

20
2eje.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"

RESPUESTA SISMICA INELASTICA
DE EDIFICIOS TIPO ESCUELA
CON DIFERENTES ESTRUCTURACIONES

T E S I S

Que para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

present a

KARLA IVONNE GUTIERREZ VAZQUEZ



MEXICO D.F.

ABRIL 1994

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN

DIRECCION

KARLA IVONNE GUTIERREZ VAZQUEZ
P R E S E N T E

En contestación a su solicitud de fecha 7 de septiembre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, M.I. JORGE AR TURO AVILA RODRIGUEZ pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE EDIFICIOS TIPO ESCUELA CON DIFERENTES ESTRUCTURACIONES", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

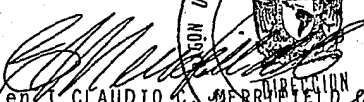
Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.


ATENTAMENTE

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPERITU"

San Juan de Aragón, Edo. de Méx., 9, 1993.

EL DIRECTOR


M. en I. CLAUDIO C. MERRIFIELD CASPRO



c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas.- Jefe de la Unidad Académica.
c c p José Paulo Mejorada Mota.- Jefe de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p M.I. Jorge Arturo Avila Rodríguez.- Asesor de Tesis.

CCMC' AIR' la.




A Dios primeramente
por darme vida y la
oportunidad de conocerle.

A mis padres:

Carlos Antonio Gutiérrez Calderón
Rosenda Nony Vázquez de Gutiérrez

Y a mis hermanos:

Grissel y Rubén

Por su gran apoyo moral y económico, por sus palabras de aliento en los momentos más adecuados, por el amor que me han brindado y por todos sus sacrificios realizados en esta etapa de mi vida, a todos con el cariño y respeto que merecen...

Gracias

A mi tía Vechina por su incansable tenacidad, su gran amor y abnegación que siempre me ha brindado.

A mis tíos por su gran confianza y ayuda hacia mí.

Quiero agradecer a las instituciones que me formaron como estudiante y a la ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON" por brindarme la oportunidad de estudiar una profesión. De igual forma al INSTITUTO DE INGENIERIA por su apoyo didáctico para la realización de este trabajo.

En la trayectoria de mi vida he tenido que superar contratiempos, que con la ayuda de amigos, compañeros y maestros he podido superar y que no menciono por temor a omitir a uno de ellos.

Quiero agradecer especialmente al M. en I. Jorge Arturo Avila Rodríguez por la paciencia que me tuvo y por su colaboración en la realización de este trabajo, para él mi admiración y respeto.

RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE EDIFICIOS TIPO ESCUELA CON DIFERENTES ESTRUCTURACIONES

INDICE

1. INTRODUCCION

- 1.1 Antecedentes
- 1.2 Objetivos y alcance

2. ESTRUCTURACIONES TIPICAS PARA ESCUELAS

- 2.1 Introducción
- 2.2 Requisitos generales
- 2.3 Solicitaciones gravitacionales
 - 2.3.1 Cargas verticales tipo
 - 2.3.2 Combinaciones de cargas para diseño
- 2.4 Descripción de los modelos analíticos estudiados
 - 2.4.1 Modelo 1
 - 2.4.2 Modelo 2
 - 2.4.3 Modelo 3
 - 2.4.4 Modelo 4
 - 2.4.5 Modelo 5

3. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO

- 3.1 Consideraciones generales
- 3.2 Elección del método de análisis sísmico
- 3.3 Análisis sísmico estático
- 3.4 Análisis dinámico modal espectral
- 3.5 Programas de cómputo para el análisis sísmico elástico lineal
 - 3.5.1 ETABS
 - 3.5.2 SAP-90
 - 3.5.3 Diseño de las secciones críticas
- 3.6 Criterios de diseño sísmico
 - 3.6.1 Antecedentes
 - 3.6.2 Criterios de diseño del Reglamento de Construcciones de 1987 para el Distrito Federal, RDF-87
 - 3.6.3 Obtención de los elementos mecánicos de diseño
 - 3.6.4 Diseño de las secciones críticas
 - 3.6.5 Hipótesis de diseño de elementos estructurales de acero
 - 3.6.5.a Miembros de acero a tensión
 - 3.6.5.b Miembros de acero a compresión
- 3.7 Descripción del programa STEELER para diseño de elementos de acero
- 3.8 Ductilidad
 - 3.8.1 Requisitos generales
 - 3.8.1.a Miembros a flexión
 - 3.8.1.b Miembros a flexocompresión

- 3.9 Hipótesis de análisis inelásticos paso a paso
 - 3.9.1 Equilibrio dinámico
- 3.10 Cálculo de respuestas dinámicas inelásticas
- 3.11 Métodos de análisis inelástico
- 3.12 Hipótesis de diseño para estructuras con disipadores de energía
 - 3.12.1 Disipadores de energía ADAS
 - 3.12.2 Disipadores de energía tipo solera

4 RESPUESTAS ELASTICAS

- 4.1 Introducción
- 4.2 Modelo 1
- 4.3 Modelo 2
- 4.4 Modelo 3
- 4.5 Modelo 4
- 4.6 Modelo 5

5 RESPUESTAS INELASTICAS

- 5.1 Introducción
- 5.2 Respuestas de los análisis paso a paso con resistencias grandes "elásticas"
- 5.3 Resultados de los análisis paso a paso con resistencia reales
 - 5.3.1 Modelo 1
 - 5.3.1.a $Q=2$
 - 5.3.1.b $Q=4$
 - 5.3.2 Modelo 2
 - 5.3.3 Modelo 3
 - 5.3.4 Modelo 4
 - 5.3.5 Modelo 5

6. COMPARACION DE RESULTADOS

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

REFERENCIAS

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

El sismo del 19 de septiembre de 1985 se inició en las costas de Michoacán causando graves daños en la ciudad de México, ubicada aproximadamente a 400 km del epicentro.

Los daños graves y colapsos se concentraron en una zona donde el subsuelo del lago tiene depósitos profundos de arcilla muy deformable, con propiedades dinámicas de vibración que ayudan a amplificar las ondas sísmicas que se introducen al Valle de México; lo anterior ayuda a producir un movimiento del terreno casi armónico, con una duración muy larga, con periodos dominantes de 2 a 3.5 s y con aceleraciones máximas del terreno de hasta 20 por ciento de la aceleración de la gravedad (g).

En cambio, los movimientos del sismo fueron registrados sobre terreno firme en Ciudad Universitaria (CU-UNAM), con valores máximos de hasta 4 por ciento de g. El movimiento sobre terreno firme puede ser tomado para representar el movimiento en la base del estrato compresible, para que en la parte superior se tengan oscilaciones con periodo de 2 s. Los espectros de respuesta de los acelerogramas de CU-UNAM llegaron a tener periodos dominantes de hasta 2 s, con lo que nos permite determinar el pequeño amortiguamiento en el estrato de arcillas, si consideramos a la capa del viejo lago vibrando como una viga de cortante.

Es claro que si la profundidad del suelo blando varía sobre la ciudad, el periodo dominante con el que se mueve la Ciudad de México será diferente para cada zona, lo cual resulta una característica importante durante los sismos intensos. Indudablemente, los estudios analíticos arrojan algunos conocimientos sobre eso; sin embargo, no podemos asegurar nada, ya que cada sismo puede presentar datos diferentes, por lo cual es muy importante que los movimientos sean registrados por una red de instrumentos dispersos sobre la ciudad.

Otro factor importante del conocimiento de los efectos sísmicos, a raíz de lo sucedido el 19 de septiembre de 1985, fue la larga duración poco común del sacudimiento en la ciudad de México; en lo anterior se cree que influyó la aparición de dos sismos consecutivos sobre la misma falla. En los acelerogramas obtenidos en campo libre se llegó a observar que el deslizamiento inicial de la falla fue seguido por un segundo, aproximadamente 30 segundos más tarde, y separado por algunos kilómetros de distancia en la misma falla, en las costas de Michoacán.

A raíz de este tipo de efectos, y por las mismas condiciones geológicas del Valle de México, surgieron problemas estructurales de consideración. La mayoría de los edificios dañados tenían entre 5 y 15 niveles, y el 19 por ciento de los edificios que sufrieron daños graves o se colapsaron eran de 5 o menos pisos; eran edificios de concreto reforzado con sistemas de piso a base de losa y traves coladas monolíticamente o con losas aligeradas.

La razón principal por la que se colapsaron muchas construcciones de pocos niveles, es porque dichas estructuras no tenían la suficiente eficiencia para desarrollar ductilidad. Sin embargo, en aquellos edificios con periodos cortos de vibración que no sufrieron daños, posiblemente los efectos de sobre-resistencia ayudaron para evitarlos; dichas reservas adicionales de resistencia se debieron a la gran cantidad de muros de mampostería existentes y/o porque durante el diseño original no se elimina la posibilidad de que haya regido la condición de carga vertical, por lo que ante el sismo disponían de una capacidad adicional de resistencia lateral.

Los modos de falla predominantes fueron por flexocompresión y cortante en columnas, teniéndose daño gradual en la resistencia del concreto ante el gran número de repeticiones de cargas cíclicas, produciéndose en algunos casos la pérdida de capacidad de los elementos verticales para sostener cargas gravitacionales.

Muchas de las fallas o colapsos que ocurrieron, dieron la impresión de que durante la etapa de diseño se subestimó y se descuidó el trabajo de la estructura cuando estuvo excursionando dentro del rango inelástico. Esto es, el dimensionamiento de construcciones dentro de zonas sísmicas debe hacerse considerando que la energía asociada al comportamiento inelástico puede utilizarse para reducir las fuerzas laterales introducidas por un sismo severo; para ello, se debe tener presente diseñarlos cuidando los armados y detalles, la habilidad y capacidad necesaria para disipar la energía que se introduce por el sismo, sin que llegue a suceder el colapso o se presenten daños irreparables.

1.2 Objetivos y alcance

En este trabajo, se estudia el comportamiento sísmico de edificios bajos, como los de las escuelas, a partir de cinco tipos de estructuración:

1. Solo marcos, ambas direcciones
2. Marcos y muros de cortante, ambas direcciones
3. Marcos en la dirección longitudinal y marcos con muros de mampostería en la dirección transversal
4. Marcos rigidizados con diagonales de acero ambas direcciones
5. Marcos con diagonales y dispositivos disipadores de energía

Para su diseño se revisa la seguridad estructural ante el estado límite de servicio para las deformaciones angulares permisibles de entrepiso de 0.006 y 0.012, y se proporcionan las resistencias para los factores de comportamiento sísmico $Q=2$ y $Q=4$. Se hacen los análisis sísmicos con el método dinámico modal espectral, incluyendo los efectos de las cargas gravitacionales.

Posteriormente, se realizan análisis sísmicos dinámicos inelásticos paso a paso, para estimar las demandas máximas de ductilidad desarrolladas tanto global como localmente; estos análisis se llevan a cabo para verificar los diseños contra la acción sísmica registrada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante 1985 (SCT-85), representativa de los sismos de septiembre de 1985 para terreno blando y para la zona con máximos daños en la Ciudad de México.

Se analiza y comparan las respuestas sísmicas de cada tipo de estructuración, y se hace ver las ventajas de una sobre otra.

2. ESTRUCTURACIONES TÍPICAS PARA ESCUELAS

2.1 Introducción

Los factores determinantes en la elección del tipo de estructura para cubrir la demanda de educación en el país son en forma general los siguientes: la ubicación geográfica, el clima, material disponible, la zona sísmica que le corresponda al lugar, el tipo de terreno que recibirá a la cimentación, la demanda de población escolar, etc.

Los sistemas estructurales más empleados son: de concreto, estructuras metálicas, y mixtas, éstas últimas como combinación de las primeras. Muchas veces, también, se consideran los muros de mampostería como elementos estructurales.

Enseguida se describirán brevemente los criterios generales que deben cumplir este tipo de construcciones; para ello se apoyó con información proporcionada por el C.A.P.F.C.E., que es el organismo descentralizado del gobierno federal que se encarga de la construcción de escuelas en todo el país.

2.2 Requisitos generales

Para que la estructura resista con cierto grado de seguridad las fuerzas que puedan presentarse, sus elementos, se diseñarán para las combinaciones de cargas que actúen durante su vida útil.

Debe procurarse que la estructura sea simétrica y regular en sus dos direcciones principales, para evitar efectos importantes por torsiones ante fuerzas horizontales como sismo o viento, que dañarían la construcción.

Se procurará que participen los marcos y muros transversales y longitudinales para la transmisión de las fuerzas de sismo o viento; en caso necesario se diseñarán sistemas de contraventeo capaces de resistir y transmitir dichas fuerzas. Debe garantizarse que las losas sean capaces de transmitir las fuerzas horizontales. Debe evitarse que los muros de mampostería, en el caso de que existan, acorten la altura de las columnas. La estructura tendrá un mejor comportamiento si se diseña con la mayor ductilidad posible ante las fuerzas de sismo.

Al utilizar muros de mampostería deben confinarse con dadas y castillos de concreto reforzado. Las columnas y trabes de concreto reforzado deben tener una adecuada distribución (cantidad y posición) del acero de refuerzo y de los estribos para resistir los efectos de las cargas accidentales y verticales; es muy importante proporcionar el confinamiento adecuado para proteger el núcleo de concreto, sobre todo en los elementos verticales bajo fuerzas de compresión considerables. Debe evitarse en todos los casos que los muros (tipo pretil o por huecos de ventanas) acorten a las columnas; esto es, debe cuidarse que las columnas no lleguen a fallar por cortante.

La cimentación, ya sea de mampostería o de concreto, tendrá que diseñarse según las características mecánicas del terreno de desplante. Para suelos compresibles se optará por una cimentación en que los efectos de hundimientos diferenciales sean mínimos; para suelos expansivos la cimentación tendrá una profundidad de desplante tal que los efectos de deformación del suelo sobre la estructura sean poco significativos.

Los sistemas de piso y cubierta suelen ser losas de concreto reforzado coladas "in situ" o elementos prefabricados de concreto, lámina o sistemas a base de bovedilla. Estos elementos se apoyarán sobre traveses de concreto o acero, y se diseñarán para resistir las cargas verticales de servicio especificadas, así como para garantizar la correcta transmisión de las fuerzas sísmicas hacia los elementos estructurales de los marcos. Debe procurarse que no deje de existir el trabajo monolítico entre las losas y los otros elementos de la estructura.

En planteles escolares se presenta la posibilidad de un crecimiento a futuro, por lo que muchas veces se recomienda el aumento de entre-ejes en sentido horizontal; el planteamiento de las distintas alternativas para solucionar el problema se debe hacer según el tipo de suelo y las características de la estructura existente. En el diseño se tendrá cuidado de no suprimir muros cabeceros o aquellos miembros que tengan función estructural. Al analizar por sismo se deben tomar en cuenta la rigidez y excentricidades existentes; la cimentación se diseñará para tener un buen comportamiento, independientemente de los cambios.

En las escuelas suele haber los siguientes tipos de muros:

- a. Muros cabeceros de la dirección transversal, fijos. Por su posición, función y tipo, son importantes en la rigidez lateral.
- b. Muros interiores. Estos, son muchas veces eliminados debido al crecimiento de aulas, laboratorios, etc. Este tipo de muros no deben tener función estructural; son muros que será mejor considerarlos desligados de la estructura. Son miembros que rara vez están en toda la altura de la escuela.
- c. Muros bajos. No tienen función estructural y se debe tener cuidado en no ligarlos lateralmente con las columnas, para no reducir la longitud efectiva de ellas, y así evitarles problemas futuros de cortante. Son muros que se utilizan para soportar ventanería, y por tanto no son en toda la altura de cada entrepiso.

Todos los muros que no son estructurales deben ir desligados; sin embargo, deben anclarse cuidadosamente para evitar problemas de volteo, perpendicular a su plano.

Los muros generalmente son de mampostería de tabique rojo, hueco, ligero o de cualquier otro material. Los de tabique rojo recocido son algunas veces confinados con castillos y dadas de concreto, y en los muros con huecos se coloca el acero de refuerzo. Los muros precolados, además de su refuerzo necesario, deben diseñarse de tal forma que las uniones sean seguras.

Los muros de carga o de rigidez generalmente son de tabique rojo o de block de concreto. Deben tener el suficiente confinamiento, tales como castillos (en intersecciones, intermedios o remates) y dadas intermedias y de remate; conviene que se tenga un castillo y una dala por cada tres metros de muro aproximadamente.

2.3 Solicitaciones gravitacionales

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en vigor desde 1987 (RDF-87) establece: " En el diseño de toda estructura deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando este último sea significativo".

" Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo".

" Se considerarán como cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente. Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común".

Los cálculos de peso y cargas de este trabajo se hicieron según las recomendaciones anteriores y de acuerdo a consideraciones usuales en la práctica del análisis y diseño de estructuras.

Enseguida se muestran los conceptos necesarios para estimar las cargas gravitacionales utilizadas en los análisis y diseños posteriores. Las cargas vivas consideran el uso tipo escuela.

2.3.1 Cargas verticales tipo

Nivel 3 (Azotea)	Carga muerta (CM)	kg/m ²
	Losa de concreto (h = 10 cm)	240
	Carga adicional por losa Relleno, impermeabilizante y enladrillado	20
	Instalaciones y plafones	125
	Acabados	30
		25
		<hr/>
		440 kg/m ²
	Carga viva máxima (CV _{máx})	100 "
	Carga viva instantánea (CV _{inst})	70 "

Niveles 2 y 1	Carga muerta	kg/m ²
	Losa de concreto (h = 10 cm)	240
	Carga adicional por losa	20
	Firme de concreto	65
	Carga adicional por firme	20
	Loseta vinílica	10
	Instalaciones y plafones	30
	Acabados	25
	Muros de mampostería	240
	Ventanería	35
		685 kg/m ²
	Carga viva máxima (CV _{máx})	350 "
	Carga viva instantánea (CV _{inst.})	250 "

2.3.2.- Combinaciones de cargas para diseño

Con estas acciones se diseñó para la combinación de carga crítica, según lo especifica el código, a saber:

$$I) 1.5(CM + CV_{máx})$$

$$II) 1.1(CM + CV_{inst.} \pm SISMO)$$

El factor de 1.5 se utilizó en lugar de 1.4 por ser las escuelas estructuras del grupo A (importantes según el RDF-87). Los efectos sísmicos se calcularon según se describe posteriormente.

2.4 Descripción de los modelos analíticos estudiados

Con base en las principales características y necesidades de las escuelas, en este trabajo se plantearon diversas estructuraciones, son edificios de marcos con vigas y columnas de concreto reforzado de tres niveles; las dimensiones en elevación y en planta son típicas de las estructuras para escuela.

En la dirección transversal existen seis ejes, numerados del 2 al 7, con una separación entre sí de 8.0 m; en la dirección longitudinal hay dos ejes, A y B, con una separación de 8.0 m. El primer entrespacio tiene una altura a ejes de 4.0 m, y los otros dos de 3.50 m. En el tercer nivel, dirección transversal

(que posteriormente la definiremos por dirección Y), hay dos volados, uno de 1.50 m y otro de 2.50 m. En el segundo y primer nivel sólo existe el volado de 2.50 m. En el tercer nivel de la dirección longitudinal, dirección X, hay dos volados de 1.50 m cada uno.

En las diferentes estructuraciones se consideró un concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (clase 1), y el acero de refuerzo con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Para el modelo 3 se supuso una resistencia al cortante de la mampostería de 3.5 kg/cm^2 . Para el modelo 4 se utilizó acero A-36 con un $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$. El módulo de elasticidad del concreto y del acero estructural fue de $14,000 \sqrt{f'_c}$ y $2,039,000 \text{ kg/cm}^2$, respectivamente.

Al presentar las características estructurales principales de cada modelo, también se hará una breve descripción del tamaño de los diferentes miembros estructurales necesarios según el RDF-87, lo cual se ampliará con mucho más detalle en el capítulo siguiente.

2.4.1 Modelo 1 (figs 2.4.1)

Es un edificio de tres niveles, a base de marcos de concreto; en la dirección transversal hay una crujía, y en dirección longitudinal se tienen cinco crujías. Los muros existentes se consideran en ambas direcciones, desligados a la estructura.

Se revisó la seguridad estructural ante el estado límite de servicio para la deformación angular de entrepiso permisible de 0.012.

Con base a lo anterior y apoyandose en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-87) y sus Normas Técnicas para Diseño por Sismo (NTC-SISMO), las dimensiones que se obtuvieron son: columnas de $65 \times 65 \text{ cm}$, y vigas de $55 \times 30 \text{ cm}$ para la dirección transversal; y de $50 \times 25 \text{ cm}$ para la dirección longitudinal. Estas dimensiones son constantes en los tres niveles.

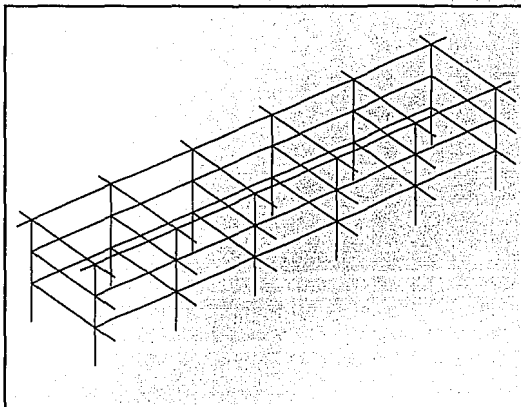


Fig 2.4.1 (a).- Modelo 1. Isométrico

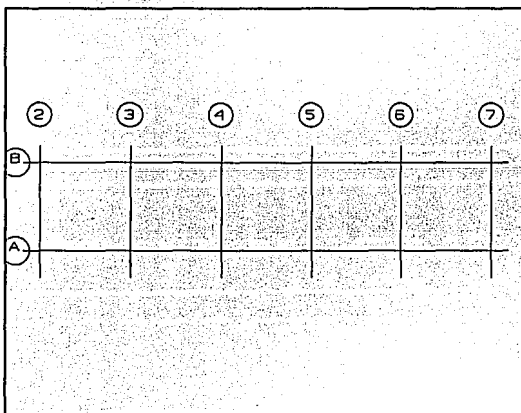


Fig 2.4.1 (b).- Modelo 1. Planta tipo

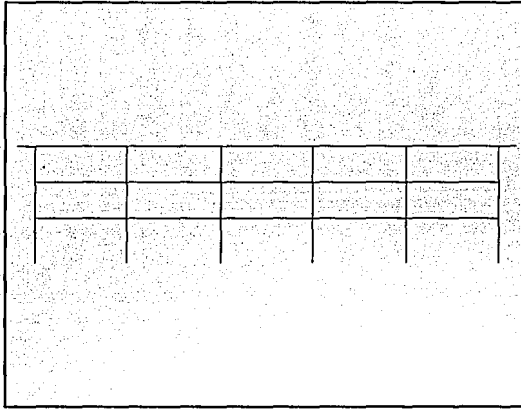


Fig 2.4.1 (c).- Modelo 1. Marco longitudinal

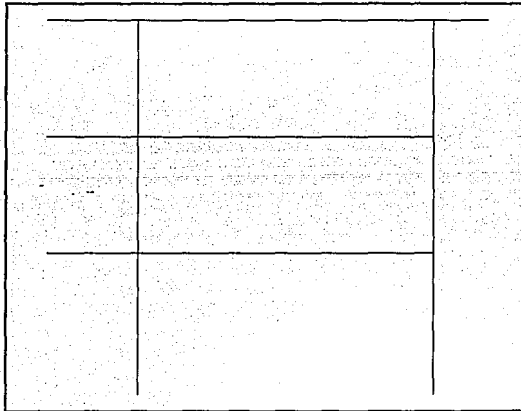


Fig 2.4.1 (d).- Modelo 1. Marco transversal

2.4.2 Modelo 2 (figs 2.4.2)

Es una combinación de marcos con muros de concreto reforzado; existen en los ejes exteriores de la dirección transversal, y solo en dos de las crujeas de la dirección longitudinal.

Su estado límite de servicio se revisó para que la deformación angular de entrepiso permisible no fuera mayor de 0.006, en ambas direcciones.

Debido a la gran rigidez lateral que proporcionan los muros de concreto reforzado, las dimensiones de vigas y columnas resultaron las mínimas requeridas para este tipo de estructuración, a saber: columnas de 30 x 30 cm, incluyendo los patines de los muros; vigas de 40 x 20 cm, y muros de 10 cm de espesor. Estas dimensiones no cambiaron en ambas direcciones, iguales en los tres niveles. El trabajo de los muros de concreto se consideró de forma monolítica con el resto de la estructura.

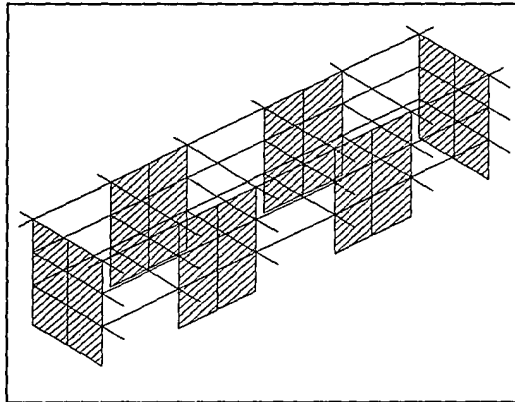


Fig 2.4.2 (a).- Modelo 2. Isométrico

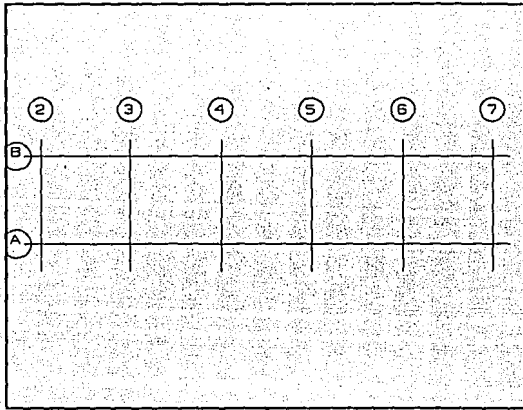


Fig 2.4.2 (b).- Modelo 2. Planta tipo

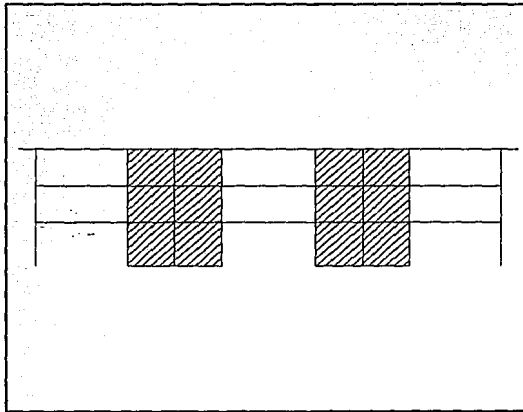


Fig 2.4.2 (c).- Modelo 2. Marco longitudinal

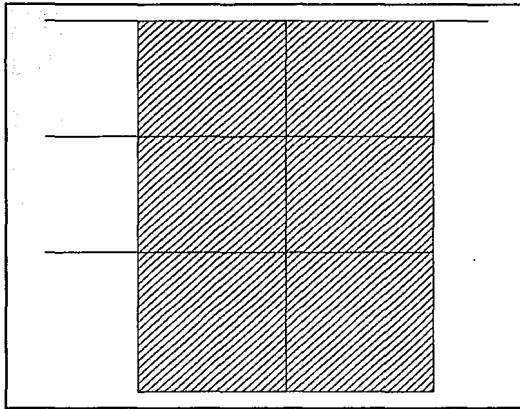


Fig 2.4.2 (d).- Modelo 2.. Marco cabecero

2.4.3 (d) Modelo 3 (figs 2.4.3)

Es un edificio de tres pisos de concreto reforzado con algunos muros de mampostería ligados a la estructura en la dirección transversal; se revisó el estado límite de servicio para que la deformación angular de entrepiso permisible no fuera mayor de 0.006, para la dirección transversal. Para la dirección longitudinal los muros existentes se consideraron desligados de la estructura, y se revisó para que la deformación angular de entrepiso permisible no fuera mayor de 0.012. Las dimensiones que se obtuvieron son: columnas de 55 x 60 cm, con la dimensión mayor paralela a la dirección longitudinal; las vigas en la dirección transversal son de 60 x 25 cm, y para la dirección longitudinal de 55 x 25 cm.

Los muros son de mampostería de tabique rojo recocido de 14 cm de espesor; están colocados en los ejes cabeceros en los tres entrepisos superiores, y solo en los dos entrepisos superiores de los ejes intermedios.

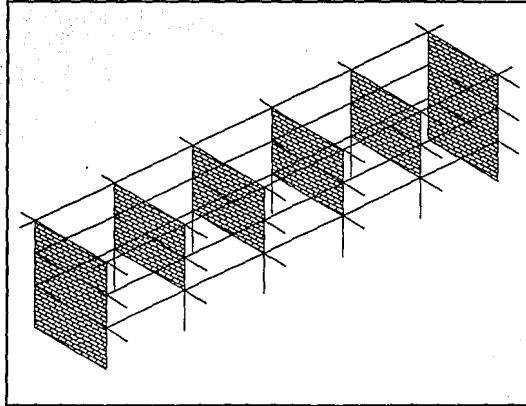


Fig 2.4.3 (a).- Modelo 3. Isométrico

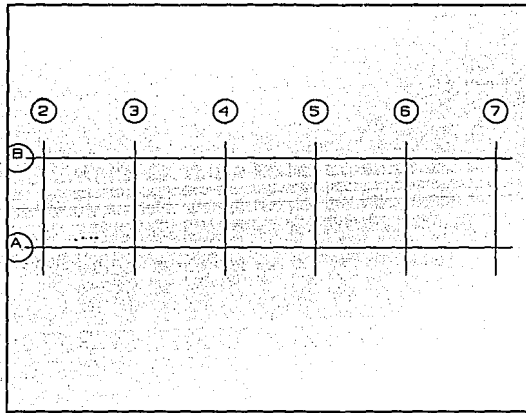


Fig 2.4.3 (b).- Modelo 3. Planta tipo

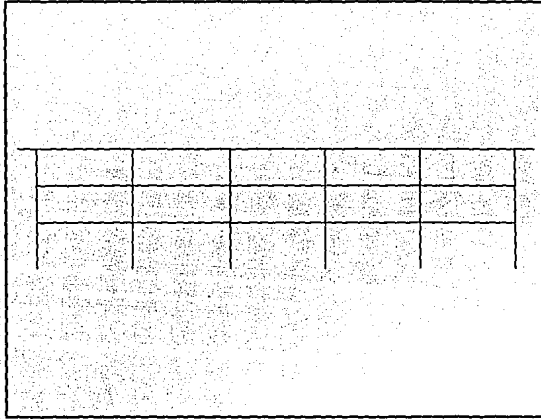


Fig 2.4.3 (c).- Modelo 3. Marco longitudinal

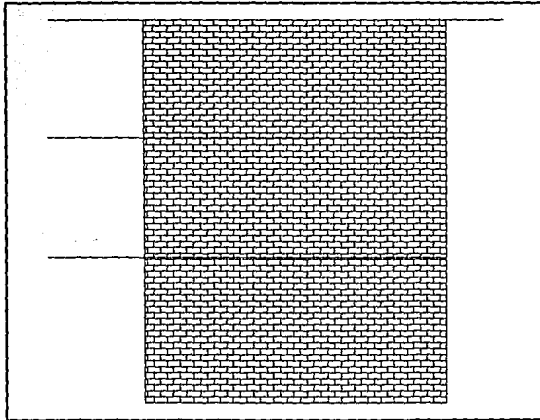


Fig 2.4.3 (d) .- Modelo 3. Marco transversal exterior

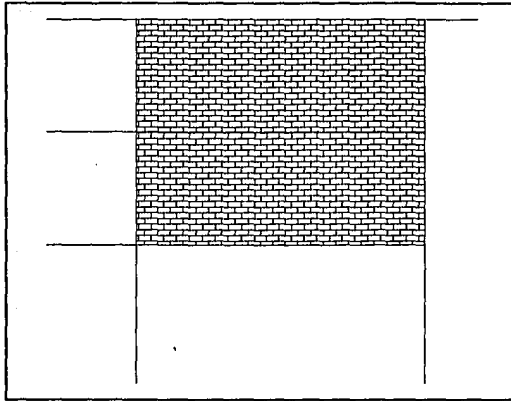


Fig 2.4.3 (e) .- Modelo 3. Marco transversal interior

2.4.4 Modelo 4 (figs 2.4.4)

Las dimensiones y propiedades estructurales de este modelo son las del modelo 1, pero rigidizado con diagonales de acero en forma de K, ambas direcciones. Las diagonales se colocaron en los mismos ejes y entrepisos en los que se consideraron los muros de los modelos 2 y 3.

Se revisó la seguridad sísmica ante el estado límite de servicio para que la deformación angular de entrepiso permisible no fuera mayor de 0.006, ambas direcciones.

Las diagonales de acero de este modelo están localizadas en los tres entrepisos de los ejes cortos exteriores y sólo en los dos entrepisos superiores de los ejes interiores. Los dos ejes de la dirección longitudinal tiene dos crujeas con diagonales en los tres entrepisos.

Para el diseño de las diagonales de este modelo se revisaron los dos métodos de diseño que existen para miembros de acero: 1) el criterio de esfuerzos permisibles (ASD), y 2) el criterio de factores de carga y de resistencia (LRFD). El modelo que se diseñó con el criterio ASD es el caso 4A, y el caso 4F en el que se utilizó el LRFD. Las diferencias en el tamaño de los perfiles de acero diseñados con ambos métodos resultaron prácticamente nulas, como se observará posteriormente.

Para las diagonales se utilizó la sección tipo cajón, al describir los perfiles, el primer número corresponde a su dimensión mayor, y el segundo al espesor de sus placas.

Los perfiles de las diagonales del caso 4A resultaron:

Dirección longitudinal

Nivel 3	10.2 x 0.95 cm
Nivel 2	15.2 x 0.48 cm
Nivel 1	15.2 x 0.63 cm

Dirección transversal

Nivel 3	10.2 x 0.95 cm
Nivel 2	15.2 x 0.63 cm
Nivel 1	17.8 x 0.64 cm

Los perfiles de las diagonales del caso 4F fueron:

Dirección longitudinal

Nivel 3	10.2 x 0.95 cm
Nivel 2	15.2 x 0.48 cm
Nivel 1	15.2 x 0.62 cm

Dirección transversal

Nivel 3	10.2 x 0.95 cm
Nivel 2	15.2 x 0.63 cm
Nivel 1	17.8 x 0.79 cm

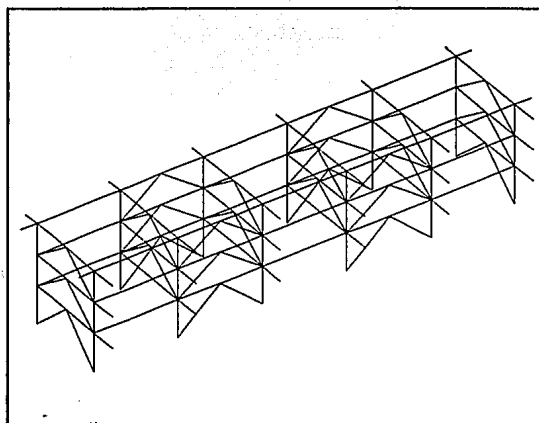


Fig 2.4.4 (a) .- Modelo 4 . Isométrico .

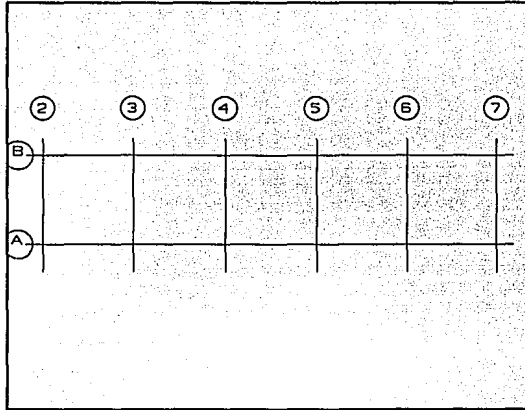


Fig 2.4.4 (b) .- Modelo 4. Planta tipo

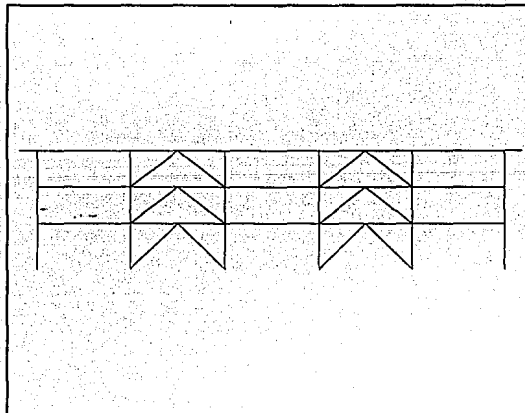


Fig 2.4.4 (c) .- Modelo 4. Marco longitudinal

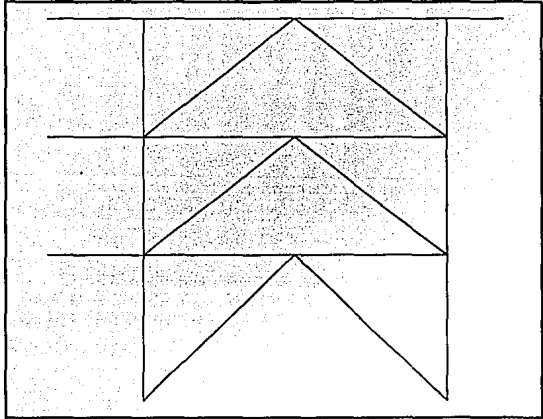


Fig 2.4.4 (d) .- Modelo 4. Marco transversal exterior

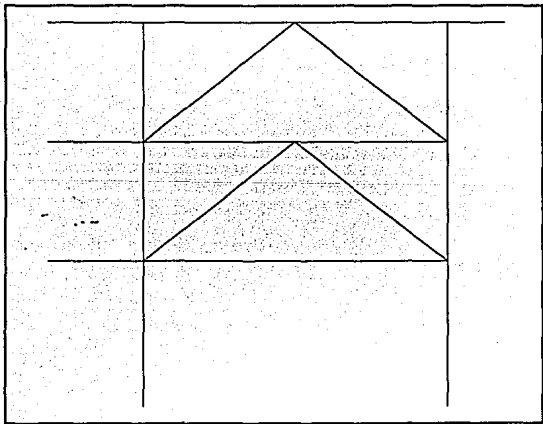


Fig 2.4.4 (e) .- Modelo 4. Marco transversal interior

2.4.5 Modelo 5 (figs 2.4.5)

Las dimensiones y propiedades estructurales de este modelo son las del modelo 1, pero rigidizado con diagonales de acero en forma de X y elementos disipadores de energía tipo ADAS, ambas direcciones. Las diagonales y los disipadores se colocaron en los mismos ejes y entrepisos en los que se consideraron los muros de los modelos 2 y 3.

Para el diseño de las diagonales de este modelo se utilizó el criterio de factores de carga y resistencia (LRFD), y para el diseño de los disipadores se utilizaron las expresiones que definen las propiedades mecánicas de los disipadores ADAS (Added Damping And Stiffness elements).

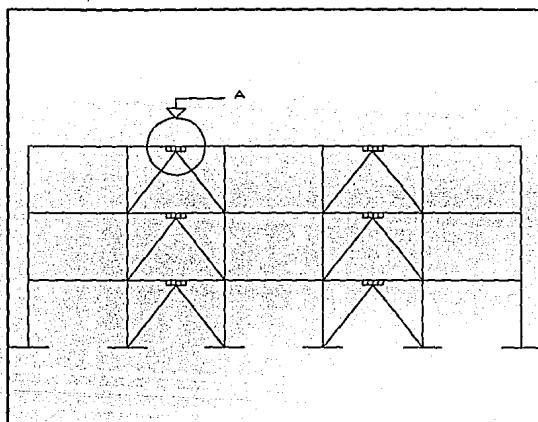


Fig 2.4.5(a).- Modelo 5. Marco longitudinal

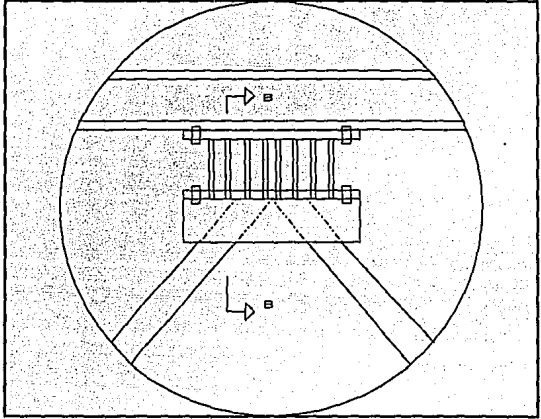


Fig 2.4.5(b).- Modelo 5. Detalle A

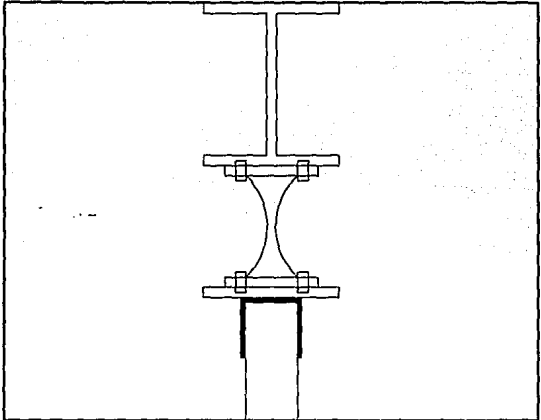


Fig 2.4.5(c).- Modelo 5. Detalle B

3. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO SISMICO

3.1 Consideraciones generales

Al diseñar una estructura que va a ser desplantada en zona sísmica, se recomienda hacerlo ante la combinación de los efectos gravitacionales, los de la componente horizontal del movimiento del terreno y un cierto porcentaje de los de la otra componente horizontal ortogonal; en aquellos casos en que se sospeche que las vibraciones verticales puedan ser importantes, también se deben incluir los efectos verticales; suelen ser considerados en el diseño sísmico de estructuras que estarán ubicadas cerca del foco del temblor, aunado a las características propias de la estructura, como en aquellas de gran claro.

En este estudio sólo se toman en cuenta los efectos bidireccionales horizontales, según lo especifica el código RDF-87: 100 por ciento del sismo en una dirección más 30 por ciento del sismo en la otra dirección. No se incluyen los efectos de las fuerzas de inercia debidas a las aceleraciones verticales porque para la Cd. de México se ha observado que no son importantes con respecto a la amplitud de las aceleraciones del terreno tipo horizontal.

Otro tipo de efectos que se debe incluir en los diseños son los de esbeltez, mediante un análisis de segundo orden; la amplificación de las fuerzas internas y de las deformaciones, originadas por las fuerzas verticales que actúan sobre la estructura deformada, puede resultar extraordinariamente importante. A raíz de ésto, los códigos proponen métodos aproximados para estimarlos, y que conviene incluir en los análisis. En las estructuras del trabajo dichos efectos no son de consideración, por las características estructurales mismas de los edificios analizados.

Las estructuras del estudio son regulares y simétricas en rigidez y resistencia tanto en planta como en elevación, por lo que se esperaba que al excursionar en el rango inelástico (durante los análisis inelásticos dinámicos paso a paso llevados a cabo posteriormente) no se tengan comportamientos carga-deformación lateral diferentes para cuando el sismo actúa hacia uno y otro lado. En el capítulo quinto se explicará con más detalle sobre este tipo de resultados.

3.2 Elección del método de análisis sísmico

Para estimar los efectos que los sismos producen en las estructuras, los reglamentos modernos proponen diversas opciones, desde muy simples hasta más sofisticados, dependiendo de la importancia de la estructura a diseñar. Los principales métodos propuestos son:

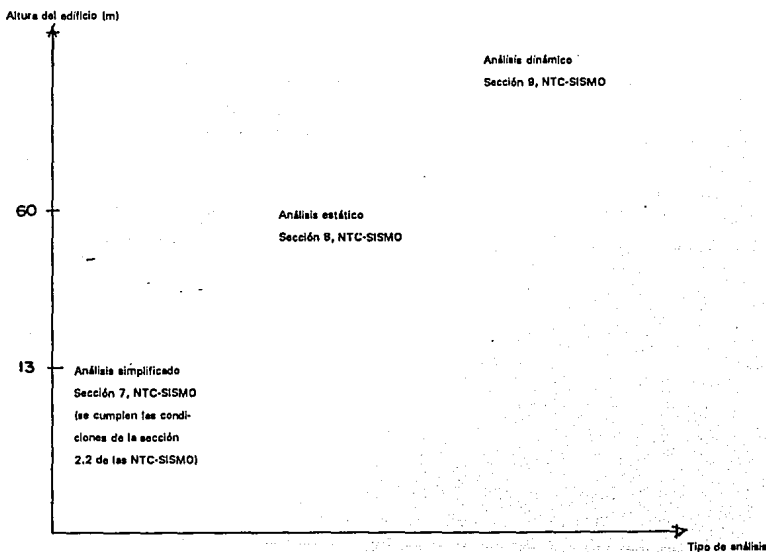
- a. El método simplificado para estructuras de mampostería de poca altura
- b. El método estático con fuerzas laterales equivalentes
- c. El método dinámico modal con fuerzas laterales calculadas con base un espectro de diseño
- d. El método dinámico en la historia del tiempo (paso a paso) con fuerzas laterales calculadas con un acelerograma

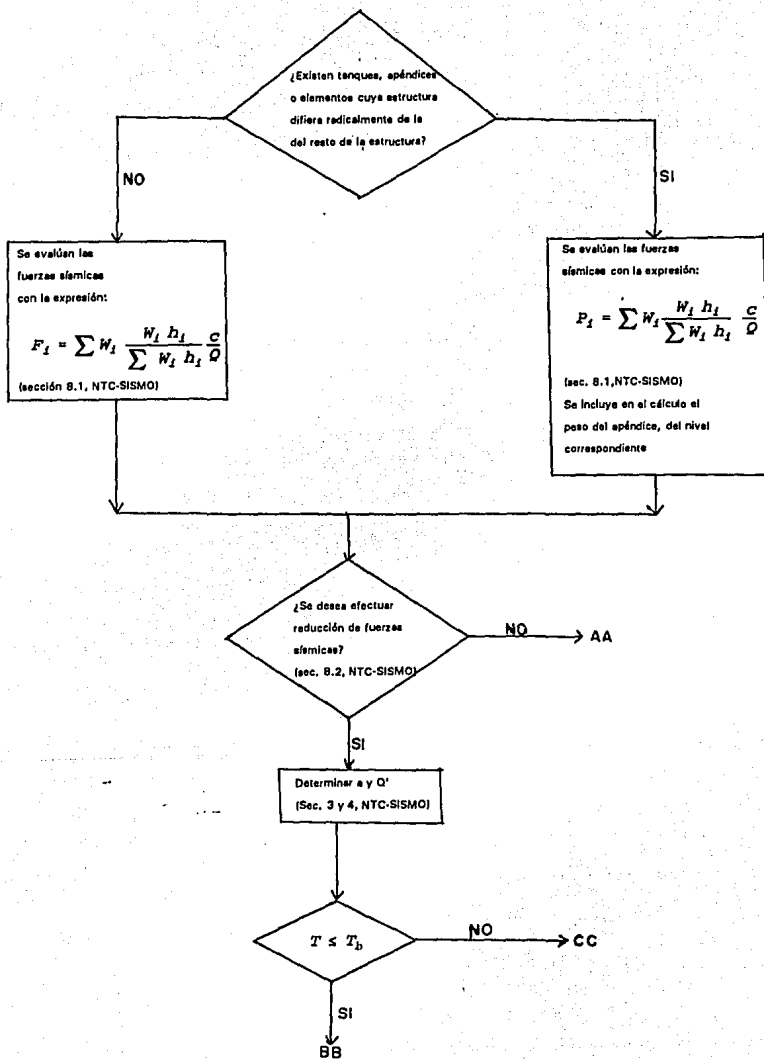
El último método consiste en la integración de las ecuaciones del movimiento ante temblores específicos, en los que se pueden incluir las características del comportamiento inelástico de la estructura.

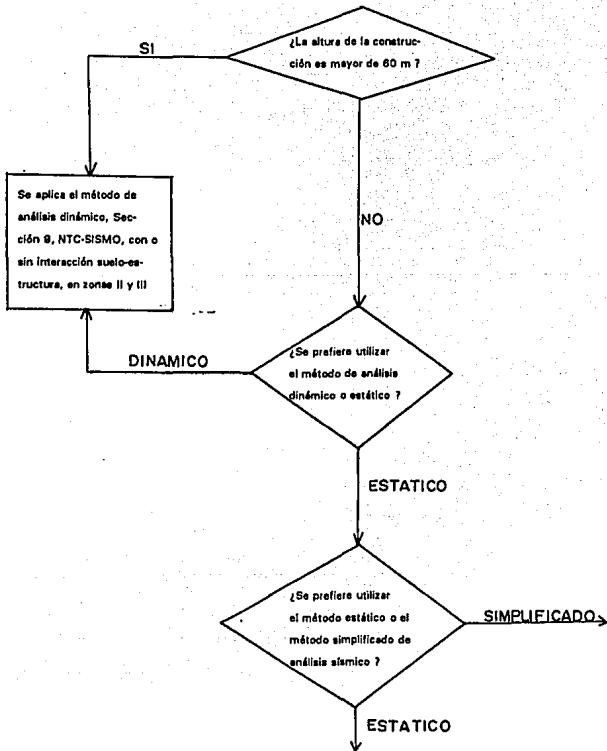
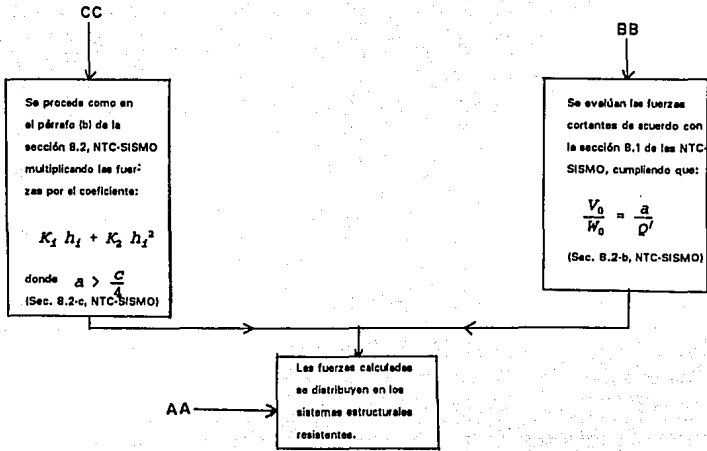
Todos los análisis serán más rigurosos si en la respuesta se incluyen los efectos de la interacción suelo-estructura; lo anterior conviene hacerlo dependiendo del tipo de estructura y suelo de desplante.

