM=15
 1 SH=R T=30,30 E=113.137085 G=47.14 W=2.07E-3:COLUMNAS
 2 SH=R T=35,35 E=113.137085 G=47.14 W=2.8175E-3
 3 SH=R T=38,38 E=113.137085 G=47.14 W=3.3212E-3
 4 SH=R T=40,40 E=113.137085 G=47.14 W=3.68E-3
 5 SH=R T=53,25 E=113.137085 G=47.14 W=5.0715E-3 :VIGAS
 6 A=92.54092 E=2100 :DIAGONALES
 7 A=21.42138 E=2100
 8 A=11.92385 E=2100
 9 A=20.02646 E=2100
 10 A=22.27187 E=2100
 11 A=13.52435 E=2100
 12 A=17.95378 E=2100
 13 A=18.63230 E=2100
 14 A=14.65766 E=2100
 15 A=19.78032 E=2100
 C COLUMNAS

1,1,5	M=4 LP=3 RE=0,53	G=15,1,1,1	:ENTREPISOS 1-4
17,17,21	M=3 LP=3 RE=0,53	G=7,1,1,1	:ENTREPISOS 5 Y 6
25,25,29	M=2 LP=3 RE=0,53	G=7,1,1,1	:ENTREPISOS 7 Y 8
33,33,37	M=1 LP=3 RE=0,53	G=7,1,1,1	:ENTREPISOS 9 Y 10
C VIGAS			
41,5,6	M=5 LP=3 RE=20,20	G=2,1,1,1	:NIVEL 1
44,9,10	M=5 LP=3 RE=20,20	G=2,1,1,1	:NIVEL 2
47,13,14	M=5 LP=3 RE=20,20	G=2,1,1,1	:NIVEL 3
50,17,18	M=5 LP=3 RE=20,20	G=2,1,1,1	:NIVEL 4
53,21,22	M=5 LP=3 RE=19,19	G=2,1,1,1	:NIVEL 5
56,25,26	M=5 LP=3 RE=19,19	G=2,1,1,1	:NIVEL 6
59,29,30	M=5 LP=3 RE=17,5,17,5	G=2,1,1,1	:NIVEL 7
62,33,34	M=5 LP=3 RE=17,5,17,5	G=2,1,1,1	:NIVEL 8
65,37,38	M=5 LP=3 RE=15,15	G=2,1,1,1	:NIVEL 9
68,41,42	M=5 LP=3 RE=15,15	G=2,1,1,1	:NIVEL 10

C DIAGONALES

71,1,6	M=15 LP=3	:NIVEL 1
72,4,7	M=15 LP=3	:NIVEL 1
73,6,11	M=14 LP=3	:NIVEL 2
74,7,10	M=14 LP=3	:NIVEL 2
75,10,13	M=13 LP=3	:NIVEL 3
76,11,16	M=13 LP=3	:NIVEL 3
77,13,18	M=12 LP=3	:NIVEL 4
78,16,19	M=12 LP=3	:NIVEL 4
79,18,23	M=11 LP=3	:NIVEL 5
80,19,22	M=11 LP=3	:NIVEL 5
81,22,25	M=10 LP=3	:NIVEL 6
82,23,28	M=10 LP=3	:NIVEL 6
83,25,30	M=9 LP=3	:NIVEL 7
84,28,31	M=9 LP=3	:NIVEL 7
85,30,35	M=8 LP=3	:NIVEL 8
86,31,34	M=8 LP=3	:NIVEL 8
87,34,37	M=7 LP=3	:NIVEL 9
88,35,40	M=7 LP=3	:NIVEL 9
89,37,42	M=6 LP=3	:NIVEL 10
90,40,43	M=6 LP=3	:NIVEL 10

LOADS : CARGAS LATERALES

41 F=0,29.886 L=1 : ** CARGAS SÍSMICAS **
 37 F=0,36.686 L=1
 33 F=0,33.068 L=1
 29 F=0,29.335 L=1
 25 F=0,25.338 L=1
 21 F=0,21.277 L=1
 17 F=0,17.090 L=1
 13 F=0,12.869 L=1
 9 F=0,8.579 L=1
 5 F=0,4.290 L=1

SPEC : ESPECTRO DEL RCFB7 ZONA III CON Q=1

A=0 S=981 D=.05 :ÁNGULO, FACTOR DE ESCALA, AMORTIGUAMIENTO

C PERÍODO ACCELERACIÓN ACCELERACIÓN ACCELERACIÓN

C DIRECCIÓN 1 DIRECCIÓN 2 DIRECCIÓN 3

0.0	0.0	0.1	0.0
0.6	0.0	0.4	0.0
3.9	0.0	0.4	0.0

COMBO

1 C=1.1

2 D=1.1 : SISMO DINÁMICO

APÉNDICE B

ARCHIVO DE DATOS PARA EL PROGRAMA DRAIN-2D

START	MODELO DE	TAKEDA(MARCO CON DISIPADORES a=0.25 q=1M,q=5D*)					
44	8	4	1	10	10	3	0
1		0		30			
2		5		30			
3		10		30			
4		15		30			
41		0		0			
42		5		0			
43		10		0			
44		15		0			
1	41	9	4	3			
2	42	9	4	3			
3	43	9	4	3			
4	44	9	4	3			
41	1	1	1	44			
1	4	1	2	3	4		
1	4	5	6	7	8		
1	4	9	10	11	12		
1	4	13	14	15	16		
1	4	17	18	19	20		
1	4	21	22	23	24		
1	4	25	26	27	28		
1	4	29	30	31	32		
1	4	33	34	35	36		
1	4	37	38	39	40		
1	9.94863		0		0	4	9.81
5	13.56912		0		0	8	
9	13.75956		0		0	12	
13	13.95000		0		0	16	
17	14.05764		0		0	20	
21	14.16528		0		0	24	
25	14.22221		0		0	28	
29	14.27913		0		0	32	
33	14.27913		0		0	36	
37	14.27913		0		0	40	
1	6 6200	0.005		1		1	
1	0	-4.86145		0	4	3	
2	0	-6.34172		0	3	1	
5	0	-5.97417		0	37	4	
6	0	-8.22253		0	38	4	
7	0	-8.22253		0	39	4	
8	0	-5.97417		0	40	4	
1551	0	0	0	SISMO DE S.C.T.			
	.457339	0.004096					
	200	0	0	0	0	0	
	1 20	10	0				

2	3	9.489	-9.489	201.421	-68.141	1.6	0.3	1.6	0.3
3	3	16.259	-16.259	263.552	-106.445	1.4	0.3	1.4	0.3
4	3	27.788	-27.788	348.666	-174.586	1.1	0.2	1.1	0.2
5	3	39.672	-39.672	433.741	-259.661	1.0	0.2	1.0	0.2
1	1	5	1	1	1	1	0		
5	5	9	1	1	1	1	0		
9	9	13	1	2	2	2	1	0	
13	13	17	1	2	2	2	1	0	
17	17	21	1	3	3	3	1	0	
21	21	25	1	3	3	3	1	0	
25	25	29	0	4	4	4	1	0	
26	26	30	1	4	4	4	1	0	
28	28	32	0	4	4	4	1	0	
29	29	33	0	4	4	4	1	0	
30	30	34	1	4	4	4	1	0	
32	32	36	0	4	4	4	1	0	
33	33	37	0	4	5	5	1	0	
34	34	38	1	4	5	5	1	0	
36	36	40	0	4	5	5	1	0	
37	37	41	0	4	5	5	1	0	
38	38	42	1	4	5	5	1	0	
40	40	44	0	4	5	5	1	0	

STOP

APÉNDICE C

CORRECCIÓN DE LAS DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS SI $\delta_{xr} > \delta_{xp}$ PROCESO ITERATIVO

Cuando los desplazamientos relativos δ_{xr} superen los permisibles δ_{xp} (RCDF-87) es necesario aplicar el proceso siguiente:

- 1- Se obtiene la rigidez real K_{Tr} y la rigidez "permitida" K_{Tp} las cuales están definidas en la expresión A.1 donde V es la fuerza cortante, δ_{xr} es el desplazamiento obtenidos del análisis y δ_{xp} es el desplazamiento permitido (3.6 cm) (ver sección 2.2.1)

$$K_{Tr} = \frac{V}{\delta_{xr}} \quad , \quad K_{Tp} = \frac{V}{\delta_{xp}} \quad (A.1)$$