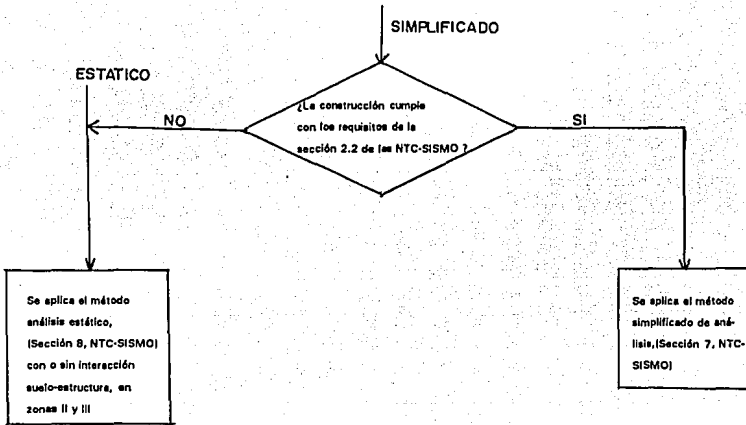
Los métodos dinámicos actuales tienen la ventaja de poder tomar en cuenta el posible acoplamiento que pudiera existir entre los diferentes modos de vibración del sistema estructural, lo que viene a ser muy importante en estructuras irregulares en planta y elevación. En este tipo de estructuras el método estático deja mucho que desear, debido a que su origen parte de la hipótesis que la estructura se comportará básicamente según el primer modo de vibración. Otro aspecto que debe tomarse en cuenta es el comportamiento tridimensional. El análisis de estas estructuras debe incluir por lo menos tres grados de libertad por piso: dos debidos a los movimientos de traslación, y una por la torsión; se debe incluir el acoplamiento de las deformaciones de los elementos verticales afines a dos o más marcos.

Los métodos de análisis sísmico propuestos en el código están en función de las características especificadas en la sección 2.1 de las NTC-SISMO y Artículo 203 del código RDF-87. Para fines de ilustración se muestra enseguida el proceso de elección:









3.3 Análisis sísmico estático

El Reglamento, en su Artículo 203, permite que el análisis sísmico de edificios cuya altura no sea mayor de 60 metros se efectúe de acuerdo con el método estático. En el diagrama de flujo siguiente se muestra el procedimiento de cálculo aplicando el método estático.

El método sísmico estático se basa en la determinación de la fuerza lateral total a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, y se distribuye este cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, que son obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar en su primer modo natural fundamental. Esto es, la distribución de la aceleración en la altura es lineal triangular.

Debe evitarse hacer uso de este método en estructuras que sean irregulares tanto en planta como en elevación o con distribuciones no uniformes de masas y rigideces; los métodos dinámicos, para este tipo de estructuras, darán resultados más congruentes contra el comportamiento real.

La fuerza cortante basal se calcula como:

$$V = C_b W$$

donde

W peso total de la estructura

C_b coeficiente sísmico de cortante basal

Una vez determinada la fuerza cortante basal, se definen las fuerzas individuales aplicadas en cada masa. El código aprueba la hipótesis de que la distribución de aceleraciones sea lineal en los diferentes niveles de la estructura, comenzando desde cero en la base hasta un máximo en la punta. Así, la fuerza lateral en cada piso vale:

$$F_i = C_b W \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

donde

W_i Peso de la construcción, incluyendo cargas muertas y vivas que actúan por arriba del nivel que se considera

h_i Altura de entrepiso

C_b Coeficiente sísmico de cortante basal, sin reducir y que depende de la zona de desplante

W Peso total de la estructura = $\sum W_i$

El coeficiente sísmico de cortante basal se calcula tal que $\frac{V_0}{W_0}$ sea igual a $\frac{C}{Q}$, donde:

V_0 Fuerza cortante basal

W_0 Peso de la estructura

C Coeficiente sísmico que establece el Artículo 296 del Reglamento, y que depende del tipo de suelo

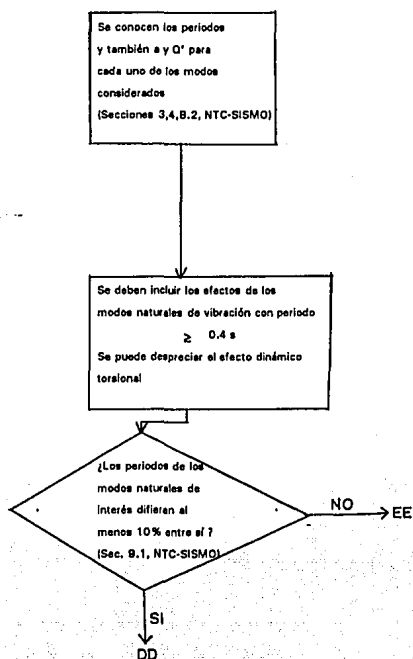
- Q** Factor de comportamiento sísmico que se fija en la sección 5 de las NTC-SISMO, que depende principalmente de la habilidad de la estructura para disipar la energía sísmica mediante ductilidad

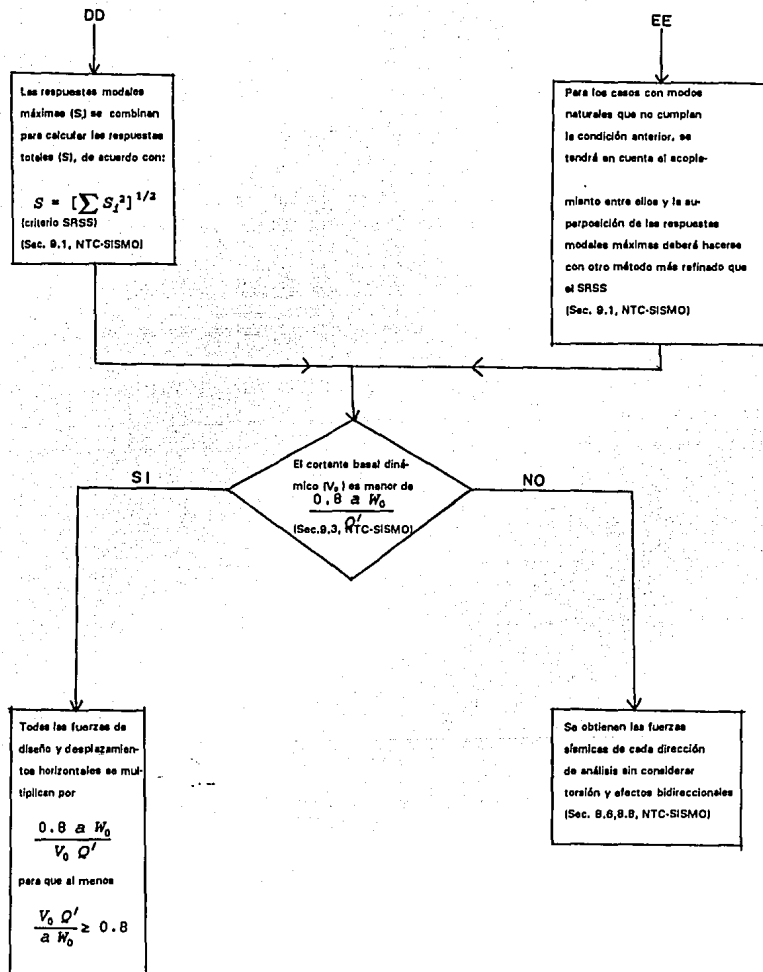
En este trabajo se utilizó el método estático solo para fines comparativos. Por el tipo de suelo (zona III) y de estructura (grupo A), el coeficiente sísmico sin reducir por Q fue: $c=0.4(1.5)=0.6$. Los diseños se hicieron con el método dinámico modal espectral, como se hace ver posteriormente.

3.4 Análisis dinámico modal espectral

Este método sirve para determinar la respuesta dinámica lineal de estructuras de varios grados de libertad; la respuesta total es resultado de la superposición de las respuestas máximas de cada uno de los modos naturales de vibración. Si se aplica este procedimiento debe incluirse la participación de todos aquellos modos que influyan en la respuesta lateral de la estructura de interés. El código especifica que se tomen en cuenta los efectos de los modos naturales de vibración con periodo mayor de 0.4 s.

En el siguiente diagrama de flujo se muestra el procedimiento de cálculo de las fuerzas laterales aplicando el método de análisis dinámico modal espectral.





El análisis dinámico modal generalmente se aplica para el cálculo de deformaciones y fuerzas en edificios de varios niveles. El método se basa en descomponer el sistema de muchos grados de libertad en muchos sistemas de un grado de libertad; posteriormente se obtiene la respuesta máxima de cada modo o sistema de un grado de libertad y las respuestas modales máximas se combinan para así determinar la respuesta total. El método más usual para llevar a cabo la superposición modal es el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

Cabe aclarar que el rango de aplicabilidad del análisis dinámico modal espectral cae dentro del comportamiento elástico-lineal de la estructura. En rigor, no debe utilizarse para el análisis y diseño de estructuras dentro del campo inelástico. Sin embargo, en la actualidad resulta una herramienta muy poderosa para estimar respuestas no lineales, para lo cual se utiliza un espectro de diseño reducido por efectos de ductilidad. Para la práctica tiene muchas ventajas tanto en costo como en manejo de la información de las respuestas. Al comparar con comportamientos reales ante sismos fuertes o moderados, los resultados de diferentes estudios muestran respuestas congruentes, lo cual muestra su bondad de aplicabilidad.

En este trabajo, para obtener las fuerzas de diseño se emplearon los factores de comportamiento sísmico $Q=2$ y $Q=4$. Así, de acuerdo a las especificaciones del RDF-87, las ordenadas espectrales reducidas para diseño para estructuras del grupo A (escuelas) y desplazadas en la zona III (compresible), son:

$Q=2$

T_i	S_i/g
0.00	0.1500
0.10	0.1928
0.20	0.2250
0.30	0.2500
0.40	0.2700
0.50	0.2863
0.60	0.3000
3.90	0.3000

$Q=4$

T_i	S_i/g
0.00	0.1500
0.60	0.1500
3.90	0.1500

(Nota: Zona III, grupo A)

Con los espectros de diseño, reducidos por Q , se calcularon los efectos sísmicos, que sumados a las cargas gravitacionales sirvieron para proporcionar las resistencias necesarias.

Para la revisión y comparación de los desplazamientos laterales dinámicos máximos se multiplicaron por Q los resultados de los análisis obtenidos con los espectros reducidos, según propone el RDF-87.

3.5 Programas de cómputo para el análisis sísmico elástico-lineal

3.5.1 ETABS

El programa ETABS es una herramienta que se emplea para el análisis estático y dinámico de estructuras tipo edificios sujetas a cargas verticales y laterales (viento, sismo), bajo comportamiento elástico-lineal.

La formulación del modelo se lleva a cabo mediante la idealización del edificio como un ensamble de los diferentes elementos estructurales interconectados por las losas que se idealizan como diafragmas infinitamente rígidos en su propio plano. Esto es, todo el movimiento de un piso se reduce a tres grados de libertad: dos de traslación y un giro. Sin embargo, permite que las columnas puedan estar desconectadas en sus extremos superiores al sistema de piso.

En este programa se manejan los elementos estructurales: vigas, diagonales, paneles y columnas; se incluyen los efectos de las deformaciones por flexión, cortante y carga axial. La participación del nudo, para fines de la rigidez lateral, también se toma en cuenta en los análisis.

Las cargas pueden ser: verticales (tipos I, II y III), laterales estáticas (tipos A y B), y dinámicas (a partir de un espectro de respuesta hasta en tres direcciones, y con un acelerograma para una sola dirección de análisis).

A nivel de resultados se pueden obtener los factores de participación, configuraciones modales, periodos de vibración, desplazamientos y elementos mecánicos de miembros estructurales para las combinaciones de cargas para diseño o las que sean necesarias. Permite la impresión de gráficos de resultados, tomar en cuenta los efectos $P - \Delta$ para los análisis estático y dinámico, conocer los elementos mecánicos últimos para diseño a paños de los elementos estructurales, y diseñar elementos estructurales de acero y de concreto. Para revisar las respuestas, es muy importante la interacción entre el usuario y el programa por medio del post-procesador de gráficas, tanto a nivel de generación de datos como de resultados.

3.5.2 SAP-90

Este programa se basa en la teoría del elemento finito. Es una herramienta para analizar cualquier tipo de estructura; esto es, es de uso general.

La formulación de cada modelo se lleva a cabo idealizando la estructura como un ensamble de nudos interconectados por barras o elementos de dimensiones finitas.

El programa permite manejar cuatro tipos de elementos:

- | | |
|-----------|---|
| a. Frame | (marco, en tres dimensiones) |
| b. Shell | (placa, en tres dimensiones) |
| c. Asolid | (elemento plano en dos dimensiones) |
| d. Solid | (elemento tipo ladrillo, en tres dimensiones) |

Los análisis que se manejan son estático y dinámico; permite combinar cargas gravitacionales, térmicas, de preesfuerzo y dinámicas.

Los resultados obtenidos con el programa son periodos de vibración, formas modales, desplazamientos, esfuerzos, elementos mecánicos, etc.

Cuenta con un post-procesador para graficación, lo que permite revisar la generación de las mallas durante la elaboración del modelo matemático; también, a nivel de post-procesador, muestra la geometría deformada estática y formas modales para los diferentes elementos utilizados (frame, shell, asolid y solid). Con este post-procesador se pueden revisar los diagramas de elementos mecánicos en los miembros tipo frame, así como también las distribuciones de esfuerzos en los otros tipos de elementos finitos utilizados.

3.6 Criterios de diseño sísmico

3.6.1 Antecedentes

Ante los sismos con periodos de recurrencia grandes, como los que se generan en la placa de subducción de Cocos (costas del Pacífico) y que se sienten en la Cd. de México, no es económicamente razonable diseñar las construcciones para que los soporten sin daño. Debe buscarse proporcionar las estructuras con la suficiente seguridad para que en el peor de los casos no se colapsen, pero por otro lado sin exceder los costos de niveles razonables. En el diseño sismorresistente la meta es restringir la posibilidad de un colapso en sismos violentos, aunque se produzcan daños serios. Se debe diseñar para que la estructura sólo presente ligeros daños estructurales ante temblores de intensidad mediana. Y, ante sismos pequeños las estructuras deben comportarse sin tener ningún problema.

Por tanto, el objetivo fundamental del diseño sísmico es suministrar la capacidad lateral suficiente para resistir y disipar la energía que en ella se genera ante un evento violento, sin que la estructura llegue al colapso o que tenga daños irreparables. Otra alternativa sería proporcionar una resistencia muy grande, para resistir el sismo dentro de los límites del comportamiento elástico.

El segundo objetivo es prevenir daños y pánico a los ocupantes en sismos de servicio que puedan ocurrir durante la vida útil de la construcción. Esto se logra suministrando a la estructura una rigidez mínima adecuada ante cargas laterales.

Así, de acuerdo a lo anterior, las propiedades fundamentales que gobiernan al comportamiento sísmico de una estructura, son: resistencia y rigidez lateral, y ductilidad ante cargas laterales. Combinar las tres características anteriores de la mejor forma posible no es fácil de conseguir, ya que una estructura rígida es resistente y al mismo tiempo poco dúctil.

3.6.2. Criterios de diseño del Reglamento de Construcciones de 1987 para el Distrito Federal, RDF-87

Para los análisis de los diseños sísmicos de este trabajo se aplicó el método dinámico modal espectral como lo decretan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-SISMO). Para fines comparativos se realizaron análisis sísmicos estáticos. A los efectos del sismo se sumaron los de las cargas muertas y vivas.

Según el código, para la combinación de cargas muertas y vivas se debe prever la posibilidad de exceder el valor de la carga considerada, por aglomeración temporal de personas o muebles en cualquier parte de la estructura; para el caso de estructuras del grupo A (escuelas) se debe usar el factor de carga de 1.5 en lugar de 1.4. Cuando el análisis se refiera a la combinación de acciones permanentes, variables y accidentales (sismo), la posibilidad de que se puedan superar las cargas máximas disminuye, por lo que el factor de carga se tomará igual a 1.1 .

Para la combinación de acciones permanentes y variables se empleará la intensidad máxima de la carga viva que especifica el RDF, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Para las combinaciones de carga permanentes, variables y accidentales, se incluirán las acciones variables con sus valores instantáneos.

Para tomar en cuenta los efectos de los temblores, actualmente en el diseño se utiliza el coeficiente sísmico, que se define como el cociente de la fuerza cortante basal entre el peso total de la estructura que se encuentra por encima del punto donde no hay restricción al desplazamiento horizontal. El coeficiente sísmico varía según la zona de desplante de la estructura y la importancia de la construcción. En este trabajo, por tratarse de una estructura clasificada como del grupo A y desplantada en la zona tipo III, el coeficiente sísmico resultó de:

$$c = (0.40 * 1.5) = 0.60$$

Conocidos los coeficientes sísmicos es posible construir los espectros de diseño de aceleraciones. Estos espectros se emplean para el análisis dinámico modal. Para el análisis estático se emplea el coeficiente sísmico c , o un coeficiente reducido según el periodo fundamental.

Los espectros así contruidos son "elásticos", ya que determinan las fuerzas laterales para las que se diseña la estructura, y se quiera que permanezca sin presentar fluencias ante un sismo de importancia. Para obtener las fuerzas sísmicas de diseño, cada una de las ordenadas del espectro elástico se dividen entre el factor de comportamiento sísmico Q . Los valores de Q que se emplearon en los modelos de estudio son 2 y 4, con los que se proporcionaron las resistencias necesarias.

El código recomienda que la seguridad sísmica debe proporcionarse ante los estados límite de servicio (desplazamientos) y de falla (resistencias), para lo que es necesario diseñar cumpliendo con dichas limitaciones. Al proporcionar la estructura debe cuidarse que la diferencia de desplazamientos laterales de pisos consecutivos $(\Delta_{x,i})$, entre la altura de entrepiso correspondiente (h_i) , no debe exceder de 0.006 cuando las deformaciones de la estructura puedan afectar elementos no estructurales y 0.012 para aquellas estructuras en que se garantice que dichos elementos no estructurales estarán desligados.

3.6.3 Obtención de los elementos mecánicos de diseño

Las distintas acciones no se presentan en forma aislada sobre la estructura, sino que pueden acontecer simultáneamente. Por esto, se hace imprescindible que en el diseño, además de reconocer y estimar las posibles acciones, se analice cuales de ellas pueden actuar conjuntamente y así considerar sus efectos combinados. Para este trabajo los análisis se efectuaron superponiendo los efectos de las cargas gravitacionales con los del sismo, bajo los siguientes factores de carga:

$1.5 * (CM + CV)$, $1.1 * (CM + CV + CS)$.

3.6.4 Diseño de las secciones críticas

El diseño se llevó a cabo según lo especifica el RDF-87 y sus Normas Técnica Complementarias correspondientes. Las cuantías de acero en columnas y vigas, se proporcionaron según la magnitud de los elementos mecánicos de diseño; esto es, se diseñó al límite inferior procurando no dejar reservas adicionales de resistencia con respecto de las mínimas requeridas por el código. Las secciones se proporcionaron para cumplir con los requisitos generales que establecen las Normas de concreto, así como también lo requerido para marcos dúctiles en los diseños de $Q = 4$.

Para efectuar los análisis inelásticos, es preciso conocer las resistencias en los extremos de los elementos, o en la sección donde se suponga que se desarrollarán articulaciones plásticas. En este trabajo se consideraron los extremos, tanto en columnas como en vigas.

3.6.5 Hipótesis de diseño de elementos estructurales de acero.

3.6.5.a Miembros de acero a tensión

Los miembros a tensión se localizan en casi todas las estructuras de acero. Estos existen como miembros principales estructurales en puentes y estructuras tipo edificios de múltiples niveles. Frecuentemente se utilizan como miembros secundarios, como atiesadores para sistemas de piso armados y para suministrar soporte a los sistemas de muros con largueros. Los miembros a tensión son en general de forma simple o en algunos casos con configuraciones estructurales más complicadas. Las formas estructurales simples son más económicas. Sin embargo, se requieren los miembros de secciones combinadas cuando:

- La sección terminada elemental no posee la suficiente capacidad a tensión
- La relación de esbeltez no suministra la rigidez idónea
- Los efectos de flexión asociados a la tensión demandan una importante rigidez lateral
- Hay detalles de unión poco comunes que solicitan una sección singular
- Se tienen controles estéticos más estrictos

La dificultad de diseñar un miembro a tensión es fundamentalmente la de suministrar un área transversal capaz de soportar las cargas aplicadas con un apropiado factor de seguridad. Los procedimientos habituales de diseño se fundamentan en la resistencia última. Un miembro a tensión, sin orificios, alcanza su resistencia cuando todas sus fibras han alcanzado su fluencia por lo que la distribución de esfuerzos de tensión es uniforme.

La resistencia es expresada como:

$$F_y A_g$$

donde

A_g Área de la sección transversal neta

F_y Esfuerzo de fluencia a la tensión

Por otro lado, la resistencia de un miembro a tensión con orificios es expresada como:

$$F_y A_n$$

donde

A_n Área neta de la sección transversal

La carga en condiciones de servicio se obtiene dividiendo la resistencia por un factor de seguridad, a saber:

$$R_t = \frac{F_y A_n}{FS} = F_t A_n$$

donde

F_t Límite de esfuerzo permisible para condiciones de servicio

El valor de F_t es del orden de 0.5 a 0.60 F_y , dependiendo de que la área sea neta o bruta, respectivamente.

Los miembros a tensión que son demasiado largos pueden llegar a pandearse excesivamente, debido a su propio peso. Además, pueden también vibrar en exceso cuando dominan fuerzas de viento o cuando soportan equipo del tipo vibratorio como abanicos o compresores. Para reducir los problemas de deflexiones y vibraciones se debe proporcionar una rigidez adecuada, a partir de la relación de esbeltez (l/r) donde l es la longitud y r el radio de giro mínimo, $r = \sqrt{I/A}$. Los valores máximos de relaciones de esbeltez para miembros a tensión están dadas por AISC y ASSHTO según:

	AISC	ASSHTO
Miembros principales	240	200
Miembros laterales de apuntalamiento y otros secundarios	300	240
Miembros en que puede haber inversión de esfuerzos	----	140

Para tomar en cuenta los efectos de esbeltez en los miembros a tensión debe utilizarse la relación de esbeltez mayor, según los dos ejes principales. El diseñador debe considerar el eje principal más débil.

3.6.5.b Miembros de acero a compresión

Se conoce por columna al miembro cuyo comportamiento estructural está dominado por la compresión. La columna cargada axialmente se determina cuando transmite una fuerza de compresión centróidal, lo cual es una condición de carga teórica. En realidad, las columnas están bajo carga axial, además de momento flexionante, debidos a la curvatura accidental, imperfecciones iniciales o involuntaria excentricidad final. Tales momentos flexionantes pueden disminuir la resistencia del miembro, como se observa en la figura siguiente; son tomados en cuenta en la fórmula de diseño con un apropiado factor de seguridad. En las columnas de acero a compresión los efectos de pandeo tienden a ser importantes.

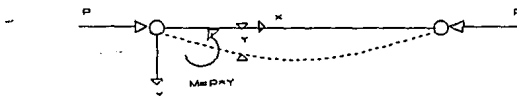


Fig 3.1.-Configuración de pandeo de una columna sujeta a compresión

En los miembros de acero a compresión, la resistencia al pandeo disminuye con un aumento de longitud. Más allá de una cierta longitud el esfuerzo de pandeo cae abajo del límite de proporcionalidad del material; para una columna esbelta la carga de pandeo es dada por la fórmula de Euler,

$$P_e = \frac{\pi^2 E I}{l^2} \quad (3.1)$$

El esfuerzo de fluencia, F_y no se presenta en la ecuación anterior porque no tiene un papel decisivo en la resistencia de una columna muy larga.

La carga de Euler, P_e , es la carga que domina justo en la configuración de deflexión mostrada en la fig 3.1

Si ambos miembros de la ecuación anterior son divididos por A y es introducida la relación $I = A r^2$ donde r^2 es el radio de giro al cuadrado de la sección, la carga de pandeo puede expresarse en términos de esfuerzo, F_e :

$$F_e = \frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 E I}{A l^2} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{r}\right)^2} \quad (3.2)$$

La ecuación anterior 3.2 puede ser modificada, para otras condiciones de apoyo en los extremos. Para pandeo puramente por flexión, $K l$ es la longitud entre puntos de inflexión, y se le conoce como longitud efectiva, por lo que la ecuación 3.2 se convierte en:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\frac{K l}{r^2}} \quad (3.3)$$

En el caso de acero estructural, la presencia de esfuerzos residuales es un factor importante en la configuración de la curva de transición entre columnas cortas y largas. Los esfuerzos residuales son resultado de enfriamiento desigual, ondulado, soldadura, oxígeno, esfuerzos de cortante u operaciones frío-enderezamiento, como se nota en la fig 3.2.

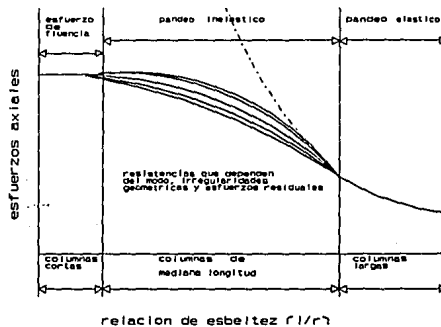


Fig 3.2.- Curvas de esfuerzos en columnas

Dependiendo de la relación de esbeltez, la resistencia de columnas se calculará lo siguiente:

Para $\frac{K l}{r} < C_c$

$$F_c = \left[1 - \frac{1}{2 C_c^2} \left(\frac{K l}{r} \right)^2 \right] F_y \quad (3.4)$$

donde

F_c resistencia de la columna

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}}$$

Para $\frac{K l}{r} \geq C_c$ la fórmula de Euler será aplicada.

Y para columnas que soporten cargas de diseño, la fuerza permisible, F_a , se determina dividiendo F_c o F_c por el factor de seguridad. Al diseñar las columnas de acero puede utilizarse las curvas de la fig 3.2, de acuerdo al siguiente procedimiento:

1. Para $\frac{K l}{r} < C_c$ se emplea la ec 3.4 por lo que la fuerza de compresión permisible es:

$$F_a = \left[1 - \frac{K l^2}{2 C_c} \right] \frac{F_y}{FS} \quad (3.5)$$

donde

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{K l}{C_c} - \frac{1}{8 C_c^3} \left(\frac{K l}{r} \right)^3 \quad (3.6)$$

2. Cuando $C_c = \frac{K l}{r} < 200$ se emplea la fórmula de Euler, ec (3.3):

$$C_c = \frac{\pi^2 E}{FS \left(\frac{K l}{r} \right)^2} \quad (3.7)$$

donde

$$FS = \frac{23}{12} = 1.92 \quad (3.8)$$

Para elementos de apuntalamiento y miembros secundarios, cuando $\frac{l}{r}$ está entre 120 y 200, la fuerza de compresión admisible F_{as} es;

$$F_{as} = \frac{F_a}{1.6 - \frac{l}{200 r}} \quad (3.9)$$

Las expresiones anteriores son aplicables de acuerdo al criterio de esfuerzos permisibles (ASD), propuesto en los códigos para el diseño de elementos estructurales de acero.

Resistencias de compresión según el criterio con factores de carga y de resistencia (LRFD)

El AISC emplea las siguientes expresiones:

$$\lambda_c = \frac{K l}{r \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = cte \quad (3.10)$$

si $0 \leq \lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} f_y \quad (3.11)$$

si $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} f_y = 0.877 F_E \quad (3.12)$$

donde

F_{cr} = Esfuerzo crítico a la compresión

$$F_E = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K l}{r}\right)^2} = \text{Resistencia nominal a la compresión} \quad (3.13)$$

$$P_n = A_g F_{cr} = \text{Factor de reducción de resistencia a compresión} \quad (3.14)$$

$hi_c = 0.85$ = Factor de reducción de resistencia a compresión

$$P_R = \phi_c P_n = \text{Resistencia de diseño a la compresión} \quad (3.15)$$

Los factores de resistencia varían como

- 0.9 Tensión
- 0.9 Vigas (vigas compuestas $\phi = 0.85$)
- 0.85 Compresión
- 0.75 Falla en tensión por fractura

Cabe aclarar que el diseño de las diagonales de acero del modelo 4 se hizo de acuerdo a ambos criterios ASD y LRFD, para fines comparativos. Los diseños se llevaron a cabo manualmente y los cálculos se verificaron con los obtenidos mediante el post-procesador de diseño de elementos de acero

del programa de análisis ETABS. Enseguida se muestran las principales características de dicho post-procesador.

3.7 Descripción del programa STEELER para diseño de elementos de acero

Steeler es un post-procesador de diseño y verificación de elementos de acero para los análisis estático y dinámico tridimensional del programa ETABS.

El programa permite diseñar según el código Uniform Building Code (UBC) o el American Institute of Steel Construction (AISC) para los criterios de esfuerzos permisibles (Allowable Stress Design Specification, ASD), diseño plástico (Plastic Design Specifications) o según el criterio de factores de carga y resistencia (Load Resistance Factor Design, LRFD).

En el proceso de revisión de esfuerzos, de las diferentes secciones transversales, se calculan las relaciones máximas de esfuerzos con base a las combinaciones de carga que el usuario especifica.

Las relaciones de esfuerzos pueden observarse gráficamente por el post-procesador PLOTTER, disponible en el mismo paquete de análisis.

3.8 Ductilidad

En el momento de que una estructura se vea solicitada hasta poco antes del colapso, ésta debe ser capaz de desarrollar deformaciones plásticas importantes, lo que impide en el mejor de los casos el derrumbe total. Durante el proceso de carga, las secciones van alcanzando sus resistencias de forma gradual; esto es, se van formando las articulaciones plásticas, ocurriendo así una redistribución de esfuerzos hacia aquellas zonas menos cargadas, lo cual permite transmitir carga lateral adicional hasta alcanzar su valor último. La carga última se alcanza cuando se desarrolla el mecanismo de falla, es decir cuando se forma el número suficiente de articulaciones plásticas para que la estructura sea inestable y por tanto ya no sea capaz de soportar carga adicional.

Teniendo presente lo anterior, el diseño sísmico moderno se basa en la absorción y disipación de energía mediante las deformaciones inelásticas que llegan a presentarse durante sismos importantes. Las estructuras que no se hayan diseñado en forma dúctil, deberán resistir fuerzas sísmicas muy grandes para evitar el colapso.

Para lograr grandes ductilidades, el diseño debe ser llevado a cabo cuidadosamente, tanto en lo que se refiere a cantidades de refuerzo como en los detalles. En las vigas debe tenerse cuidado de que ocurra la fluencia del acero a tensión ante la acción del momento flexionante; en las columnas bajo flexocompresión debe revisarse la magnitud de la carga axial actuante, para que así se tenga mayor o menor confinamiento dependiendo de que las cargas verticales resulten por arriba o por abajo de la condición balanceada, respectivamente.

Las investigaciones señalan que para niveles de carga axial superiores a la carga balanceada, la ductilidad sufre una reducción muy importante, contrario a lo que puede ocurrir en las vigas. Si se confina el núcleo del concreto mediante suficiente refuerzo transversal en forma de estribos o hélices, se aumenta sustancialmente la ductilidad del miembro, por lo que se logra un mejor comportamiento

dúctil global. En vigas con cuantía de acero a tensión menor que la requerida en la condición balanceada, se implica una gran capacidad rotacional sin reducción representativa del momento último.

3.8.1 Requisitos generales

Un marco dúctil es una estructura monolítica que está formada por vigas y columnas, capaz de soportar una serie de ciclos de comportamiento inelástico, sin disminución significativa de su resistencia. Dichas estructuras son diseñadas para resistencias menores que las que se requerirían en estructuras con comportamiento elástico. Lo anterior es porque el marco dúctil disipa parte de la energía del sismo en los ciclos histeréticos.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo), especifican que las estructuras formadas por marcos dúctiles pueden diseñarse para fuerzas sísmicas reducidas por un factor de comportamiento sísmico, Q , de 4 o 3. Lo anterior también es aplicable en estructuras con marcos y muros o contravientos, siempre y cuando la fuerza sísmica resistida por los marcos en cada entrepiso sea por lo menos el 50 por ciento del total. Esto es válido porque aunque el muro tiene menos capacidad de deformarse que el marco, en una estructura formada por ambas, si fallan los muros, los marcos son otra línea de defensa para evitar el colapso. Además, ningún marco deberá diseñarse para tomar menos del 25 por ciento de la fuerza cortante horizontal que le correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura.

En este tipo de estructuras, la resistencia especificada para el concreto, $f'c$, no será menor de 250 kg/cm². Las barras de refuerzo serán corrugadas de grado no mayor al 42 ($f_y \leq 4200$ kg/cm²); deben poseer fluencia definida en un esfuerzo que no exceda el de fluencia en más de 1300 kg/cm².

3.8.1 a Miembros a flexión

Son miembros que trabajan fundamentalmente a flexión y dentro de estos se encuentran las vigas y columnas con cargas axiales pequeñas con:

$$P_u \leq \frac{A_g f'c}{10}$$

donde

P_u : Carga axial

A_g : Area bruta de la sección transversal

Requisitos geométricos

- a. El claro libre debe ser mayor que cuatro veces el peralte efectivo ($L \geq 4d$)
- b. Para evitar pandeo lateral en sistemas de viga y losas monolíticas, la separación de los apoyos entre el ancho de la viga no debe ser mayor de 30.
- c. La relación del peralte y el ancho no debe ser mayor de 3. ($\frac{h}{b} < 3$)
- d. El ancho de la viga será mayor de 25 cm y no debe exceder el ancho de la columna a la que llega.
- e. El eje de la viga no debe separarse del eje de la columna más de un décimo del ancho de la columna. ($e \leq \frac{a}{10}$)

Refuerzo longitudinal

Cualquier sección requiere refuerzo tanto en el lecho superior como en el inferior, y el área de acero no será menor a

$$\frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d$$

Y, éste será por lo menos de dos varillas de 12.7 mm de diámetro (No. 4). El refuerzo de acero a tensión no debe ser mayor al 75 por ciento de la cuantía balanceada.

En el paño con el apoyo el momento resistente positivo de la viga no será menor que el 50 por ciento del momento resistente negativo. Y, a lo largo del miembro, tanto el momento positivo como el negativo, no serán menores que el 25 por ciento del momento resistente correspondiente en los extremos.

Se permiten los traslapes si se coloca refuerzo transversal de confinamiento y la separación de éste no será mayor de $0.25d$ ni que 10 cm. Los traslapes no se permiten dentro de los nudos, en zonas donde se indique que se forman articulaciones plásticas, y en una distancia igual a dos veces el peralte del miembro a partir del paño del apoyo.

Pueden armarse paquetes de varillas longitudinales de hasta dos barras.

Refuerzo transversal para confinamiento

Son estribos cerrados con un diámetro mínimo de 7.9 mm (No. 2.5); y se suministrarán en las zonas críticas:

- a. Sobre una distancia de dos peraltes a partir del paño, en cada extremo.
- b. En una porción igual a dos veces el peralte de cada lado de las zonas donde se indique la posible formación de articulaciones plásticas.

El primer estribo se colocará a 5 cm del paño del miembro. La separación de los estribos no excederá ninguno de los siguientes valores:

0.25 veces el peralte efectivo
 8 veces el diámetro de la varilla longitudinal más delgada
 24 veces el diámetro del estribo
 30 cm

Los estribos deben ser cerrados y rematar en una esquina con dobleces de 135 grados seguidos por tramos rectos de no menos 10 veces su diámetro. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal.

En las zonas convencionales la separación de estribos no será mayor a la mitad del peralte efectivo o el requerido por cortante.

Refuerzo transversal para fuerza cortante

En los miembros que trabajan a flexión no debe presentarse la falla por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas en ellos. La fuerza cortante debe obtenerse suponiendo los momentos flexionantes en los extremos del mismo sentido, sin factores de reducción, y el esfuerzo en el acero de tensión no menor a 1.25 veces el esfuerzo de fluencia real. Otra opción es tomar la fuerza cortante última del análisis, tomando un factor de reducción de la resistencia igual a 0.6 para el cálculo de la resistencia del concreto al cortante. En las zonas donde el cortante causado por el sismo sea igual o mayor que la mitad del cortante obtenido como se indicó anteriormente, se desprecia la contribución del concreto en la resistencia al cortante.

El refuerzo transversal para fuerza cortante deben ser estribos cerrados con un diámetro mínimo de 7.9 mm (No. 2.5).

3.8 1 b Miembros a flexocompresión

Son miembros en los que la carga axial de diseño resulta mayor a $\frac{A_g f'_c}{1.0}$

Requisitos geométricos

- La dimensión transversal mínima no será menor de 30 cm.
- El área A_g , no será menor que $\frac{P_u}{0.5 f'_c}$
- La relación entre la dimensión transversal y la perpendicular a ella no debe ser menor que 0.4 .
- La relación entre la altura libre y la dimensión transversal menor no excederá de 15.

Resistencia mínima a flexión

Las columnas pueden dimensionarse con los momentos y fuerzas axiales últimas obtenidos de los análisis elásticos, utilizando entonces el factor de reducción de resistencia de 0.6 .

Otra opción es que la suma de los momentos resistentes de las columnas que llegan al nudo sea mayor o igual a 1.5 veces la suma de los momentos resistentes de las vigas.

Quando se calcula la carga axial de diseño con la cual se obtiene el momento resistente, se utilizará la carga axial debido al sismo como el doble de la calculada, cuando tienda a un momento menor.

Refuerzo longitudinal

La cuantía de acero longitudinal, ρ , deberá tener un valor mínimo de 0.01 y un valor máximo de 0.04. Los paquetes de varillas estarán formados por dos barras. Los traslapes sólo serán válidos en la mitad central del elemento. Las uniones de barras soldadas o con dispositivos mecánicos se pueden utilizar en cualquier sección transversal del elemento, si se unen barras alternadas y en la unión de barras adyacentes los enlaces tengan una separación mínima de 60 cm.

Refuerzo transversal

El grado del acero no debe ser mayor que el 42 ($f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$). Se deben evitar problemas de cortante y de torsión, en las zonas donde es posible la formación de articulaciones plásticas y pandeo

de la barras longitudinales. Los estribos o zunchos deberán tener una separación máxima de:

a. $\frac{850}{\sqrt{f_y}} \phi_{varilla}$

b. $48 \phi_{estribo}$

c. $\frac{\text{dimensión corta}}{2}$

La separación máxima de estribos se reducirá un 50 por ciento y se suministrará en ambos extremos de la columna en una longitud mínima mayor o igual a 60 cm, un sexto de la altura libre, o la dimensión mayor transversal. En las columnas de planta baja el refuerzo llegará hasta la mitad de la altura y debe continuar dentro de la cimentación al menos una longitud de desarrollo de la barra más gruesa.

El refuerzo transversal en las zonas críticas de las columnas de núcleo circular, el porcentaje volumétrico de refuerzo helicoidal o estribos circulares, p_v , no debe ser menor que

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

donde

A_g : Área transversal de la columna

A_c : Área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal

f_y : Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

f'_c : Resistencia especificada del concreto a compresión

En las columnas con núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna, no es menor que

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} s h_c \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f'_c}{f_y} s h_c$$

donde

s Separación del refuerzo transversal

h_c Dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área A_{sh}

El refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza, con un diámetro mínimo de 9.5 mm (No. 3). Pueden utilizarse grapas del mismo diámetro y estar espaciadas igual que los estribos; cada extremo de la grapa debe abarcar una barra longitudinal del contorno con un doblez de 135 grados, además de un tramo recto de al menos 10 diámetros de la grapa.

La separación máxima del refuerzo transversal es del 0.25 veces la dimensión menor de la sección transversal o 10 cm. La distancia centro a centro entre ramas de estribos sobrepuestas es de 45 cm, entre estribos y grapas de 25 cm, y entre estribos sencillos de 45 cm.

Requisitos para fuerza cortante

Los elementos a flexocompresión deben dimensionarse de tal manera que no fallen por cortante antes de que se forman articulaciones plásticas en dichos miembros estructurales.

La fuerza cortante de diseño se puede obtener a partir de los resultados factorizados del análisis elástico, usando un factor de reducción de resistencia de 0.5. Otra opción es obtener la fuerza cortante de diseño interna del elemento a partir de los momentos resistentes de los extremos, con un factor de resistencia igual a 0.8 .

El refuerzo para fuerza cortante debe ser con estribos cerrados de una pieza o con hélices contínuos, ambos con un diámetro mínimo de 9.5 mm (No. 3) y con un esfuerzo de fluencia no mayor a 4200 kg/cm² .

Uniones viga-columna **Requisitos generales**

En la revisión de la resistencia por fuerza cortante de la unión, el esfuerzo de tensión del acero longitudinal de las vigas que llegan a la unión es de 1.25 veces f_y . El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan al nudo deben pasar a través del núcleo de la columna y el acero longitudinal de las columnas debe continuarse a través del nudo.

Refuerzo transversal

Si al nudo llegan cuatro trabes y el ancho de cada una de ellas es mayor o igual a 0.75 veces el ancho de la columna, puede utilizarse la mitad del refuerzo transversal mínimo especificado en las normas de concreto.

Resistencia a fuerza cortante

Debe revisarse la capacidad a cortante del nudo en cada una de las direcciones principales. La fuerza cortante debe calcularse en un plano horizontal a media altura del nudo.

Si el nudo está confinado (llegan cuatro vigas), la resistencia de diseño a fuerza cortante será

$$5.5 F_R \sqrt{f'_c} b_e h$$

Y si el nudo no está confinado, será igual a

$$4.5 F_R \sqrt{f'_c} b_e h$$

donde

b_e : Ancho efectivo del nudo

h : Dimensión transversal en la dirección de la fuerza

b_e se tomará igual al promedio del ancho de las vigas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, pero no mayor que el ancho de las vigas más h .

3.9 Hipótesis de análisis inelásticos paso a paso

El comportamiento inelástico de la estructura ante la aplicación de un sismo, es resultado de la variación de las propiedades de la estructura al final de cada intervalo de tiempo en que se divide la duración de la acción. Esto es, para fines analíticos se divide la excitación en intervalos de tiempo muy pequeños (conocidos como pasos de duración Δt_i) y se calcula la respuesta de la estructura para cada paso Δt_i , guardando siempre la respuesta del paso anterior, hasta llegar al final.

Se calcula la respuesta elástica para cada Δt_i , y se revisa al final de dicho intervalo la resistencia de los miembros contra la ecuación resultante; si se alcanza la resistencia en un miembro determinado, se corrige su rigidez local y la global para de nuevo analizar ante el nuevo Δt_i . El proceso es llevado a cabo de la misma forma, paso a paso, hasta llegar al final del temblor.

3.9.1 Equilibrio dinámico

La ecuación generalizada del equilibrio dinámico, está dada por :

$$F_I(t) + F_D(t) + F_E(t) = R(t)$$

donde

F_I Fuerzas de inercia que se oponen al movimiento, dadas por $F_I = m \ddot{v}$; \ddot{v} es la aceleración y m es la matriz de masas del sistema

F_D Fuerzas producidas por el amortiguamiento, dadas por $F_D = c \dot{v}$; \dot{v} es la velocidad y c es la matriz de amortiguamiento

F_E Fuerza producida por la rigidez del sistema igual a $F_E = k v$; v es el desplazamiento y k la rigidez lateral del sistema

La solución de las ecuaciones de equilibrio se lleva a cabo mediante integración directa paso a paso.

Existen muchos métodos para llevar a cabo dicha etapa, pero los más recomendables son aquellos que no crean inestabilidad numérica, y que además convergen rápidamente. El programa de computadora DRAIN-2D, paquete utilizado en este trabajo para el cálculo de la respuesta dinámica paso a paso, se apoya en el método de aceleración constante, que se ha demostrado que satisface las condiciones anteriores. Sobre este tema hay bibliografía disponible; no es idea de este estudio profundizar más al respecto.

3.10 Cálculo de respuestas dinámicas inelásticas

Para realizar los análisis dinámicos no lineales paso a paso necesarios en cada uno de los modelos del trabajo, se empleó el programa de computadora DRAIN-2D, como ya se había mencionado anteriormente; es una herramienta que calcula las respuestas inelásticas de estructuras bidimensionales con cualquier tipo de configuración ante cualquier movimiento sísmico del terreno.

Para fines de este estudio se utilizó la componente del movimiento del terreno este-oeste registrado en la estación SCT de la Ciudad de México durante los sismos de Michoacán de 1985. El registro tuvo una duración total de 160 segundos; para estos análisis se utilizó sólo la parte más intensa del registro, 50 segundos. La aceleración máxima del terreno fue de 0.17 g, aproximadamente.

El modelado analítico de todas las estructuras, se hizo tal que las respuestas elásticas de los análisis por carga vertical y por cargas laterales obtenidas con el ETABS y con el DRAIN-2D fuesen iguales, para así garantizar que las estructuras analizadas (antes del posible excursionamiento en el rango inelástico) eran las mismas en ambos tipos de análisis.

Descripción del programa DRAIN-2D

El programa sirve para calcular la respuesta dinámica de estructuras bidimensionales inelásticas bajo temblores. La estructura está compuesta de una variedad de elementos, con comportamiento diferente y características de fluencia específicas.

El programa maneja cuatro tipos de elementos distintos: armadura, viga-columna, panel de cortante y conexiones semirígidas.

La estructura es idealizada como un ensamble de barras interconectadas por los nudos. Las coordenadas de cada nudo se definen con respecto a un sistema plano de coordenadas global, con el eje X horizontal y el eje Y vertical.

Cada nudo tiene tres posibles grados de libertad: desplazamiento horizontal, vertical y giro. El programa permite, en caso de ser necesario, que algunos desplazamientos puedan ser cero, así como obligar que los desplazamientos de diferentes nudos puedan ser iguales.

Los principales conceptos que el programa utiliza al determinar y calcular la respuesta del modelo son:

- a. Propiedades geométricas de cada elemento
- b. Tamaño de nudos
- c. Criterio de fluencia
- d. Pendiente post-elástica en las relaciones momento-rotación de las articulaciones plásticas
- e. Efectos de segundo orden
- f. Amortiguamiento viscoso
- g. Paso de integración Δt

Propiedades geométricas de los elementos

Durante el modelado se tomó en cuenta el efecto del agrietamiento en las trabes de concreto reforzado.

Las columnas en cambio se consideran a partir de la sección transversal bruta, despreciando los efectos del agrietamiento ya que la carga axial existente reduce de manera importante la probabilidad de agrietamiento.

Tamaño de los nudos

Se consideró que el eje horizontal del entrepiso se halla en la parte superior de la losa y el eje vertical de las columnas. Lo anterior se llevó a cabo para tomar en cuenta la participación del nudo con la rigidez lateral de cada modelo, así como también para que las secciones críticas en los que hay posibilidad de fluencia fueran aquellas secciones localizadas en los paños de columnas y vigas, dependiendo del tipo de elemento estructural. En el tamaño del nudo participan el peralte de la trabe y el ancho de la columna

Criterio de fluencia

Las columnas se crearon con el elemento que el DRAIN-2D llama viga-columna; este permite definir un diagrama de interacción trilineal como criterio de fluencia. Ya que en realidad un diagrama de interacción es una curva continua, la idealización se hizo en forma tal que reproducirá de manera casi exacta la parte del diagrama de interacción real donde puede suceder la fluencia. (ver fig 3.10.1.)

Si durante un Δt_i , el análisis dinámico se calcula una combinación P-M que se halle sobre o ligeramente fuera del diagrama, se introducirá una articulación plástica y se modificará la matriz de rigidez para el siguiente Δt_i . La ley de histéresis que siguen las articulaciones es elasto-plástica.

Las vigas se crean utilizando el elemento viga de concreto reforzado. Este permite incluir el fenómeno de degradación de rigidez a través del modelo de Takeda. El modelo histérico se muestra en la figura 3.10.2 .

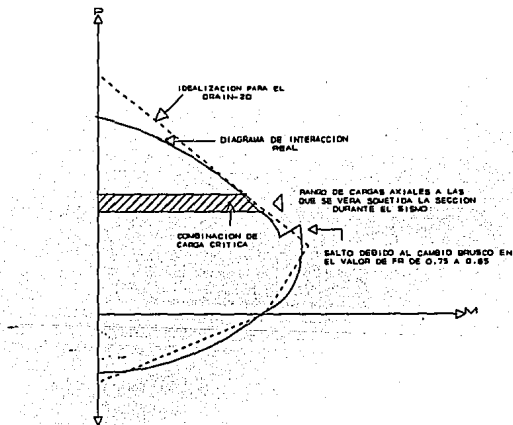


Fig 3.10.1 .- Idealización trilineal del diagrama de interacción para el criterio de fluencia en columnas según el DRAIN-2D

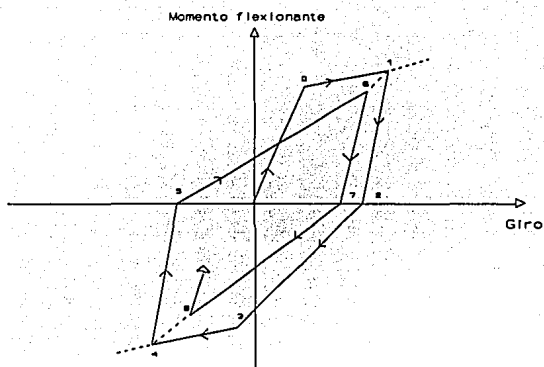


Fig 3.10.2 .- Fenómeno de degradación de rigidez, modelo de Takeda implementado en el DRAIN-2D

El programa utiliza el concepto simplificado de articulaciones plásticas concentradas, pero en realidad la fluencia sucede en forma gradual en zonas que no tiene dimensiones nulas; esto es, llegar a presentarse en una cierta longitud plásticas l_p . Una de las consecuencias de la articulación plástica concentrada es que puede reducir en forma drástica la rigidez tangente del elemento al obtener la fluencia, cuando en realidad la rigidez se degrada gradualmente en dicha zona crítica.

Al formarse una articulación plástica, la componente elasto-plástica de la curva del comportamiento histérico cambia de coeficientes pero la elástica se mantiene igual.

Las estructuras ante los efectos del sismo presentan características especiales que deben tomarse en cuenta. Por ejemplo, en la fig 3.10.3 se muestra cómo varía el comportamiento de una viga de un marco sujeto al sismo, y en la cual se tienen fluencia. La variación de la respuesta a lo largo del claro es obvia; esto es, la fluencia no ocurre en un punto, sino en una longitud y además de forma gradual.

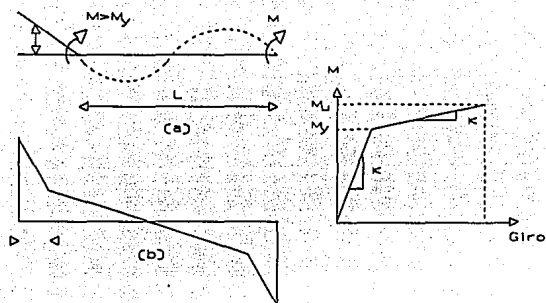


Fig 3.10.3 .- Distribución de curvaturas en un elemento con momentos antímétricos

Efectos de segundo orden

Normalmente, durante el análisis estructural, las ecuaciones de equilibrio se plantearon a partir de la configuración no deformada de la estructura, sin importar la magnitud de las cargas verticales y los desplazamientos laterales en cuanto a tener condiciones de flexión más grandes que las supuestas al despreciar dichos efectos conocidos como de segundo orden (también conocidos como $P - \Delta$). Aunque en las estructuras de este trabajo no son significativos (son estructuras de pocos niveles, no son esbeltas, y las cargas verticales resultan pequeñas), fueron tomados en cuenta durante los análisis sísmicos y por carga gravitacional realizados.

Estos efectos se toman en cuenta incluyendo la llamada matriz de rigidez geométrica en la generación de la rigidez de las columnas. Depende de la carga axial en la columna y por consiguiente es variable. El DRAIN-2D emplea una matriz geométrica constante usando la carga axial que se origina por las cargas gravitacionales; esta aproximación es aceptable ya que en las columnas donde el efecto $P - \Delta$ puede ser importante, la variación de la carga axial durante el sismo es mínima. La consideración anterior es bastante realista para los edificios de este trabajo. La matriz que utiliza el DRAIN-2D para tomar en cuenta los efectos $P - \Delta$ es exacta sólo para las columnas doblemente articuladas, es decir, que afecta solamente a los grados de traslación. Sin embargo, se ha demostrado que los resultados obtenidos tienen una buena aproximación, desde el punto de vista práctico.

Definición de amortiguamiento viscoso

El programa determina la matriz de amortiguamiento como proporcional de las matrices de masa y rigidez, en la forma:

$$[C] = a_0 [m] + a_1 [K] \quad (1)$$

Mediante la elección de los coeficientes a_0 y a_1 es posible calcular el porcentaje de amortiguamiento crítico que tendrían dos modos de vibrar lateral de la estructura elástica.

Los coeficientes a_0 y a_1 están dados por

$$a_0 = 4\pi \frac{(T_j \lambda_j - T_i \lambda_i)}{(T_j^2 - T_i^2)} \quad (2)$$

$$a_1 = \frac{T_i T_j (T_j \lambda_i - T_i \lambda_j)}{\pi (T_j^2 - T_i^2)} \quad (3)$$

Los parámetros λ_i y λ_j son los porcentajes de amortiguamiento viscoso supuestos en los periodos de la estructura elástica T_i y T_j .

Pasos de integración

Para llevar a cabo la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico, se utilizó el método de aceleración constante, con un intervalo de integración Δt_c . La exactitud de los resultados depende de la selección del paso de integración. En estructuras elásticas el uso de $\Delta t_c = \frac{T_i}{10}$ (T_i es el periodo fundamental de la estructura) garantiza que la respuesta de todos los modos con $\frac{10}{T_j} > T_i$ se estimen con exactitud; para estructuras inelásticas este criterio no es prácticamente válido y se precisa de verificar para elegir un paso Δt_c idóneo, con precisión suficiente y que sea lo más grande posible a fin de minimizar el esfuerzo numérico para obtener la solución. Pero, también que sea lo suficientemente pequeño para definir con exactitud la historia tiempo-aceleración del registro usado en la excitación.

Nudos intermedios en las trabes

Para fines de no perder información importante durante la respuesta inelástica, por la forma en que las estructuras son discretizadas en el DRAIN-2D, algunas veces conviene definir nudos intermedios con las vigas que no corresponden con la unión con la columna.

En los extremos de las trabes los momentos flexionantes de cargas gravitacionales más los del sismo, pueden dar lugar a que las articulaciones de momento negativo se formen en los extremos de la viga. Sin embargo, puede llegar a ocurrir que los momentos gravitacionales se sumen a los del sismo y la resistencia proporcionada no sea suficiente; esto sucede en secciones intermedias, por lo que entonces resulta importante discretizar una viga completa en varios tramos, y así poder dar las resistencias correspondientes del extremo de cada tramo. Estos, para evitar no tomar en cuenta la posibilidad de

articulaciones plásticas de momento positivo se crean nodos intermedios en los traveses. Lo anterior es posible hacer con el DRAIN-2D.

3.11 Métodos de análisis inelástico

El comportamiento estructural no lineal puede ser causado por problemas de geometría o materiales trabajando fuera de su rango elástico-lineal. Las no linealidades por efectos geométricos van típicamente asociadas con grandes deformaciones. Excepto para estructuras largas y delgadas, los edificios de concreto son más bien rígidos y esbeltos que en general no experimentan grandes deformaciones. Sin embargo, el efecto $P - \Delta$ se toma en cuenta para revisar la seguridad de miembros en compresión; y puede tener una influencia importante sobre la estabilidad total de las estructuras y por consiguiente no debe ser ignorado.

El problema de la no linealidad de los materiales está asociado con el comportamiento inelástico; en el concreto reforzado se presenta principalmente en la zona de las tensiones cuando hay solicitaciones más allá de su capacidad de cedencia. Esto es, el acero de refuerzo colocado para resistir las tensiones que el concreto no es capaz, empieza a fluir hasta que llegan a formarse las rótulas plásticas. Las articulaciones plásticas formadas dentro del proceso tienen un efecto considerable en la respuesta de la estructura; son las partes de la estructura que disipan parte de la energía, introducida por el sismo, por medio del comportamiento histerético. Los diseñadores utilizan este efecto para limitar la respuesta estructural mediante el control de la disipación de energía.

Es por esto, entre otros conceptos, que el problema del análisis estructural con cargas sísmicas implícitas resulta muy complicado, por la presencia de efectos no lineales. Las propiedades de la estructura, durante los sismos importantes, seguramente estarán cambiando durante la duración de la excitación. Es muy importante que durante la etapa del diseño estructural se puedan prever todas estas posibles etapas de comportamiento.

El diseñador debe contar con métodos de análisis sísmico que sean confiables, para predecir en lo mejor posible el comportamiento "real" que se requiera. Dichos métodos pueden ser desde muy laboriosos y costosos (por ejemplo, el análisis paso a paso), hasta más sencillos y con una buena aproximación desde el punto de vista práctico, como se mencionará posteriormente.

Respuesta sísmica con espectro inelástico

Tal vez el criterio aproximado más utilizado actualmente sea el dinámico modal espectral; no hace mucho el método estático equivalente ocupaba dicho lugar. En el método dinámico modal se utiliza un espectro reducido por efectos principalmente de ductilidad; esto es, se tiene que garantizar el desarrollo de una cierta cantidad de comportamiento inelástico en los elementos estructurales.

Para utilizar este método, es necesario definir previamente un espectro de respuesta (lo más usual en el diseño sísmico de edificios, pseudoaceleraciones espectrales contra periodos de vibración); para ello hay varias formas de resolver este problema, desde apoyarse en los espectros de diseño especificados por un código (ver fig 3.11.1) hasta utilizar recomendaciones y sugerencias para definirlos (ver fig 3.11.2). También están los espectros de sitio determinados a partir de las propiedades dinámicas específicas del subsuelo en que estará la estructura, así como los espectros de respuesta inelástica

calculados, apoyándose en un acelerograma registrado durante un evento sísmico importante. Estos últimos son en teoría los que mejor representarían la respuesta inelástica de los sistemas estructurales para una ductilidad, ya que son calculados sin inferir el comportamiento inelástico, sino que se obtienen a partir de un nivel de ductilidad global requerido. Con excepción de estos últimos espectros de respuesta inelástica a partir de un registro de aceleraciones, la respuesta inelástica se calcula a partir de la respuesta elástica afectándola por un cierto factor (conocido como ductilidad). En esta etapa es muy importante conocer, entre otros conceptos, el tipo de suelo en que se desplantará la construcción, tipos de temblores, experiencias previas, etc.

Newmark y Hall han ideado una técnica simple convirtiendo un espectro elástico a uno inelástico, usando la relación de ductilidad μ como único parámetro. Al determinar el espectro inelástico de aceleraciones, los valores del espectro de la línea identificada como "D" son divididos por μ . (Fig 3.11.2). El punto 3 es proporcionado dividiendo v por $\sqrt{2\mu-1}$. El segmento 3-4 es dibujado paralelo a A. Para determinar el desplazamiento del espectro inelástico, el desplazamiento del espectro elástico es modificado por el factor μ . El uso de la teoría del espectro para análisis estructural lineal es relativamente sencillo, pero al aplicarse en el análisis no-lineal, debe hacerse con gran reserva. El método es válido solamente para sistemas con ductilidad limitada y llega a ser en cierto modo bastante inexacto para deformaciones inelásticas importantes. En el método de análisis que se requiere la determinación del periodo de una estructura inelástica, dicha operación no es sencilla. Además, es importante no descuidar la relación entre la ductilidad global y las ductilidades locales de los elementos estructurales. La ductilidad global del conjunto de 3 a 5 puede corresponder a ductilidades locales en los miembros del orden de 15 a 20, según se reporta en la bibliografía.

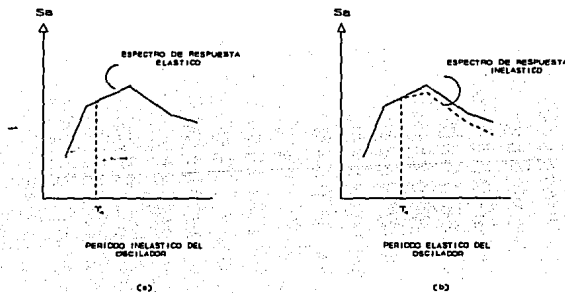


Fig 3.11.1.- Espectros de respuesta inelástica inferida de la respuesta elástica

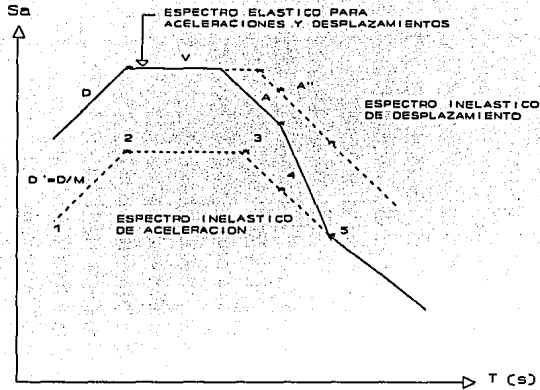


Fig 3.11.2.- Espectros de respuesta inelástica calculados con reglas establecidas

3.12 Hipótesis de diseño para estructuras con disipadores de energía

Introducción

El objetivo principal de los disipadores de energía que se coloquen en una estructura será el de reducir las fuerzas transmitidas por el sismo, mediante adición de amortiguamiento externo. Estos elementos estructurales nuevos deberán ser capaces de tener la suficiente capacidad de deformación, de no deteriorarse en su resistencia, así como tampoco degradarse en su rigidez ante la aplicación de cargas cíclicas. Los hay con base en materiales viscoelásticos, amortiguadores hidrodinámicos y amortiguadores histeréticos.

Los amortiguadores de materiales viscoelásticos desarrollan una fuerza cortante alta, proporcional a la velocidad y al desplazamiento, para disipar energía. Se ha demostrado que reduce vibraciones ocasionadas por el viento, pero durante un sismo violento, las propiedades de los materiales pueden fácilmente degradarse.

Los amortiguadores hidrodinámicos reducen las fuerzas del edificio, pero se debe agregar un sistema de un grado de libertad, con propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento determinadas. Este sistema al interactuar con el edificio, atenúa su respuesta durante el sismo.

Los amortiguadores histeréticos se basan en la disipación de energía mediante el comportamiento no lineal por medio de la fluencia del material, y se pueden colocar en lugares previamente determinados en la estructura. Actualmente resulta la opción que mejores perspectivas presenta, desde el punto de vista técnico como económico.

Enseguida se presentan las características de dos variantes de éstos últimos, que trabajan principalmente debido a la fluencia que llega a ocurrir en cada dispositivo. En este estudio solo se utilizaron los tipo ADAS.

3.12.1 Disipadores de energía ADAS

Los dispositivos ADAS (Added Damping And Stiffness elements) son elementos histeréticos que disipan energía por la fluencia de placas de acero.

Funcionan ayudados por un sistema de contraventeo (diagonales) que ligan dos niveles consecutivos de la estructura, y empiezan a funcionar cuando sucede un desplazamiento relativo entre ambos niveles.

Estos dispositivos disipan energía por medio del comportamiento inelástico de las placas de acero con forma de "X" que se flexionan en doble curvatura alrededor de su eje menor, debido al desplazamiento relativo del extremo superior con respecto del inferior. La forma de "X" se debe a la distribución del diagrama de momentos, para que así la placa logre fluir en toda su altura simultáneamente. Como esta forma es imposible de conseguir y además para evitar problemas de cortante, en la parte central la intersección se ha redondeado. Hay un valor mínimo del estrechamiento o intersección para que pueda transmitir la fuerza cortante actuante en dicha zona con eficiencia.

Las placas en "X" van separadas por otras placas de menor tamaño y espesor, tal que las primeras se flexionen en doble curvatura. Se tienen unos tornillos que ligan los extremos superior e inferior de las placas, sosteniendo a las placas entre dos bloques de acero, con las cuales se une el dispositivo a la estructura (ver figs 3.12.1 a 3.12.3).

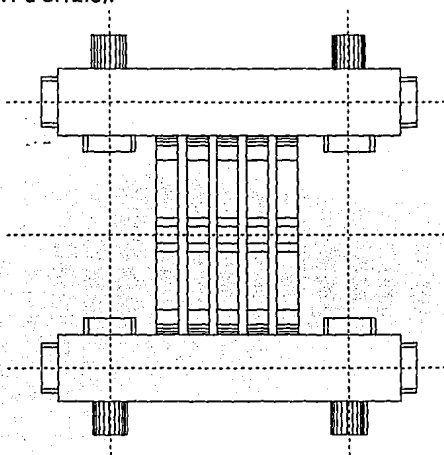


Fig 3.12.1 .- Vista lateral del disipador ADAS

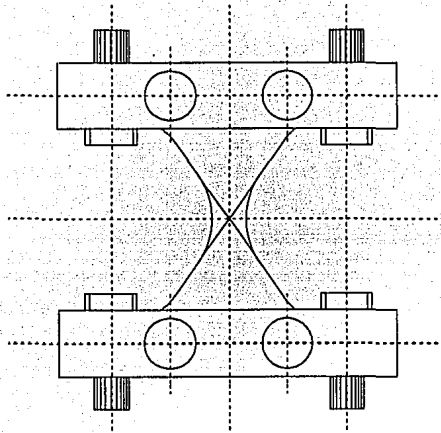


Fig 3.12.2 .- Vista frontal del dissipador ADAS

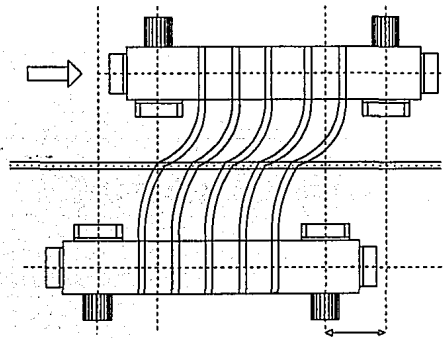


Fig 3.12.3 .- Vista lateral, mostrando la deformación del dissipador ADAS

Criterios preliminares de diseño

- a. Los dispositivos absorberán al menos el 50 por ciento del cortante de entrepiso. El porcentaje conviene que sea lo más grande económicamente posible.

Este porcentaje depende del número de crujías que puedan ser contraventeadas. Si el número es grande, al aumentar rigidez de la estructura resulta económico.

- b. La ductilidad máxima que se les permite a los disipadores es de 5. Estos amortiguadores aunque permiten ductilidades de hasta 14 sin degradación de rigidez y resistencia en sus ciclos de histéresis, conviene que en los diseños se tenga una ductilidad de 5, por razones de seguridad.
- c. Se admite que la estructura excursione en el rango inelástico, ya que así se toma en cuenta la disipación de energía por comportamiento no lineal de la estructura. Cuando se limitan las ductilidades a valores pequeños, dependerá menos de la estructura, ya que la estructura puede encontrarse dañada; después de un sismo de diseño la estructura con disipadores sobrevivirá con daños mínimos, y en comparación la estructura diseñada de forma tradicional mostrará daños mayores. Además, el factor de seguridad es más alto, ya que la capacidad extra se considerará como reserva para un sismo mayor que el de diseño. Por otro lado, el desplazamiento máximo relativo de los entrepisos no será mayor que el permitido por el Reglamento que sea aplicable.

Propiedades mecánicas de una placa ideal en "X"

Si consideramos que las placas tienen la forma precisa de una "X", el momento en los extremos de la sección al fluir el acero es:

$$M_y = \frac{2 \sigma_y I}{t} = \sigma_y S_y$$

Como la flexión de las placas es fuera de su plano, entonces el módulo de sección elástica vale:

$$S_y = \frac{a t^2}{6}$$

donde

- a: Ancho máximo de la placa, igual a la mitad del peralte
t: Espesor de la placa

Así, el momento de fluencia en los extremos es:

$$M_y = \frac{\sigma_y a t^2}{6}$$

y la fuerza lateral en el dispositivo que ocasiona estos momentos sería:

$$P_y = \frac{2 M_y}{2 a} = \frac{\sigma_y t^2}{6} \quad (1)$$

P_y es la fuerza que se aplica a una placa para que empiece a fluir. Si el dispositivo está formado por "n" placas, dicha fuerza valdría:

$$P_p = \frac{\sigma_y t^2 n}{6} \quad (2)$$

Al aplicar una fuerza mayor de P_p , el dispositivo trabajará en el rango inelástico. Esta fuerza se presenta cuando toda la sección se plastifica, es decir, cuando el módulo de sección es el plástico. Así, según la ecuación 2, queda

$$P_p = \frac{\sigma_y t^2 n}{4} \quad (3)$$

Por otro lado, el disipador ADAS tiene una característica particular con respecto del desplazamiento δ_y , que se presenta cuando se aplica la carga de fluencia; las fibras últimas a lo largo de la placa tienen una deformación ϵ_y , tal que la curvatura resulta

$$\varphi_y = \frac{2 \epsilon_y}{t}$$

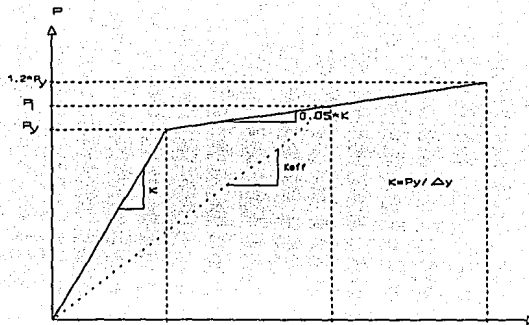
Al integrar esta ecuación con respecto a la altura, se obtiene el giro de la sección; al considerar el centro de la placa como el origen, dicho giro se puede calcular a partir de la mitad de la placa, esto es:

$$\theta = \frac{2 \epsilon_y (x-a)}{t}$$

Al suponer que las placas no giran en sus extremos, y si integramos otra vez con respecto a la altura, el desplazamiento δ_y será:

$$\delta_y = \frac{2 \epsilon_y a^2}{t} \quad (4)$$

Por tanto, al diseñar un disipador ADAS es necesario precisar los valores de P_p y δ_y , idóneos para la estructura de interés. Para fines del análisis y diseño del disipador, se puede modelar su comportamiento como bilineal; esto es, es necesario conocer su rigidez inicial, su resistencia de fluencia y su rigidez después de la fluencia (ver fig 3.12.4).



Fi

idealizado del disipador ADAS

g 3.12.4 .-
Comportamiento

La rigidez inicial estará dada por la expresión

$$K_{ADAS_i} = \frac{P_y}{\delta_y} \quad (5)$$

Y, para la rigidez de la segunda pendiente se acepta un 5 por ciento de la inicial. P_y es la fuerza de fluencia. Cabe hacer notar que todas las fórmulas anteriores deben afectarse por los factores de corrección necesarios, ya que la geometría final del dispositivo no es la teórica, así como también el comportamiento bilineal es supuesto.

Para tomar en cuenta el cambio de la rigidez correspondiente cuando la carga aumenta, se define una rigidez efectiva

$$K_{eff} = \frac{P_i}{\delta_y} \quad (6)$$

Cuando la carga P_i sea inferior a la de fluencia, K_{eff} es idéntica a la rigidez inicial; cuando P_i es mayor que P_y , K_{eff} tiene una modificación dada por:

$$K_{eff} = \frac{(0.95 + 0.05\mu) K_{ADAS_i}}{\mu} \quad (7)$$

donde

$$\mu = \frac{\delta_{máx}}{\delta_y}$$

La fig 3.12.5 muestra la variación de la rigidez del disipador con respecto a la ductilidad desarrollada.

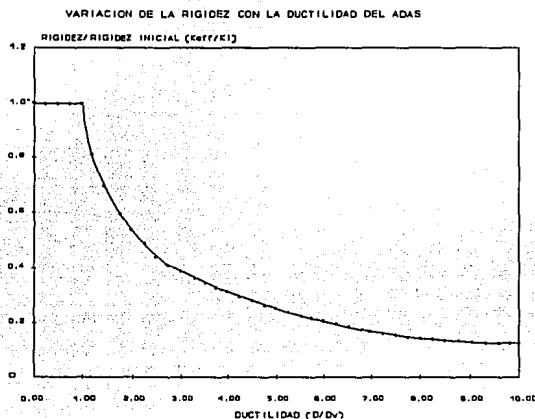


Fig 3.12.5 .- Variación de la rigidez con respecto a la ductilidad desarrollada

Desde el punto de vista del diseño práctico, es recomendable que la ductilidad máxima no sea mayor de 5; para este nivel de μ la rigidez del disipador se modifica desde un 100 por ciento hasta un 24 por ciento de su rigidez inicial.

Ventajas y desventajas principales al utilizar los disipadores ADAS

Al utilizar los disipadores ADAS se intenta mejorar la respuesta de las estructuras en comparación con un contraventeo tradicional.

Dependiendo de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante de la excitación del suelo, la respuesta de la estructura debe ser menor con disipadores.

Al reforzar con disipadores ADAS, aumenta la demanda de los materiales para llegar al mismo nivel de rigidización que el contraventeo tradicional.

Con ayuda de los disipadores ADAS la estructura es capaz de desarrollar mayor ductilidad y por lo tanto a prolongar el periodo del conjunto. Debido a lo anterior debe tenerse cuidado en la forma de los espectros de respuesta de registros reales, para no caer en una condición más desfavorable con respecto de la estructura contraventeada tradicionalmente.

Es necesario estudiar más al respecto sobre el uso y cantidad de disipadores ADAS; es muy importante hacer este tipo de trabajos sobre estructuras reales, para así poder llegar a conclusiones y recomendaciones que apoyen en el futuro la utilización de este tipo de dispositivos para disipar la energía sísmica.

3.12.2 Elementos disipadores de energía tipo solera

Inicialmente este tipo de disipadores se plantearon para auxiliar en el control del hundimiento de los edificios de la zona compresible del D.F.; posteriormente se han estado investigando para aprovecharse en la disipación de energía a nivel de la super-estructura, y de esa forma descargar a la estructura original ante sismos importantes. A este tipo de disipadores se le conoce como de solera.

Resultados de pruebas experimentales

La forma de los disipadores probados en el laboratorio ante cargas cíclicas son elementos "U" y óvalos; las magnitudes fueron definidas de acuerdo a un programa experimental. Se probaron diversos tamaños de elementos, hasta conseguir que éstas fueran los más consistentes y que tuvieran la capacidad de tolerar 100 ciclos de deformación con amplitud de ± 2.5 cm (ver figs 3.12.6 y 3.12.7).

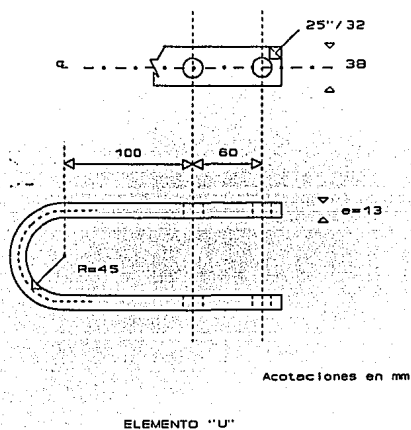


Fig 3.12.6.- Disipador de energía tipo solera en forma de "U"

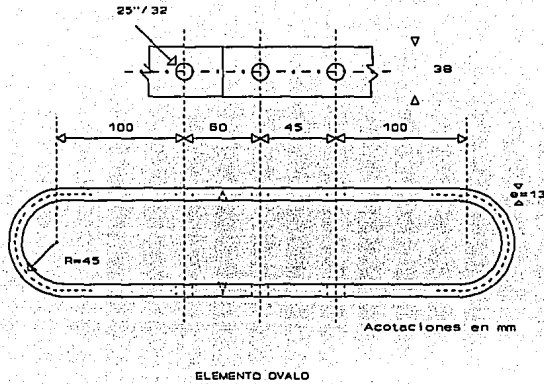


Fig 3.12.7 .- Disipador de energía tipo solera en forma de óvalo

En dicho programa de pruebas se han obtenido resultados muy importantes que permitirán que el uso de este tipo de dispositivos tengan bases más sólidas, sobre todo cuando se lleguen a utilizar en gran cantidad en edificios reales.

La máxima carga soportada en un par de elementos "U" con una amplitud de deformación de ± 2.5 cm resultó de ± 2800 kg. En pruebas anteriores la carga fue de ± 3000 kg. Esta pequeña divergencia se debe a que en las primeras pruebas se utilizó un marco de carga más rígido.

Por otro lado, a raíz de todas las pruebas ejecutadas, se detectó que los elementos disipadores presentan cierta disminución en su capacidad de carga cuando se acumulan ciclos de deformación aplicadas consecutivamente, y después de un reposo, recuperan algo de su capacidad. Los ensayos revelan que hasta los 80 ciclos de deformación (amplitud ± 2.5 cm) aplicados consecutivamente, conservan el 80 por ciento de su capacidad original para disipar energía.

La fig 3.12.8 presenta resultados de los ensayos ante el problema de fatiga; se muestra con línea intermitente la extrapolación de la curva experimental, cuya tendencia es hacia la línea indicada con punto y raya que señala la amplitud de ± 0.3 cm. Esto es, ante amplitudes de 0.3 cm o menos, los disipadores tienen capacidad de lograr un número indefinido de ciclos de deformación.

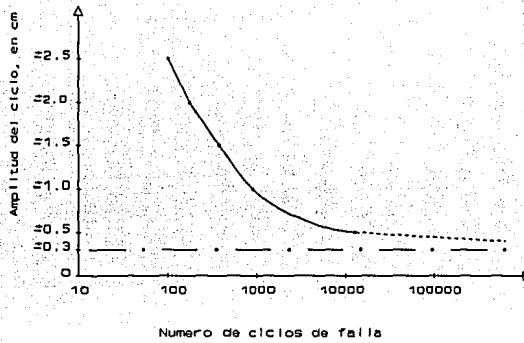


Fig 3.12.8 .- Curva de fatiga de disipadores de energía

La fig 3.12.9 muestra la relación de los ciclos de deformación y el aumento de temperatura al final de 20 ciclos; la fig 3.12.10 indica la relación entre la amplitud de los ciclos de deformación y el aumento de la temperatura registrado al final de la prueba, cuando ocurre la rotura de alguno de los disipadores. La curva de estas pruebas puede extrapolarse con línea intermitente hasta intersectar con el eje de las ordenadas, teniéndose un valor de ± 0.33 cm, para el cual ya no hay incremento de la temperatura, así como tampoco para amplitudes menores a ésta.

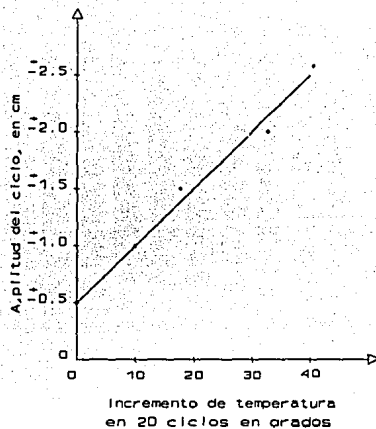


Fig 3.12.9 .- Incremento de la temperatura a los 20 ciclos de deformación aplicados a disipadores de energía tipo solera.

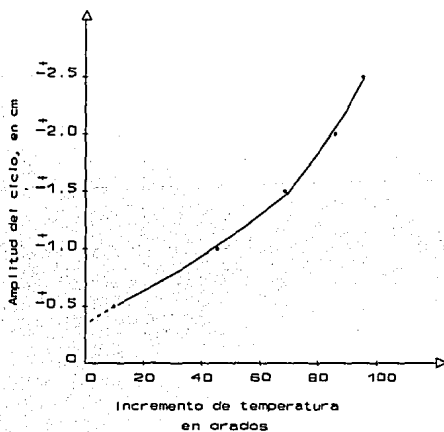


Fig 3.12.10 .- Incremento de la temperatura de los disipadores de energía tipo solera hasta la falla.

Su aplicación en estructuras es factible, colocandolos como se muestra esquemáticamente en las figs 3.12.11 a 3.12.13.

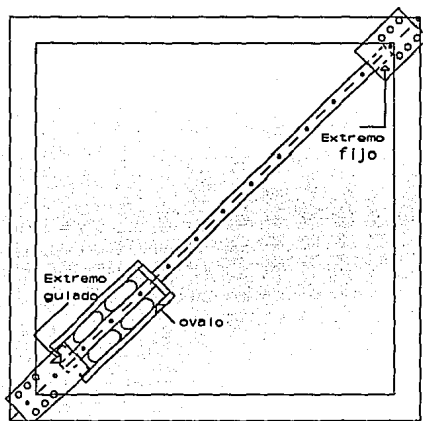


Fig 3.12.11 .- Dispositivo modular de disipadores tipo óvalo montado en un marco estructural

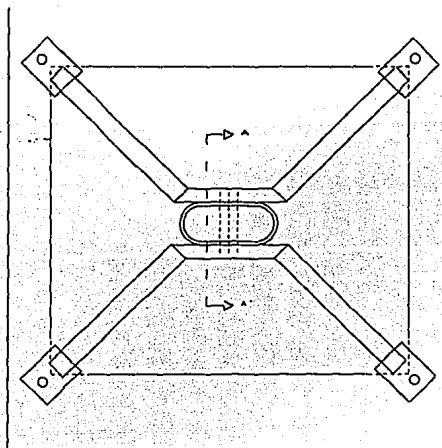
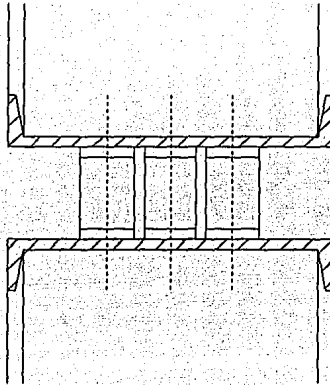


Fig 3.12.12.- Marco equipado con disipadores de energía tipo óvalos



CORTE A-A

Fig 3.12.13 (a).- Corte A-A

4. RESPUESTAS ELASTICAS

4.1 Introducción

En los siguientes subcapítulos se muestran los resultados de los análisis elástico-lineales que para fines de diseño se tuvieron que realizar. Se presentan para cada modelo los periodos de vibración, desplazamientos horizontales máximos, deformaciones angulares de entrepiso, fuerzas cortantes de entrepiso y elementos mecánicos de diseño.

Los análisis se efectuaron para la combinación de cargas verticales (cargas muertas y vivas) y sismo; el análisis por sismo fue del tipo dinámico modal con el espectro de diseño del RDF-87; para fines comparativos, también se llevó a cabo un análisis sísmico estático.

Los análisis sísmicos se hicieron en dos direcciones ortogonales entre sí, utilizando los factores de comportamiento sísmico de 2 y 4, según el tipo de estructuración. Los efectos bidireccionales del sismo se consideraron como lo especifica el código (100 por ciento en una dirección más el 30 por ciento en la otra dirección). Se diseñaron las cuantías de acero para la combinación crítica de cargas: $1.5*[CM + CV]$; $1.1*[CM + CV \pm CS]$.

El diseño se hizo para las secciones críticas, a nivel de los paños tanto en vigas como en columnas. Los métodos empleados fueron los del Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, de Estructuras de Mampostería y de Estructuras de Acero. El acero requerido por flexión en vigas y flexocompresión en columnas se proporcionó tal que las áreas de acero que se colocaron fueron prácticamente iguales a las requeridas por los elementos mecánicos de diseño, para no contar con reservas adicionales de resistencia; esto es, se trató de proporcionar lo requerido, pero sin desviarse de lo que en la práctica es común.

Se revisó la seguridad ante el estado límite de servicio, tal que los desplazamientos horizontales máximos totales fueron el resultado de multiplicar los valores del análisis, utilizando el espectro reducido por el factor de comportamiento sísmico Q empleado en cada caso.

Los resultados de cada modelo se muestran esquemáticamente mediante tablas y figuras. Para el modelo 5 (con disipadores de energía ADAS) sólo se presentan las respuestas inelásticas, lo que se hace en el capítulo siguiente.

4.2 Modelo 1

El modelo 1 se diseñó para los factores de comportamiento sísmico, Q, de 2 y 4. Primero se presentan los resultados para Q=2. El tipo de estructuración es a base de marcos en las dos direcciones. Para éste se dimensionó tal que la deformación angular de entrepiso no excediera el valor permisible de 0.012, ambas direcciones. La tabla 4.2.1 tiene los valores de los periodos de vibración del modelo tridimensional, y a base de marcos planos. Las configuraciones modales en planta y en elevación se muestran en las figs 4.2.1 a 4.2.3. Se aprecia que el primer modo tridimensional se presenta en la dirección Y (transversal), el segundo en dirección X (longitudinal) y el tercero corresponde a torsión.

DIRECCION X	
MODO	PERIODO (s)
1	0.751 (0.750)
2	0.191 (0.192)
3	0.081 (0.082)

DIRECCION Y	
MODO	PERIODO (s)
1	0.756 (0.755)
2	0.189 (0.190)
3	0.079 (0.080)

Valores del modelo tridimensional
() Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 3 (transversal)

Tabla 4.2.1.- Periodos de vibración, modelo 1

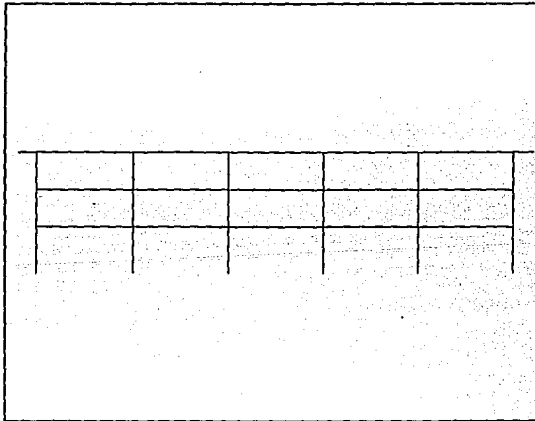


Fig 4.2.1 a.- Corte longitudinal, modelo 1, Q=2

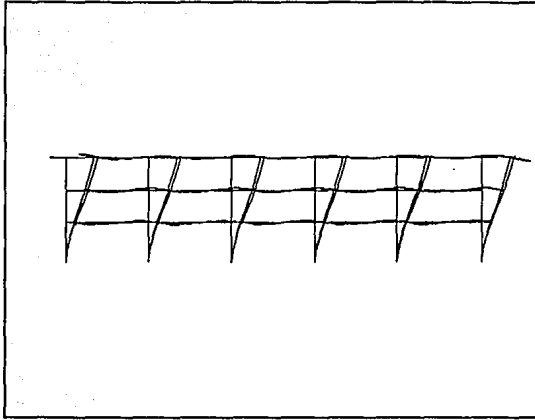


Fig 4.2.1 b.- Configuración modal del periodo fundamental de la dirección longitudinal, modelo 1, $Q=2$

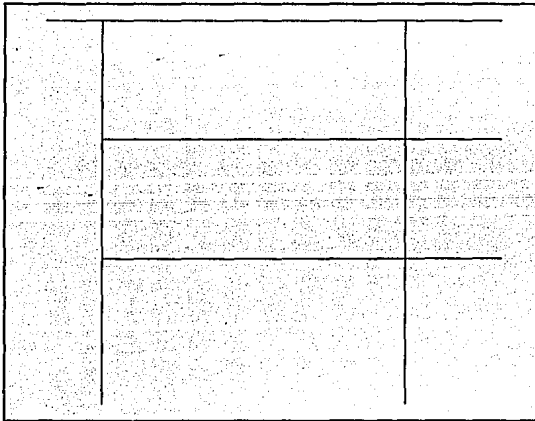


Fig 4.2.2 a.- Corte transversal, modelo 1, $Q=2$

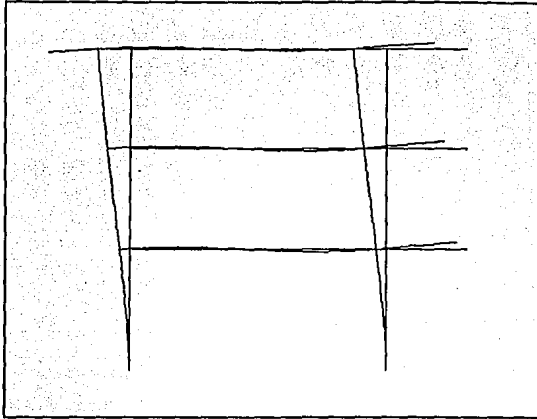


Fig 4.2.2 b.- Configuración modal del periodo fundamental de la dirección transversal, modelo 1, $Q=2$

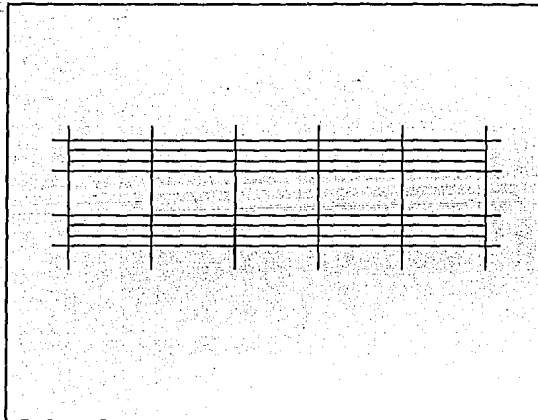


Fig 4.2.3 a.- Vista en planta del primer modo de vibración tridimensional (domina la traslación en la dirección transversal), modelo 1, $Q=2$

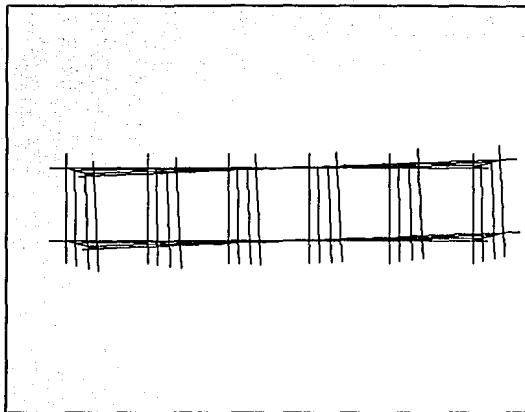


Fig 4.2.3 b.- Vista en planta del segundo modo de vibración tridimensional (domina la traslación en dirección longitudinal, con algo de torsión), modelo 1, $Q=2$

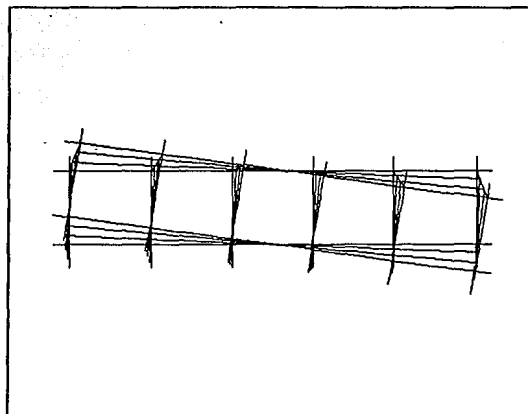


Fig 4.2.3 c.- Vista en planta del tercer modo de vibración tridimensional (domina la torsión), modelo 1, $Q=2$

Los periodos de los modelos bidimensionales se calcularon para que los sistemas analizados posteriormente, en que se permitirá el excursionamiento en el rango inelástico, tuvieran las mismas propiedades dinámicas elásticas del conjunto tridimensional.

La tabla 4.2.2 presenta las respuestas de desplazamientos laterales máximos totales (ya multiplicados por Q), y de las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso Δ_r / h_i ; los resultados son con base al análisis sísmico dinámico modal espectral. También se tienen los valores obtenidos con el análisis sísmico estático, para fines comparativos. En las figs 4.2.4 y 4.2.5 se muestran los resultados para ambos tipos de respuesta. Estos resultados son con el RDF-87.

Además, a nivel de los desplazamientos, también se muestran los resultados de los análisis paso a paso, pero sobre éstos se explicará posteriormente.

SISMO EN DIRECCION X				
NIVEL O ENTREPISO	DESPLAZAMIENTO ESTATICO (cm)	DESPLAZAMIENTO DINAMICO (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO/ALTURA DE ENTREPISO ESTATICO	DESPLAZAMIENTO RELATIVO/ALTURA DE ENTREPISO DINAMICO
3	12.72 (12.88)	10.72 (11.16)	0.01137 (0.01158)	0.00949 (0.01009)
2	8.74 (8.82)	7.40 (7.63)	0.01371 (0.01383)	0.01166 (0.012)
1	3.94 (3.98)	3.32 (3.43)	0.00924 (0.00934)	0.007789 (0.00804)

SISMO EN DIRECCION Y				
NIVEL O ENTREPISO	DESPLAZAMIENTO ESTÁTICO (cm)	DESPLAZAMIENTO DINÁMICO (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO/ALTURA DE ENTREPISO ESTÁTICO	DESPLAZAMIENTO RELATIVO/ALTURA DE ENTREPISO DINÁMICO
3	13.08 (13.05)	11.22 (11.17)	0.01194 (0.01190)	0.01029 (0.01025)
2	8.90 (8.89)	7.62 (7.59)	0.014 (0.01399)	0.01206 (0.01199)
1	4.00 (3.99)	3.40 (3.39)	0.00938 (0.00936)	0.00798 (0.00796)

Valores del modelo tridimensional

() Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 3 (transversal)

Tabla 4.2.2.- Desplazamientos horizontales máximos, y relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entepiso, modelo 1 (multiplicados por Q=2)

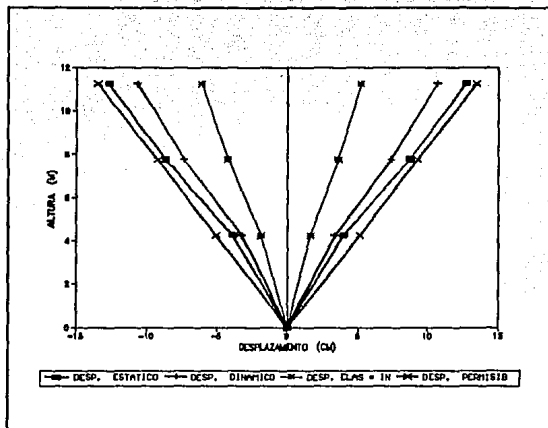


Fig 4.2.4 a.- Desplazamientos laterales máximos totales, sismo en dirección X, modelo 1, $Q=2$

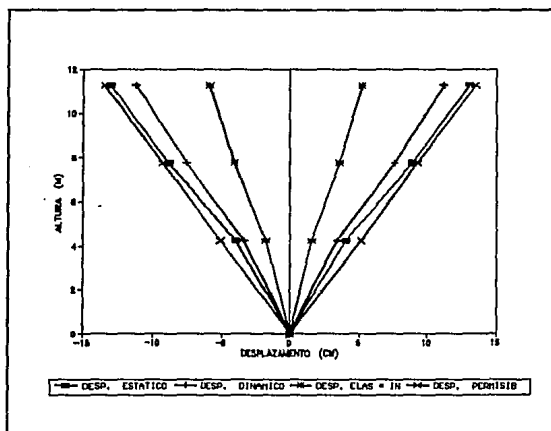


Fig 4.2.4 b.- Desplazamientos laterales máximos totales, sismo en dirección Y, modelo 1, $Q=2$

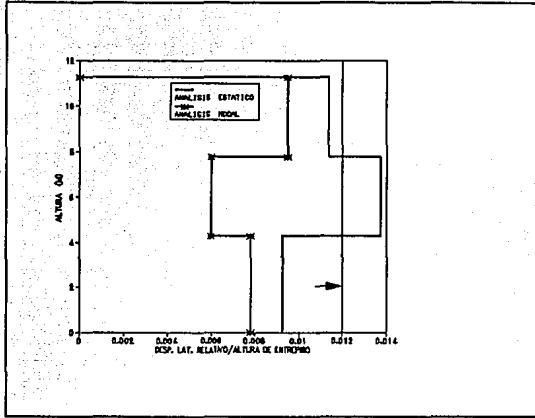


Fig 4.2.5 a.- Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección X, modelo 1, $Q = 2$

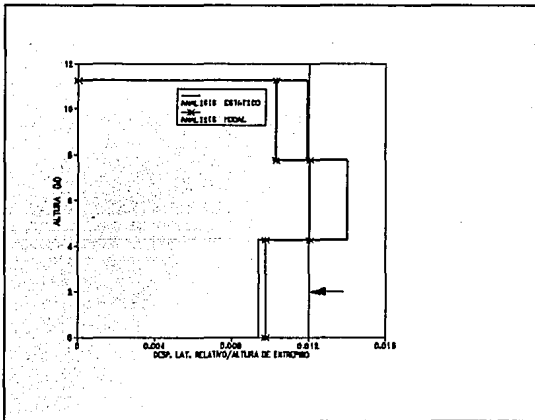


Fig 4.2.5 b.- Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección Y, modelo 1, $Q = 2$

En la tabla 4.2.3 y las figs 4.2.6 se tienen los resultados de las fuerzas cortantes de entrepiso, para el sismo actuando en ambas direcciones. Para la dirección X (longitudinal) y Y (transversal), los cortantes del eje A y del eje 3, respectivamente, corresponden a los valores que por áreas tributarias y rigideces participan en la respuesta global tridimensional. También se muestran los resultados del análisis sísmico estático, para fines de comparación. Asimismo, se tienen los cortantes de los análisis dinámicos paso a paso, pero sobre éstos posteriormente se explicará con más detalle.

SISMO EN DIRECCION X				
NIVEL	FUERZA LATERAL ESTÁTICA (t)	FUERZA CORTANTE ESTÁTICA (t)	FUERZA LATERAL DINÁMICA (t)	FUERZA CORTANTE DINÁMICA (t)
3	167.42 (82.25)	167.42 (82.25)	142.96 (73.15)	142.96 (73.15)
2	137.50 (74.42)	304.92 (156.66)	111.33 (63.03)	254.28 (136.19)
1	73.29 (40.21)	378.20 (196.88)	55.08 (30.66)	309.36 (166.85)

SISMO EN DIRECCION Y				
NIVEL	FUERZA LATERAL ESTÁTICA (t)	FUERZA CORTANTE ESTÁTICA (t)	FUERZA LATERAL DINÁMICA (t)	FUERZA CORTANTE DINÁMICA (t)
3	167.51 (27.54)	167.51 (27.54)	146.97 (24.47)	146.97 (24.47)
2	137.54 (23.56)	305.05 (51.11)	112.69 (19.81)	(259.66) (44.29)
1	73.24 (12.53)	378.29 (63.63)	55.64 (9.44)	315.30 (53.73)

Valores del modelo tridimensional
() Valores del modelo bidimensional: Eje A (dirección X) y Eje 3 (dirección Y)

Tabla 4.2.3.-Fuerzas sísmicas y cortantes de entrepiso, modelo 1, Q=2

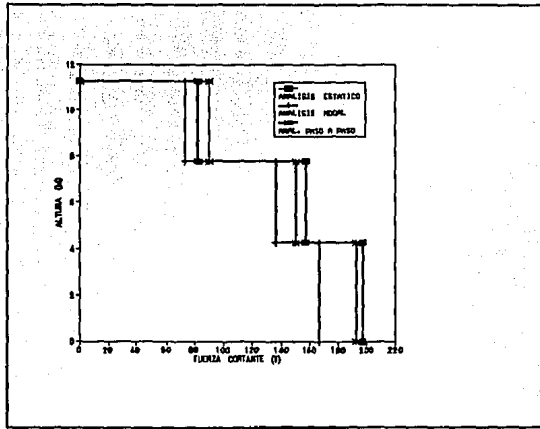


Fig 4.2.6 a.- Fuerzas cortantes de entipiso, sismo en dirección X, modelo 1, $Q=2$

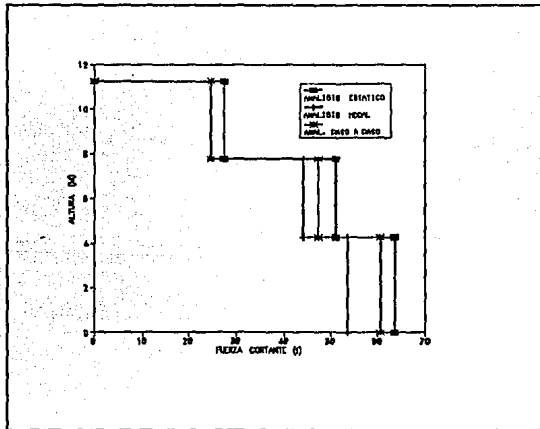


Fig 4.2.6 b.- Fuerzas cortantes de entipiso, sismo en dirección Y, modelo 1, $Q=2$

Los elementos mecánicos (sin factorizar) por carga vertical se localizan en las figs 4.3.7 a 4.3.10.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

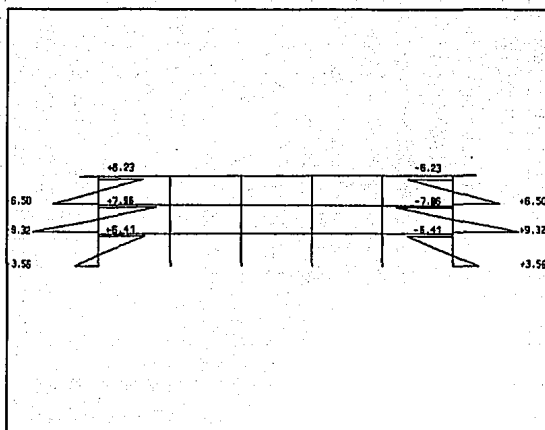


Fig 4.2.7.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje A, modelo 1, Q=2, carga vertical

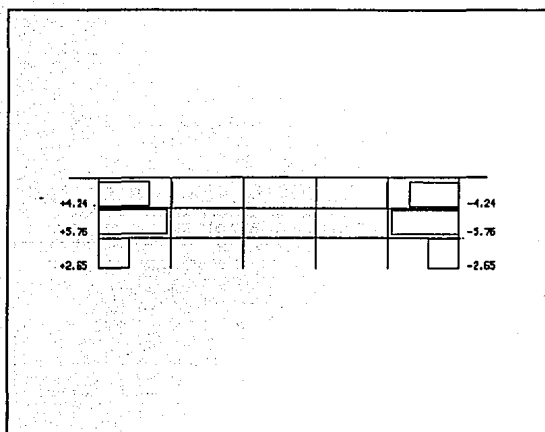


Fig 4.2.7 .- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje A, modelo 1, Q=2, carga vertical.