- 2- Se reemplazan los valores obtenidos en el paso anterior en la expresión 3.10 y se obtiene:

$$I_r^4 = \frac{H^3 V}{E N^2_{columnas} \delta_{xr}} \quad (A.2)$$

$$I_p^4 = \frac{H^3 V}{E N^2_{columnas} \delta_{xp}} \quad (A.3)$$

donde (I_r) y (I_p) representan la dimensión real y permitida, respectivamente

3- Como en las expresiones A.2 y A.3 el término

$$\frac{H^3 V}{E N^{\text{columnas}}} = \text{constante}$$

se puede afirmar que:

$$\frac{l_p}{l_r} = \frac{\sqrt[4]{\delta_{xr}}}{\sqrt[4]{\delta_{xp}}}$$

por lo tanto

$$l_p = \frac{\sqrt[4]{\delta_{xr}}}{\sqrt[4]{\delta_{xp}}} * l_r \tag{A.4}$$

4- Con la expresión A.4 se deben calcular los valores l_p , luego realizar los respectivos análisis estructurales y posteriormente repetir todo el proceso en forma iterativa hasta que

$$\delta_{xp} > \delta_{xr}$$

APÉNDICE D

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE DOS MARCOS ESTRUCTURALES: CONTRAVENTEADOS Y CON DISIPADORES DE ENERGÍA EN SUS DIAGONALES

Olga E. Urrego Giraldo y Sonia E. Ruiz Gómez
Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria,
Apartado Postal 70-472, Coyoacán 04510, México, D.F.

RESUMEN

Este estudio es continuación de uno publicado previamente (Urrego et al, 1993) sobre la selección del mejor arreglo de diagonales con disipadores de energía en edificios. Se analizan las respuestas de los dos marcos de concreto con disipadores seleccionados en el estudio mencionado, y se comparan con las que presentan los mismos marcos con diagonales pero sin disipadores. También se compara la respuesta del marco similar pero sin diagonales diseñado en forma convencional. Todos los marcos tienen el mismo período natural de vibración inicial (1.03s). Los modelos se excitan con el acelerograma SCT-EW registrado en 1985 en la ciudad de México. Los marcos con disipadores de energía y el convencional presentan fuerzas axiales máximas en columnas y momentos máximos de volteo del orden de 15 % menores que los correspondientes a los marcos contraventeados. Los desplazamientos máximos del marco con disipadores son mayores 33 % aproximadamente que los del marco contraventeado.

ABSTRACT

This article constitutes a second part of one published by Urrego, et al (1993). In the present paper an analysis of the two reinforced concrete frames with dissipators selected by those authors is carried out. The responses of those frames are compared with those of the same braced frames but without dissipators. All the frames have the same initial fundamental vibration period (1.03s). The structural models are subjected to the SCT-EW accelerogram recorded on soft soil in Mexico City during the 1985 earthquake. The maximum axial forces in columns and the maximum overturning moments of the frames with dissipators are 15 % greater than those of the braced frames without dissipators. The maximum displacements of the frames with dissipators are 33 % smaller than those of the braced frames without dissipators.

1. INTRODUCCIÓN

Diferentes autores han demostrado que, bajo determinadas circunstancias, es posible reducir la respuesta sísmica de cierto tipo de edificios al incluir en ellos dispositivos externos que disipen energía durante temblores intensos. Dichas estructuras se diseñan de tal forma que su comportamiento estructural es ligeramente no lineal, mientras que el comportamiento de los dispositivos es fuertemente no lineal (la relación entre las ductilidades locales desarrolladas por los dispositivos y la estructura es del orden de 5 o más).

Los disipadores de energía se han usado en México para reforzar edificios (Martínez Romero, 1993; Sánchez Martínez, 1993). Sin embargo, debe subrayarse que el empleo de dichos dispositivos no siempre resulta conveniente. Por ejemplo, se han realizado estudios paramétricos de marcos estructurales simples, supuestamente ubicadas en distintos terrenos de la ciudad de México, en los que se demuestra que para ciertos casos conviene más rigidizar la estructura mediante contravientos que incluir disipadores de energía (Gómez Soberón, 1994).