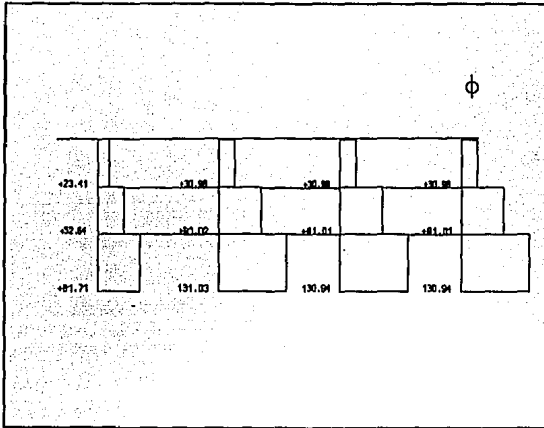


Fig 4.2.7 .- Distribución de fuerzas axiales (t) en las columnas del eje A, modelo 1, $Q=2$, carga vertical

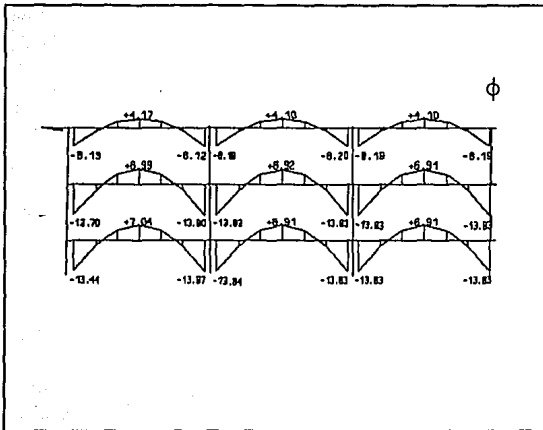


Fig 4.2.8 .- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A, modelo 1, $Q=2$, carga vertical

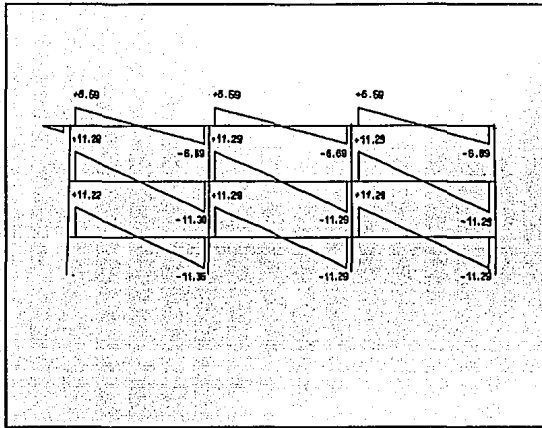


Fig 4.2.8 .- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje A, modelo 1, Q=2, carga vertical

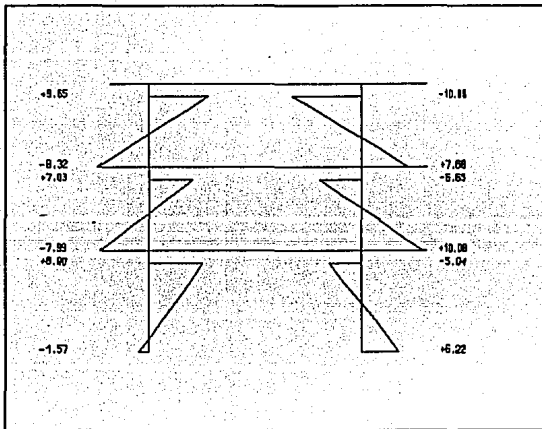


Fig 4.2.9 .- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje 2, modelo 1, Q=2, carga vertical

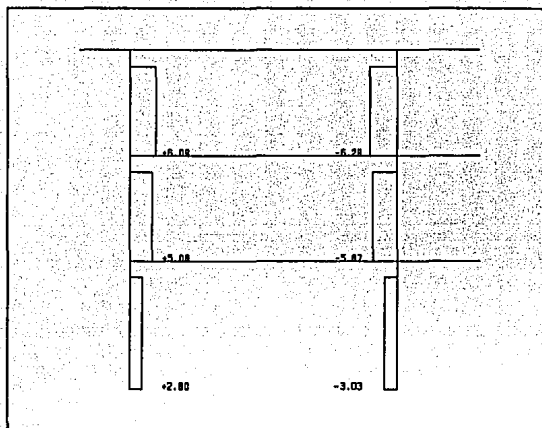


Fig 4.2.9.- Distribución de las fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje 2, modelo 1, $Q=2$, carga vertical

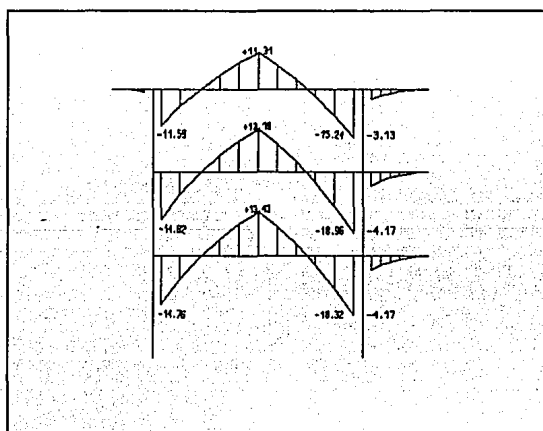


Fig 4.2.10 .- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 2, modelo 1, $Q=2$, carga vertical

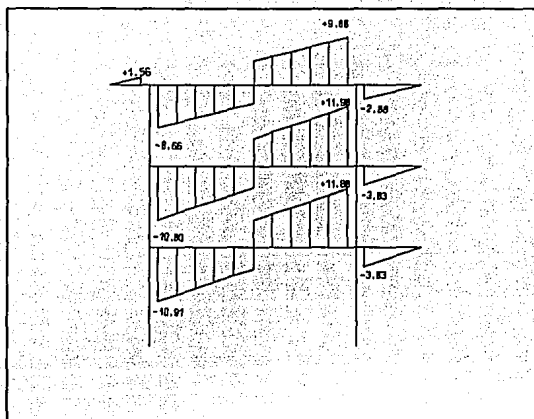


Fig 4.2.10 .- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje 2, modelo 1, Q=2, carga vertical

En las figs 4.2.11 a 4.2.14 se muestran los valores de los elementos mecánicos (sin factorizar y sin combinar) para la condición del sismo en las dos direcciones. Los resultados se presentan para fines de ver como se distribuyen los efectos sísmicos en los diferentes miembros estructurales.

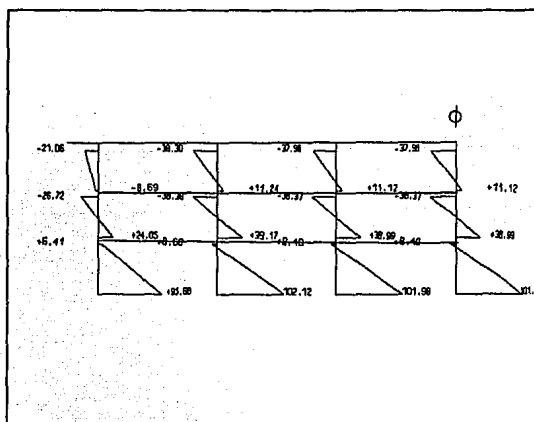


Fig 4.2.11 .- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje A, modelo 1, Q=2, sismo en dirección X

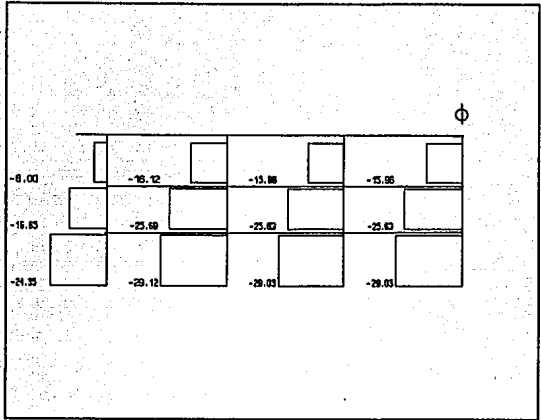


Fig 4.2.11 .- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje A, modelo 1, Q=2, sismo en dirección X

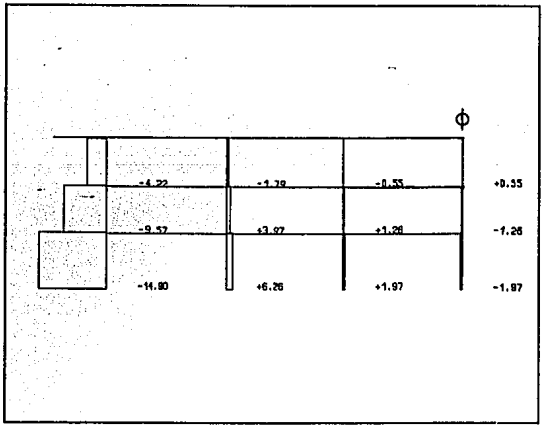


Fig 4.2.11 .- Distribución de fuerzas axiales (t) en las columnas del eje A, modelo 1, Q=2, sismo en dirección X

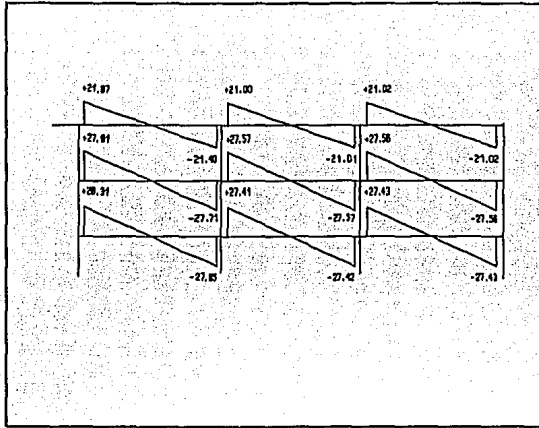


Fig 4.2.12 .- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A, modelo 1, Q=2, sismo en dirección X

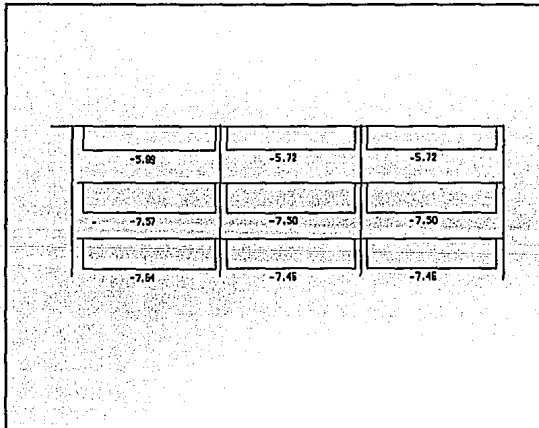


Fig 4.2.12 .- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje A, modelo 1, Q=2, sismo en dirección X

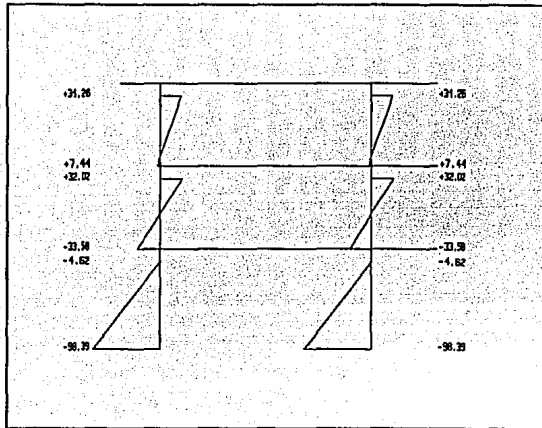


Fig 4.2.13 .- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje 2, modelo 1, $Q=2$, sismo en dirección Y

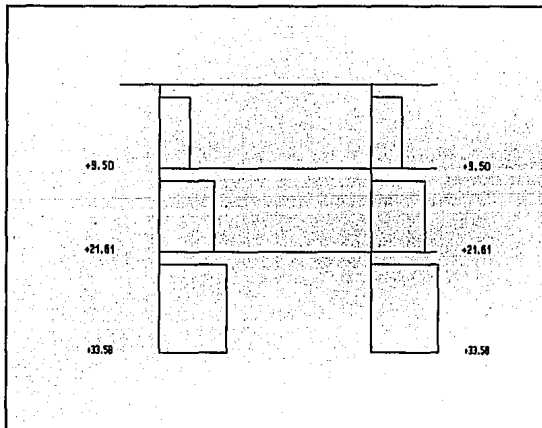


Fig 4.2.13 .- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje 2, modelo 1, $Q=2$, sismo en dirección Y

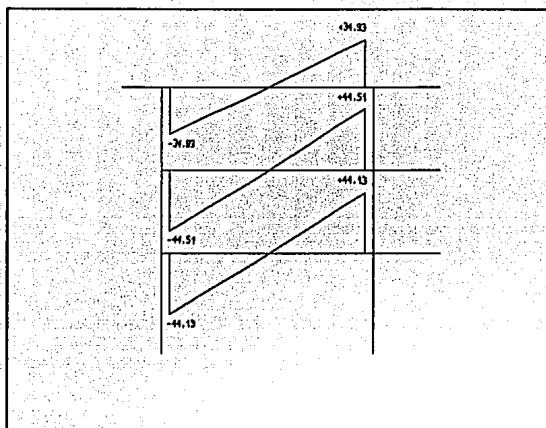


Fig 4.2.14 .- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 2, modelo 1, $Q=2$, sismo en dirección Y

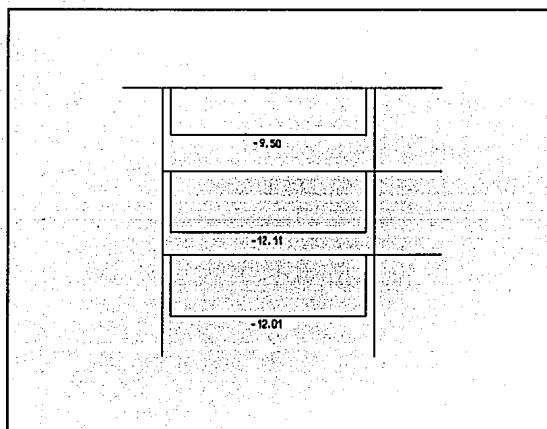


Fig 4.2.14 .- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje 2, modelo 1, $Q=2$, sismo en dirección Y

A partir de la información anterior y obteniendo las combinaciones críticas de carga, se procedió posteriormente al diseño de las vigas y columnas. Las figs 4.2.15 y 4.2.16 tienen las cuantías de acero necesarias por flexión, flexocompresión y cortante, de acuerdo al código RDF-87 y sus normas técnicas correspondientes. Para $Q=2$ no es necesario cumplir con los requisitos de marcos dúctiles.

B#6	B#6	F#2 014 cm		
5#5	5#5			
A#10	A#10	F#2 0 54 cm		
B#6	B#6			
A#10	A#10	F#2 0 54 cm		
B#6	B#6			

Fig 4.2.15.- Armados en las vigas del eje A, modelo 1 ($Q=2$)

4#10 + 8#4	E#2 ϕ 30 cm		
10#12 + 4#4	E#2 ϕ 40 cm		
10#12 + 4#4	E#2 ϕ 30 cm		

Fig 4.2.15.- Armados en las columnas del eje A, modelo 1 (Q=2)

22#6	E#2 ϕ 15 cm
22#6	E#2 ϕ 15 cm
10#12 + 8#6	E#12 + 10#6 E#2 ϕ 10 cm

Fig 4.2.16.- Armados en columnas del eje 2, modelo 1 (Q=2)

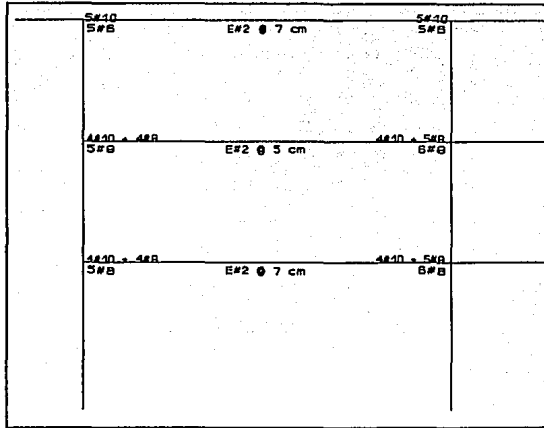


Fig 4.2.16.- Armados en las vigas del eje 2, modelo 1 (Q=2)

Resumiendo, los resultados anteriores, (modelo 1), corresponden para el factor de comportamiento sísmico $Q=2$; esto es, los análisis sísmicos dinámicos modales se hicieron con el espectro de diseño, propuesto por el código RDF-87, reducido por dicho factor. Para este valor de Q , el reglamento especifica que sólo debe diseñarse para cumplir con los requisitos generales, sin necesidad de cuidar los requerimientos especiales para marcos dúctiles (cap 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto, NTC-CONCRETO).

Enseguida se presentaron los resultados del modelo 1, pero para $Q=4$. Se analizó este segundo caso, utilizando el factor de comportamiento sísmico igual a 4, para ver qué pasa cuando la estructura excursiona más en el rango inelástico. Para este valor de Q se deben cumplir los requisitos que fijan las Normas Técnicas Complementarias correspondientes para marcos dúctiles. Esto es, se diseña para fuerzas sísmicas reducidas a la cuarta parte, pero se debe confinar y detallar muy bien las zonas críticas, entre otros detalles.

Los periodos de vibración y las configuraciones modales del modelo 1 para $Q=4$, son los del caso para $Q=2$, de acuerdo al criterio de diseño utilizado; esto es, el porporcionamiento de las dimensiones de los elementos estructurales se hizo revisando el estado límite de servicio para desplazamientos laterales. Al analizar con el método dinámico modal el espectro se reduce por el Q , pero al revisar la condición límite de servicio los resultados (obtenidos del espectro reducido) vuelven a multiplicarse por dicho Q ; para fines prácticos es lo mismo y no hay diferencias, a nivel de periodos de vibración, entre ambos valores de Q .

A nivel de respuesta, (desplazamientos laterales máximos y desplazamientos relativos entre altura de entrepiso), ocurre algo similar. Sin embargo, para fines comparativos, dichas respuestas para $Q=4$ se muestran en la tabla 4.2.5 y en las figs 4.2.17 y 4.2.18. Nótese que estos resultados son prácticamente iguales a los del modelo 1 para $Q=2$.

SISMO EN DIRECCION X				
NIVEL	DESPLAZA- MIENTO ESTATICO (cm)	DESPLAZA- MIENTO DINAMICO (cm)	DESPLAZA- MIENTO RELATIVO/AL- TURA DE ENTREPISO ESTATICO	DESPLAZA- MIENTO RELATIVO/AL- TURA DE ENTREPISO DINAMICO
3	12.72 (12.98)	10.72 (11.12)	0.01131 (0.01154)	0.00949 (0.00994)
2	8.76 (8.94)	7.40 (7.64)	0.01371 (0.01397)	0.01166 (0.01197)
1	3.96 (4.05)	3.32 (3.45)	0.00931 (0.00950)	0.00781 (0.00811)

SISMO EN DIRECCION Y				
NIVEL	DESPLAZA- MIENTO ESTATICO (cm)	DESPLAZA- MIENTO DINAMICO (cm)	DESPLAZA- MIENTO RELATIVO/AL- TURA DE ENTREPISO ESTATICO	DESPLAZA- MIENTO RELATIVO/AL- TURA DE ENTREPISO DINAMICO
3	13.08 (13.08)	11.24 (11.20)	0.01189 (0.1189)	0.01040 (0.01023)
2	8.92 (8.92)	7.60 (7.62)	0.01406 (0.01400)	0.01200 (0.01203)
1	4.00 (4.02)	3.40 (3.41)	0.00938 (0.00945)	0.00798 (0.00800)

Tabla 4.2.5.- Desplazamientos laterales máximos y relaciones de desplazamientos relativos entre altura de entrepiso, modelo 1, (Q=4)

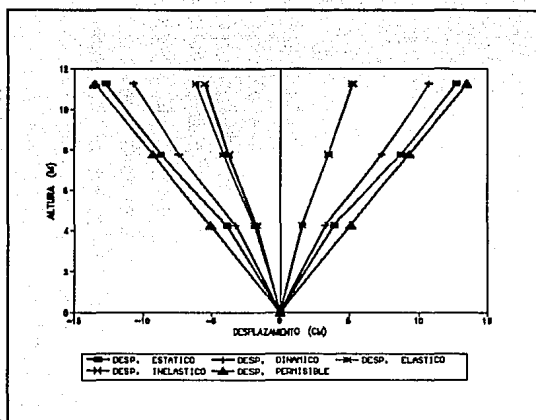


Fig 4.2.17 a.- Desplazamientos laterales máximos totales, sismo en dirección X, modelo 1, $Q = 4$

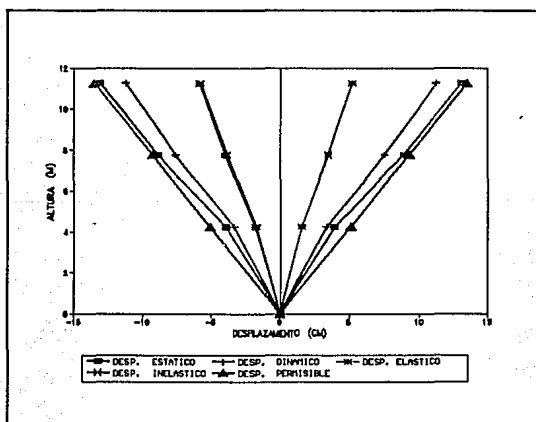


Fig 4.2.17 b.- Desplazamientos laterales máximos totales, sismo en dirección Y, modelo 1, $Q = 4$

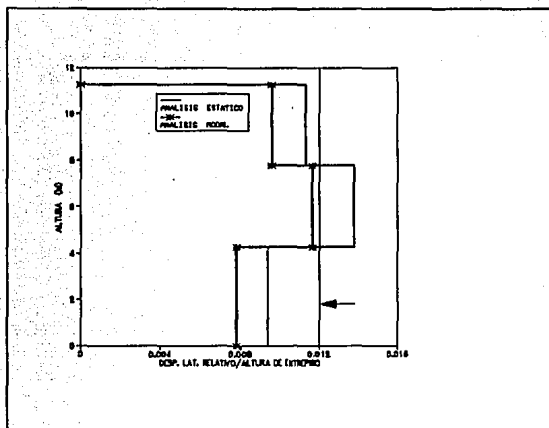


Fig 4.2.18 a.- Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección X, modelo 1, $Q = 4$

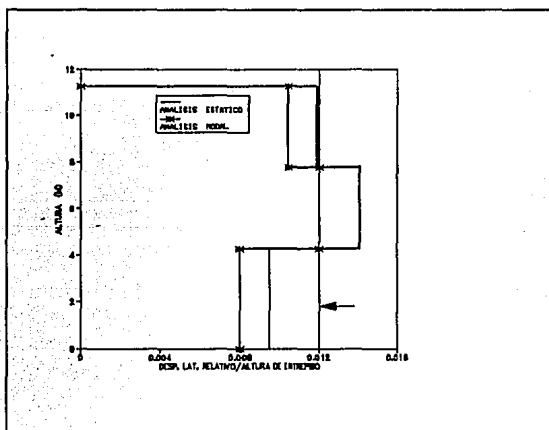


Fig 4.2.18 b.- Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección Y, modelo 1, $Q = 4$

La tabla 4.2.6 y figs 4.2.19 presentan las fuerzas cortantes de entrepiso y las fuerzas sísmicas estáticas y dinámicas del modelo 1 para $Q=4$, sismo de diseño en ambas direcciones. En la gráfica también se muestran los cortantes del análisis paso a paso , lo que se explicará posteriormente.

SISMO EN DIRECCION X				
NIVEL	FUERZA LATERAL ESTATICA (t)	FUERZA CORTANTE ESTATICA (t)	FUERZA LATERAL DINAMICA (t)	FUERZA CORTANTE DINAMICA (t)
3	83.71 (41.12)	83.71 (41.12)	72.84 (37.42)	72.84 (37.42)
2	68.75 (37.21)	152.45 (78.33)	54.41 (30.75)	127.25 (68.17)
1	36.64 (20.11)	189.10 (98.44)	28.34 (15.74)	155.59 (83.92)

SISMO EN DIRECCION Y				
NIVEL	FUERZA LATERAL ESTATICA (t)	FUERZA CORTANTE ESTATICA (t)	FUERZA LATERAL DINAMICA (t)	FUERZA CORTANTE DINAMICA (t)
3	83.75 (13.71)	83.75 (13.71)	74.94 (12.42)	74.94 (12.42)
2	68.77 (11.69)	152.52 (25.40)	55.00 (9.59)	129.97 (22.01)
1	36.62 (6.30)	189.14 (31.69)	28.70 (4.89)	158.67 (26.90)

Valores del modelo tridimensional
 () Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 3 (transversal).

Tabla 4.2.6.- Fuerzas sísmicas y cortantes de entrepiso, modelo 1, $Q=4$

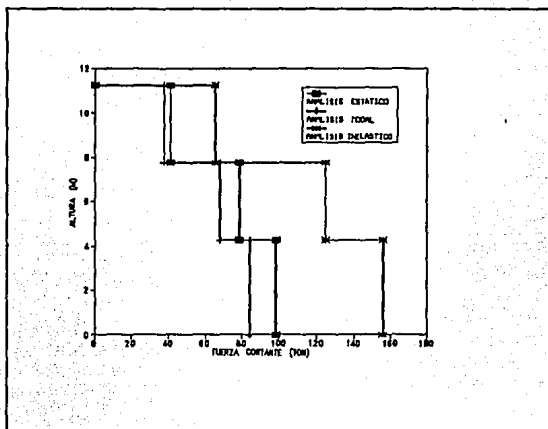


Fig 4.2.19 a.- Fuerzas cortantes de entpiso, sismo en dirección X, modelo 1, $Q=4$

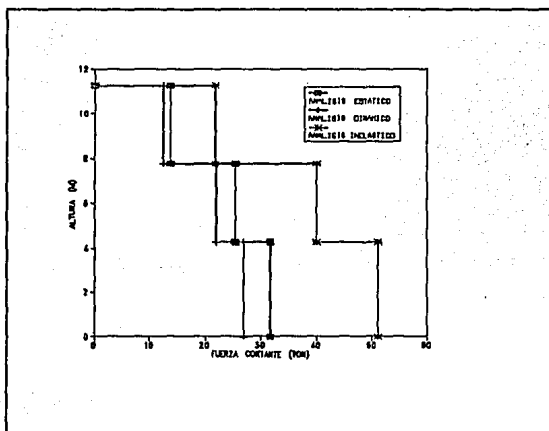


Fig 4.2.19 b.- Fuerzas cortantes de entpiso, sismo en dirección Y, modelo 1, $Q=4$

Ahora las figs 4.2.20 a 4.2.23 presentan los elementos mecánicos del modelo 1 ante el espectro de diseño sísmico reducido por $Q=4$.

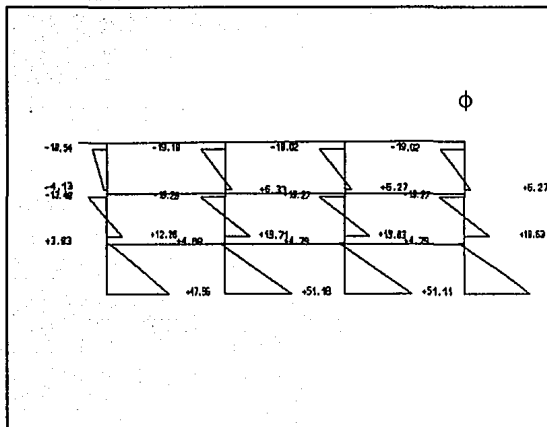


Fig 4.2.20.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje A, modelo 1 ($Q=4$), sismo en dirección X

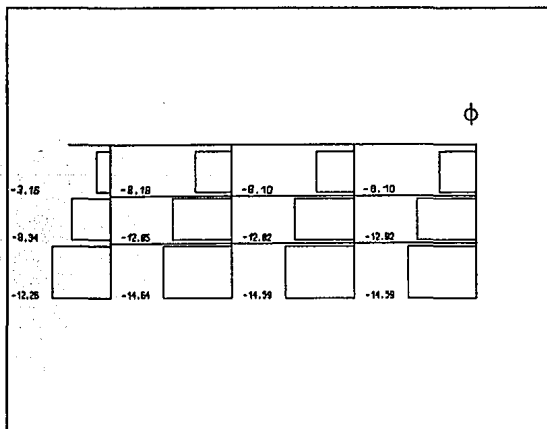


Fig 4.2.20.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje A, modelo 1 ($Q=4$), sismo en dirección X

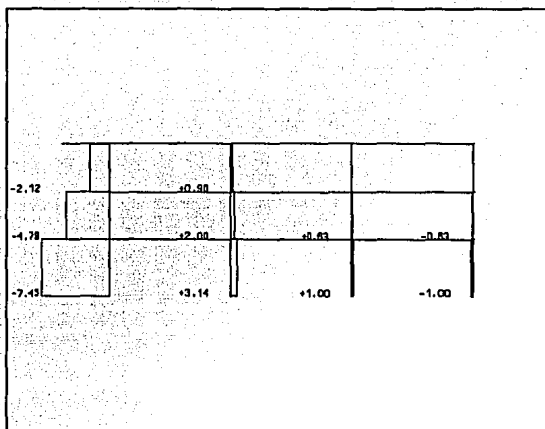


Fig 4.2.20.- Distribución de cargas axiales (t) en las columnas del eje A, modelo 1 (Q = 4), sismo en dirección X

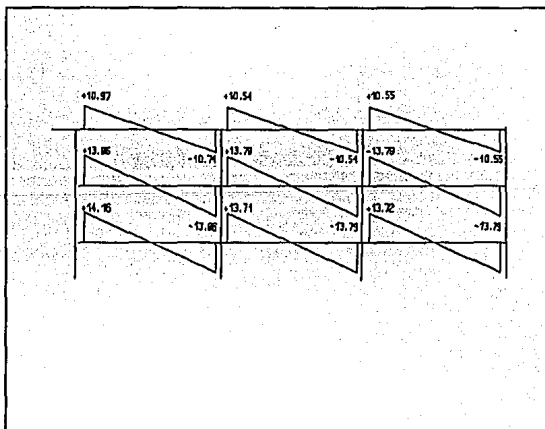


Fig 4.2.21.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A, modelo 1 (Q = 4), sismo en dirección X.

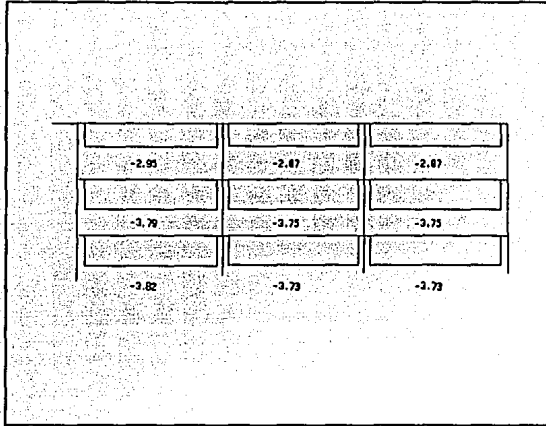


Fig 4.2.21.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje A, modelo 1 (Q=4), sismo en dirección X

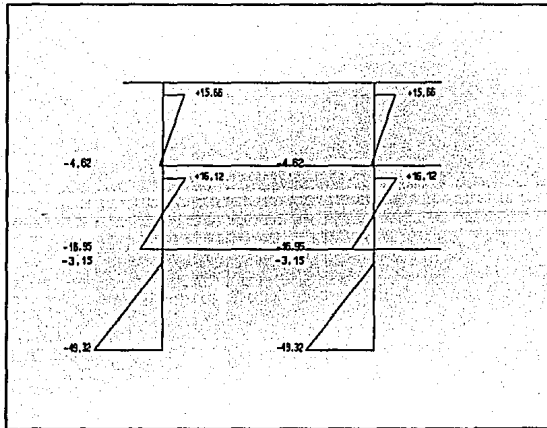


Fig 4.2.22.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje 2, modelo 1 (Q=4), sismo en dirección Y

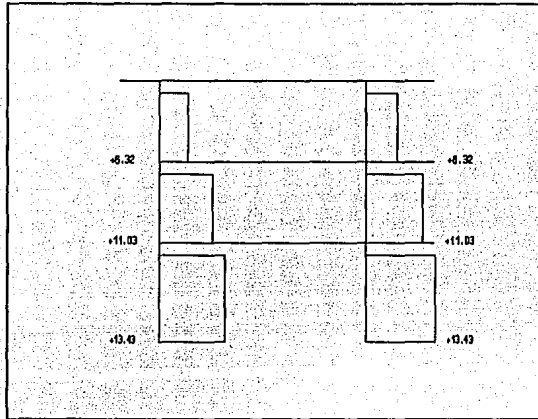


Fig 4.2.22.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje 2, modelo 1 (Q=4), sismo en dirección Y

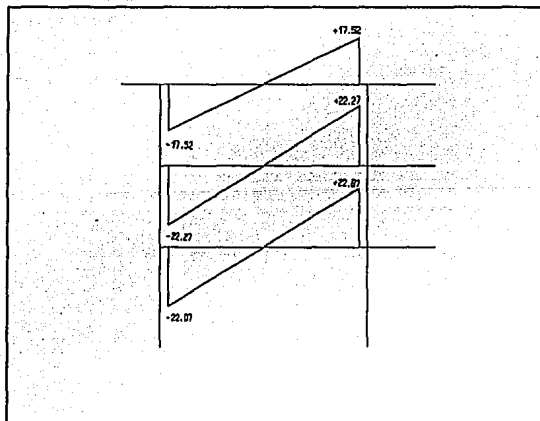


Fig 4.2.23.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 2, modelo 1 (Q=4), sismo en dirección Y

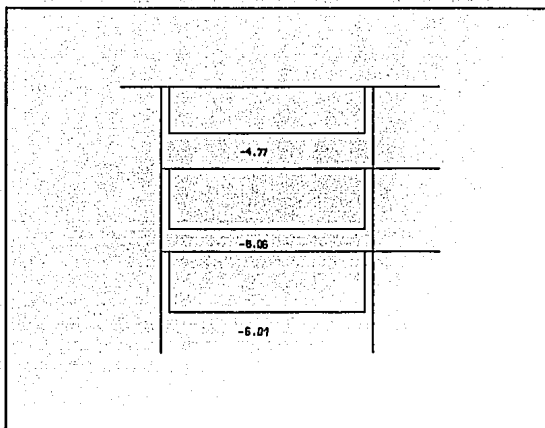


Fig 4.2.23.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje 2, modelo 1 (Q=4), sismo en dirección Y

Y, en las figs 4.2.24 a 4.2.25 se muestran los armados necesarios en esta estructura, resultado de la combinación crítica de cargas. Se cumplió con los requisitos especificados para marcos dúctiles, según el cap 5 de las NTC- Concreto del RDF-87.

	4#8 3#8	50 # 10 ca		
	4#8 3#8	50 # 10 ca		
	4#10 4#4	50 # 10 ca		

Fig 4.2.24.- Armado en las columnas del eje A, modelo 1 (Q=4)

	5#8 4#5	50 # 5 ca		
	4#8 4#8	50 # 5 ca		
	5#8 4#8	50 # 5 ca		

Fig 4.2.24.- Armados en las vigas del eje A, modelo 1 (Q=4)

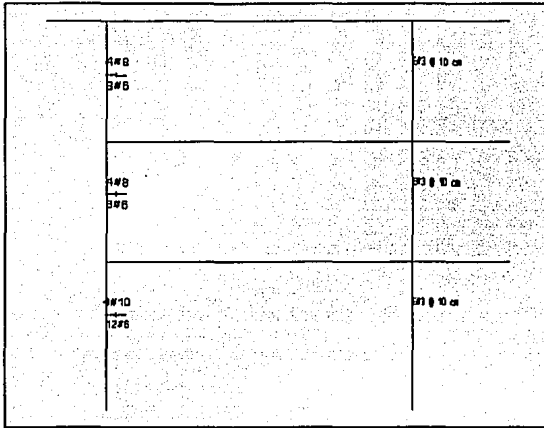


Fig 4.2.25.- Armados en las columnas del eje 2, modelo 1 (Q=4)

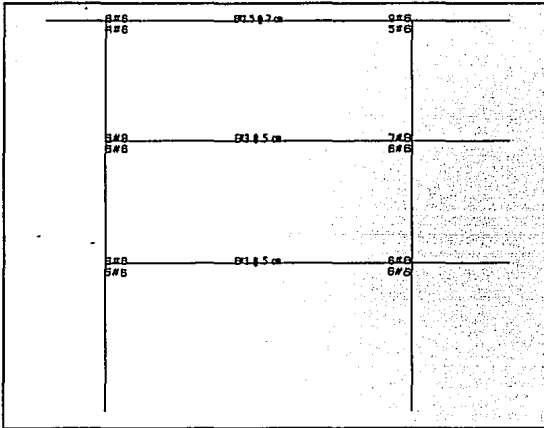


Fig 4.2.25.- Armados en las vigas del eje 2, modelo 1 (Q=4)

4.3 Modelo 2

Se revisó que los desplazamientos relativos de entrepiso, con un análisis sísmico dinámico modal espectral, no excedieran $0.006h_i$, donde h_i es la altura de entrepiso.

La estructuración del modelo 2 es a base de muros y marcos de concreto, por lo que viene a ser bastante rígida. El factor de comportamiento sísmico utilizado fue $Q=4$; se cuidó que se cumplieran los requisitos requeridos para marcos dúctiles, según las NTC-CONCRETO. Los valores de los períodos de vibración en las direcciones principales son pequeños, como puede observarse en la tabla 4.3.1, lo cual concuerda con la gran rigidez lateral proporcionada por los muros.

En las figuras 4.3.1 a 4.3.3 se aprecian en planta las configuraciones modales. El primer modo se manifiesta de traslación en la dirección Y, el segundo en la dirección X y el tercero en torsión; esto es, la estructura resulta ser más flexible en la dirección corta.

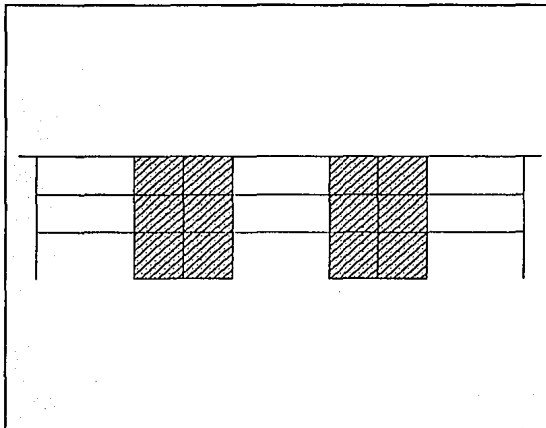


Fig 4.3.1 a.- Eje A, modelo 2

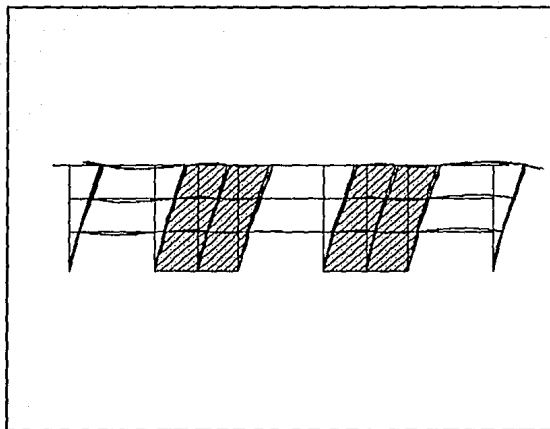


Fig 4.3.1 b.- Configuración del primer modo de vibrar de la dirección longitudinal del eje A, modelo 2

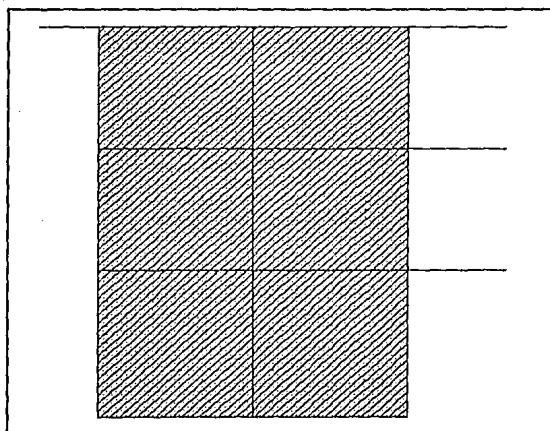


Fig 4.3.2 a.- Eje 2, modelo 2

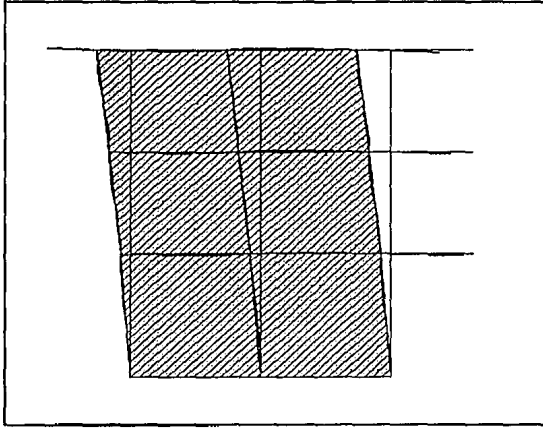


Fig 4.3.2 b.- Configuración del primer modo de vibrar de la dirección transversal del eje 2, modelo 2



Fig 4.3.3 a.- Vista en planta del primer modo de vibración (domina la traslación en Y), modelo 2

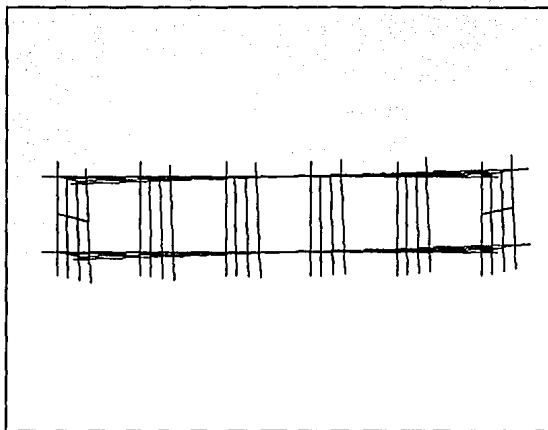


Fig 4.3.3 b.- Vista en planta del segundo modo de vibración (domina la traslación en X), modelo 2

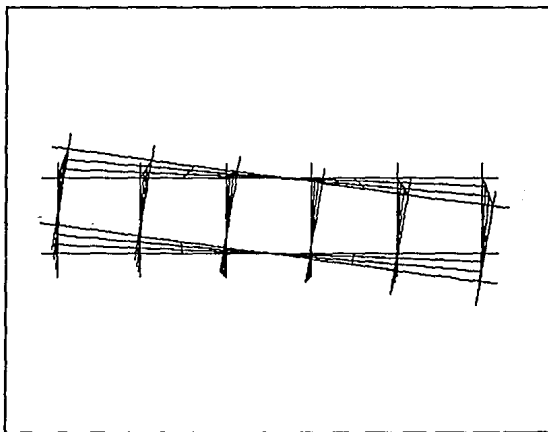


Fig 4.3.3 c.- Vista en planta del tercer modo de vibración (domina la torsión), modelo 2

DIRECCION X	
MODO	PERIODO (s)
1	0.15 (0.15)
2	0.04 (0.04)
3	0.02 (0.02)

DIRECCION Y	
MODO	PERIODO (s)
1	0.21 (0.21)
2	0.06 (0.06)
3	0.03 (0.03)

Valores del modelo tridimensional

() Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 3 (transversal)

Tabla 4.3.1.- Periodos de vibración, modelo 2

En la tabla 4.3.2 y las figs 4.3.4 se aprecian los desplazamientos laterales máximos totales; estos son bastante pequeños, lo que concuerda con los periodos, debido a la gran rigidez lateral que proporcionan los muros. En las figs 4.3.5 se grafican las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso y se comparan con la permisible del RDF-87; se observa que la estructura cumple con dicha limitación, con bastante margen de seguridad.

La tabla 4.3.3 y las figs 4.3.6 muestran las fuerzas sísmicas y las fuerzas cortantes que se introducen en el sistema, a partir del análisis estático y dinámico modal espectral.

SISMO EN DIRECCION X				
NIVEL	DESPLAZA- MIENTO ESTATICO (cm)	DESPLAZA- MIENTO DINAMICO (cm)	DESPLAZA- MIENTO RELATIVO/AL- TURA DE ENTREPISO ESTATICO	DESPLAZA- MIENTO RELATIVO/AL- TURA DE ENTREPISO DINAMICO
3	0.52 (0.54)	0.44 (0.41)	0.00046 (0.00052)	0.00046 (0.00040)
2	0.36 (0.36)	0.28 (0.27)	0.00057 (0.00054)	0.00046 (0.00040)
1	0.16 (0.17)	0.12 (0.13)	0.00038 (0.00038)	0.00029 (0.00030)

SISMO EN DIRECCION Y				
NIVEL	DESPLAZA- MIENTO ESTATICO (cm)	DESPLAZA- MIENTO DINAMICO (cm)	DESPLAZA- MIENTO RELATIVO/AL- TURA DE ENTREPISO ESTATICO	DESPLAZA- MIENTO RELATIVO/AL- TURA DE ENTREPISO DINAMICO
3	1.04 (1.05)	0.88 (0.93)	0.0010 (0.0010)	0.0008 (0.00092)
2	0.68 (0.69)	0.60 (0.61)	0.0010 (0.0011)	0.00091 (0.00094)
1	0.32 (0.32)	0.28 (0.28)	0.00076 (0.00077)	0.00067 (0.00068)

Valores del modelo tridimensional

() Valores del modelo bidimensional : Eje A (longitudinal) y Eje 3 (transversal)

Tabla 4.3.2.- Desplazamientos máximos laterales y relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, (multiplicados por $Q = 4$), modelo 2

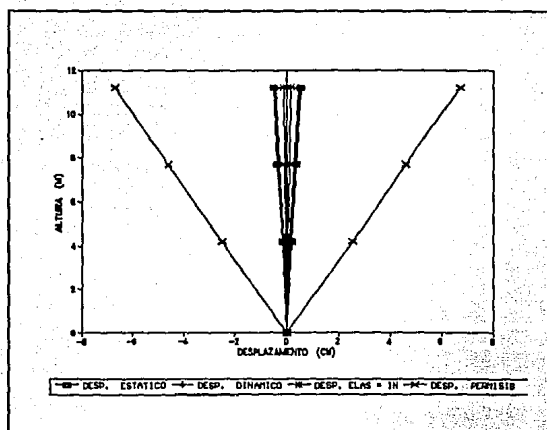


Fig 4.3.4 a.- Desplazamientos máximos totales para el sismo en dirección X, modelo 2, $Q = 4$

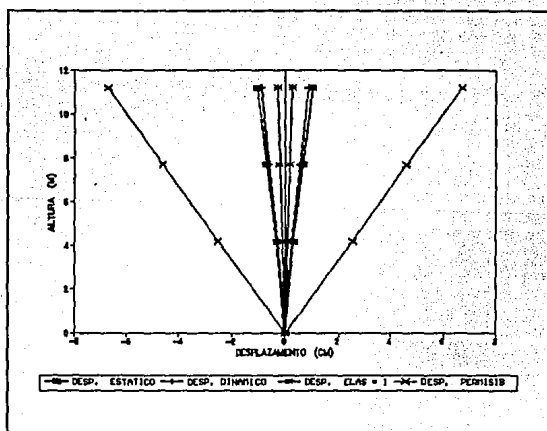


Fig 4.3.4 b.- Desplazamientos máximos laterales para el sismo en dirección Y, modelo 2, $Q = 4$

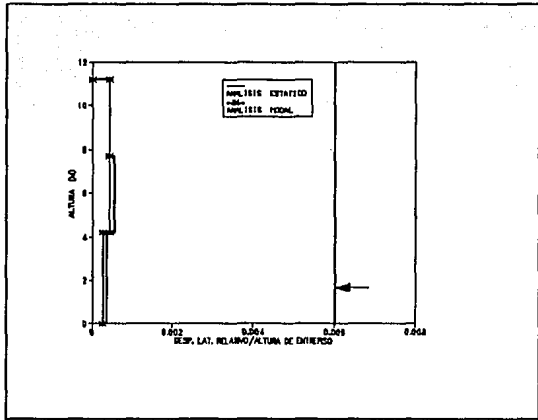


Fig 4.3.5 a.- Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección x, modelo 2, Q = 4

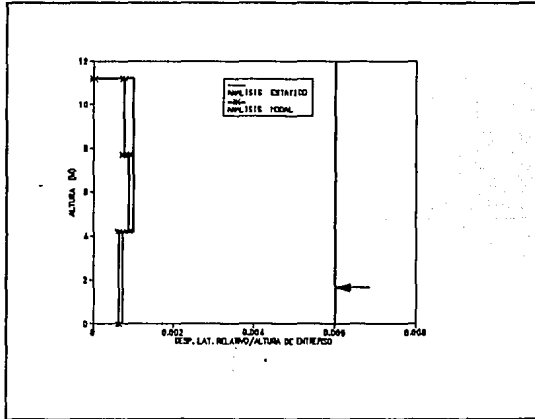


Fig 4.3.5 b.- Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección Y, modelo 2, Q = 4

SISMO EN DIRECCION X				
NIVEL	FUERZA LATERAL ESTATICA (t)	FUERZA CORTANTE ESTATICA (t)	FUERZA LATERAL DINAMICA (t)	FUERZA CORTANTE DINAMICA (t)
3	76.93 (37.64)	76.93 (37.64)	68.56 (34.40)	68.56 (34.40)
2	59.08 (33.23)	136.01 (70.88)	46.62 (26.75)	(115.18) (61.15)
1	32.00 (18.26)	168.02 (89.15)	25.34 (14.72)	140.52 (75.87)

SISMO EN DIRECCION Y				
NIVEL	FUERZA LATERAL ESTATICA (t)	FUERZA CORTANTE ESTATICA (t)	FUERZA LATERAL DINAMICA (t)	FUERZA CORTANTE DINAMICA (t)
3	76.98 (38.17)	76.98 (38.17)	69.98 (34.81)	69.98 (34.81)
2	59.13 (29.32)	136.11 (67.49)	47.19 (23.37)	117.17 (58.18)
1	32.01 (15.88)	168.12 (83.38)	25.72 (12.67)	142.89 (70.85)

Valores del modelo tridimensional

() Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 3 (transversal)

Tabla 4.3.3.- Fuerzas sísmicas y cortantes de entrepiso, modelo 2, Q=4

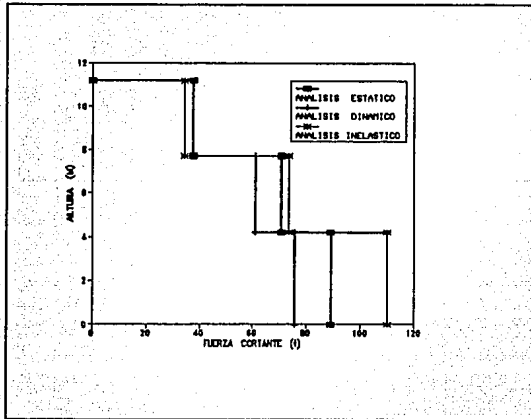


Fig 4.3.6 a.- Fuerzas cortantes de entpiso, sismo en dirección X, modelo 2, $Q=4$

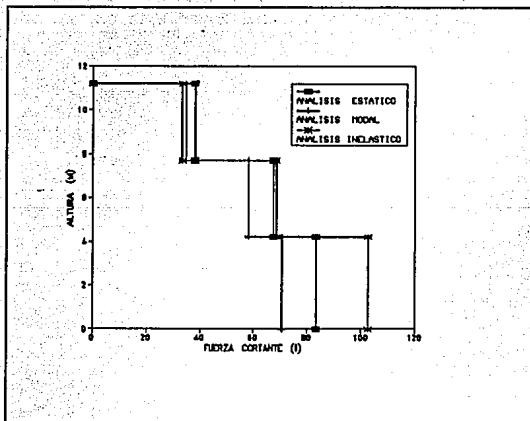


Fig 4.3.6 b.- Fuerzas cortantes de entpiso, sismo en dirección Y, modelo 2, $Q=4$

Los elementos mecánicos (sin factorizar) del modelo 2 ante carga vertical se muestran en las figs 4.3.7 a 4.3.9.

Y la distribución de los elementos mecánicos (sin factorizar) por sismo en dirección X y Y, se tienen en las figs 4.3.10 a 4.3.12 . Nótese que los elementos mecánicos en vigas son casi nulos, por lo que no se especifican en la gráfica; en columnas sucede lo mismo, es decir que todo lo toman los muros, debido a su gran rigidez lateral.

Los armados tipo que satisfacen los elementos mecánicos de diseño, cumpliendo además con los requisitos del capítulo de marcos dúctiles, se encuentran en las figs 4.3.13 y 4.3.14 .

Cabe hacer notar que en este modelo el muro de concreto no necesitó más de 10 cm de espesor, y que dicho valor se proporcionó para no tener problemas de estabilidad; por resistencia y desplazamientos el modelo 2 resulta muy sobrado, debido a la existencia de dichos muros de concreto. En el análisis, dichos miembros se modelaron como columnas anchas.

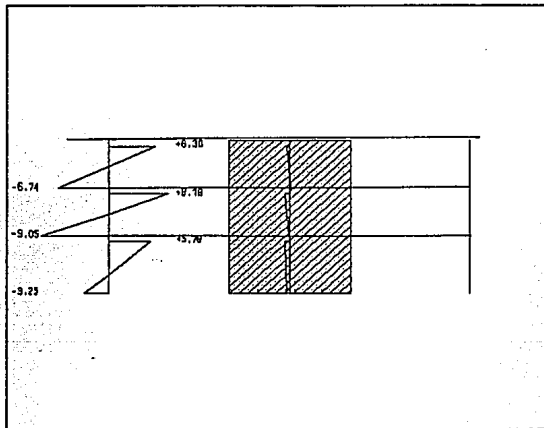


Fig 4.3.7 .- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje A, modelo 2 ($Q=4$), carga vertical

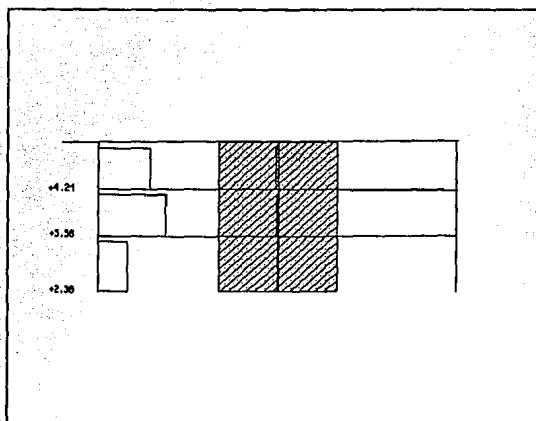


Fig 4.3.7.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje A, modelo 2, Q = 4, carga vertical

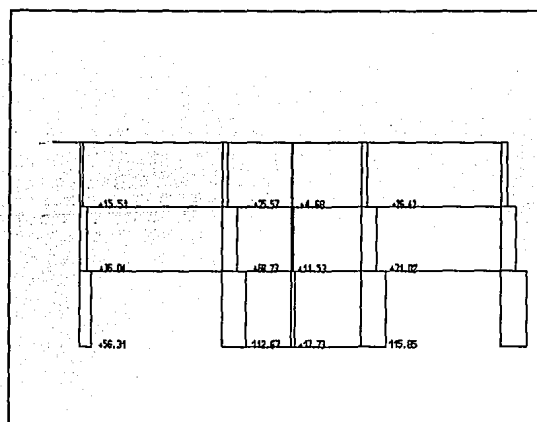


Fig 4.3.7.- Distribución de cargas axiales (t) en las columnas del eje A, modelo 2, Q = 4, carga vertical

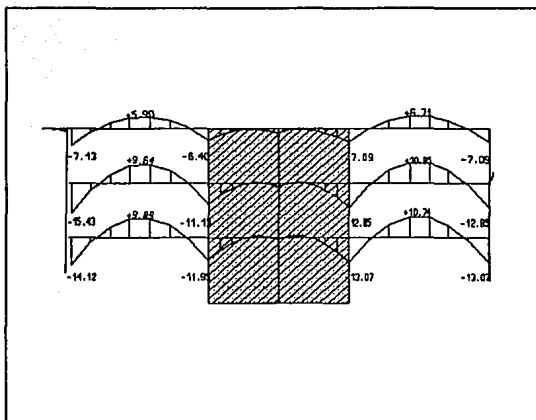


Fig 4.3.8 .- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A, modelo 2 (Q=4), carga vertical.

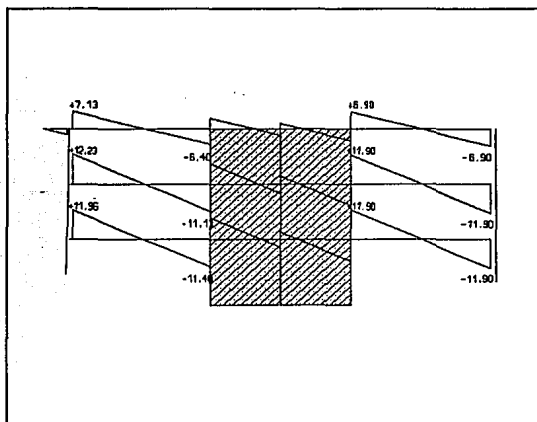


Fig 4.3.8 .- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje A, modelo 2, Q=4, carga vertical

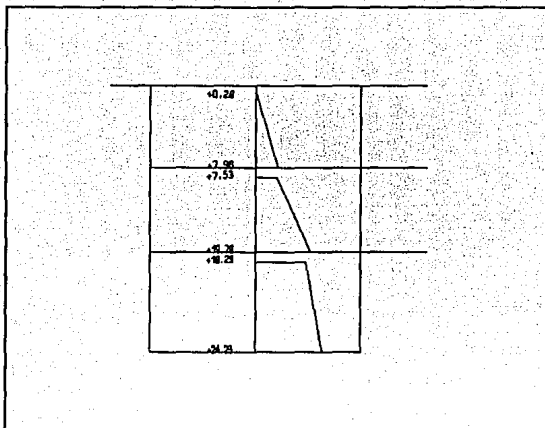


Fig 4.3.9 - Distribución de momentos flexionantes (t-m) en los muros del eje 2, modelo 2, $Q=4$, carga vertical

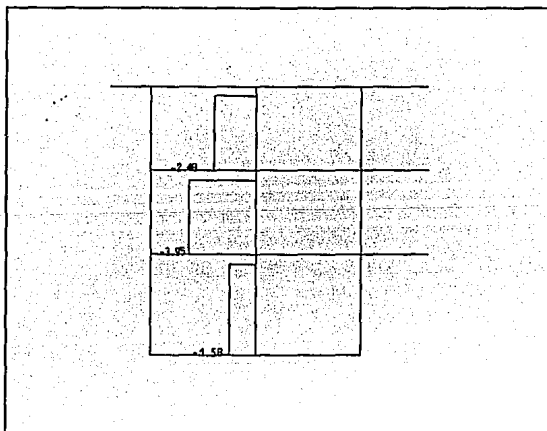


Fig 4.3.9 - Distribución de fuerzas cortantes (t) en los muros del eje 2, modelo 2, $Q=4$, carga vertical

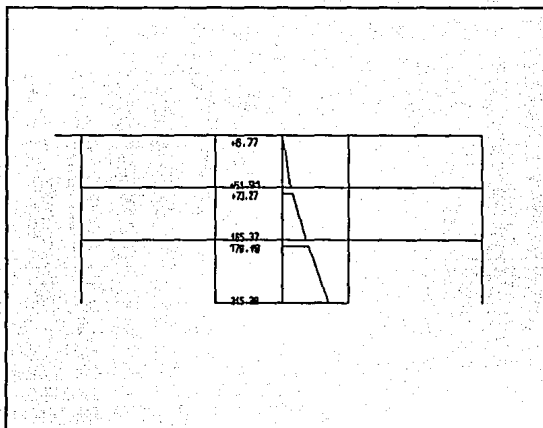


Fig 4.3.10 .- Distribución de momentos flexionantes (t-m) de las columnas del eje A, modelo 2, $Q=4$, sismo en dirección X.

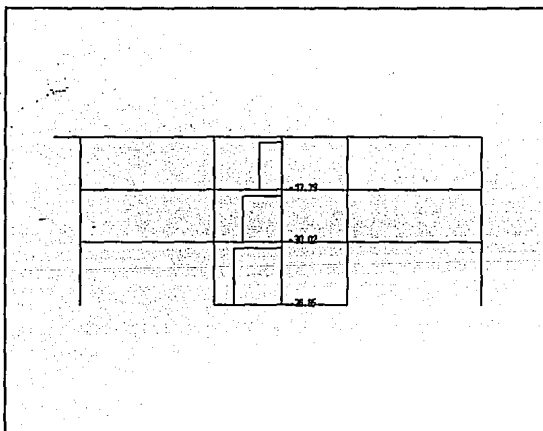


Fig 4.3.10 .- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje A, modelo 2. $Q=4$, sismo en dirección X

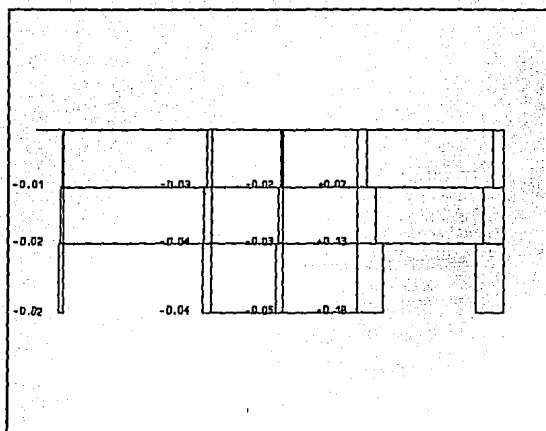


Fig 4.3.10.- Distribución de cargas axiales (t) en las columnas del eje A, modelo 2, Q=4, sismo en dirección X

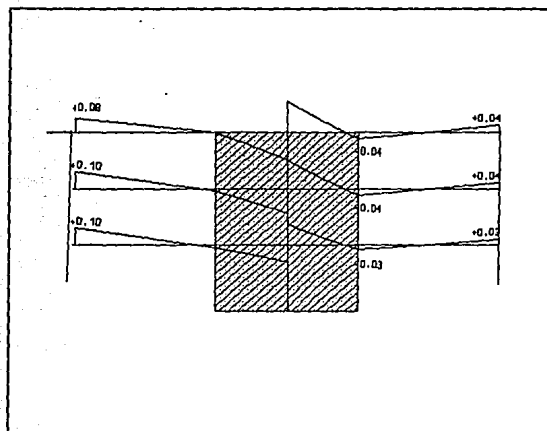


Fig 4.3.11.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A, modelo 2, Q=4, sismo en dirección X



Fig 4.3.11.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje A, modelo 2, $Q=4$, sismo en dirección X

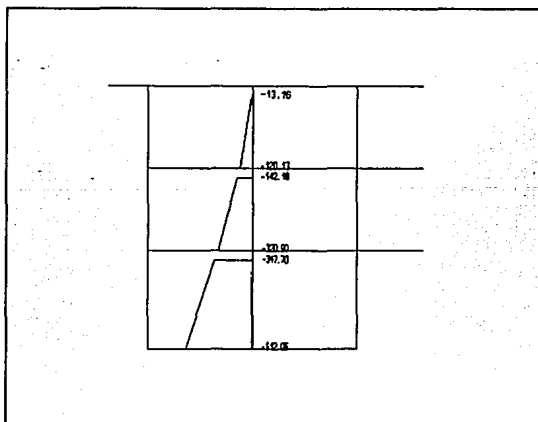


Fig 4.3.12 .- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en los muros del eje 2, modelo 2, $Q=4$, sismo en dirección Y

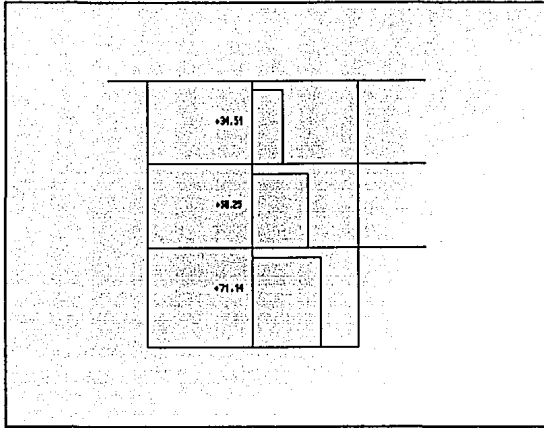


Fig 4.3.12.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en los muros del eje 2, modelo 2, Q=4, sismo en dirección Y

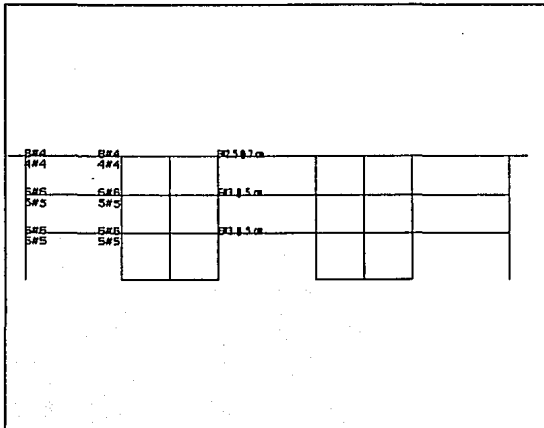


Fig 4.3.13.- Armados de las vigas del eje A, modelo 2, Q=4

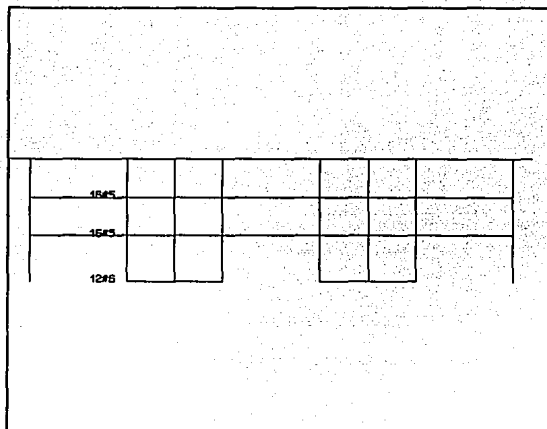


Fig 4.3.13.- Armado longitudinal de los muros del eje A, modelo 2, Q=4

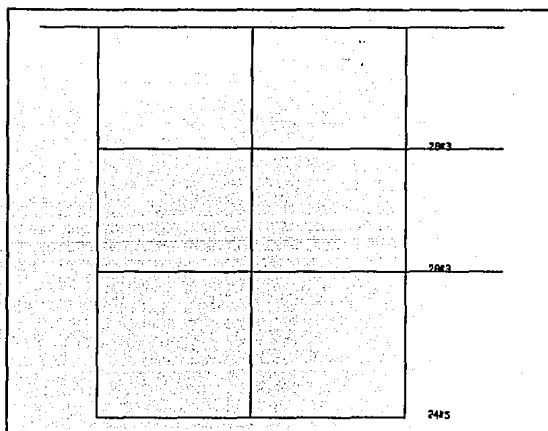


Fig 4.3.14.- Armado transversal de los muros del eje 2, modelo 2, Q=4

4.4 Modelo 3

La estructuración de este modelo es una combinación del modelo 1 y muros de mampostería colocados en los ejes transversales, sin dejar de permitir la funcionalidad de la escuela (aulas principalmente).

Su seguridad se revisó ante el estado límite de servicio, para que el desplazamiento relativo entre la altura de entrepiso no excediera 0.006 en la dirección corta, y de 0.012 en la dirección longitudinal. Para el diseño en la dirección Y, se utilizó $Q=2$; para la otra dirección, $Q=4$.

Así, en la dirección longitudinal se considera que sólo existe el trabajo de marcos y en la dirección transversal se tienen muros de mampostería ligados a la estructura; el factor de coeficiente sísmico y la deformación angular permisible varían de una a otra dirección, según el tipo de estructuración.

Al revisar los resultados de los periodos de vibración, para la dirección transversal son más pequeños (ver la tabla 4.4.1). Las configuraciones modales (vista en planta y en elevación), se aprecian en las figs 4.4.1 a 4.4.4 . El primer modo se presenta en la dirección X, el segundo en dirección Y, y el tercero es de torsión. La participación de los muros de mampostería en la dirección transversal es importante, en cuanto a tener mayor rigidez lateral.

DIRECCION X	
MODO	PERIODO (s)
1	0.741 (0.740)
4	0.203 (0.204)
7	0.093 (0.094)

DIRECCION Y	
MODO	PERIODO (s)
2	0.507 (0.509) [0.523]
5	0.152 (0.163) [0.142]
8	0.081 (0.088) [0.073]

- Valores del modelo tridimensional
 () Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 2 (transversal exterior)
 [] Valores del modelo bidimensional: Eje 3 (transversal interior)

Tabla 4.4.1.- Periodos de vibración, modelo 3

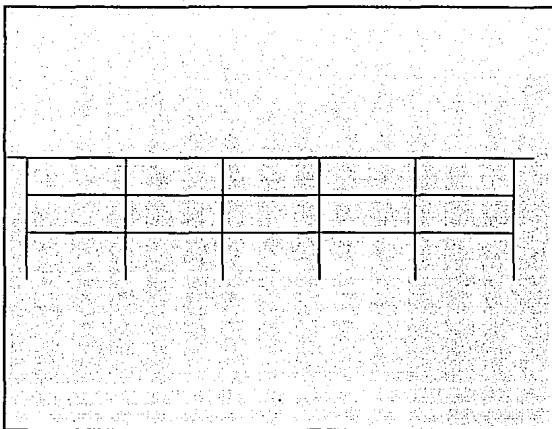


Fig 4.4.1 a.- Eje A, modelo 3

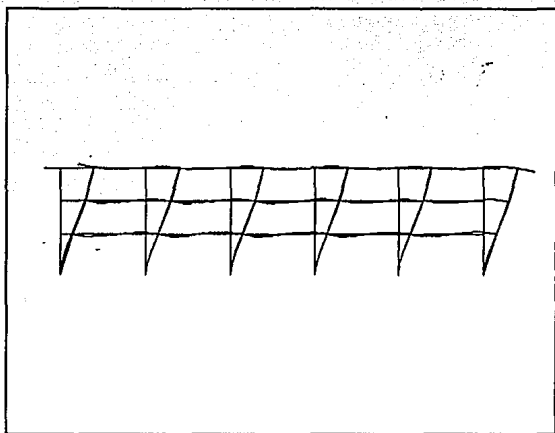


Fig 4.4.1 b.- Configuración deformada del primer modo de vibración del eje A, modelo 3

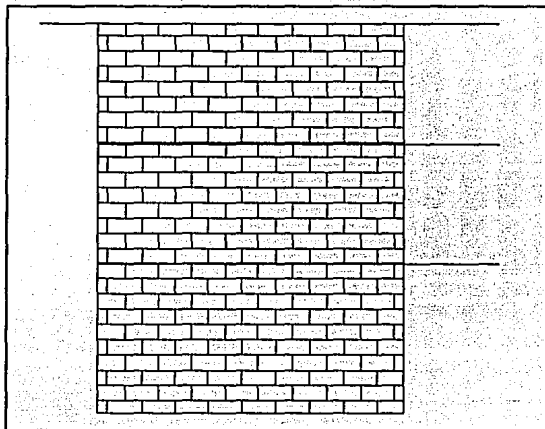


Fig 4.4.2 a.- Eje 2, modelo 3

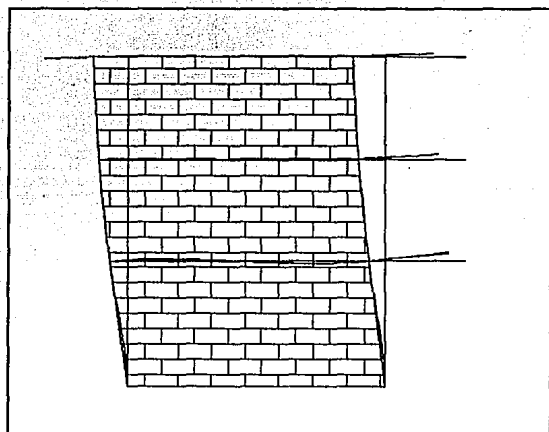


Fig 4.4.2 b.- Configuración deformada del primer modo de vibración del eje 2, modelo 3

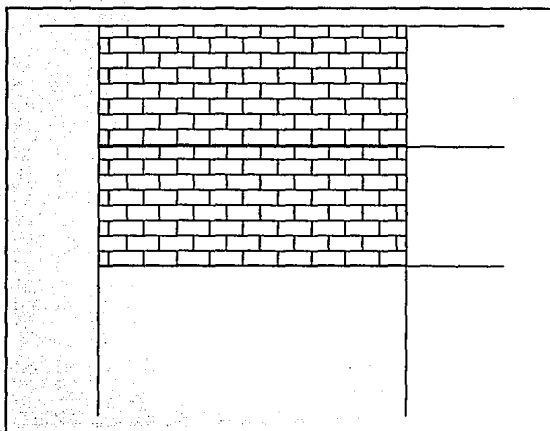


Fig 4.4.3 a.- Eje 3, modelo 3

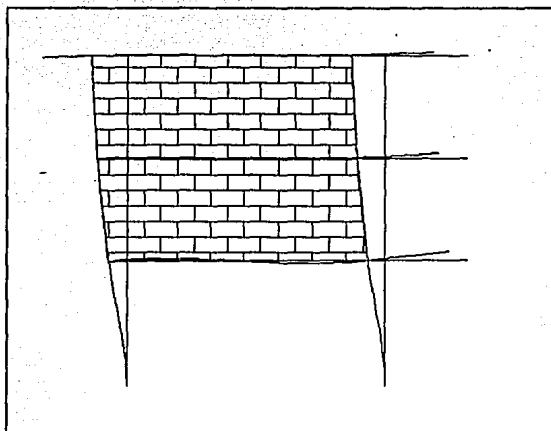


Fig 4.4.3 b.- Configuración deformada del primer modo de vibración del eje 3, modelo 3

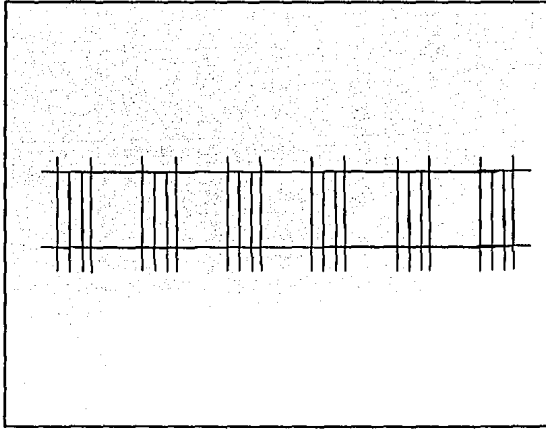


Fig 4.4.4 a.- Vista en planta del primer modo de vibración (domina la traslación en X), modelo 3

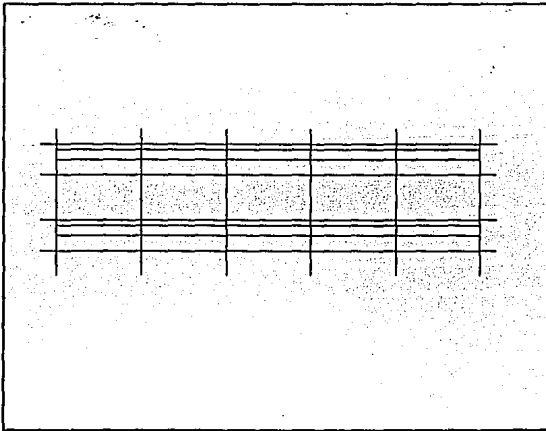


Fig 4.4.4 b.- Vista en planta del segundo modo de vibración (domina la traslación en Y), modelo 3

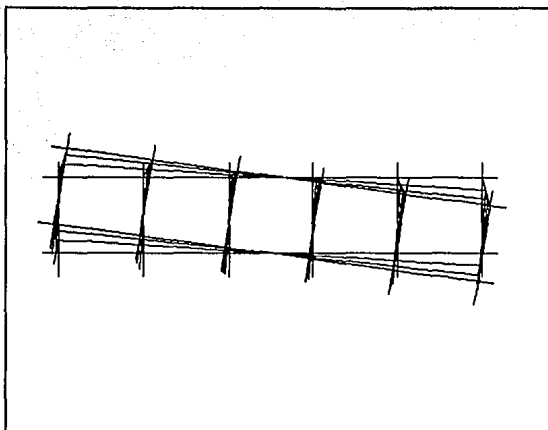


Fig 4.4.4 c.- Vista en planta del tercer modo de vibración (domina la torsión), modelo 3

Los desplazamientos máximos totales se tienen en la tabla 4.5.2, y se grafican en la fig 4.5.5; por la gran rigidez de los muros de mampostería, los desplazamientos en esa dirección resultan bastante menores con respecto a la dirección larga, cumpliendo de esa manera con la restricción de que la deformación angular de entrepiso no exceda el 0.006, y en la dirección longitudinal el 0.012, como lo especifica el código. En la misma tabla 4.4.2 y las figs 4.4.6 se presentan las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, resultados de los análisis sísmicos llevados a cabo.

SISMO EN DIRECCION X				
NIVEL	DESPLAZAMIENTO ESTATICO (cm)	DESPLAZAMIENTO DINAMICO (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO/AL-TURA DE ENTREPISO ESTATICO	DESPLAZAMIENTO RELATIVO/AL-TURA DE ENTREPISO DINAMICO
3	12.08 (12.22)	10.52 (10.62)	0.0094 (0.0094)	0.0081 (0.0081)
2	8.80 (8.93)	7.68 (7.78)	0.0129 (0.0130)	0.0112 (0.0113)
1	4.28 (4.38)	3.76 (3.82)	0.0099 (0.0010)	0.0087 (0.0089)

SISMO EN DIRECCION Y				
NIVEL	DESPLAZAMIENTO ESTATICO (cm)	DESPLAZAMIENTO DINAMICO (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO/AL-TURA DE ENTREPISO ESTATICO	DESPLAZAMIENTO RELATIVO/AL-TURA DE ENTREPISO DINAMICO
3	2.60 (2.72) [2.66]	4.48 (4.48) [4.38]	0.00137 (0.00179) [0.00109]	0.00223 (0.00326) [0.00161]
2	2.12 (2.09) [2.27]	3.70 (3.24) [3.81]	0.0024 (0.00277) [0.00225]	0.00406 (0.00440) [0.00366]
1	1.28 (1.12) [1.48]	2.28 (1.80) [2.53]	0.00298 (0.00260) [0.00345]	0.00530 (0.00419) [0.00588]

Valores del modelo tridimensional

() Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 2 (transversal exterior)

[] Valores del modelo bidimensional: Eje 3 (transversal interior)

*Multiplicados por Q

Tabla 4.4.2.- Desplazamientos laterales máximos totales y relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, modelo 3

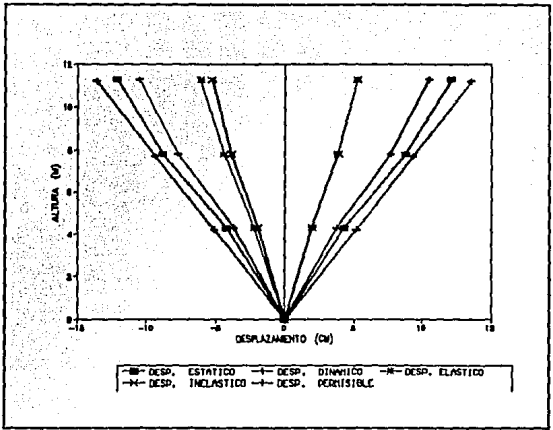


Fig 4.4.5.- Desplazamientos máximos totales, sismo en dirección X, eje A, modelo 3, Q=4

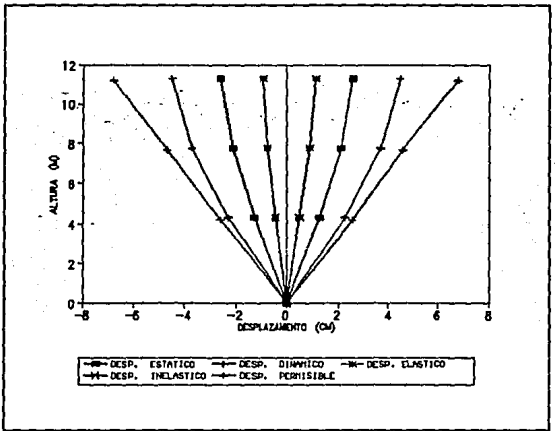


Fig 4.4.5.- Desplazamientos máximos totales, sismo en dirección Y, eje 2, modelo 3, Q=2

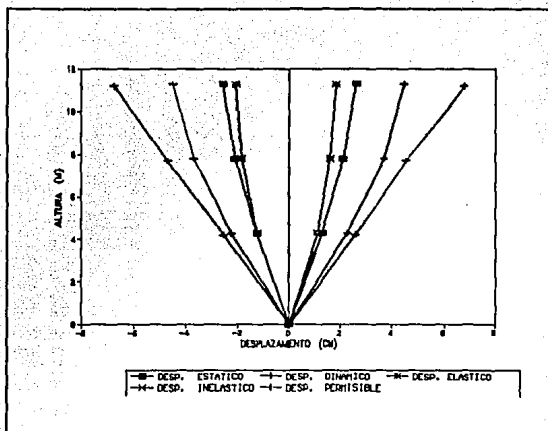


Fig 4.4.5.- Desplazamientos máximos totales, sismo en dirección Y, eje 3, , modelo 3, Q=2

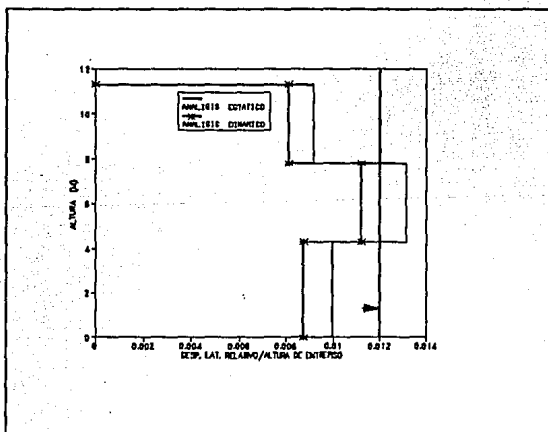


Fig 4.4.6.- Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección X, modelo 3, Q=4

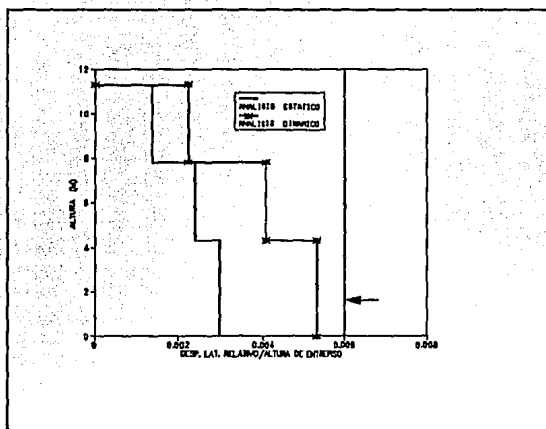


Fig 4.4.6.- Relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrespiso, sismo en dirección Y, modelo 3, $Q = 2$

La tabla 4.4.3 y fig 4.4.7 muestran las fuerzas sísmicas y fuerzas cortantes resultantes de los análisis estático y dinámico modal espectral.

SISMO EN DIRECCION X				
NIVEL	FUERZA LATERAL ESTÁTICA (t)	FUERZA CORTANTE ESTÁTICA (t)	FUERZA LATERAL DINÁMICA (t)	FUERZA CORTANTE DINÁMICA (t)
3	82.71 (40.12)	82.71 (40.12)	72.41 (35.63)	72.41 (35.63)
2	67.58 (36.32)	150.30 (76.43)	57.54 (31.65)	129.95 (67.28)
1	36.33 (19.71)	186.63 (96.14)	31.03 (17.06)	160.98 (84.34)

Valores del modelo tridimensional

() Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 2 (transversal exterior)

[] Valores del modelo bidimensional: Eje 3 (transversal interior)

Tabla 4.5.3.- Fuerzas sísmicas y cortantes de entrespiso, modelo 3

SISMO EN DIRECCION Y				
NIVEL	FUERZA LATERAL ESTATICA (t)	FUERZA CORTANTE ESTATICA (t)	FUERZA LATERAL DINAMICA (t)	FUERZA CORTANTE DINAMICA (t)
3	82.11 (37.24) [22.11]	82.11 (37.24) [22.11]	128.75 (30.61) [16.99]	128.75 (30.61) [16.99]
2	66.59 (26.87) [18.73]	148.70 (64.11) [40.84]	1122.41 (24.00) [20.14]	251.15349 (54.6109) [37.1268]
1	36.69 (14.71) [10.40]	185.39 (78.82) [51.24]	77.69 (7.49) [10.06]	328.84 (62.10) [47.19]

Valores del modelo tridimensional

() Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 2 (transversal exterior)

[] Valores del modelo bidimensional: Eje 3 (transversal interior)

Tabla 4.4.3.- Fuerzas sísmicas y cortantes de entrepiso, modelo 3

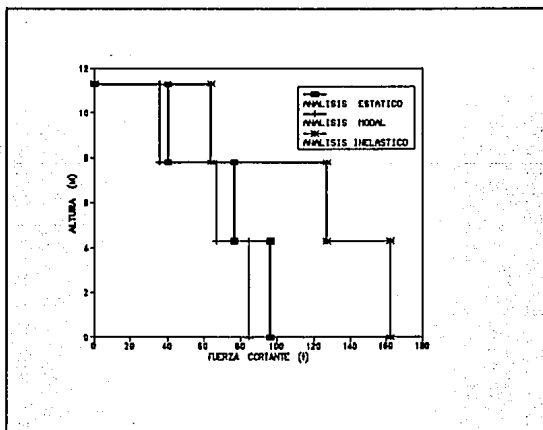


Fig 4.4.7.- Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en dirección X, eje A, modelo 3
Q=4

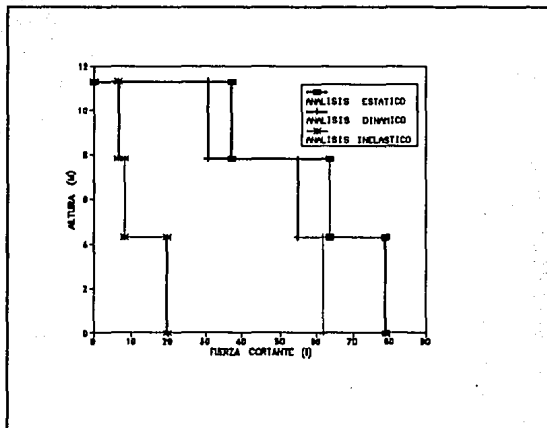


Fig 4.4.7.- Fuerzas cortantes de entepiso, sismo en dirección Y, eje 2, modelo 3
Q=2

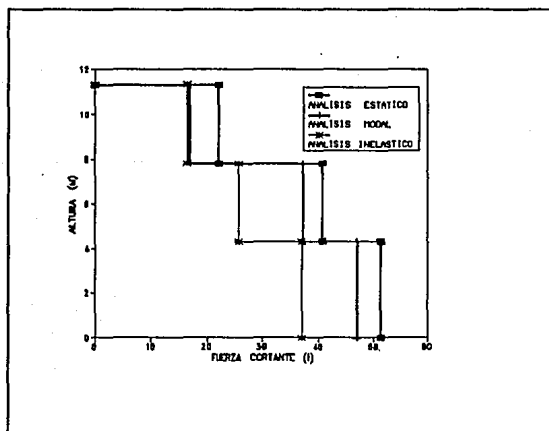


Fig 4.4.7.- Fuerzas cortantes de entepiso, sismo en dirección Y, eje 3, modelo 3
Q=2

En las figs 4.4.8 a 4.4.13 se indican los valores (sin factorizar) de los elementos mecánicos para la condición de carga vertical; para sismo en las dos direcciones dichos resultados se tienen en las figs 4.4.14 a 4.4.19.

Después de combinar las cargas gravitacionales y sísmicas (dinámicas) y revisar las condiciones críticas, a nivel de miembros estructurales, se llegó a los armados que se muestran en las figs 4.4.20 a 4.4.21. Lo anterior se hizo según lo especifica el RDF-87 en sus NTC-Concreto. Cabe aclarar que los muros de tabique se revisaron por resistencia (al cortante, principalmente), según lo especifican las NTC-Mampostería, sin tener problemas de falta de resistencia.

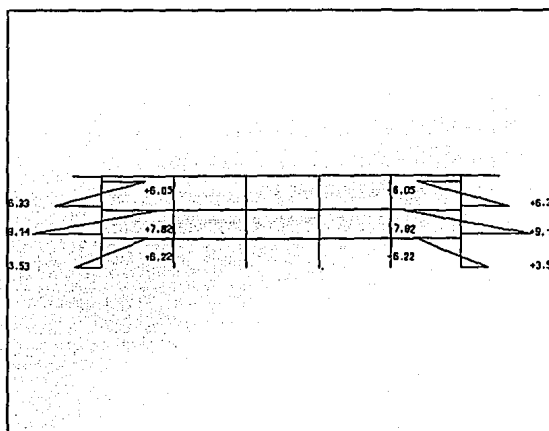


Fig 4.4.8.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje A, modelo 3, Q=4, carga vertical

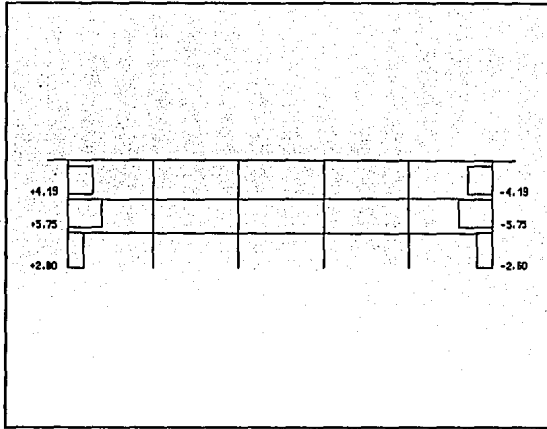


Fig 4.4.8.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje A, modelo 3, Q = 4, carga vertical

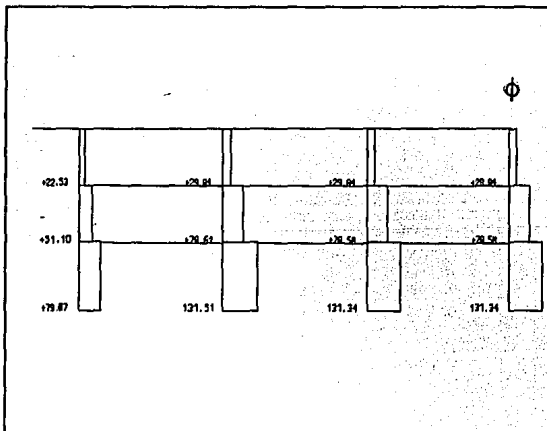


Fig 4.4.8.- Distribución de cargas axiales (t) en las columnas del eje A, modelo 3, Q = 4, carga vertical

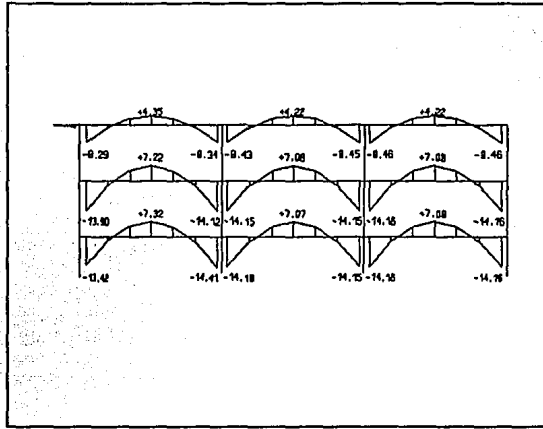


Fig 4.4.9.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A, modelo 3, $Q=4$, carga vertical

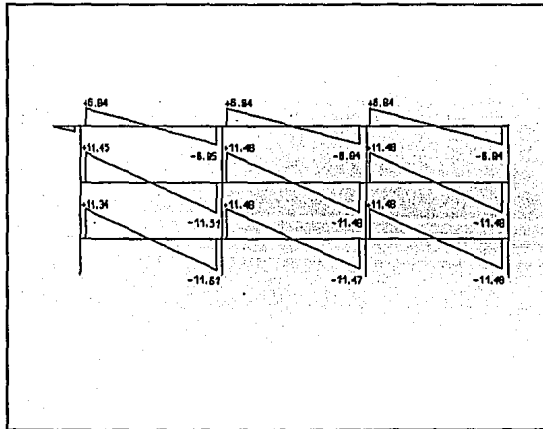


Fig 4.4.9.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje A, modelo 3, $Q=4$, carga vertical

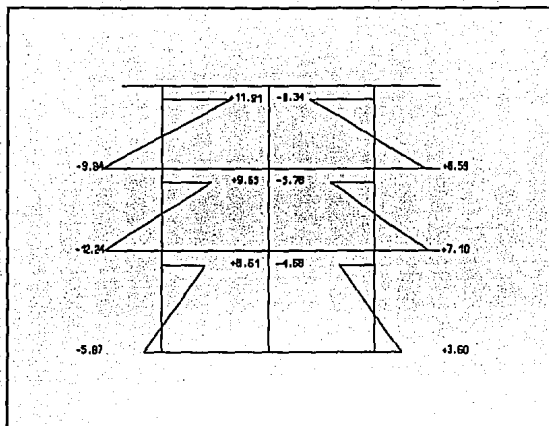


Fig 4.4.10.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje 2, modelo 3, $Q=2$, carga vertical

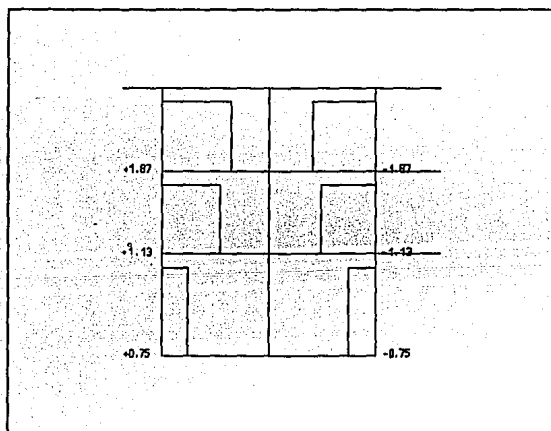


Fig 4.4.10.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje 2, modelo 3, $Q=2$, carga vertical

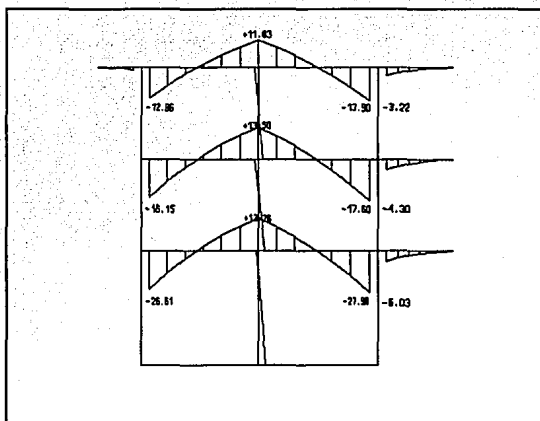


Fig 4.4.11.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 2, modelo 3, $Q=2$, carga vertical

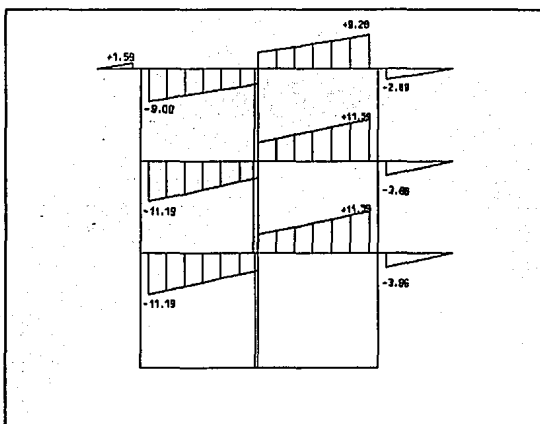


Fig 4.4.11.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje 2, modelo 3, $Q=2$, carga vertical

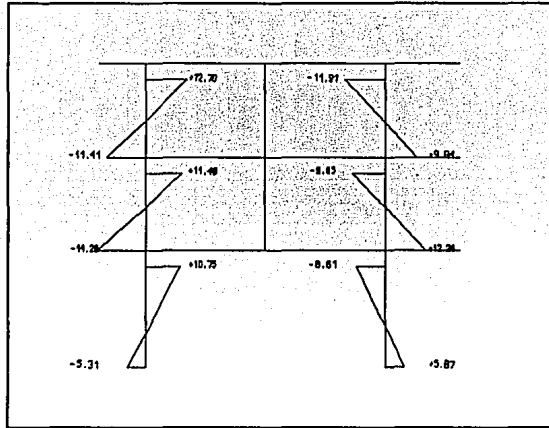


Fig 4.4.12.- Distribución de momento flexionante (t-m) en las columnas del eje 3, modelo 3, Q=2, carga vertical

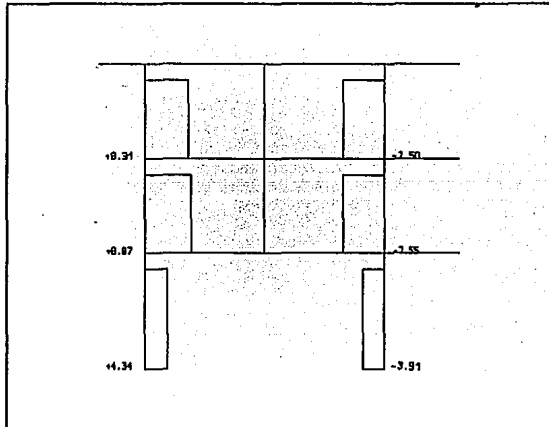


Fig 4.4.12.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en columnas del eje 3, modelo 3, Q=2, carga vertical

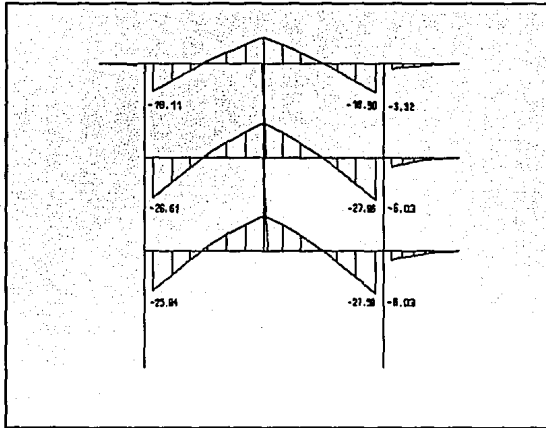


Fig 4.4.13.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 3, modelo 3, $Q=2$, carga vertical

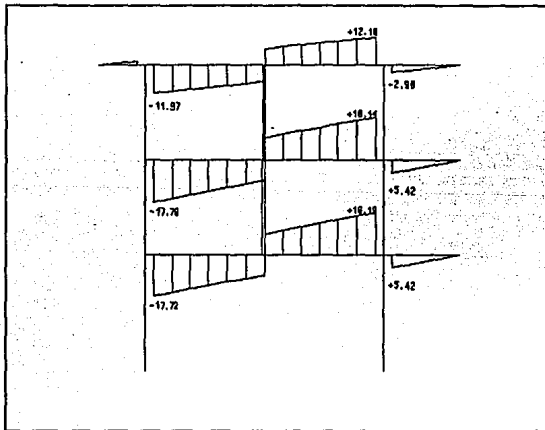


Fig 4.4.13.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje 3, modelo 3, $Q=2$, carga vertical