En este trabajo se presenta el caso de dos marcos estructurales de concreto reforzado con diagonales de acero y con período de vibración de 1.03s, ubicados en el terreno blando de la ciudad de México. Se compara la respuesta de estos bajo dos hipótesis: 1) en sus diagonales se incluyen disipadores de energía, y 2) en sus diagonales no se incluyen disipadores (marcos contraventeados). También se compara la respuesta de un marco con secciones mayores, sin diagonales y con igual período de vibración, diseñado en forma convencional. En este último se usa un factor de comportamiento sísmico

$$Q = 2.$$

2. ANTECEDENTES SOBRE LOS MARCOS ANALIZADOS

En estudios anteriores se propuso un criterio para diseñar edificios con disipadores de energía (Silva, 1993; Silva y Ruiz, 1992) y se aplicó a un marco estructural exterior de un edificio de 10 niveles y tres crujeías, con disipadores de energía sísmica en sus diagonales. También se diseñó y analizó dicho marco estructural suponiendo ocho diferentes alternativas sobre la distribución de sus diagonales con disipadores en el edificio. A partir de las respuestas sísmicas de las distintas alternativas se seleccionaron dos arreglos como los mejores desde el punto de vista de respuesta estructural y de costos iniciales (Urrego, et al, 1993). Los arreglos seleccionados son los que se analizan en el presente artículo. Estos se muestran en la Figura 1.

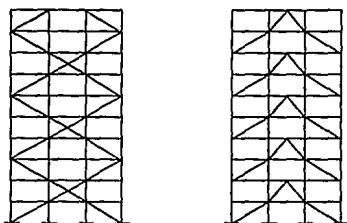


Figura 1. Estructuras analizadas

Estas estructuras fueron seleccionadas básicamente porque presentaron las menores fuerzas axiales máximas en columnas y los menores momentos máximos de volteo (lo cual repercute en el costo de la cimentación), también porque requirieron menor cantidad de acero de refuerzo y número de disipadores de energía para proporcionar la rigidez lateral deseada. El análisis detallado sobre esta selección se encuentra en un trabajo escrito por la primera autora (Urrego, 1994).

3. MODELOS ESTRUCTURALES Y EXCITACIÓN SÍSMICA

Las estructuras que se estudian en este trabajo están compuestas por un marco de concreto reforzado y por elementos diagonales de acero (marcos 0 y 1, Figura 1). Se hacen dos hipótesis: en la primera las diagonales incluyen disipadores de energía, y en la segunda no incluyen.

Los marcos tienen 10 niveles y 3 crujiás. Las alturas de entrepiso son de 3 m y el espaciamiento entre columnas es de 5 m. Las masas en los entrepisos varían de $5.82 \text{ t-s}^2/\text{m}$ en el primer nivel a $4.06 \text{ t-s}^2/\text{m}$ en la parte superior. Se suponen desplantados en la zona blanda (zona III) de la ciudad de México. Se excitan con el acelerograma registrado el 19 de septiembre de 1985 en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), componente este-oeste (E-W).

Los elementos disipadores se suponen con comportamiento bilineal inelástico tanto en tensión como en compresión. En el caso en que las diagonales incluyen disipadores de energía, se asigna a ellas comportamiento bilineal. La rigidez de postfluencia se toma igual al 5 por ciento de la rigidez inicial. En el caso en que no se incluyen disipadores de energía, se supone que el comportamiento de las diagonales es elástico lineal.

Se buscó que todos los marcos tuvieran el mismo período natural de vibración inicial, igual a 1.03 s.

La rigidez total K_T de entrepiso es igual a la suma de las rigideces laterales de entrepiso que toman el marco (K_{SD}) y el sistema de diagonales (K_D). En todos los diseños se supone que los elementos de concreto toman la cuarta parte de la rigidez lateral total del sistema ($K_{SD} = 0.25 K_T$), y el 75 % restante los toman las diagonales ($K_D = 0.75 K_T$), como se expresa enseguida.

$$K_T = K_{SD} + K_D = \alpha_1 K_T + \alpha_2 K_T = 0.25 K_T + 0.75 K_T \quad (1)$$

Paralelamente a este estudio se concluyó que es más conveniente considerar esta proporción de la rigidez que toma cada subsistema ($K_{SD} = 0.25$; $K_D = 0.75$), que considerar $K_D = K_{SD} = 0.50$. El análisis detallado de esta parte se encuentra en un trabajo escrito por J. González Ramírez (1994).