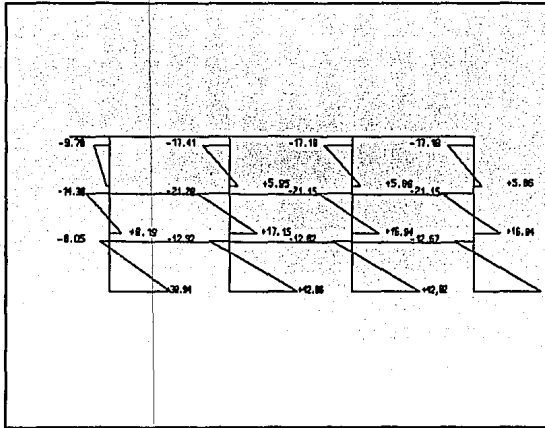


Fig 4.4.14.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje A, modelo 3, Q=4, sismo en dirección X

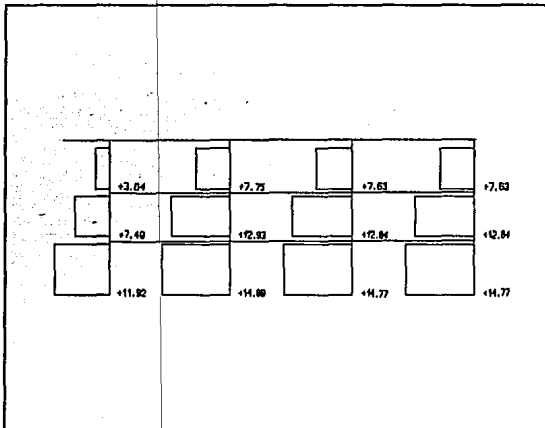


Fig 4.4.14.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje A, modelo 3, Q=4, sismo en dirección X

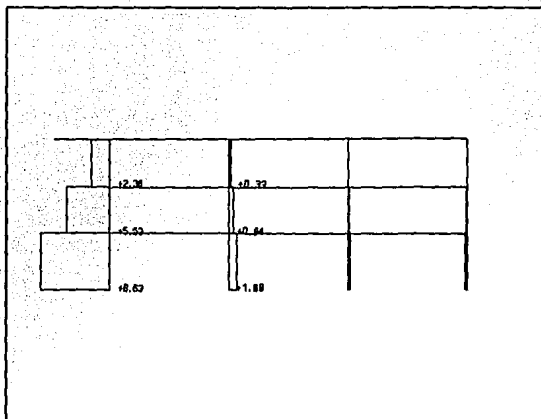


Fig 4.4.14.- Distribución de cargas axiales en las columnas del eje A, modelo 3, Q = 4, sismo en dirección X

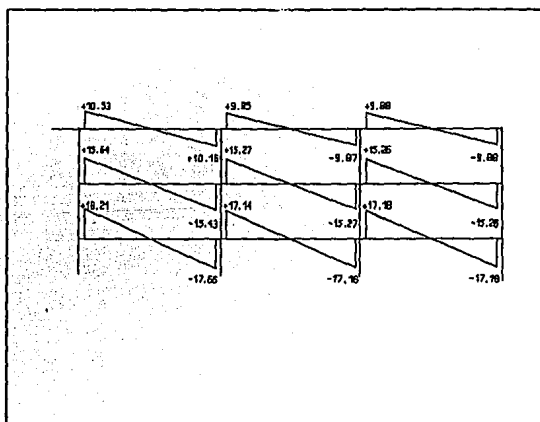


Fig 4.4.15.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A, modelo 3, Q = 4, sismo en dirección X

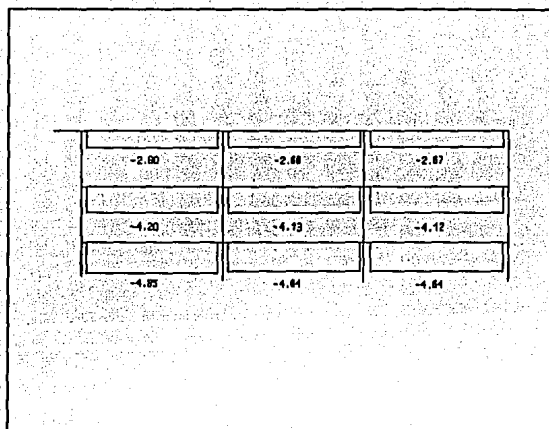


Fig 4.4.15.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje A, modelo 3, Q=4, sismo en dirección X

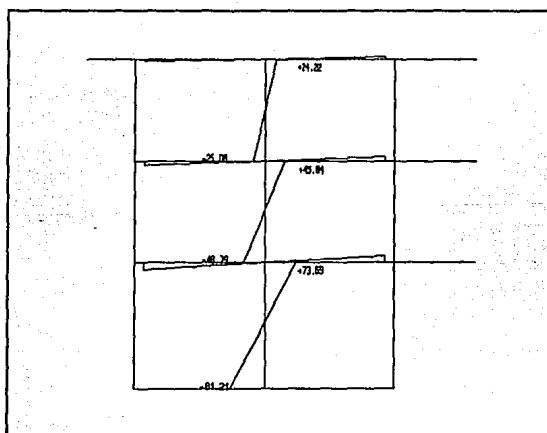


Fig 4.4.16.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en los muros del eje 2, modelo 3, Q=2, sismo en dirección Y

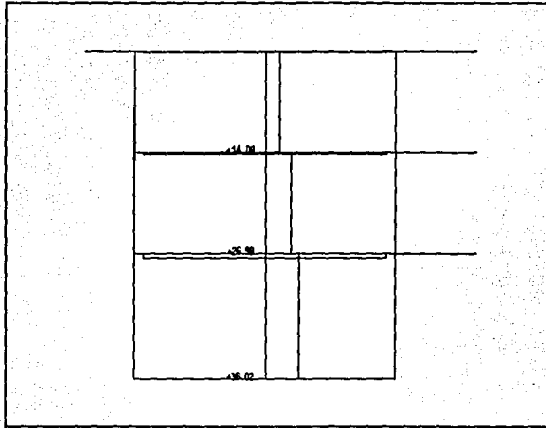


Fig 4.4.16.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en los muros del eje 2, modelo 3, $Q=2$, sismo en dirección Y

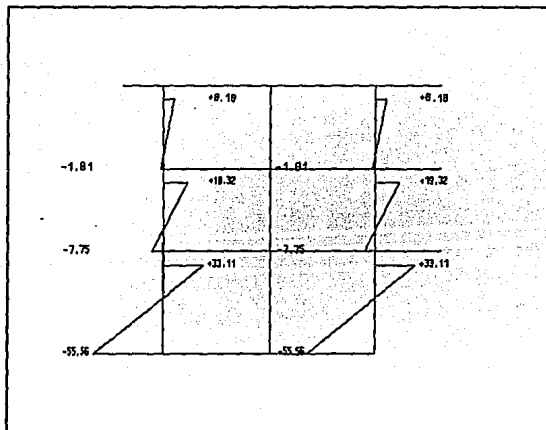


Fig 4.4.17.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje 2, modelo 3, $Q=2$, sismo en dirección Y

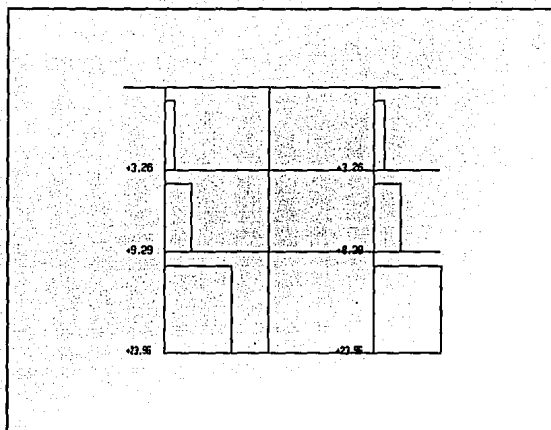


Fig 4.4.17.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje 2, modelo 3, Q=2, sismo en dirección Y

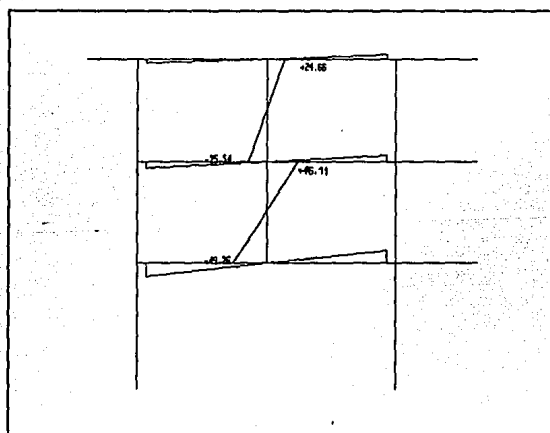


Fig 4.4.18.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en muros del eje 3, modelo 3, Q=2, sismo en dirección Y

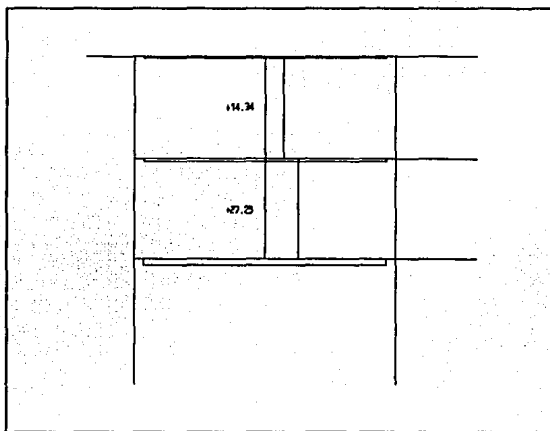


Fig 4.4.18.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en los muros del eje 3, modelo 3, $Q=2$, sismo en dirección Y

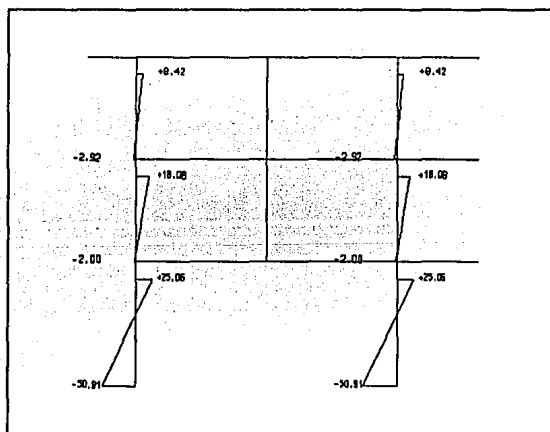


Fig 4.4.19.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje 3, modelo 3, $Q=2$, sismo en dirección Y

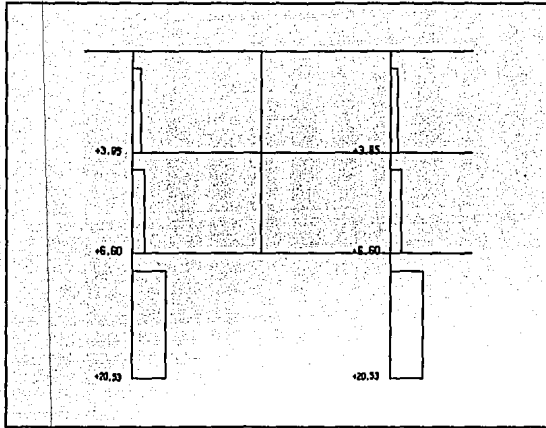


Fig 4.4.19.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje 3, modelo 3, Q=2, sismo en dirección Y

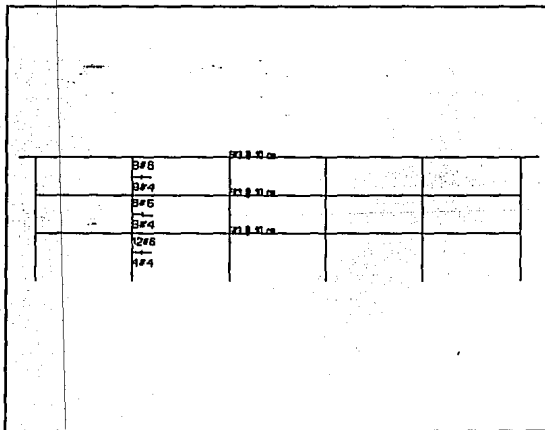


Fig 4.4.20.- Armados de las columnas del eje A, modelo 3, Q=4

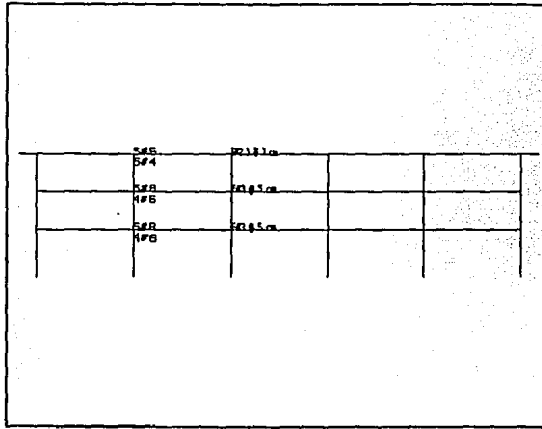


Fig 4.4.20.- Armados de las vigas del eje A, modelo 3, Q=4

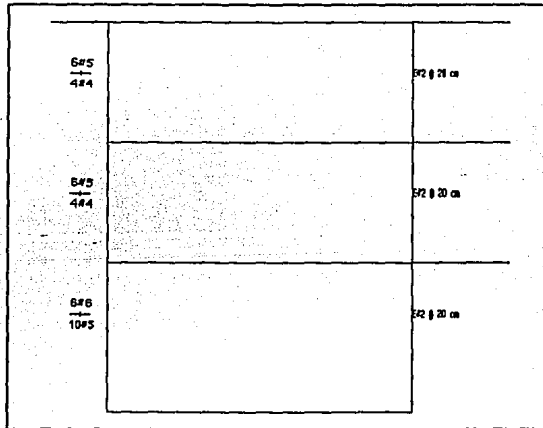


Fig 4.4.21.- Armados de las columnas del eje 2, modelo 3, Q=2

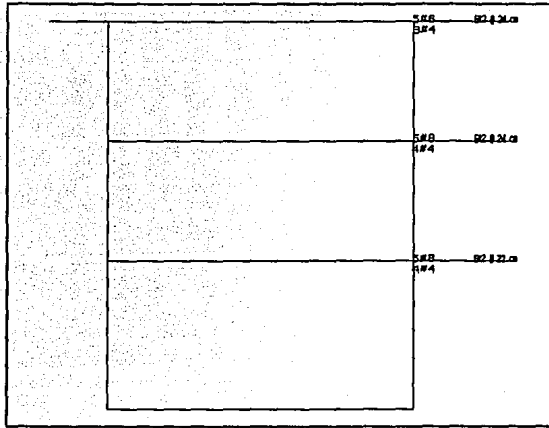


Fig 4.4.21.- Armados de las vigas del eje 2, modelo 3, Q=2

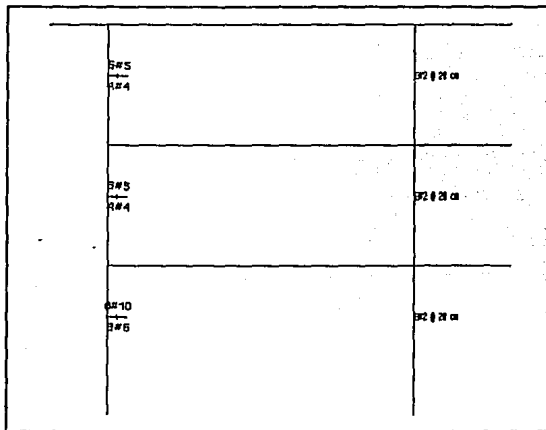


Fig 4.4.22.- Armados de las columnas del eje 2, modelo 3, Q=2

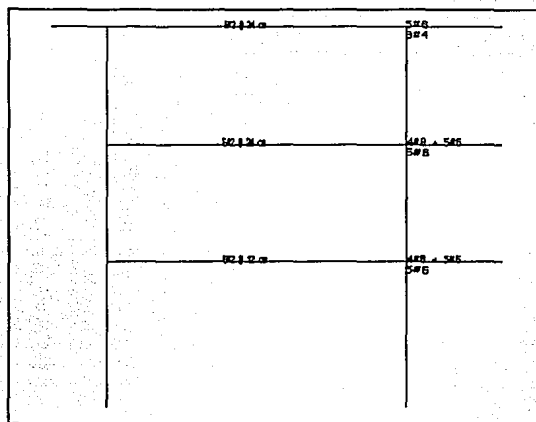


Fig 4.4.22.- Armados de las vigas del eje 3, modelo 3, Q=2

4.5 Modelo 4

Esta estructura es básicamente igual al modelo 2, pero en lugar de muros de concreto tendrá diagonales de acero; dichos elementos rigidizantes irán en las mismas crujeas en que se localizan los muros, y además serán del tipo K. El nivel permisible de deformación angular de entrepiso fue 0.006, y el factor de comportamiento sísmico $Q=2$. Para el diseño de las diagonales de acero se utilizaron los criterios de: a) esfuerzos permisibles (ASD); b) factores de carga y de resistencia (LRFD). Ambos criterios de diseño los permite el RDF-87 en sus NTC-Acero. Se optó por estudiar qué pasaba con ambos métodos, para investigar las ventajas y desventajas del criterio convencional (conocido por ASD) contra el método por resistencia (conocido por LRFD) que últimamente ha ido ganando más adeptos, sobre todo a partir de 1986. Los siguientes resultados se presentan primero con base al método ASD, y al final según el criterio LRFD. Para fines de una mejor comparación, ASD contra LRFD, las vigas y columnas fueron las del modelo 1.

Los diseños de los perfiles de acero, para ambos criterios, se llevaron a cabo con el post-procesador "Steeler" del programa ETABS, y se comprobaron manualmente, como se hace mención al final de este capítulo.

El empleo de las diagonales de acero hace que los periodos de vibración tiendan a ser pequeños, debido a la gran rigidez lateral adicional que proporcionan dichos contravientos (ver tabla 4.5.1). El primer modo se presenta en la dirección X, el segundo en dirección Y y el tercero es de torsión; en las figs 4.5.1 a 4.5.4 se muestran en planta y en elevación dichos modos de vibración tridimensionales.

DIRECCION X	
MODO	PERIODO (s)
1	0.352 (0.353)
4	0.114 (0.111)
7	0.063 (0.063)

DIRECCION Y	
MODO	PERIODO (s)
2	0.342 (0.317) [0.367]
5	0.108 (0.135) [0.082]
8	0.057 (0.065) [0.0432]

Valores del modelo tridimensional

() Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 2 (transversal exterior)

[] Valores del modelo bidimensional: Eje 3 (transversal interior)

Tabla 4.5.1.- Periodos de vibración, modelo 4, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

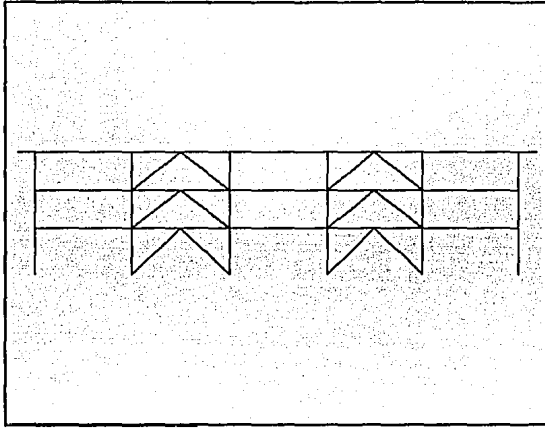


Fig 4.5.1.- Eje A, modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

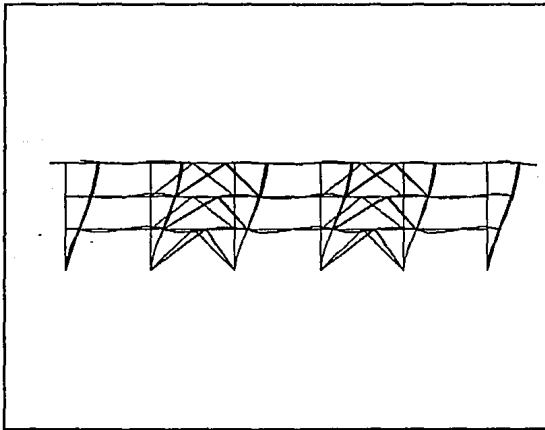


Fig 4.5.1.- Configuración deformada del primer modo de vibración del eje A, modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

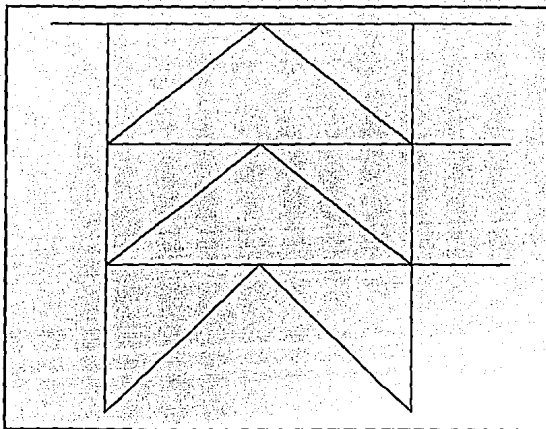


Fig 4.5.2.- Eje 2, modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

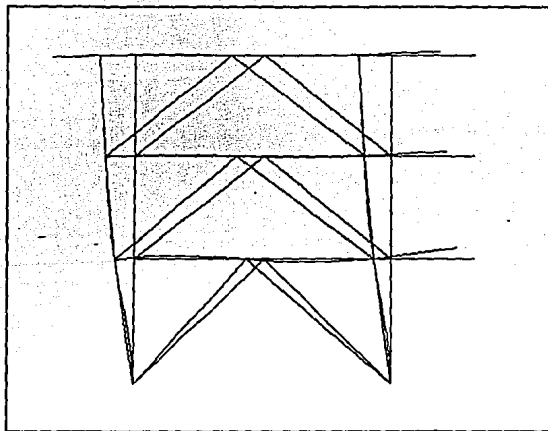


Fig 4.5.2.- Configuración deformada del primer modo de vibración del eje 2, modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

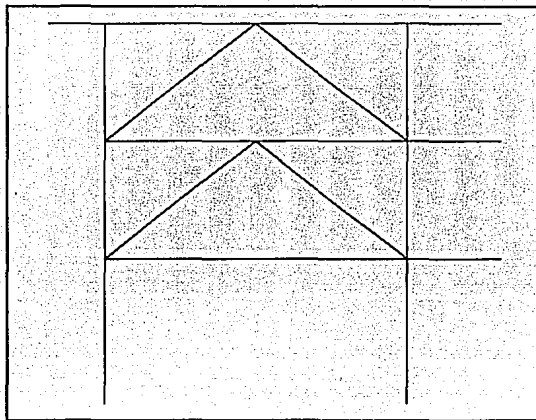


Fig 4.5.3.- Eje 3, modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

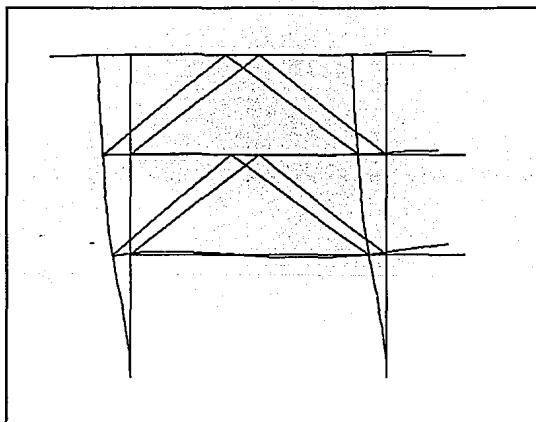


Fig 4.5.3- Configuración deformada del primer modo de vibración del eje 3, modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

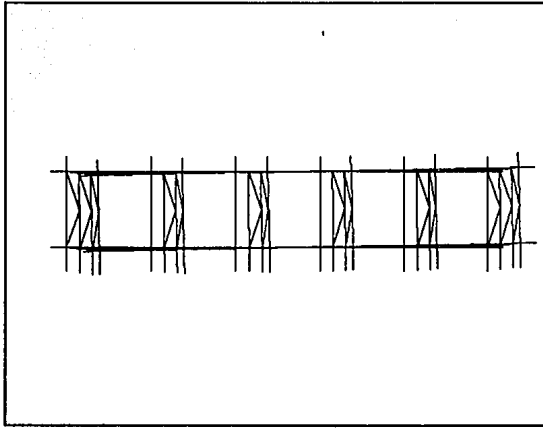


Fig 4.5.4.- Vista en planta del primer modo de vibración (domina la traslación en la dirección longitudinal), modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

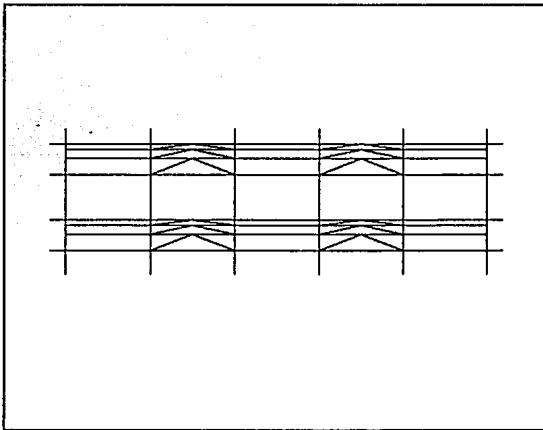


Fig 4.5.4.- Vista en planta del segundo modo de vibración (domina la traslación en la dirección transversal), modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

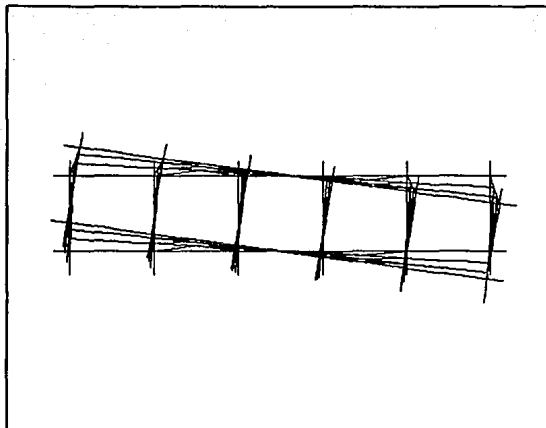


Fig 4.5.4.- Vista en planta del tercer modo de vibración (domina la torsión), modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

Al someter a la estructura bajo las fuerzas sísmicas dinámicas que resultan del análisis modal espectral, se encuentra que los desplazamientos máximos son pequeños debido a la gran rigidez lateral existente, como ya se había observado en los periodos; los valores se tienen en la tabla 4.5.2 y figs 4.5.5 . También se presentan las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, para el sismo actuando en ambas direcciones (ver figs 4.5.6). Nótese que, ante la ayuda de la gran rigidez lateral de las diagonales de acero, el valor máximo está bastante por abajo del valor permisible de la deformación angular de entrepiso de 0.006.

SISMO EN DIRECCION X				
NIVEL	DESPLAZA- MIENTO ESTATICO (cm)	DESPLAZA- MIENTO DINAMICO (cm)	DESPLAZA- MIENTO LATERAL/AL- TURA DE ENTREPISO ESTATICO	DESPLAZA- MIENTO LATERAL/AL- TURA DE ENTREPISO DINAMICO
3	2.64 (1.74)	2.00 (2.00)	0.0017 (0.0011)	0.0120 (0.0129)
2	2.04 (1.36)	1.58 (1.55)	0.0029 (0.0019)	0.00229 (0.00215)
1	1.04 (0.70)	0.80 (0.80)	0.0024 (0.0016)	0.00188 (0.00188)

SISMO EN DIRECCION Y				
NIVEL	DESPLAZA- MIENTO ESTATICO (cm)	DESPLAZA- MIENTO DINAMICO (cm)	DESPLAZA- MIENTO RELATIVO/AL- TURA DE ENTREPISO ESTATICO	DESPLAZA- MIENTO RELATIVO/AL- TURA DE ENTREPISO DINAMICO
3	2.36 (1.66) [1.48]	1.84 (1.82) [1.92]	0.0013 (0.009) [0.0006]	0.009 (0.009) [0.007]
2	1.92 (1.36) [1.28]	1.54 (1.52) [1.68]	0.0020 (0.0015) [0.0011]	0.0016 (0.0016) [0.0015]
1	1.22 (0.82) [0.88]	0.98 (0.96) [1.16]	0.0029 (0.0019) [0.0021]	0.0023 (0.0023) [0.0027]

Valores del modelo tridimensional

() Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 2 (transversal exterior)

[] Valores del modelo bidimensional: Eje 3 (transversal interior)

Tabla 4.5.2.- Desplazamientos máximos totales y relaciones de desplazamientos relativos entre altura de entrepiso (multiplicados por $Q=2$), sismo en dirección X, modelo 4, criterio de esfuerzos admisibles

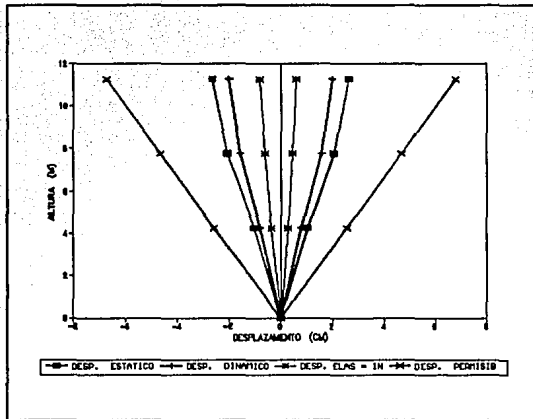


Fig 4.5.5.- Desplazamientos máximos totales , sismo en dirección X, modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

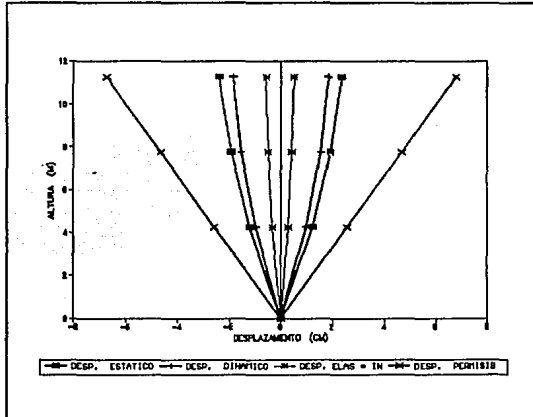


Fig 4.5.5.- Desplazamientos máximos totales, sismo en dirección Y, eje 2, modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

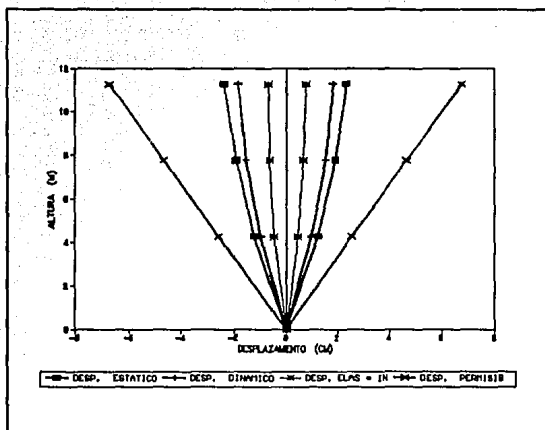


Fig 4.5.5.- Desplazamientos máximos totales, sismo en dirección Y, eje 3, modelo 4. $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

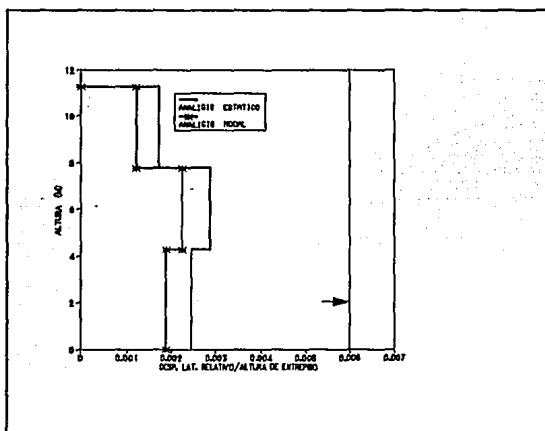


Fig 4.5.6.- Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección X, modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

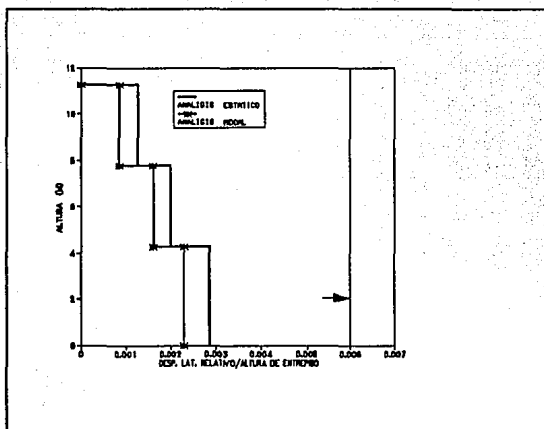


Fig 4.5.6.- Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección Y, modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

Las fuerzas sísmicas y fuerzas cortantes resultantes de los análisis estático y dinámico se presentan en la tabla 4.6.3 y fig 4.6.7.

SISMO EN DIRECCION X				
NIVEL	FUERZA LATERAL ESTÁTICA (t)	FUERZA CORTANTE ESTÁTICA (t)	FUERZA LATERAL DINÁMICA (t)	FUERZA CORTANTE DINÁMICA (t)
3	165.64 (96.61)	165.64 (96.61)	120.92 (62.12)	120.92 (62.12)
2	134.95 (83.03)	300.59 (179.64)	108.42 (57.35)	229.34 (119.48)
1	73.38 (39.18)	373.97 (218.82)	59.17 (28.95)	288.51 (148.42)

SISMO EN DIRECCION Y				
NIVEL	FUERZA LATERAL ESTATICA (t)	FUERZA CORTANTE ESTATICA (t)	FUERZA LATERAL DINAMICA (t)	FUERZA CORTANTE DINAMICA (t)
3	165.56 (18.92) [12.54]	165.56 (18.92) [12.54]	116.35 (18.40) [14.43]	116.35 (18.40) [14.43]
2	134.70 (21.80) [13.41]	300.26 (40.73) [25.95]	112.14 (24.66) [19.53]	228.50 (43.05) [33.96]
1	73.98 (41.49) [0.08]	374.23 (82.22) [26.02]	75.35 (53.95) [0.03]	303.85 (97.00) [33.99]

Valores del modelo tridimensional

() Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 2 (transversal exterior)

[] Valores del modelo bidimensional: Eje 3 (transversal interior)

Tabla 4.5.3.- Fuerzas sísmicas y cortantes de entrepiso, modelo 4, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

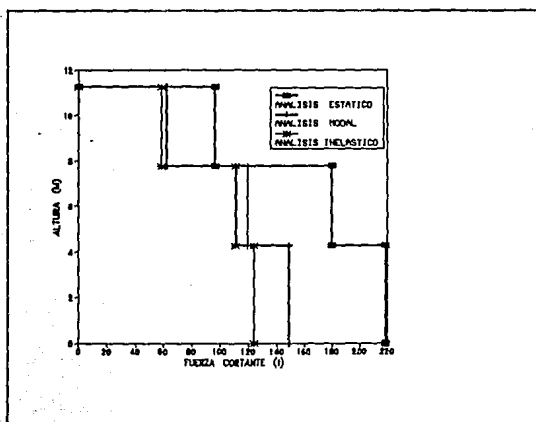


Fig 4.5.7.- Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en dirección X, eje A, modelo 4, Q=2, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

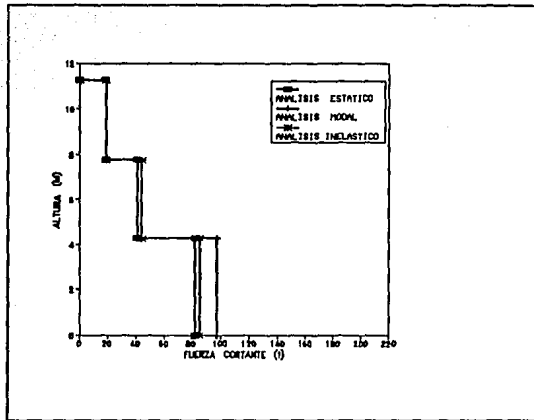


Fig 4.5.7.- Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en dirección Y, eje 2, modelo 4, Q=2, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

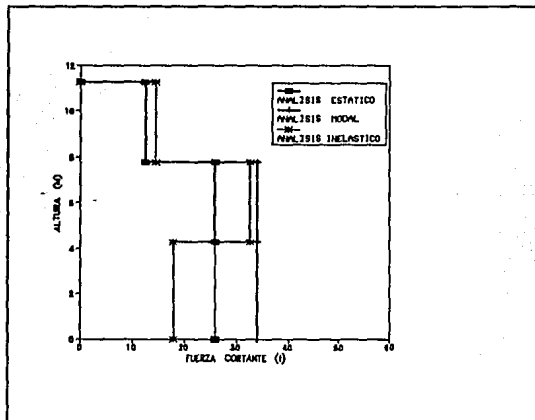


Fig 4.5.7.- Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en dirección Y, eje 3, modelo 4, Q=2, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

Los elementos mecánicos para la condición de carga vertical se hallan en las figs 4.5.8 a 4.5.15.

De manera similar, los valores para la condición de sismo en dirección X y Y se encuentran en las figs 4.5.16 a 4.5.23.

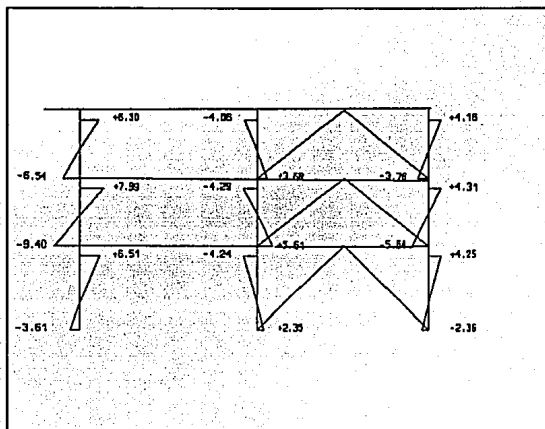


Fig 4.5.8.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje A, modelo 4, $Q=2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

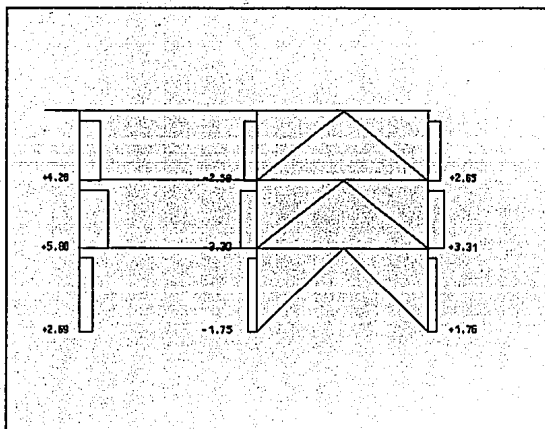


Fig 4.5.8.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje A, modelo 4, $Q=2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

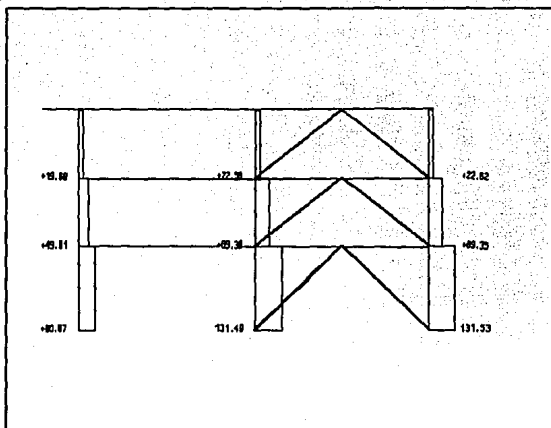


Fig 4.5.8.- Distribución de cargas axiales (t) en las columnas del eje A, modelo 4, $Q = 2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

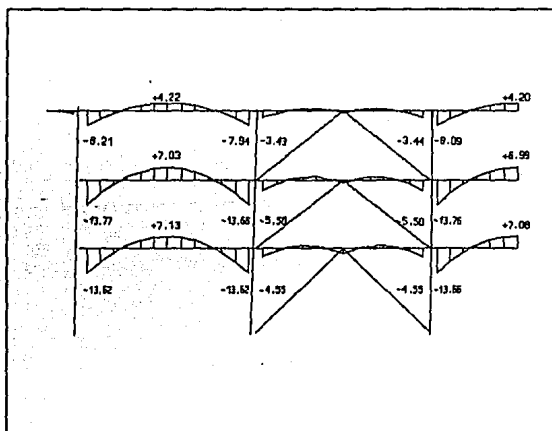


Fig 4.5.9.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A, modelo 4, $Q = 2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

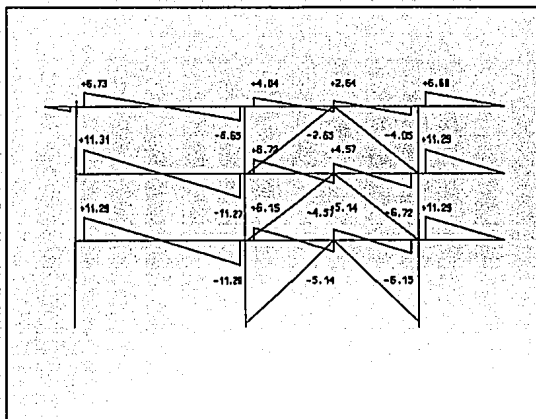


Fig 4.5.9.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje A, modelo 4, $Q=2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

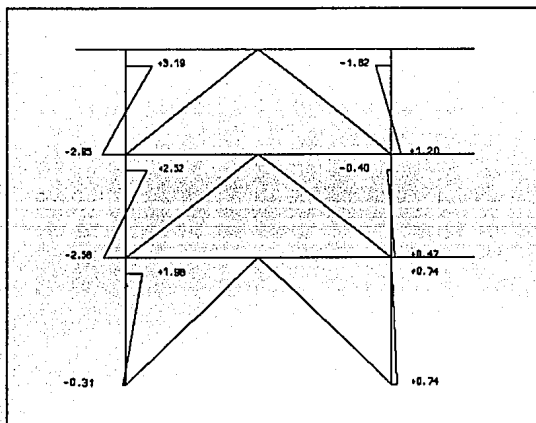


Fig 4.5.10.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje 2, modelo 4, $Q=2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

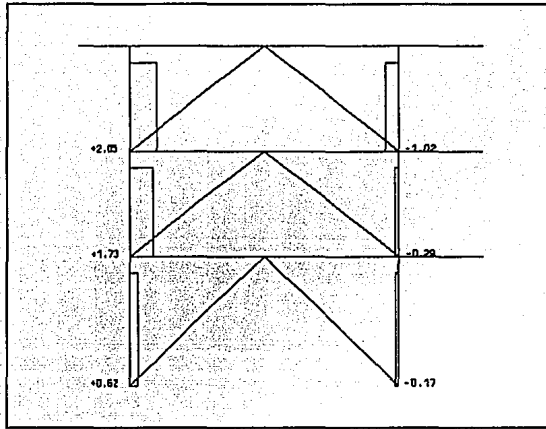


Fig 4.5.10.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje 2, modelo 4, $Q=2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

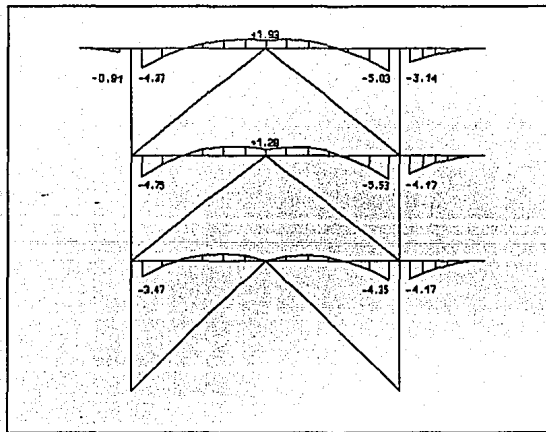


Fig 4.5.11.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 2, modelo 4, $Q=2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

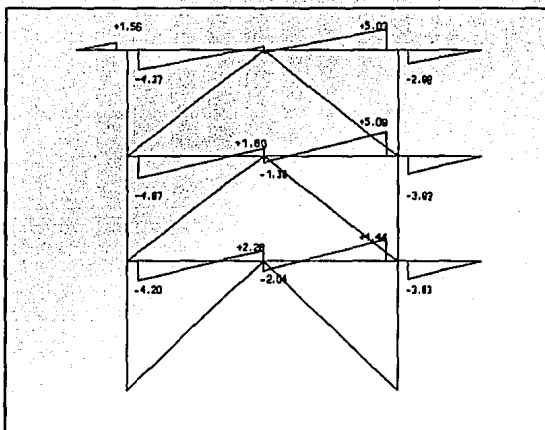


Fig 4.5.11.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje 2, modelo 4, $Q=2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

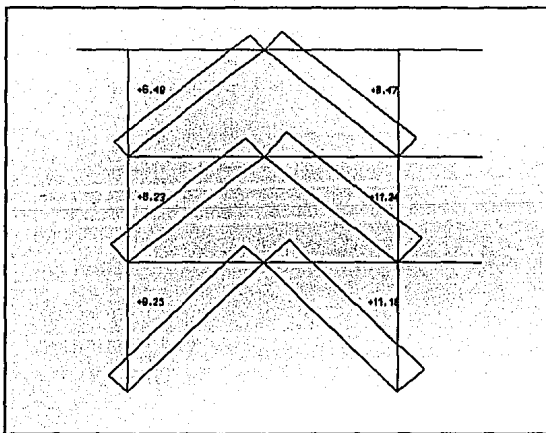


Fig 4.5.12.- Distribución de cargas axiales (t) en las diagonales del eje 2, modelo 4, $Q=2$, carga vertical, criterio de esfuerzo admisibles (ASD)

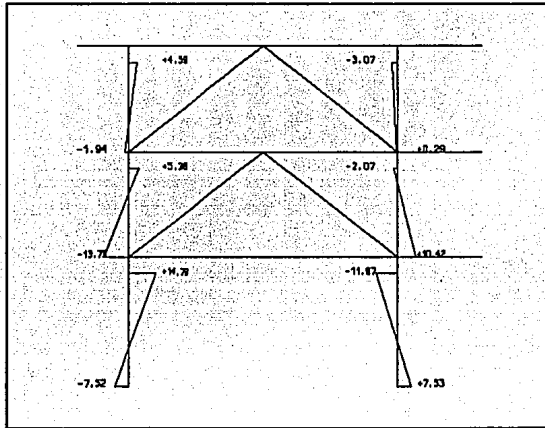


Fig 4.5.13.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje 3, modelo 4, $Q=2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

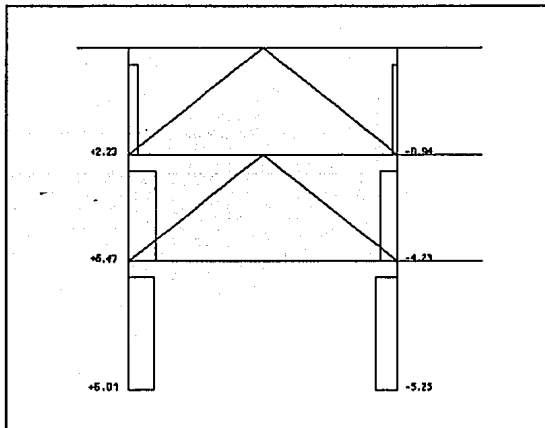


Fig 4.5.13.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje 3, modelo 4, $Q=2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

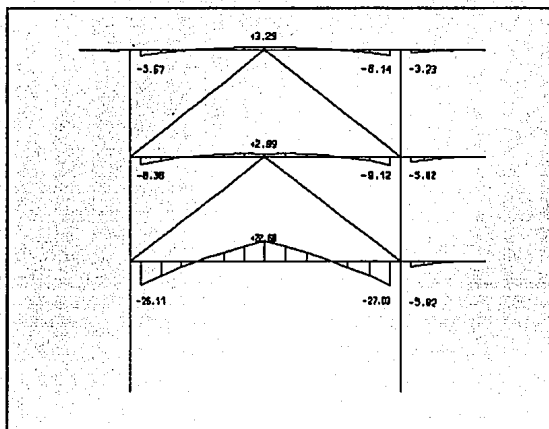


Fig 4.5.14.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 3, modelo 4, $Q = 2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

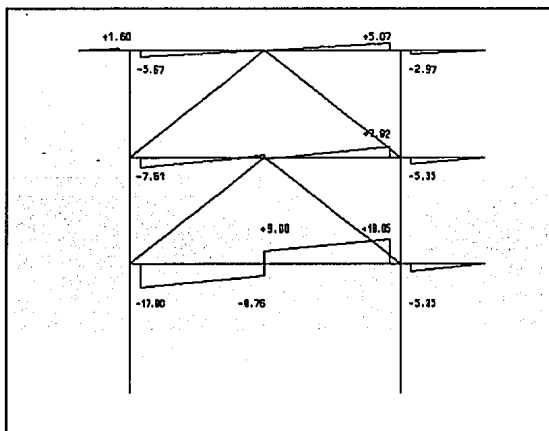


Fig 4.5.14.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje 3, modelo 4, $Q = 2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

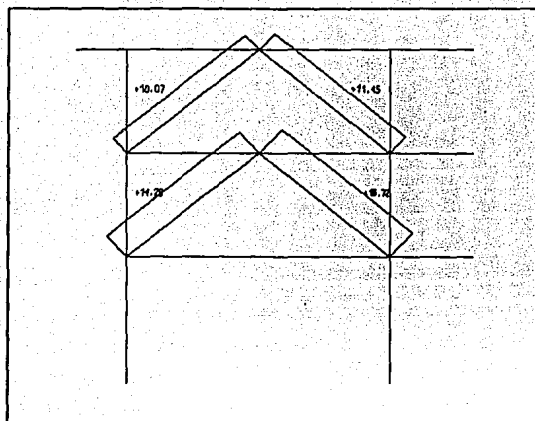


Fig 4.5.15.- Distribución de cargas axiales (t) en las diagonales del eje 3, modelo 4, $Q=2$, carga vertical, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

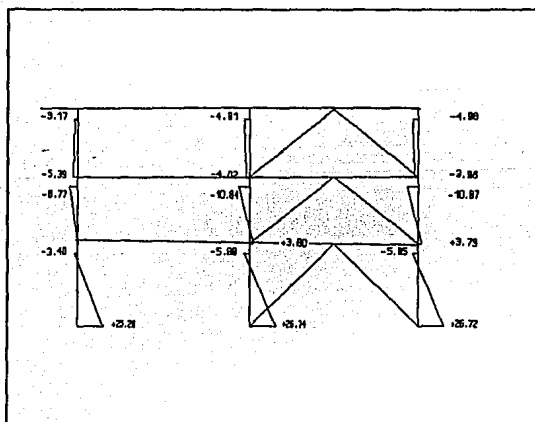


Fig 4.5.16.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje A_1 , modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección X, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