La fuerza de fluencia de los disipadores de energía se obtiene de reducir la fuerza axial desarrollada en las diagonales cuando el sistema se supone con comportamiento lineal. La fuerza axial elástica desarrollada en las diagonales se multiplica por un factor reductorio ϕ_D , menor que la unidad, que varía en forma aproximadamente lineal con la altura de los edificios (Figura 2). Los valores de ϕ_D se eligen de tal modo que el marco no sufra daño y los disipadores presenten comportamiento no lineal. Para calcular dichos factores ϕ_D se procede en forma iterativa (Silva, 1993).

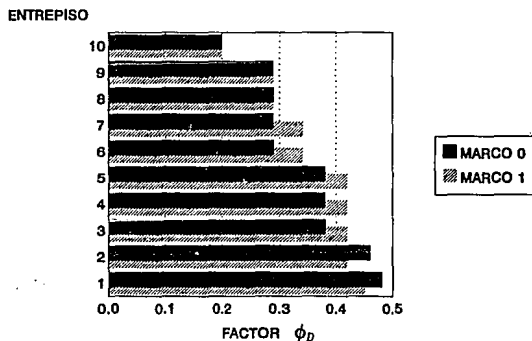


Figura 2. Factores ϕ_D reductorios de resistencia de los disipadores

4. ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS

El período fundamental de cada marco ($T = 1.03$ s) así como la proporción mencionada en la expresión 1 y los pesos de entrepiso actuantes en los marcos, se mantuvieron iguales para todos los casos. Para obtener el mismo período fundamental en cada marco con diagonales, se realizó un ajuste del área de las diagonales mediante un proceso iterativo. Este proceso converge rápidamente en los casos en que las diagonales de los marcos cubren todo su ancho (como los de la Figura 1).

Después de obtener el área definitiva de los disipadores de los marcos, se calculó la respuesta de los marcos con disipadores mediante un análisis modal espectral elástico ($Q=1$) usando el espectro de diseño propuesto por el RCDF-87. Para ello se usó el programa SAP90. Con base en los elementos mecánicos obtenidos de dicho análisis se diseñaron las vigas y las columnas de cada marco.

Posteriormente se realizó el análisis dinámico inelástico paso a paso de la respuesta con el programa DRAIN-2D. Se variaron iterativamente las resistencias de los disipadores, multiplicándolas por un factor ϕ_D (ver Figura 2), hasta lograr que la demanda de ductilidad en vigas y columnas fuese nula y comprobar que todos los disipadores trabajaran en el intervalo no lineal.

5. RESPUESTAS ESTRUCTURALES MÁXIMAS

5.1 Desplazamientos máximos

En la Figura 3 se presentan los desplazamientos máximos con respecto a la base de los marcos 0 y 1 con diagonales que incluyen disipadores (D) y con diagonales que no incluyen disipadores (marcos contraventeado, C). Los desplazamientos máximos de las estructuras con disipadores resultan 33 % mayores que los que no incluyen dichos dispositivos.

En la Figura 3 también se muestran los desplazamientos máximos que presenta un marco con igual período fundamental de vibración pero sin diagonales (diseño convencional con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$). El análisis detallado sobre el diseño de este marco convencional se presenta en el trabajo escrito por Urrego (1994).

En todos los casos los desplazamientos máximos del marco tienen valores dentro de los permitidos por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-87).