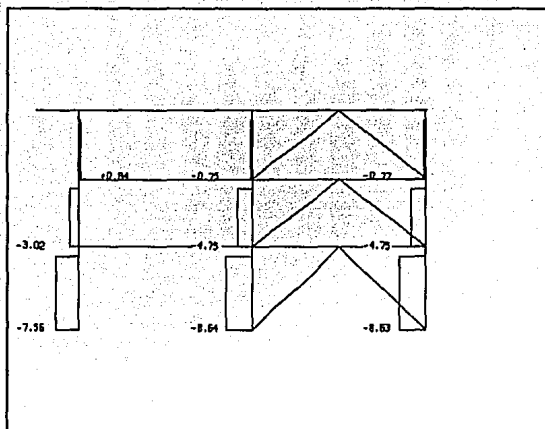


Fig 4.5.16.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje A, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección X, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

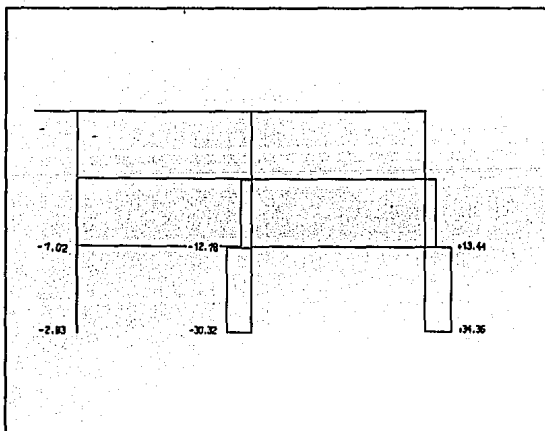


Fig 4.5.16.- Distribución de cargas axiales (t) en las columnas del eje A, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección X, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

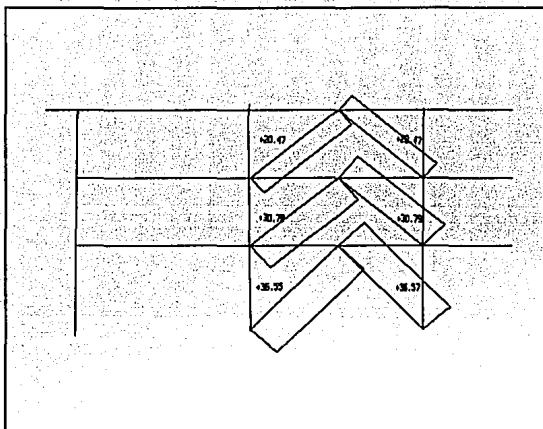


Fig 4.5.16.- Distribución de cargas axiales (t) en las diagonales del eje A, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección X, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

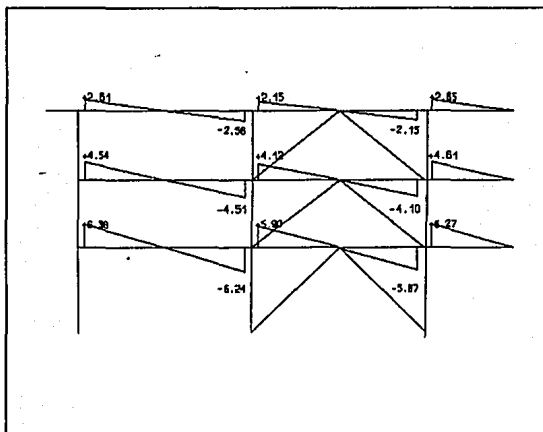


Fig 4.5.17.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección X, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

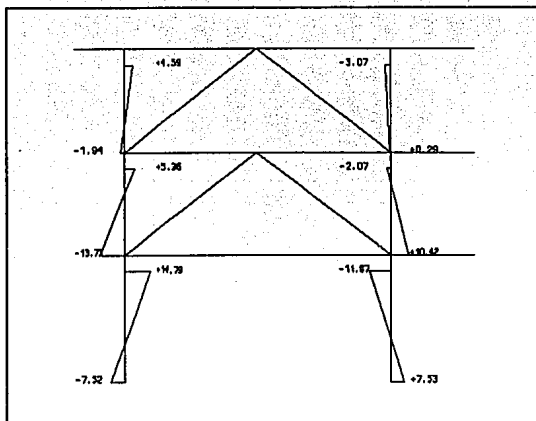


Fig 4.5.17.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje A, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección X, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

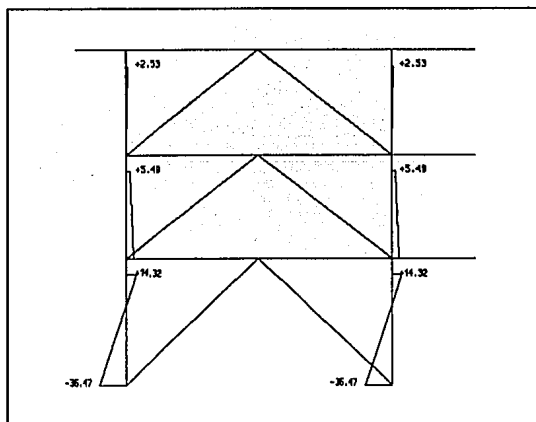


Fig 4.5.18.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje 2, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección Y, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

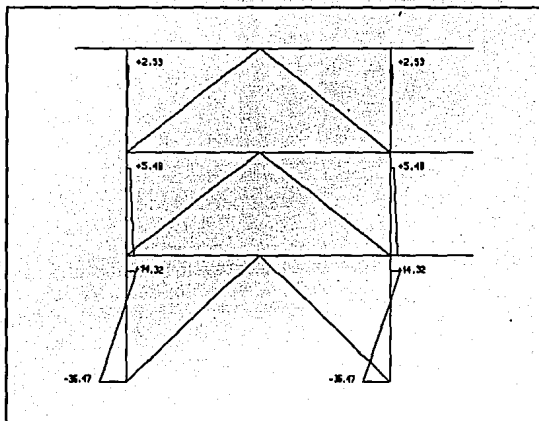


Fig 4.5.18.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje 2, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección Y, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

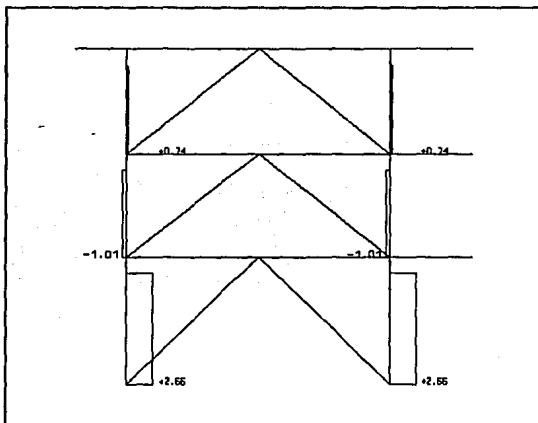


Fig 4.5.18.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje 2, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección Y, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

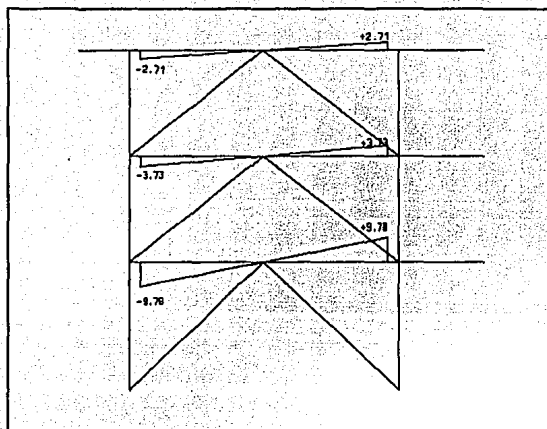


Fig 4.5.19.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 2, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección Y, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

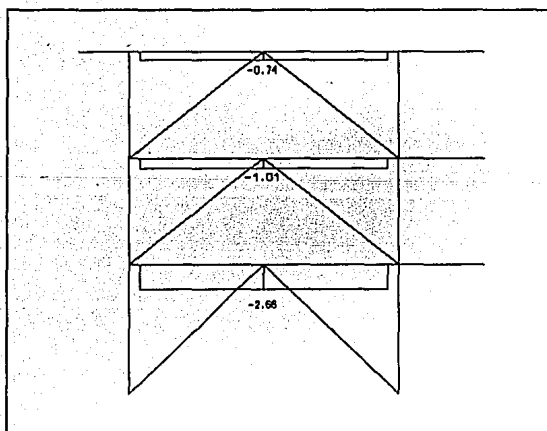


Fig 4.5.15.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje 2, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección Y, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

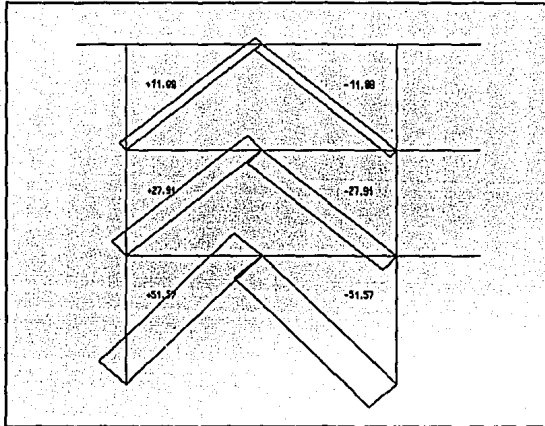


Fig 4.5.20.- Distribución de cargas axiales (t) en las diagonales del eje 2, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección Y, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

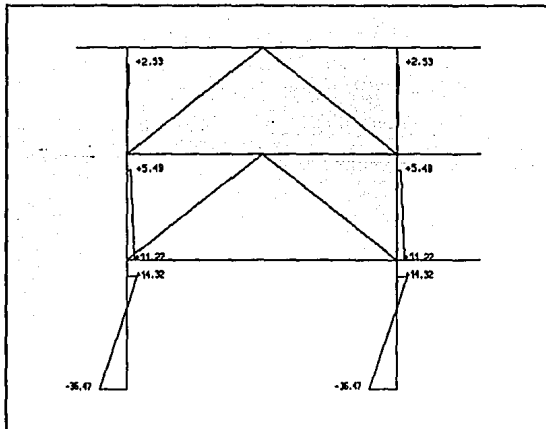


Fig 4.5.21.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las columnas del eje 3, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección Y, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

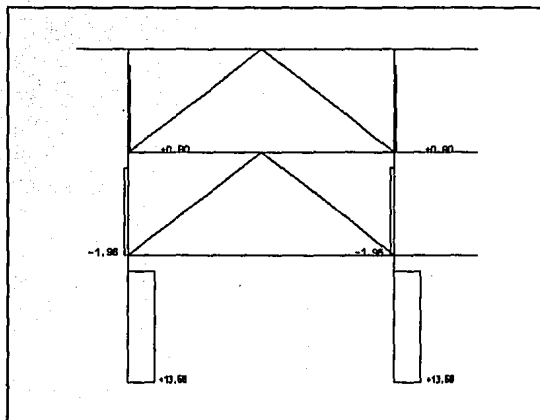


Fig 4.5.21.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las columnas del eje 3, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección Y, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

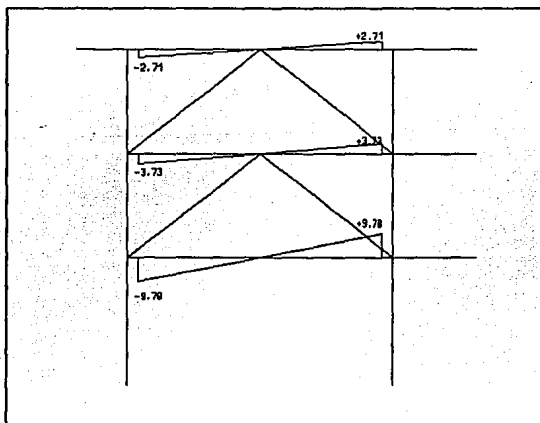


Fig 4.5.22.- Distribución de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 3, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección Y, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

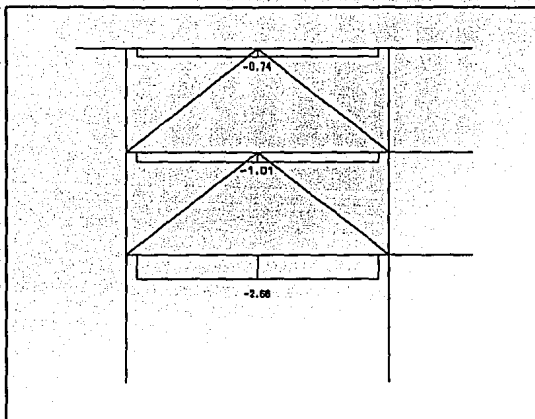


Fig 4.5.22.- Distribución de fuerzas cortantes (t) en las vigas del eje 3, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección Y, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

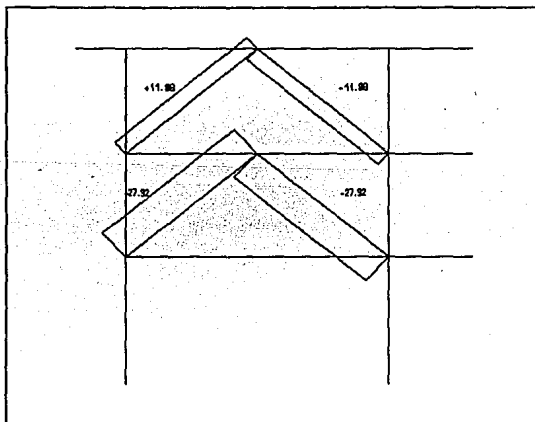


Fig 4.5.23.- Distribución de cargas axiales (t) en las diagonales del eje 3, modelo 4, $Q=2$, sismo en dirección Y, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

Posteriormente, en el mismo modelo 4 se diseñaron las diagonales de acero pero ahora con el criterio de factores de carga y de resistencia (LRFD), para observar qué pasaría a nivel de respuestas con respecto del diseño convencional por esfuerzos permisibles. Como se notará posteriormente, para este tipo de estructuras de pocos niveles la diferencia entre ambos criterios son prácticamente despreciables.

La tabla 4.5.4 muestra los periodos de vibración del modelo 4 con diagonales de acero diseñadas con el LRFD; al comparar los valores contra los de la tabla 4.5.1, son casi los mismos.

DIRECCION X	
MODO	PERIODO (s)
1	0.349 (0.352)
4	0.112 (0.111)
7	0.063 (0.061)

DIRECCION Y	
MODO	PERIODO (s)
2	0.327 (0.321) [0.327]
5	0.102 (0.140) [0.069]
8	0.055 (0.062) [0.043]

Valores del modelo tridimensional

- () Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 2 (transversal exterior)
[] Valores del modelo bidimensional: Eje 3 (transversal interior)

Tabla 4.5.4.- Periodos de vibración, modelo 4, criterio de factores de carga y de resistencia (LRFD)

Al analizar dinámicamente el modelo 4 con diagonales diseñadas con el LRFD, se obtuvieron resultados prácticamente iguales a los calculados con el criterio ASD, como era de esperarse. Los desplazamientos máximos totales y las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso se muestran en la tabla 4.5.5 y en las figs 4.5.19 y 4.5.20. Nótese que no hay diferencias con respecto de los valores determinados anteriormente.

SISMO EN DIRECCION X				
NIVEL	DESPLAZAMIENTO ESTATICO (cm)	DESPLAZAMIENTO DINAMICO (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO/ALTURA DE ENTREPISO ESTATICO	DESPLAZAMIENTO RELATIVO/ALTURA DE ENTREPISO DINAMICO
3	2.58 (1.70)	1.96 (2.00)	0.0016 (0.0010)	0.0011 (0.0013)
2	2.02 (1.34)	1.56 (1.54)	0.028 (0.0019)	0.0022 (0.0021)
1	1.04 (0.68)	0.80 (0.80)	0.0024 (0.0016)	0.0019 (0.0019)

SISMO EN DIRECCION Y				
NIVEL	DESPLAZAMIENTO ESTATICO (cm)	DESPLAZAMIENTO DINAMICO (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO/ALTURA DE ENTREPISO ESTATICO	DESPLAZAMIENTO RELATIVO/ALTURA DE ENTREPISO DINAMICO
3	2.14 (1.72) [1.16]	1.64 (1.90) [1.46]	0.0011 (0.0009) [0.0004]	0.0007 (0.0009) [0.0005]
2	1.76 (1.40) [1.02]	1.38 (1.60) [1.30]	0.0019 (0.0015) [0.0008]	0.0014 (0.0016) [0.0011]
1	1.11 (0.88) [0.70]	0.88 (1.04) [0.90]	0.0026 (0.0021) [0.0016]	0.0021 (0.0024) [0.0021]

Valores del modelo tridimensional

{ } Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 2 (transversal exterior)

[] Valores del modelo bidimensional: Eje 3 (transversal interior)

Multiplicados por $Q=2$

Tabla 4.5.5.- Desplazamientos laterales máximos y relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, modelo 4, criterio de factores de carga y resistencia (LRFD)

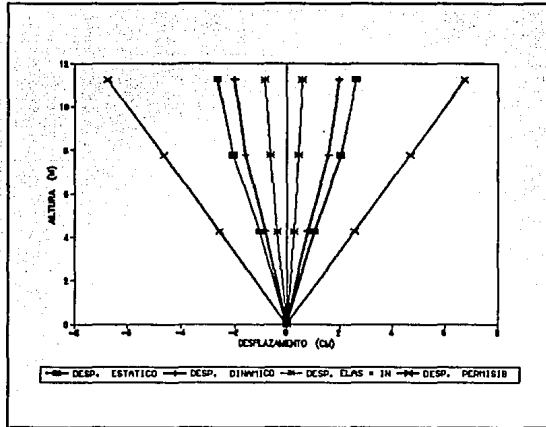


Fig 4.5.19.- Desplazamientos máximos totales, sismo en dirección X, modelo 4, $Q=2$, criterio de factores de carga y resistencia (LRFD)

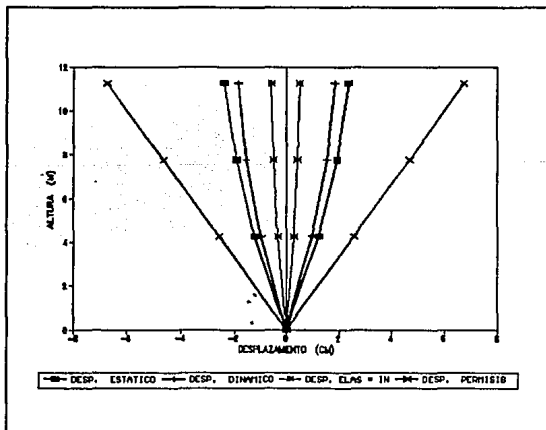


Fig 4.5.19.- Desplazamientos máximos totales, sismo en dirección Y, eje 2, modelo 4, $Q=2$, criterio de factores de carga y resistencia (LRFD)

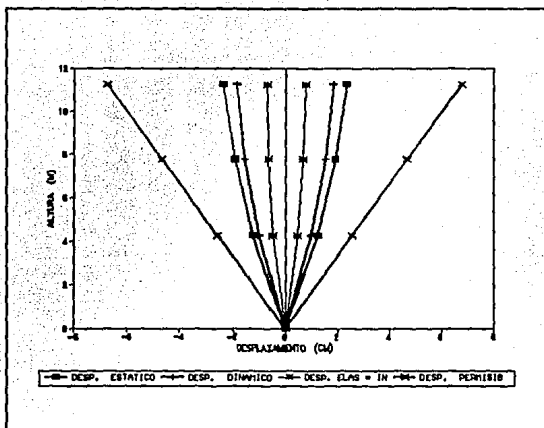


Fig 4.5.19.- Desplazamientos máximos totales, sismo en dirección Y, eje 3, modelo 4. $Q = 2$, criterio de factores de carga y resistencia (LRFD)

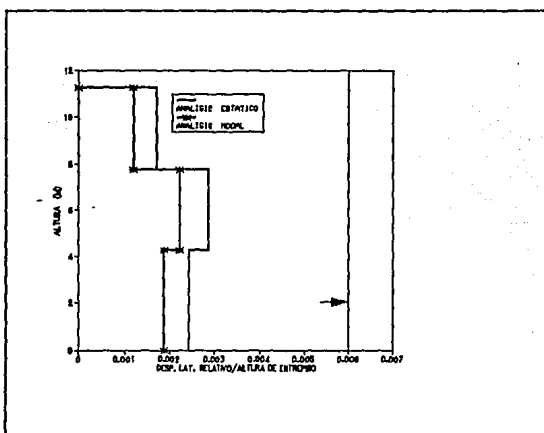


Fig 4.5.20.- Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección X, modelo 4, $Q = 2$, criterio de factores de carga y resistencia (LRFD)

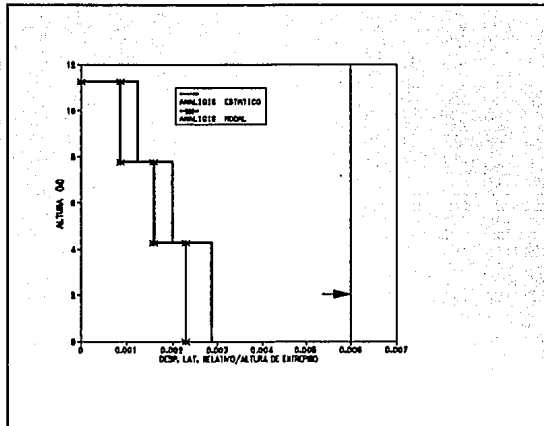


Fig 4.5.20.- Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en dirección Y, modelo 4, $Q=2$, criterio de factores de carga y resistencia (LRFD)

Las fuerzas sísmicas y cortantes de entrepiso se muestran en la tabla 4.5.6 y fig 4.5.21.

Para fines de observar cómo quedaron los armados de las vigas y columnas del modelo 4, después de analizar dinámicamente y tomar en cuenta las cargas gravitacionales, las figs 4.5.22 a 4.5.24 muestran las correspondientes cuantías de acero. No hay diferencias entre los dos criterios de diseño utilizados para las diagonales de acero. Esto es, se llega a los mismos armados con ambos criterios de diseño de los contravientos.

SISMO EN DIRECCION X				
NIVEL	FUERZA LATERAL ESTATICA (t)	FUERZA CORTANTE ESTATICA (t)	FUERZA LATERAL DINAMICA (t)	FUERZA CORTANTE DINAMICA (t)
3	165.62740 (51.15619)	165.62740 (51.15619)	120.49948 (67.15406)	120.49948 (67.15406)
2	134.9398 (49.5546)	300.56720 (100.71075)	109.0322 (48.3067)	229.53171 (115.46075)
1	73.3934 (24.6430)	373.96057 (125.35379)	59.8633 (29.3585)	289.39503 (144.81926)

SISMO EN DIRECCION Y				
NIVEL	FUERZA LATERAL ESTATICA (t)	FUERZA CORTANTE ESTATICA (t)	FUERZA LATERAL DINAMICA (t)	FUERZA CORTANTE DINAMICA (t)
3	165.53 (20.39) [9.71]	165.53 (20.39) [9.71]	114.50 (19.23) [10.24]	114.50 (19.23) [10.24]
2	134.68 (18.45) [11.01]	300.21 (38.84) [20.72]	111.58 (21.7635) [16.06]	226.08 (40.99) [26.30]
1	73.85 (49.13) [0.06]	374.06 (87.97) [20.78]	73.67 (63.97) [0.03]	299.75 (104.97) [26.33]

Valores del modelo tridimensional

() Valores del modelo bidimensional: Eje A (longitudinal) y Eje 2 (transversal exterior)

[] Valores del modelo bidimensional: Eje 3 (longitudinal interior)

Tabla 4.5.6.- Fuerzas sísmicas y cortantes de entrepiso, modelo 4, criterio de factores de carga y resistencia (LRFD)

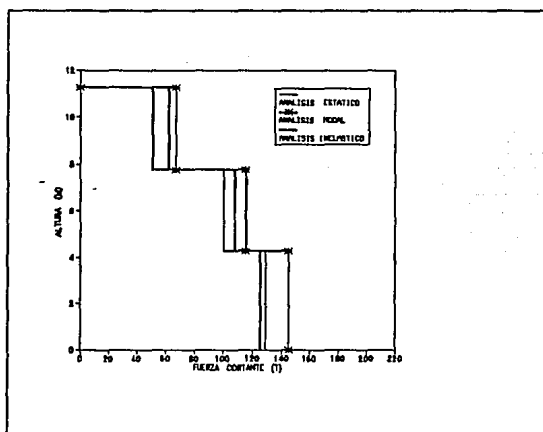


Fig 4.5.21.- Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en dirección X, eje A, modelo 4, Q=2, criterio de factores de carga y resistencia (LRFD)

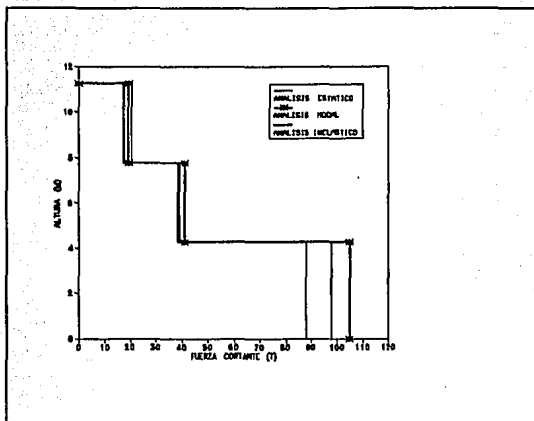


Fig 4.5.21.- Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en dirección X, eje A, modelo 4, Q=2, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

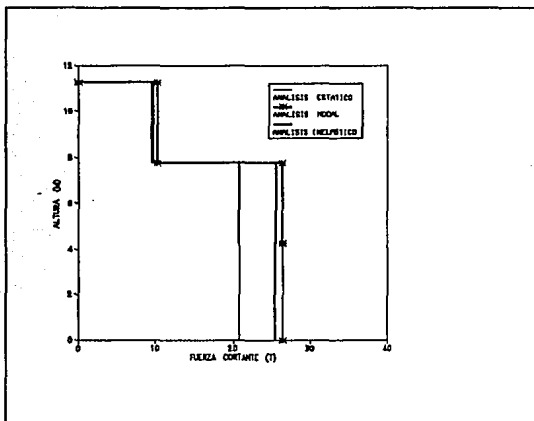


Fig 4.5.21.- Fuerzas cortantes de entrepiso, sismo en dirección X, eje A, modelo 4, Q=2, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

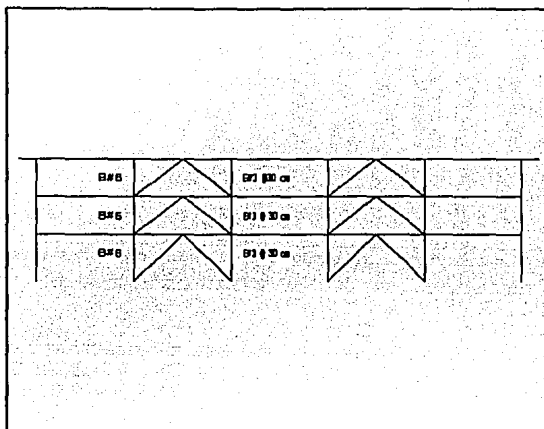


Fig 4.5.22.- Armados en las columnas del eje A, modelo 4, Q=2

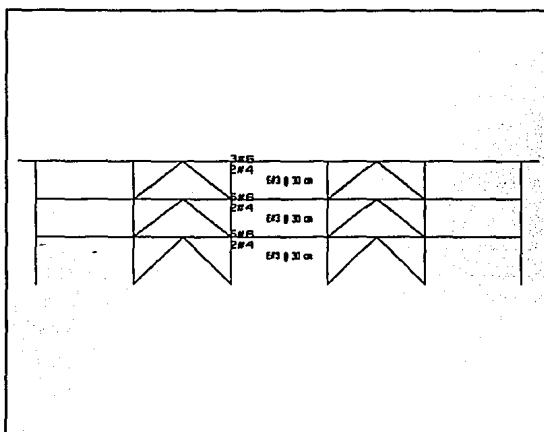


Fig 4.5.22.- Armados en las vigas del eje A, modelo 4, Q=2

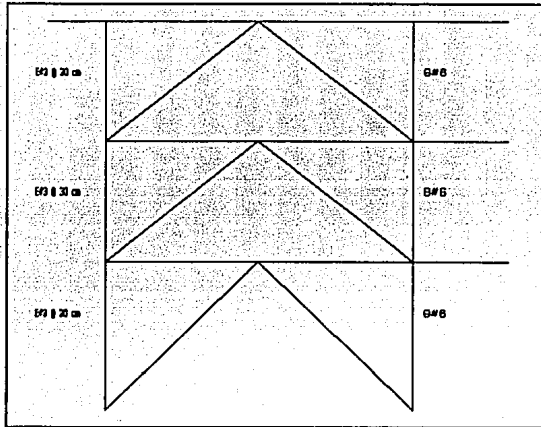


Fig 4.5.23.- Armados en las columnas del eje 2, modelo 4, Q=2

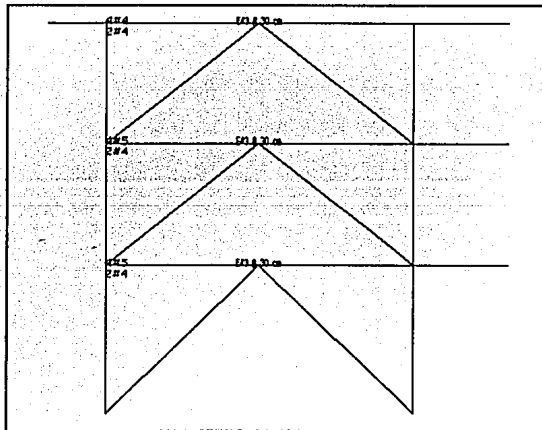


Fig 4.5.23.- Armados en las vigas del eje 2, modelo 4, Q=2

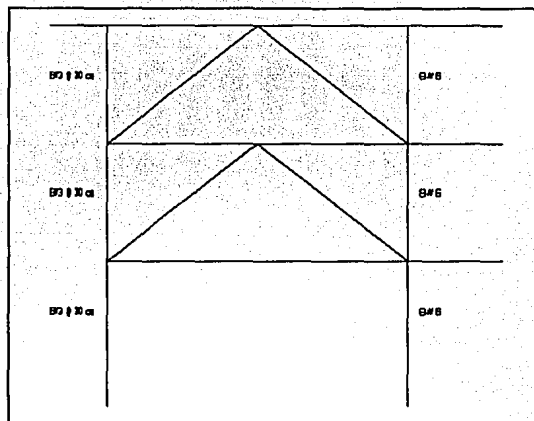


Fig 4.5.24.- Armados en las columnas del eje 3, modelo 4, Q=2

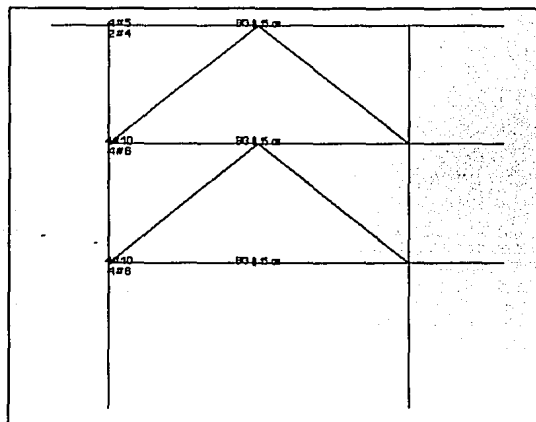


Fig 4.5.24.- Armados en las vigas del eje 3, modelo 4, Q=2

Para fines de verificar que los diseños de las diagonales de acero, ambos criterios, llevados acabo con el post-procesador "Steeler" del ETABS fueran los correctos, se llevó a cabo manualmente la revisión de los cálculos de una diagonal, utilizando ambos criterios de diseño. Para ello se tomó la diagonal izquierda de la primera cruzja del eje A de la planta baja.

Esfuerzos admisibles (ASD):

Datos:

$P_u = 32.80 \text{ t}$ (del análisis sísmico dinámico modal más carga vertical; se incluye el incremento del 33 por ciento en el esfuerzo admisible del acero por lo de la acción del sismo)

Longitud = 584.54 cm

Área de la diagonal = 36.10 cm²

Radio de giro = 5.92 cm

 $E = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ $k = 1$ (articulada en ambos extremos)

Con estos datos y las ecuaciones de diseño correspondientes, se tiene que:

Solución:

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot 2.1 \cdot 10^6}{2530}} = 128$$

$$\frac{k l}{r} = \frac{1 \cdot 584.54}{5.92} = 98.74$$

$$98.74 < 128$$

$$F_a = \left(1 - \frac{\left(\frac{k l}{r} \right)^2}{2 C_c^2} \right) F_y$$

$$F_a = \left(1 - \frac{98.74^2}{2 \cdot 128^2} \right) \cdot 2530 = 1774.24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = A_g \cdot F_a = 1774.24 \cdot 36.10 = 64.158 \text{ t}$$

$$F_s = \frac{5}{3} + \frac{3 \left(\frac{k l}{r} \right)}{8 C_c} - \frac{\left(\frac{k l}{r} \right)^3}{8 C_c^3}$$

$$F_s = \frac{5}{3} + \frac{3 \cdot 98.74}{8 \cdot 128} - \frac{98.74^3}{8 \cdot 128^3} = 1.899$$

$$\frac{P_u}{P_n} = \frac{F_s}{F_a} = \frac{32.80147 \cdot 1.89856}{64.158} = 0.971$$

Al comparar el resultado anterior contra el obtenido con el post-procesador de diseño "Steeler", la diferencia es prácticamente nula; esto es, se comprueba que son congruentes los diseños de las diagonales de acero con el criterio ASD. Cabe aclarar que el mismo tamaño de perfil se mantuvo para todas las diagonales de un mismo piso y misma dirección.

Factores de carga y resistencia (LRFD):

Datos:

$P_u = 47.71$ t (del análisis sísmico dinámico modal más carga vertical, incluyendo el factor de carga 1.1)

Longitud = 584.54 cm

Area de la diagonal = 36.10 cm²

Radio de giro = 5.92 cm

$E = 2.1 \cdot 10^6$ kg/cm²

$F_y = 2530$ kg/cm²

Con estos datos y las ecuaciones de diseño correspondientes

Solución:

$$\lambda_c = \frac{K L}{r \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1 \cdot 584.54}{5.92 \cdot \pi} * \sqrt{\frac{2530}{2.1 \cdot 10^6}}$$

$$0 \leq \lambda_c \leq 1.5$$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y$$

$$F_{cr} = 0.658^{(1.09092)^2} * 2530 = 1537.41 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_n = A_g F_{cr} = 36.10 * 1537.41 = 55.50 \text{ Ton}$$

$$P_R = F_R P_n = 0.85 * 55.50 = 47.175 \text{ Ton}$$

$$\frac{P_u}{P_R} = \frac{47.720}{47.175} = 1.01$$

Al comparar este resultado contra el calculado con el "Steeler", nótese que son prácticamente iguales; esto es, se verifica que los diseños de las diagonales de acero son congruentes (ver fig 4.5.25). Las figs 4.5.26 y 4.5.27 presentan los resultados de los otros ejes del modelo 4.

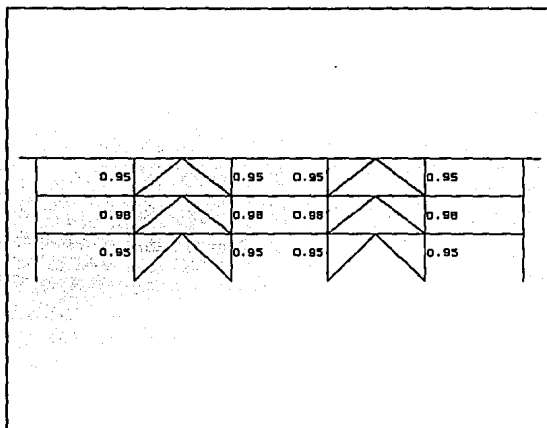


Fig 4.5.25.- Relaciones de esfuerzos actuantes entre esfuerzos resistentes, eje A, modelo 4, $Q = 2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

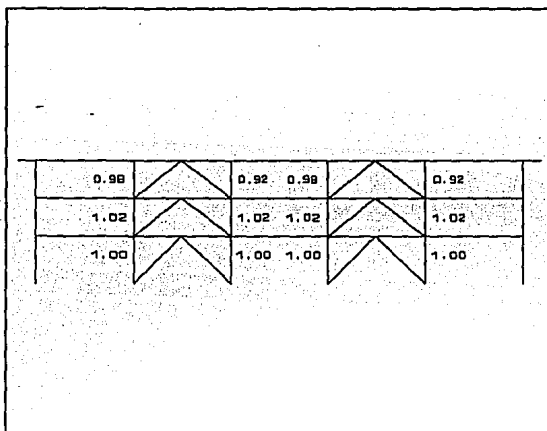


Fig 4.5.25.- Relaciones de esfuerzos actuantes entre esfuerzos resistentes, eje A, modelo 4, $Q = 2$, criterio de factores de carga y resistencia (LRFD)

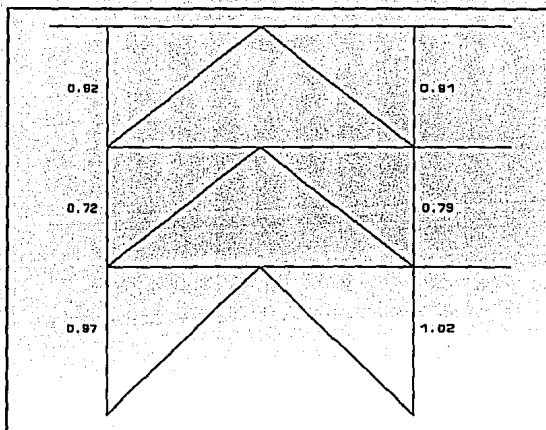


Fig 4.5.26.- Relaciones de esfuerzos actuantes entre esfuerzos resistentes, eje A, modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

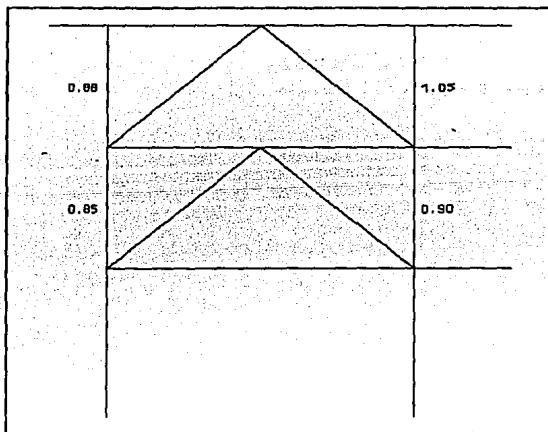


Fig 4.5.26.- Relaciones de esfuerzos actuantes entre esfuerzos resistentes, eje A, modelo 4, $Q=2$, criterio de esfuerzos admisibles (ASD)

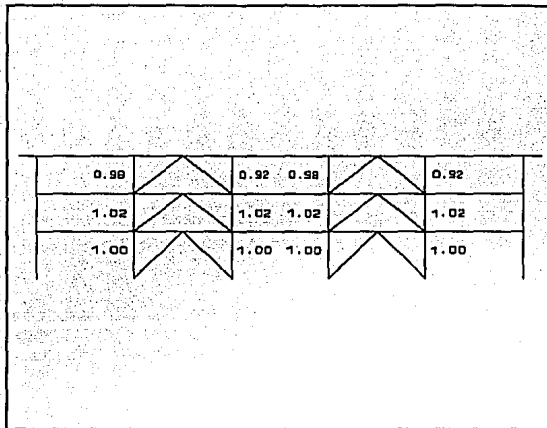


Fig 4.5.27.- Relaciones de esfuerzos actuantes entre esfuerzos resistentes, eje A, modelo 4, $Q=2$, criterio de factores de carga y resistencia (LRFD)

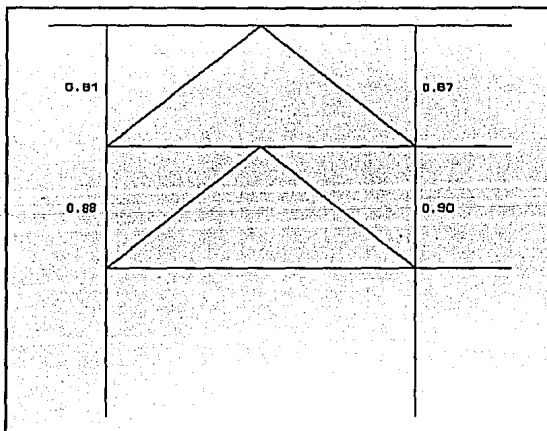


Fig 4.5.27.- Relaciones de esfuerzos actuantes entre esfuerzos resistentes, eje A, modelo 4, $Q=2$, criterio de factores de carga y resistencia (LRFD)

5. Respuestas inelásticas

5.1 Introducción

Para revisar qué tanto excursionan los modelos de estudio en el rango inelástico, después de haber sido diseñados según los requisitos del código vigente en el D.F., fue necesario utilizar el programa para computadora DRAIN-2D. Con esta herramienta es posible llevar a cabo análisis sísmicos dinámicos en la historia del tiempo, y revisar paso a paso qué pasa con la estructura según vaya entrando en la etapa post-elástica. Por limitaciones del programa de análisis, hay que modelar planos cuyas características dinámicas elásticas (periodos, desplazamientos, elementos mecánicos) correspondan a la estructura tridimensional; esto es, es muy importante revisar que el sistema que se analice paso a paso corresponda con propiedades y respuestas equivalentes a la construcción de conjunto.

Para llevar a cabo los análisis dinámicos inelásticos se utilizó el registro de aceleraciones obtenido el 19 de septiembre de 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes de la ciudad de México (componente E-W); es el registro que mejor representa la zona dañada en dicho evento sísmico, y se le conoce como el acelerograma SCT-EW-85.

Con el DRAIN-2D es posible sumar los efectos de las cargas muertas y vivas, además de considerar el sismo. Para modelar el comportamiento inelástico de las posibles secciones transversales en que la acción alcanza la resistencia proporcionada (esto es, ocurre una fluencia), se utilizó la ley de histéresis elasto-plástica bilineal. También se tomaron en cuenta los efectos $P-\Delta$ durante los cálculos, aunque para este tipo de estructuras de pocos niveles no son significativos. La participación de la rigidez del nudo, las deformaciones por flexión, por cortante y axiales a nivel de los miembros estructurales también se consideraron.

Cabe aclarar que en este tipo de análisis inelásticos las resistencias de los miembros juegan un papel muy importante; dichas resistencias se proporcionaron de acuerdo a los resultados obtenidos en la etapa de diseño, previamente presentada. El DRAIN-2D, según vaya ocurriendo la fluencia en los miembros estructurales, calcula los giros plásticos. Para columnas toma en cuenta la reducción de la capacidad a flexión debido a la presencia de las cargas axiales.

Así, con este tipo de análisis es posible inferir qué pasa local y globalmente en una estructura cuando se ve sometida a un temblor específico; esto es, se puede saber tendencias de mecanismos de falla, demandas de ductilidad local y global, redistribuciones de esfuerzos hacia zonas menos débiles, distribuciones de fuerzas laterales según vaya ocurriendo la fluencia, etc.

Para fines de detectar zonas más esforzadas dentro de cada modelo estructural analizado, y de esa forma tener una idea de cómo se distribuirá el comportamiento inelástico en la historia del tiempo, se llevó a cabo primeramente el análisis paso a paso de cada estructura considerando que permanecía en el rango elástico; esto es, al asignar resistencias muy grandes en los miembros estructurales es posible lo anterior. Así, con base a este tipo de análisis fue posible sacar las siguientes observaciones.

5.2 Respuestas de los análisis paso a paso con resistencias grandes "elásticas"

En los modelos diseñados con el factor de comportamiento sísmico igual a 2, las resistencias nominales proporcionadas en vigas y columnas nunca fueron rebasadas por los elementos mecánicos calculados de los análisis paso a paso con resistencias "elásticas". Esto es, al asignar las resistencias reales a estos modelos, se deduce que no entrarán en el rango inelástico.

Para los modelos diseñados con el factor de ductilidad igual a 4, se presentaron las siguientes situaciones, según cada estructura:

1) En el modelo 1, dirección X, planta baja, se encontraron en algunas columnas combinaciones de momento flexionante y carga axial tales que su resistencia se vieron excedidas en varios ciclos de carga. En la dirección transversal, las columnas del primer nivel tuvieron acciones más grandes que sus resistencias, por lo que podría pensarse que en esas secciones se formarán articulaciones plásticas. Las vigas del mismo modelo, muestran que las resistencias dadas resultaron sobrepasadas en los tres niveles, ambas direcciones, por lo que también se deduce la formación de articulaciones plásticas.

2) En el modelo 2, debido a la gran rigidez que proporcionan los muros, las resistencias de diseño no se ven excedidas por los elementos mecánicos de los análisis paso a paso con resistencias "elásticas", por lo que se asegura que no se formarán articulaciones plásticas, lo que se comprobará posteriormente.

3) En el modelo 3, dirección X, planta baja, en algunas de las columnas se rebasaron las resistencias en su extremo inferior; en la dirección Y no se excedió ninguna resistencia, lo cual puede ser debido a que se restringió la deformación angular o porque los muros de mampostería en los tres entresijos de los ejes exteriores, y en los entresijos 3 y 2 de los ejes interiores, ayudaron a evitarlo. En las vigas de la dirección X, las resistencias de diseño sí van a presentar comportamiento inelástico, según los resultados.

4) En los modelos 4 (con diagonales diseñadas según el ASD y LRFD), las resistencias de diseño no se rebasaron por los elementos mecánicos que se obtuvieron de los análisis paso a paso; esto es, seguramente estas estructuras no desarrollarán comportamiento inelástico.

Según estas comparaciones, se puede concluir que el tipo de estructuración en una u otra dirección es determinante, ya que de ello depende su resistencia y rigidez lateral de la que se dispone, así como también de su capacidad de deformación.

Por tanto, los resultados de los análisis paso a paso sin permitir la fluencia de los miembros estructurales (esto es, porque se les dió un valor muy grande a sus correspondientes resistencias) ayudan a revisar de forma rápida y preliminar cómo será el posible comportamiento inelástico en el momento de que se proporcionen las resistencias reales, y entonces puede haber redistribuciones de efectos; sobre esta última parte se hablará enseguida.

5.3 Resultados de los análisis inelásticos paso a paso con resistencias reales

Todos los modelos de estudio que fueron diseñados según el RDF-87 para el factor de comportamiento sísmico $\Omega = 2$ no presentan comportamiento inelástico cuando se les analizó bajo la acción del sismo SCT-EW; esto es, estas estructuras no excursionaron en el rango post-elástico. Cabe aclarar que fueron diseñadas para el espectro de zona compresible, reducido por el $\Omega = 2$, y cumpliendo solo con los requisitos generales de diseño.

En las estructuras que si hubo deformaciones inelásticas, los resultados que se obtuvieron, y que son los que se presentarán enseguida, fueron: desplazamientos laterales máximos, historias en el tiempo de desplazamientos de azotea, de coeficientes sísmicos (medidos a nivel de planta baja), de elementos mecánicos, de demandas de ductilidad local, etc.

Para cuantificar las demandas de ductilidad local en las zonas que fluyeron de los miembros estructurales, se utilizó el concepto de curvatura tal que la demanda de ductilidad se definió como:

$$\mu_L = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} = 1 + \frac{\phi_p}{\phi_y} = 1 + \frac{\theta_p EI}{I_p M_y}$$

donde

$\phi_p = \frac{\theta_p}{l_p}$	=	Curvatura plástica
θ_p	=	Giro plástico obtenido del análisis sísmico paso a paso
l_p	=	Longitud plástica equivalente (para este estudio $l_p = d =$ peralte efectivo)
ϕ_y	=	Curvatura de fluencia = M_y/EI
M_y	=	Momento resistente de fluencia
E	=	Módulo de elasticidad del concreto
I	=	Momento de inercia de la sección transversal

La ventaja de medir las demandas locales de ductilidad, según la expresión anterior, radica en que se está haciendo sobre una longitud equivalente l_p , ya que en el DRAIN la θ_p se obtuvo de forma puntual. La articulación plástica al ocurrir, se presenta en una determinada longitud, y además de forma gradual.

5.3.1 Modelo 1

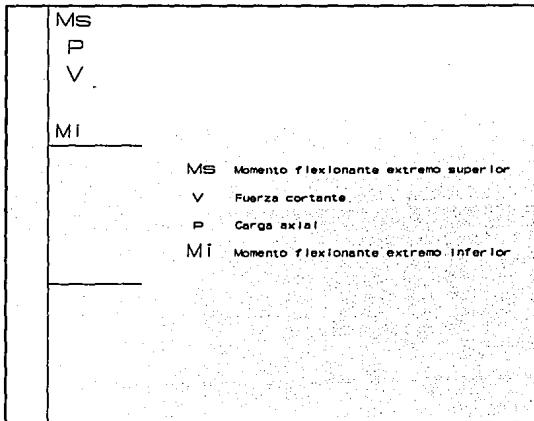
Para el modelo 1 la estructuración fue a base de solo marcos (vigas y columnas), considerando totalmente desligados los muros existentes; el nivel de diseño con que se midió la deformación angular permisible de entrepiso fue 0.012. Este modelo 1 se proporcionó para los factores $Q=2$ y $Q=4$.

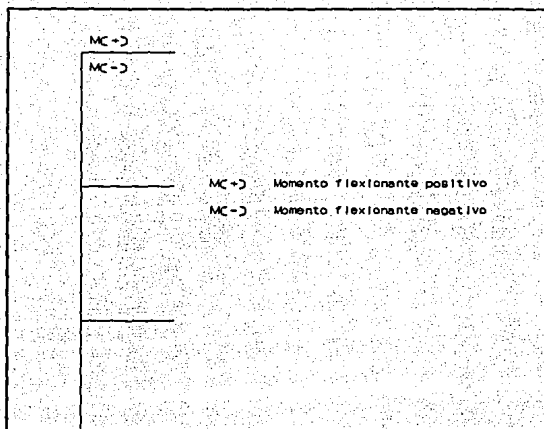
Para el modelo 1 dimensionado con el factor de comportamiento sísmico $Q=2$ no se tuvieron fluencias; esto es, no hubo excursionamiento en el rango post-elástico. Lo anterior demuestra que con los requisitos generales utilizados para el diseño sísmico, según lo especifica el código actual, y para cuando el factor Q no es demasiado grande, las estructuras de pocos niveles tienden a comportarse casi en el rango lineal. Cabe aclarar que esto está ocurriendo ante el sismo SCT-EW, que fue el acelerograma utilizado en este trabajo. Enseguida se presentarán primero los resultados del modelo 1 diseñado con $Q=2$ y posteriormente los del caso para $Q=4$.