5.2 Desplazamientos relativos máximos

La Figura 4 muestra los desplazamientos máximos relativos que se presentan en los entrepisos. Esta figura nos proporciona una idea del movimiento máximo que experimentan

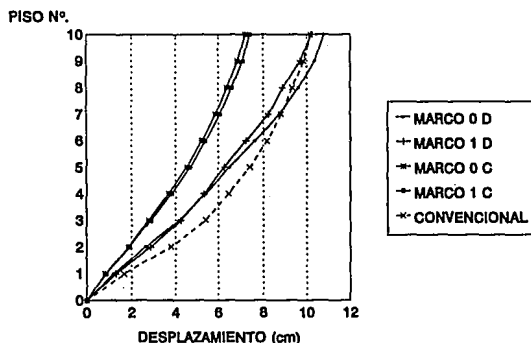


Figura 3. Desplazamientos máximos con respecto a la base los disipadores de energía en las diagonales. Se observa que en los entrepisos inferiores el movimiento relativo es mayor que en los superiores.

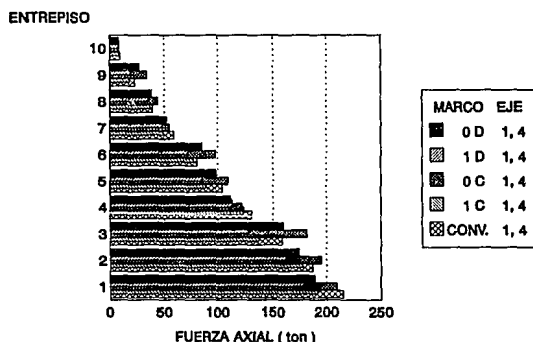


Figura 4. Fuerzas axiales en columnas exteriores

5.3 Fuerzas axiales máximas en las columnas

Se encontró que las columnas exteriores de los marcos con contravientos presentan cargas

axiales máximas más grandes (10 % aproximadamente) que las que se desarrollan en los marcos con disipadores de energía. En la figura 5 se presentan las fuerzas axiales máximas correspondientes a las columnas exteriores de los marcos estudiados. En dicha figura se ve que las correspondientes cargas axiales en el marco convencional son parecidas, en general, que las que se desarrollan en los marcos con disipadores.

5.4 Fuerzas verticales máximas sobre la cimentación y momentos máximos de volteo

En la Tabla 1 se presentan las fuerzas verticales máximas actuantes sobre la cimentación. Estas incluyen la superposición de la carga axial desarrollada en las columnas más la proyección vertical de la carga axial desarrollada en las diagonales. También en esta Tabla se presentan los momentos máximos de volteo actuantes en la base de cada marco. Los ejes 1 y 4 se refieren a las columnas exteriores, y los ejes 2 y 3 a las interiores. Las letra D indica que se trata de un marco con diagonales y disipadores, mientras que la letra C se refiere a un marco con diagonales sin disipadores.

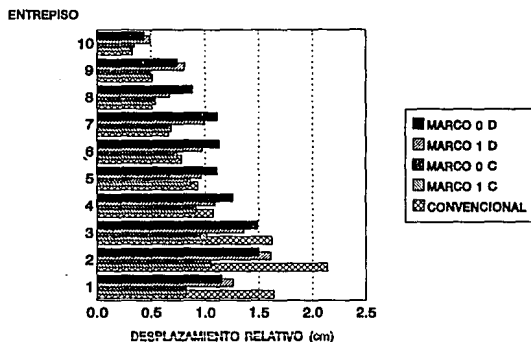


Figura 5. Desplazamientos relativos máximos

	MARCO 0-D	MARCO 1-D	MARCO 0-C	MARCO 1-C	Q = 2					
MOMENTO DE VOLTEO (t - m)										
MÁXIMO	1740.40	1815.21	2032.10	2130.94	1706.63					
MÁXIMO	-1773.57	-1846.09	-1848.93	-2001.76	-1785.83					
FUERZA VERTICAL EN LA CIMENTACIÓN (t)										
COLUMNA	C	T	C	T	C	T	C	T	C	T
EJE 1	209.11	17.58	197.79	8.49	240.56	11.91	222.56	1.54	209.26	18.01
EJE 2	148.17	-	178.03	-	133.98	-	181.75	-	149.45	-
EJE 3	147.86	-	178.27	-	133.32	-	178.55	-	147.73	-
EJE 4	211.12	15.59	200.01	6.29	228.66	23.81	215.54	8.55	214.96	11.05
C = Compresión T = Tensión										

Tabla 1. Cargas verticales y momentos de volteo máximos

En la Tabla anterior se puede ver que los momentos de volteo desarrollados en el marco convencional y en el marco 0 son muy similares. Estos resultan menores (15 % aproximadamente) que los que se presentan en los marcos con diagonales sin disipadores.

5.5 Fuerzas cortantes máximas en vigas

5.5.1. Fuerzas cortantes en el marco 0

En el marco 0 las fuerzas máximas cortantes en el extremo de las vigas del sistema contraventeado son menores (10 % - 30 %) que las que se desarrollan en el sistema con disipadores. La máxima fuerza cortante del marco 0 con disipadores (primer nivel) es igual a 9.92 t.

5.5.2 Fuerzas cortantes en el marco 1

En el marco 1 las máximas fuerzas cortantes en el extremo de las vigas correspondientes a las crujías exteriores del sistema contraventeado también son menores (10 % - 30 %) que las actuantes en los mismos elementos del marco 1 pero con disipadores. Las cortantes en las vigas de la crujía central también presentan estas tendencias, excepto en el punto central de las vigas en donde se conectan las dos diagonales. En este punto las fuerzas cortantes del sistema contraventeado son mayores (10 % - 15 %) que las correspondientes al marco con disipadores. La fuerza máxima cortante en el centro del claro de la crujía central del marco 1 contraventeado es igual a 7.60 t.

7. CONCLUSIONES

Con respecto a las respuestas máximas calculadas de los marcos 0 y 1 se encontró lo siguiente:

- a) Los desplazamientos máximos de los marcos con disipadores de energía son 33 % mayores que los que se presentan en los marcos contraventeados.
- b) Las fuerzas axiales máximas desarrolladas en las columnas inferiores de los marcos (0 y 1) con disipadores son 10 % menores que las que se presentan en los marcos contraventeados.
- c) Los momentos de volteo máximos en la base de los marcos con disipadores de energía son 15 % menores que los que se desarrollan en los marcos contraventeados.

A partir de lo anterior se puede afirmar que para este caso podría pensarse a priori que resulta más conveniente utilizar elementos disipadores de energía en las diagonales que no hacerlo. Sin embargo, esto puede resultar incorrecto ya que se debe tomar en cuenta que el ahorro económico que se tenga en la cimentación no deberá ser superado por el costo de instalación y mantenimiento de los disipadores de energía. Es decir, en este caso la solución deberá determinarla un análisis de costos.

8. RECONOCIMIENTOS

Este trabajo se realizó dentro del proyecto IN302793 de la Dirección General de Apoyo al Personal Académico de la UNAM, DGAPA - UNAM.

9. REFERENCIAS

- Gómez Soberón C., 1994. *Estudio paramétrico de estructuras con mecanismos disipadores. Tesis de Maestría, DEPMI, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.*
- González Ramírez, J., 1994. *Análisis comparativo de la respuesta estructural de dos marcos diseñados con dispositivos disipadores de energía con diferentes relaciones de rigidez. Trabajo de investigación presentado ante la DEPMI, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F.*
- Martínez Romero, E., 1993. *Experiencias con la utilización de dispositivos disipadores de energía en edificios existentes de la ciudad de México. X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal, México.*
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto,*

1987. *Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial. México D.F.*
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 1987. Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial. México D.F.*
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1987. Departamento del Distrito Federal, Diario Oficial de la Federación. México D.F.*
- Sánchez Martínez, J. L. y Alcocer, S. F., 1993. Un sistema para incrementar la capacidad sísmica de edificios existentes. X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal, México.*
- Silva, F.L., 1993. Criterio para diseño sísmico de estructuras con dispositivos disipadores de energía. Tesis profesional. Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Ingeniería. México D.F.*
- Silva, F.L. y Ruiz, S. E., 1993. Consideraciones sobre el diseño sísmico de marcos con dispositivos disipadores de energía. X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, México.*
- Urrego, O. E., 1994. Elección del mejor arreglo de disipadores en un marco estructural plano. Tesis de Maestría, DEPMI, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.*
- Urrego, O.E., Ruiz, S. E. y Silva, F.L., 1993. Influencia de la distribución de disipadores de energía en la respuesta sísmica de un edificio. X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal, México.*