5.3.1.a $Q=2$

Las figs 5.3.1 y 5.3.2 tienen los elementos mecánicos máximos (envolventes) del eje A (dirección longitudinal), calculados de los análisis dinámicos paso a paso. Al comparar dichos valores contra las resistencias disponibles, no hubo articulaciones plásticas. Las figs 5.3.3 y 5.3.4 muestran los correspondientes resultados, pero ahora para el eje 2, representativo de la dirección transversal; de igual forma, en esta dirección tampoco se presentaron fluencias, cuando $Q=2$.

Para el mejor entendimiento de los valores que describen los elementos mecánicos en columnas y en vigas, las siguientes figs muestran su significado.





	11.78	14.71	10.88	14.25	10.90	14.26	10.89	14.24	11.29	15.27	
26	31.46	27.60	30.62	27.27	30.65	27.28	30.63	27.25	31.02	27.96	1.26
	12.09	16.47	11.51	16.31	11.60	16.31	11.61	16.32	11.74	16.85	
	44.20	39.41	43.97	39.27	43.97	39.26	43.97	39.27	44.14	39.43	
	12.20	17.43	11.90	17.09	11.94	17.10	11.93	17.07	12.09	18.53	
	45.35	40.15	44.74	39.59	44.75	39.60	44.74	39.59	45.40	40.02	

Fig 5.3.1.- Momentos flexionantes (t-m) en las vigas, análisis paso a paso, eje A, modelo 4, Q=2

0.01	34.95	40.87	40.88	
	31.56	33.05	32.88	12.8
0.07	7.45	16.34	16.15	6.1
	36.62	44.25	44.25	
0.18	71.02	84.13	81.89	13.8
	24.01	23.95	28.31	28.3
0.97	35.32	40.75	40.75	
	10.74	10.64	10.63	
1.25	111.53	136.15	135.65	35.6
	31.15	33.91	33.23	33.2
13.45	96.52	117.07	117.06	

Fig 5.3.2.- Elementos mecánicos (t,t-m) en columnas, análisis paso a paso, eje A, modelo 4, Q=2

	13.90	16.95	
0.014	53.67	50.62	3.13
	17.37	22.12	
	70.06	65.31	4.17
	17.59	23.76	
	70.99	64.82	4.17

Fig 5.3.3.- Momentos flexionantes (t-m) en vigas, análisis paso a paso. eje 2 modelo 1, Q=2

47.66		42.66	
	35.37		37.16
	21.13		19.45
13.44		15.26	
46.89		38.80	
	72.83		83.43
	31.75		27.66
46.79		42.86	
17.22		13.45	
	111.41		130.42
	34.58		26.49
114.28		102.86	

Fig 5.3.4.- Elementos mecánicos en columnas, análisis paso a paso, eje 2, modelo 4, $Q = 2$

Las figs 5.3.5 y 5.3.6 presentan las historias en el tiempo de los desplazamientos laterales de azotea del eje A y 2, respectivamente; la amplitud del desplazamiento máximo, en ambas direcciones, es del orden de 6 cm que comparado con el valor permisible del código (aproximadamente de $0.012 \times 1125 \text{ cm} = 13.5 \text{ cm}$), resulta poco menos de la mitad. Esto es, la estructura diseñada con el RDF-87 y sometida ante el sismo SCT, presenta respuestas bastante por abajo del nivel permisible.

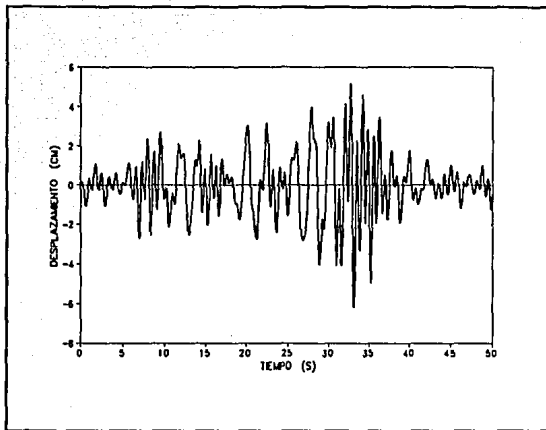


Fig 5.3.5.- Historia de desplazamientos en azotea, modelo 1, dirección X, $\gamma \leq 0.012$, $Q=2$

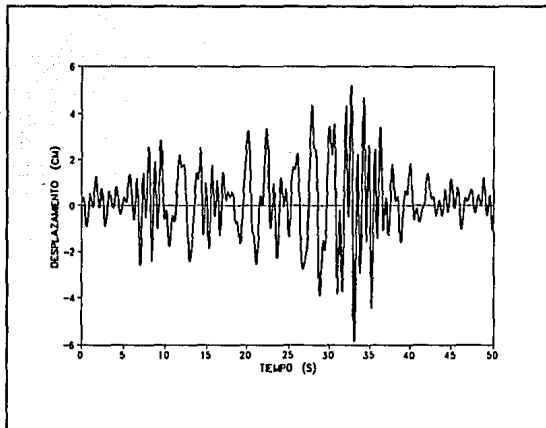


Fig 5.3.6.- Historia de desplazamientos en azotea, modelo 1, dirección Y, $\gamma \leq 0.012$, $Q=2$

Para verificar que no hubo fluencias, así como tampoco se alcanzó la resistencia al cortante de los diferentes miembros estructurales, las figs 5.3.7 a 5.3.14 tienen las comparaciones de las respuestas paso a paso contra las resistencias disponibles correspondientes a una columna y una viga tipo, de cada dirección del edificio. Nótese que en general hay una pequeña reserva disponible de resistencia, aún que éstas se calcularon de forma nominal, sin incluir los efectos de sobre-resistencia tales como: confinamiento del núcleo de concreto, etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, ayuda del acero de la losa, esfuerzos promedio reales del concreto y acero, entre otros; esto es, se está comparando contra los resistencias nominales calculadas según el código vigente. Según estas figuras, las vigas estuvieron más cerca de haber empezado a fluir.

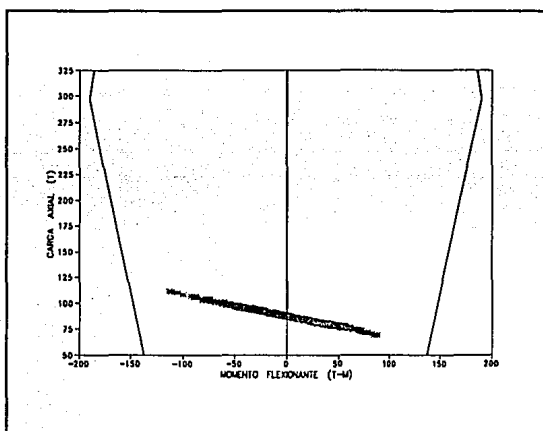


Fig 5.3.7.- Historia de combinaciones momento flexionante-carga axial en la base de las columnas 1 (primer nivel), modelo 1, Q=2, dirección X, $\gamma \leq 0.012$

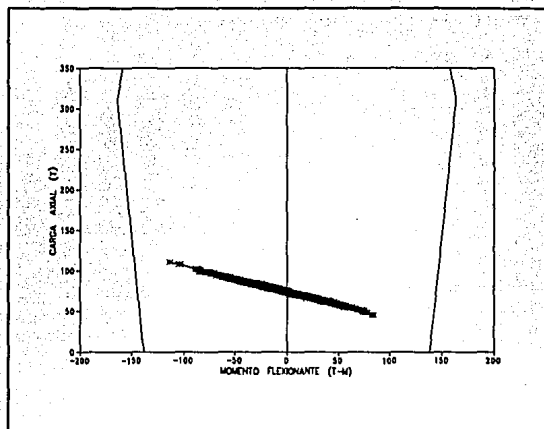


Fig 5.3.8.- Historia de combinaciones momento flexionante-carga axial en la base de la columna 1 (primer nivel), modelo 1 , $Q=2$, dirección Y, $\gamma \leq 0.012$

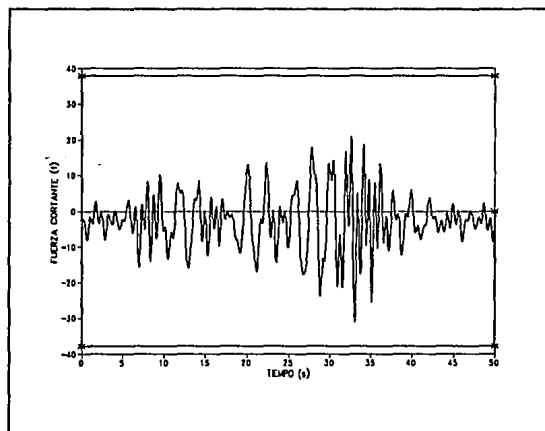


Fig 5.3.9.- Historia de fuerzas cortantes en la columna 1 (primer nivel), modelo 1, $Q=2$, dirección X, $\gamma \leq 0.012$

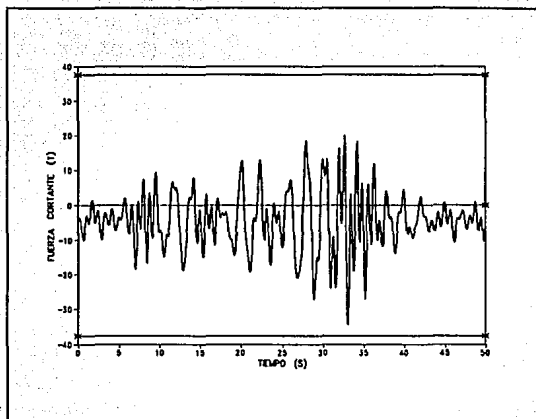


Fig 5.3.10.- Historia de fuerzas cortantes en la columna 1 (primer nivel), modelo 1, $Q = 2$, dirección X, $\gamma \leq 0.012$

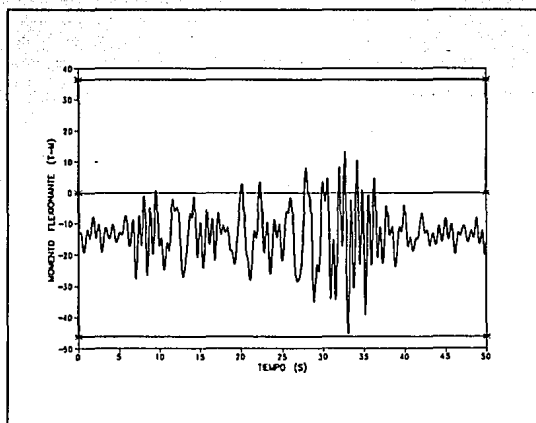


Fig 5.3.11.- Historia de momentos flexionantes en la viga 1 (primer nivel), modelo 1, $Q = 2$, dirección X, $\gamma \leq 0.012$

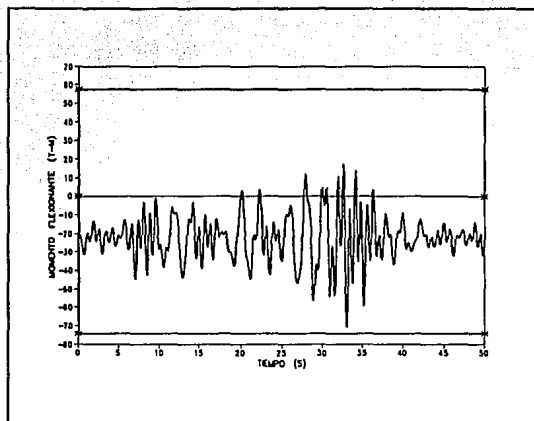


Fig 5.3.12.- Historia de momentos flexionantes en la viga 1 (primer nivel), modelo 1, $Q=2$, dirección Y, $\gamma \leq 0.012$

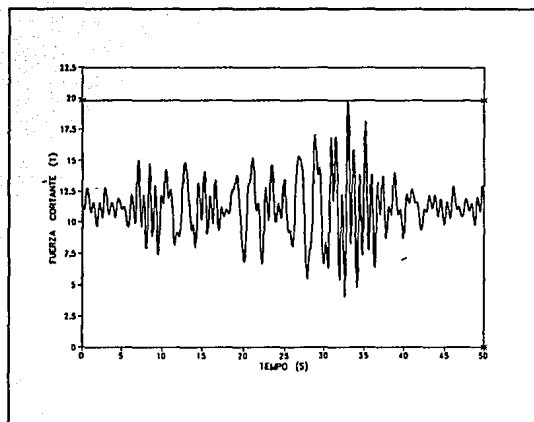


Fig 5.3.13.- Historia de fuerzas cortantes en la viga (primer nivel), modelo 1, $Q=2$, dirección X, $\gamma \leq 0.012$

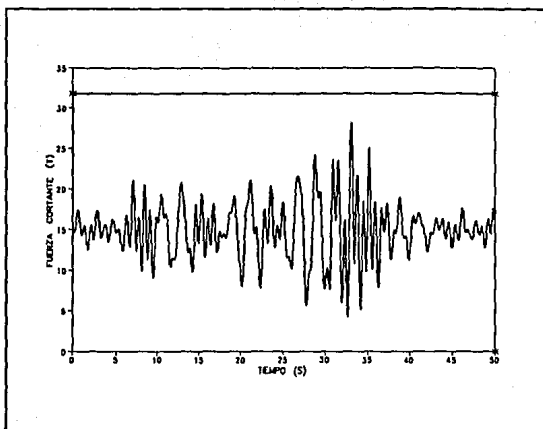


Fig 5.3.14.- Historia de fuerzas cortantes en la viga 1 (primer nivel), modelo 1, $Q=2$, dirección Y, $\gamma \leq 0.012$

Las figs 5.3.15 y 5.3.16 tienen las historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos de las dos direcciones de análisis, respectivamente. El coeficiente sísmico en el tiempo t_i se definió como el cociente de la sumatoria de las fuerzas cortantes de las columnas de planta baja en el instante t_i entre el peso total de los niveles superiores. Nótese que en ambas direcciones del modelo 1, el coeficiente sísmico fue del orden de 0.3, para estos análisis paso a paso elásticos.

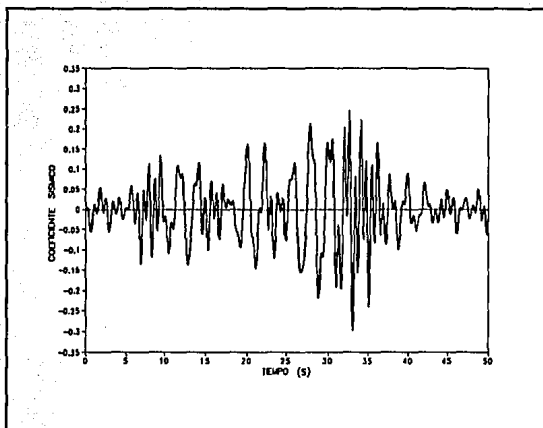


Fig 5.3.15.- Historia de coeficientes sísmicos, modelo 1, $Q=2$, dirección X, $\gamma \leq 0.012$

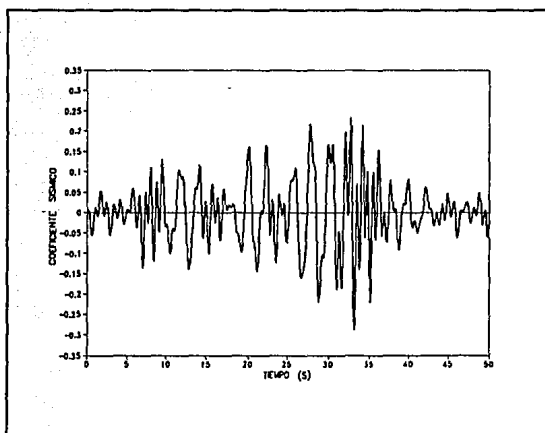


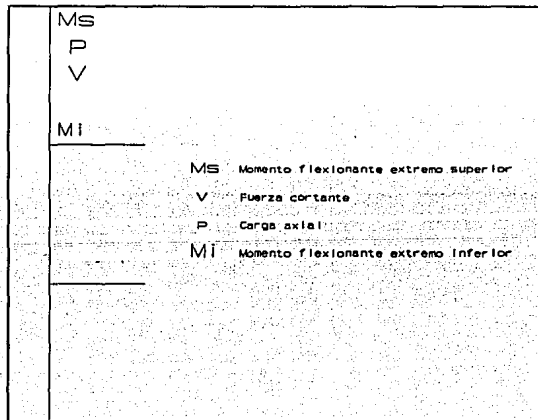
Fig 5.3.16.- Historia de coeficientes sísmicos, modelo 1, $Q=2$, dirección Y, $\gamma \leq 0.012$

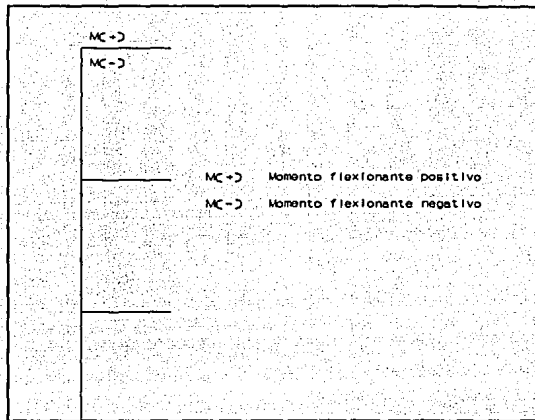
5.3.1.b Q=4

Los análisis dinámicos paso a paso del modelo 1 diseñado para el factor de comportamiento sísmico $Q=4$ muestran que si hubieron deformaciones inelásticas en sus miembros estructurales, como se describe en seguida.

Las figs 5.3.17 presentan las envolventes de momentos flexionantes de las vigas del eje longitudinal a raíz del análisis paso a paso, para resistencias grandes y reales. Nótese que, al observar las respuestas con historias reales, hay una distribución generalizada de rótulas plásticas en este tipo de miembros; los resultados de los análisis elásticos se muestran para fines de hacer ver en qué zonas la fluencia debió haber ocurrido, y que resistencia adicional haría falta introducir en el diseño para obligar comportamiento elástico.

Para el mejor entendimiento de los valores que describen los elementos mecánicos en columnas y en vigas, las siguientes figs muestran su significado.





11.78	14.71	10.88	14.25	10.90	14.26	10.89	14.24	11.29	15.27
31.46	27.60	30.62	27.27	30.65	27.28	30.63	27.26	31.02	27.96
12.09	16.47	11.61	16.31	11.60	16.31	11.61	16.32	11.74	16.66
44.20	39.41	43.97	39.27	43.97	39.26	43.97	39.27	44.14	39.43
13.20	17.43	11.91	17.09	11.94	17.10	11.93	17.08	12.19	18.53
45.33	40.16	44.74	39.59	44.76	39.60	44.74	39.59	45.40	40.02

Fig 5.3.17.- Envolventes de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A, análisis paso a paso con resistencias elásticas, modelo 1, $Q=4$

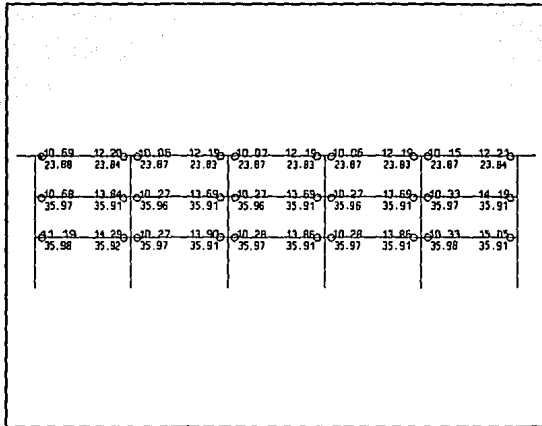


Fig 5.3.17.- Envolventes de momentos flexionantes (t-m) y distribución de rótulas plásticas en las vigas del eje A, análisis paso a paso con resistencias reales, modelo 1, $Q=4$

De igual manera, las figs 5.3.18 muestran las envolventes de elementos mecánicos, pero ahora para las columnas. Sólo en los extremos inferiores de las columnas de planta baja se tienen deformaciones inelásticas; aunado al comportamiento observado en las vigas, el comportamiento sísmico inelástico del modelo 1, diseñado con $Q=4$, tiende al mecanismo de viga. Esto es, se comprueba que rige la filosofía de viga débil-columna fuerte, según lo recomiendan los códigos actuales (entre ellos el RDF-87), para de esa forma disipar más eficientemente la energía introducida por el sismo y así evitar colapsos frágiles.

29.01	34.95	40.88	40.88
31.56	33.05	32.88	32.88
12.87	7.45	14.07	7.62
9.50	14.07	16.15	7.63
39.18	36.63	44.25	44.25
71.02	84.13	83.89	83.89
22.97	25.32	40.75	28.21
24.01	25.32	40.75	40.75
11.25	10.74	10.64	10.63
11.53	136.15	135.66	135.66
31.51	27.56	33.23	33.23
113.46	96.92	117.07	117.06

Fig 5.3.18.- Envolturas de elementos mecánicos (t,t-m) en las columnas del eje A análisis paso a paso con resistencias elásticas, modelo 1, Q=4

22.83	34.39	30.95	30.95
30.28	33.14	32.89	32.89
1.80	9.44	9.83	13.24
8.10	9.44	9.83	9.83
34.70	37.71	34.72	34.72
88.28	84.23	83.89	83.89
27.89	24.11	34.06	21.90
20.43	24.11	34.06	34.06
13.94	11.77	11.38	11.38
107.05	136.23	135.66	135.66
25.15	27.41	26.71	26.71
91.94	95.11	95.00	95.00

Fig 5.3.18.- Envolturas de elementos mecánicos (t,t-m) en las columnas del eje A análisis paso a paso con resistencias reales, modelo 1, Q=4

Al revisar las distribución de los valores máximos de los elementos mecánicos de los análisis paso a paso del marco de la dirección transversal (figs 5.3.19 y 5.3.20), el patrón de comportamiento es semejante con respecto de lo observado en la dirección longitudinal. La tendencia del mecanismo de falla es también del tipo de viga, y el criterio de diseño utilizado del RDF-87 parece congruente, de acuerdo a la filosofía de viga débil-columna fuerte. Esto es, no hay posibilidad de que rija el mecanismo de columna.

	13.90	16.95	
0.914	53.67	50.62	3.13
	17.37	22.13	
	70.06	65.31	4.17
	17.59	23.76	
	70.99	64.82	4.17

Fig 5.3.19.- Envolventes de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 2, análisis paso a paso con resistencias elásticas, modelo 1, $Q=4$

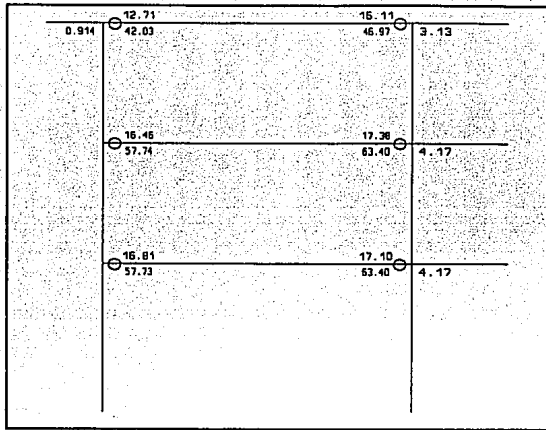


Fig 5.3.19.- Envolventes de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 2, análisis paso a paso con resistencias reales, modelo 1, Q=4

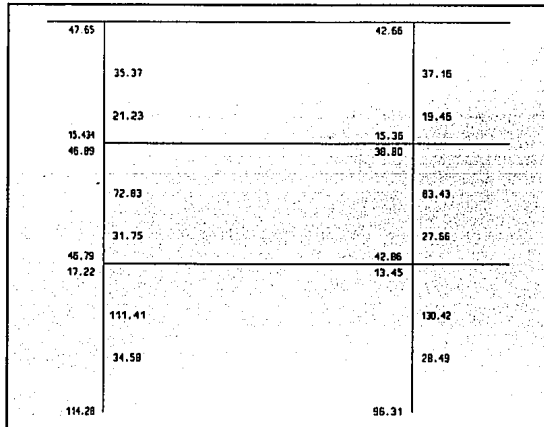


Fig 5.3.20.- Envolventes de elementos mecánicos (t,t-m) en las columnas del eje 2 análisis paso a paso con resistencias elásticas, modelo 1, Q=4

38.48		40.92	
	33.68		36.58
	18.77		18.72
15.18		18.29	
41.33		38.99	
	68.82		82.58
	27.89		27.42
44.91		42.25	
17.22		13.45	
	104.70		129.48
	28.05		28.49
91.05		96.15	

Fig 5.3.20.- Envolturas de elementos mecánicos (t,t-m) en las columnas del eje 2, análisis paso a paso con resistencias reales, modelo 1, $Q=4$

Las figs 5.3.21 y 5.3.22 presentan las historias de los desplazamientos de azotea con y sin comportamiento inelástico, para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Las diferencias entre ambos comportamientos son poco significativas, independientemente de la dirección del edificio; si acaso se nota que al final la estructura que excursiona en el rango inelástico, queda con una pequeña deformación permanente.

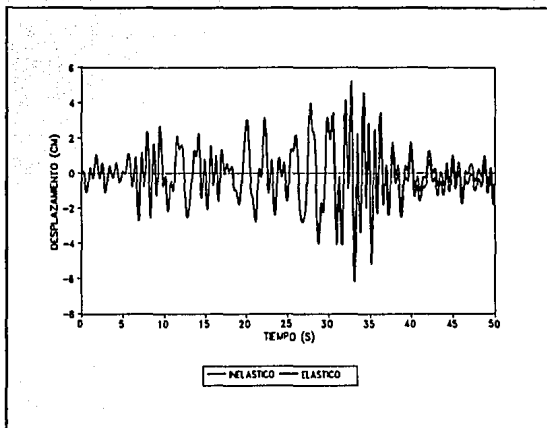


Fig 5.3.21.- Historia de desplazamientos en azotea, modelo 1, $Q=4$, dirección X,
 $\gamma_p \leq 0.012$

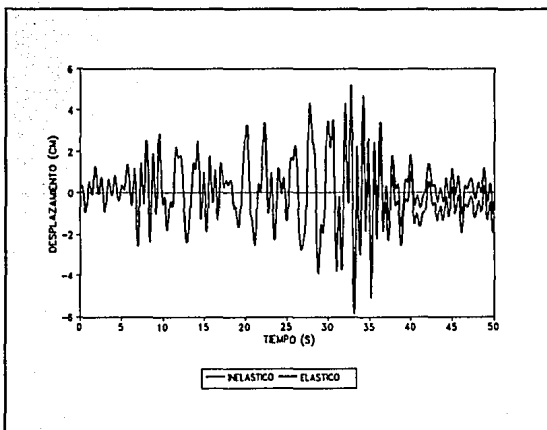


Fig 5.3.22.- Historia de desplazamientos en azotea, modelo 1, $Q=4$, dirección Y,
 $\gamma_p \leq 0.012$

Al calcular las demandas máximas locales de ductilidad en los elementos que fluyeron (figs 5.3.23 y 5.3.24), se observa que tienen amplitudes pequeñas con valores cercanos a 3.0; desde el punto de vista de diseño, las demandas locales de ductilidad desarrolladas en esta estructura son controlables. Cabe aclarar que hay estudios que reportan valores experimentales de 15 a 20, por lo que los resultados de este trabajo no parecen excesivos. Lo anterior ocurre tanto en vigas como en columnas.

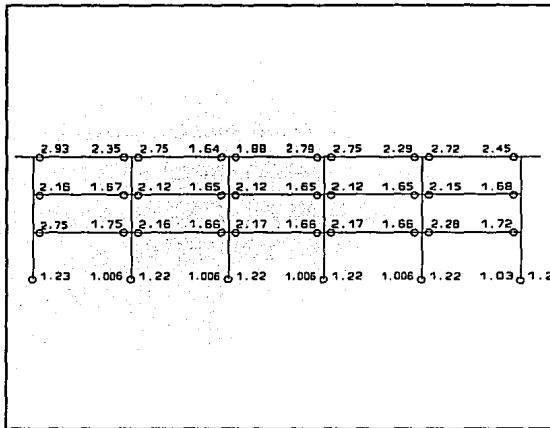


Fig 5.3.23.- Demandas máximas de ductilidad local, eje A del modelo 1, $Q=4$

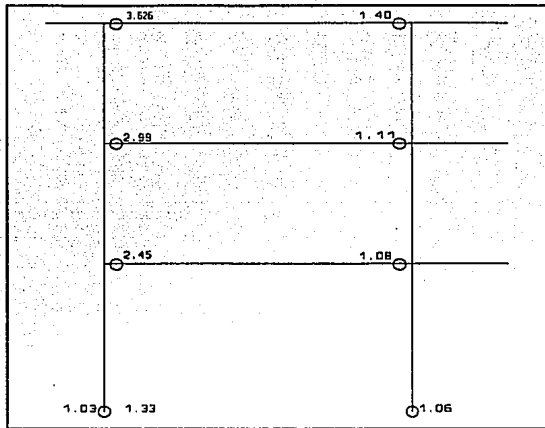


Fig 5.3.24.- Demandas máximas de ductilidad local, eje 2, modelo 1, Q=4

Al graficar en el tiempo las demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga de la cruzja exterior en el primer nivel, ambas direcciones (figs 5.3.25 y 5.3.26), es mínimo el número de ciclos que excursiona en el campo inelástico; la fluencia ocurre sólo para flexión negativa.

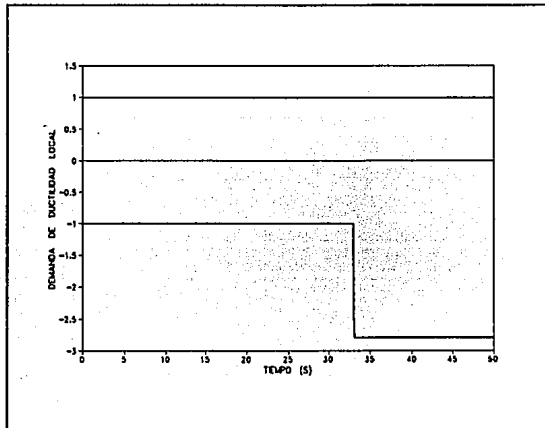


Fig 5.3.25.- Historia en el tiempo de demandas de ductilidad local en la viga 1 (primer nivel), modelo 1, Q=4, dirección X, $\gamma \leq 0.012$

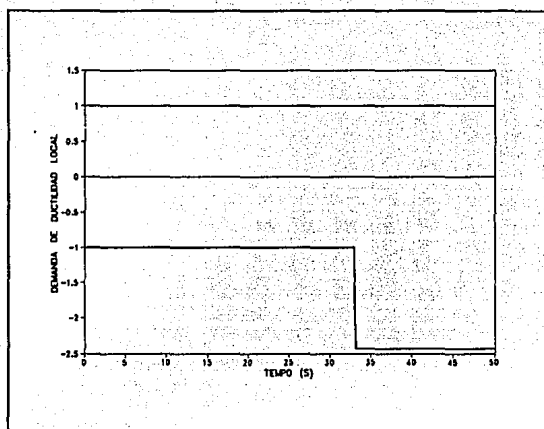


Fig 5.3.26.- Historia en el tiempo de demandas de ductilidad local en la viga 1 (primer nivel), modelo 1, $Q=4$, dirección, Y, $\gamma \leq 0.012$

Al revisar qué ocurre con la fluencia de las columnas, las figs 5.3.27 y 5.3.28 presentan la comparación de las combinaciones M-P contra la resistencia disponible del extremo inferior de la columna izquierda del nivel 1, para los ejes A y 2, respectivamente; nótese que sólo en algunos ciclos se alcanza la fluencia, y que las columnas están trabajando en la zona de falla por tensión porque las cargas axiales actuantes resultan inferiores del nivel de condición balanceada. Esto es, los elementos estructurales verticales de este modelo están sujetos, en la historia del tiempo, a una condición de carga típica de columnas de estructuras de pocos niveles.

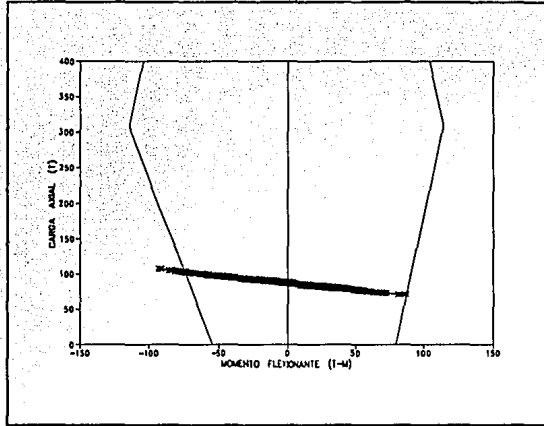


Fig 5.3.27.- Historia de combinaciones momento flexionante-carga axial en el extremo inferior de la columna 1 (primer nivel), modelo 1, Q=4, dirección X, $\gamma \leq 0.012$

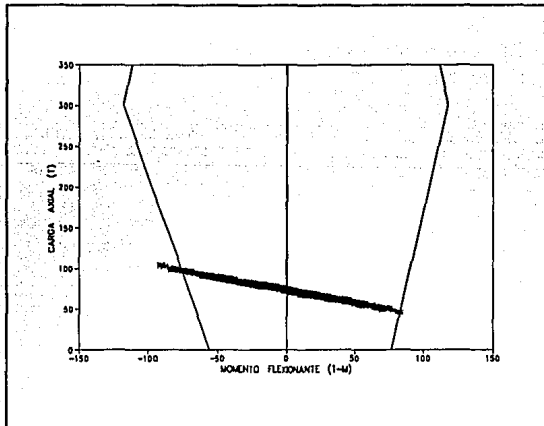


Fig 5.3.28.- Historia de combinaciones momento flexionante-carga axial en el extremo inferior de la columna 1 (primer nivel), modelo 1, Q=4, dirección Y, $\gamma \leq 0.012$

Para fines de verificar que no hubiese fallas frágiles por cortante en el modelo 1, y de esa manera confirmar que la tendencia del modo de falla es del tipo dúctil, se graficaron las respuestas de fuerza cortante contra las resistencias disponibles de la columna y viga del eje A y 2, utilizadas anteriormente; las figs 5.3.29 y 5.3.30 presentan los resultados, de columnas tipo, y las figs 5.3.33 y 5.3.34 a nivel de viga seleccionada, para ambos ejes, respectivamente.

Nótese que la reserva adicional de resistencia por cortante es muy importante, al comparar contra la fuerza actuante; cabe aclarar que el refuerzo transversal proporcionado para cumplir con el requisito de confinamiento, según el capítulo de marcos dúctiles de las NTC-Concreto del RDF, hace que la resistencia al cortante se incremente de forma extraordinaria. Esto es, dicho refuerzo transversal adicional garantiza que no ocurran fallas frágiles por tensión diagonal.

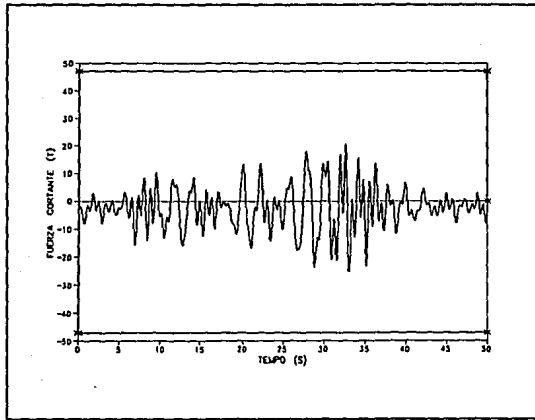


Fig 5.3.29.- Historia de fuerzas cortantes en la columna 1 (primer nivel), modelo 1, Q=4, dirección X, $\gamma_{0.012}$

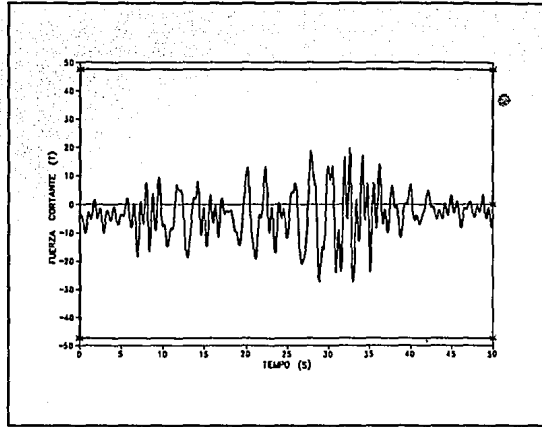


Fig 5.3.30.- Historia de fuerzas cortantes en la columna 1 (primer nivel), modelo 1, $Q=4$, dirección Y, $\gamma \leq 0.012$

Las figs 5.3.31 y 5.3.32 tienen la comparación de los momentos flexionantes en la viga tipo de ambos ejes, inducidos durante el análisis paso a paso contra las resistencias disponibles; solamente en un ciclo se alcanzó la fluencia para momento negativo, y en cuatro más estuvo a punto de ocurrir. Esto es, estos resultados concuerdan con el valor pequeño de demanda local máxima de ductilidad desarrollada en esta viga, presentado anteriormente. Estas respuestas sirven para confirmar el poco excursionamiento en el rango inelástico de los diferentes miembros estructurales del modelo 1, lo cual muestra la bondad de los criterios de diseño del código actual para edificios de pocos niveles.

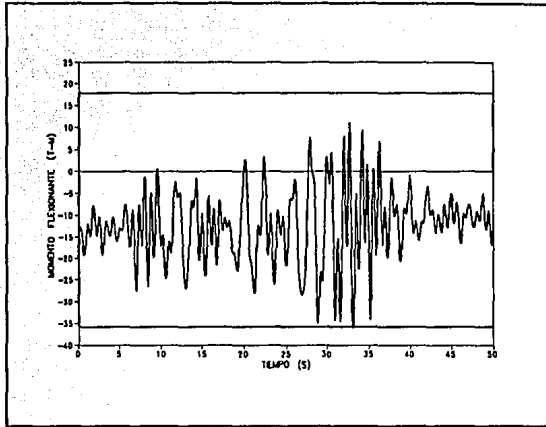


Fig 5.3.31.- Historia de momentos flexionantes en la viga 1 (primer nivel), modelo 1, Q=4, dirección X, $\gamma \leq 0.012$

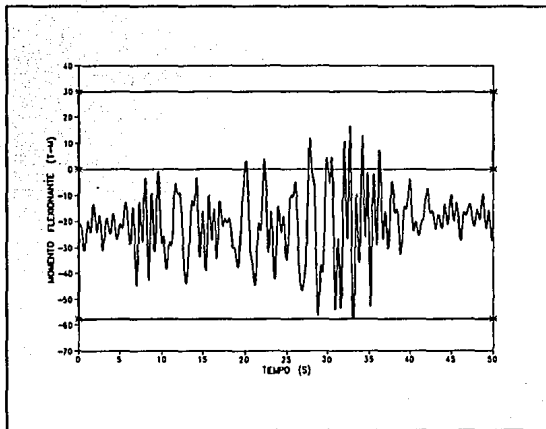


Fig 5.3.32.- Historia de momentos flexionantes en la viga 1 (primer nivel), modelo 1, Q=4, dirección Y, $\gamma \leq 0.012$

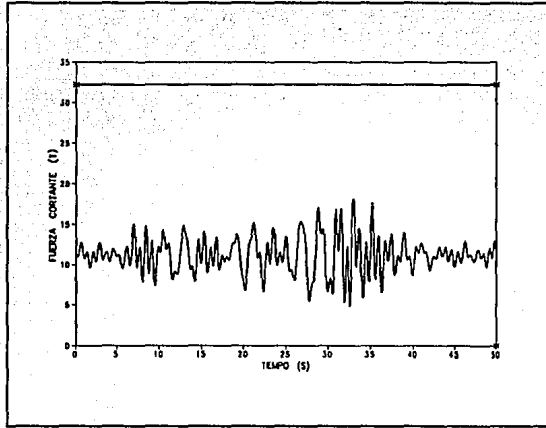


Fig 5.3.33.- Historia de fuerzas cortantes en la viga 1 (primer nivel), modelo 1,
 $Q=4$, dirección X, $\gamma \leq 0.012$

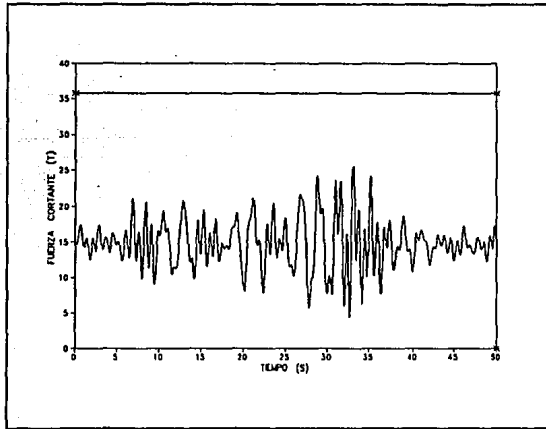


Fig 5.3.34.- Historia de fuerzas cortantes en la viga 1 (primer nivel), modelo 1,
 $Q=4$, dirección Y, $\gamma \leq 0.012$

Al comparar las historias de coeficientes sísmicos con y sin deformaciones inelásticas de los ejes A y 2 (figs 5.3.35 y 5.3.36, respectivamente), se observa que las ordenadas se reducen muy poco; esto es, la disipación de energía por ductilidad no resulta tan significativa. Lo anterior se presenta para ambas direcciones de análisis. Cabe aclarar que aunque sí hubo un comportamiento post-elástico casi generalizado, la amplitud de los giros plásticos en las zonas que fluyeron, no fue extraordinariamente alta. Lo anterior concuerda con las respuestas mostradas anteriormente, tanto para la dirección longitudinal como transversal del modelo 1 a base de marcos.

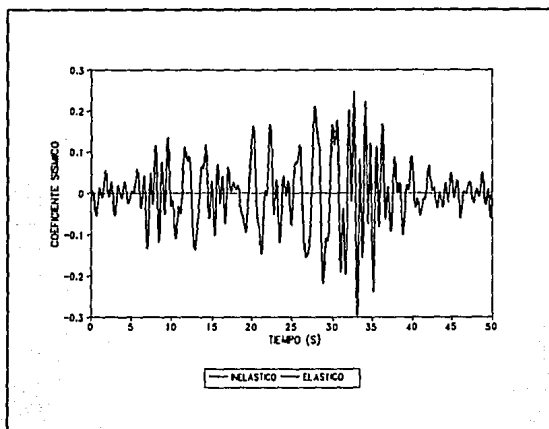


Fig 5.3.35.- Historia de coeficientes sísmicos, modelo 1, Q=4, dirección X,
 $\gamma_p \leq 0.012$

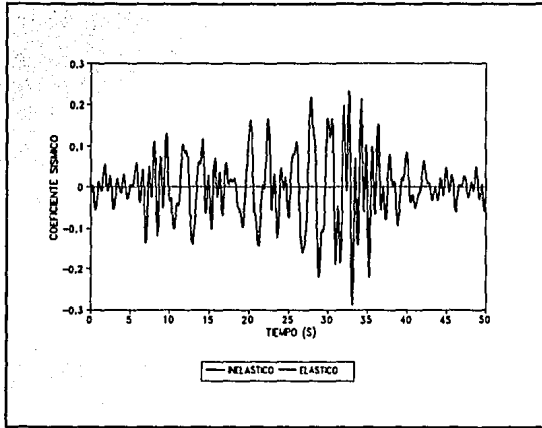


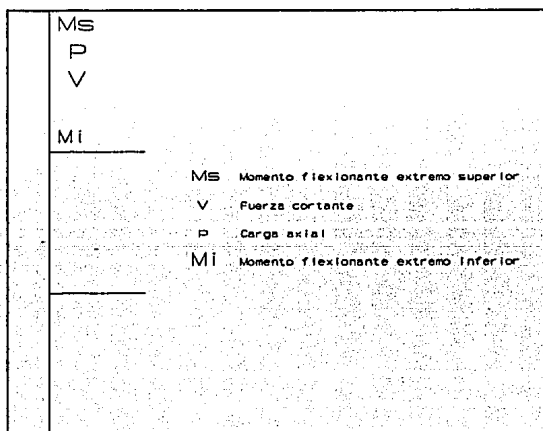
Fig 5.3.36.- Historia de coeficientes sísmicos, modelo 1, $Q=4$, dirección Y,
 $\gamma_p \leq 0.012$

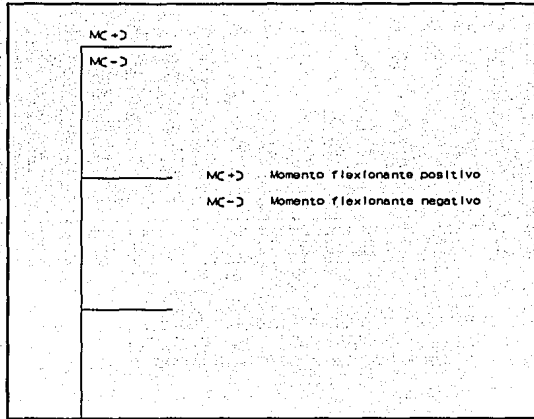
5.3.2.- Modelo 2

La estructuración del modelo 2 es de muros y marcos de concreto. El estado límite de servicio (deformaciones) se revisó para el valor permisible de deformación angular de entrepiso de 0.006. El factor de comportamiento sísmico utilizado fue $Q=4$. El espesor de los muros de concreto fue de 10 cm en toda su altura. Por la gran rigidez lateral proporcionada por los muros de cortante, el modelo 2 se comporta extraordinariamente bien ante sismos como el SCT-EW. Esto es, no hubo comportamiento inelástico en esta estructura, ambas direcciones; la reserva de resistencia proporcionada en los diferentes elementos estructurales, y en particular la de los muros, para tomar el sismo ayuda a que el edificio no excursione en el rango post-elástico, independientemente del factor de ductilidad utilizado en el diseño.

Las figs 5.3.37 a 5.3.40 presentan los elementos mecánicos del eje A (longitudinal) y eje 2 (transversal exterior), de los análisis dinámicos paso a paso; al compararlos con las resistencias disponibles, siempre resultaron menores. Nótese que los muros, debido a su gran rigidez, absorben casi el total de los efectos de las cargas actuantes.

Para el mejor entendimiento de los valores que describen los elementos mecánicos en columnas y en vigas, las siguientes figs muestran su significado.





1.57	6.41	9.16			8.25	8.24			8.17	6.40	1.57
	11.35	15.29			13.94	13.93			15.30	11.34	
	10.62	15.54			13.84	13.84			15.54	10.62	

Fig 5.3.37.- Envolturas de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A, análisis paso a paso, modelo 2, Q = 4

4.23	20.91	7.09			64.48
4.87	2.93	53.13			14.85
5.08	47.44	69.06			188.22
5.08	4.30	175.84			34.44
4.47	73.98	200.56			293.44
2.64	5.87	404.76			53.74

Fig 5.3.38.- Envolventes de elementos mecánicos (t,t-m) en las columnas y muros del eje A, análisis paso a paso, modelo 2, Q=4

1.16			3.36
			4.64
			4.64

Fig 5.3.39.- Momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 2, análisis paso a paso, modelo 2 (Q=4).

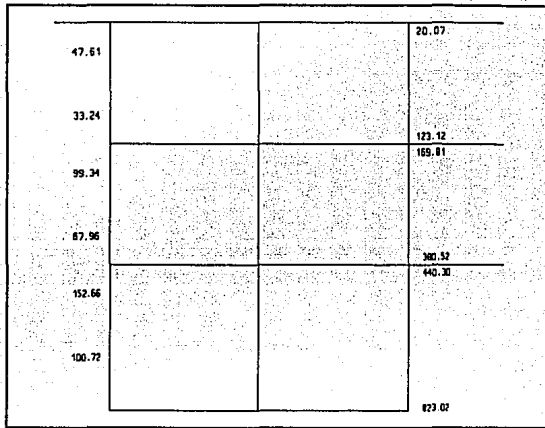


Fig 5.3.40.- Envolturas de elementos mecánicos (t,t-m) en los muros del eje 2, análisis paso a paso, modelo 2, Q=4

Al revisar las historias de desplazamientos en azotea para el sismo en ambas direcciones, se comprueba que el modelo 2 prácticamente ni se excita ante el registro SCT; esto es, con este tipo de estructuración resulta extraordinariamente rígido ante esta clase de eventos sísmicos (ver figs 5.3.41 y 5.3.42), como era de esperarse.

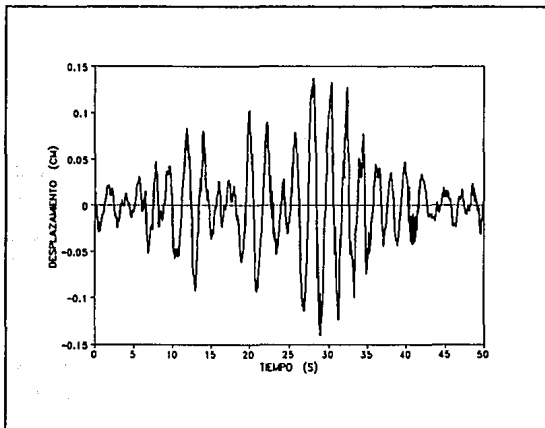


Fig 5.3.41.- Historia de desplazamientos en azotea, modelo 2, Q=4, dirección X,

$$\gamma \leq 0.006$$

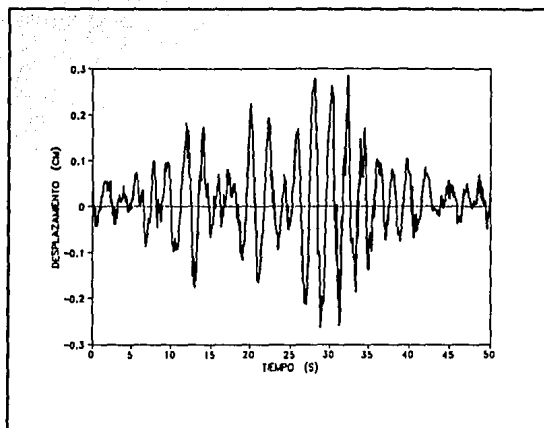


Fig 5.3.42.- Historia de desplazamientos de azotea, modelo 2, Q=4, dirección Y,
 $\gamma \leq 0.006$

Los resultados a nivel local de los análisis paso a paso muestran que los muros de concreto, ambas direcciones, estuvieron trabajando muy por abajo de su capacidad, como se puede observar en las figs 5.3.43 y 5.3.44. Nótese, además, que dichos miembros se ven sujetos a una condición de carga vertical con amplitud menor del 50 por ciento de la correspondiente a la condición balanceada, y prácticamente constante, si acaso con pequeñas variaciones únicamente en el momento flexionante; esto es, están bajo una condición de diseño muy favorable, para un mejor comportamiento.

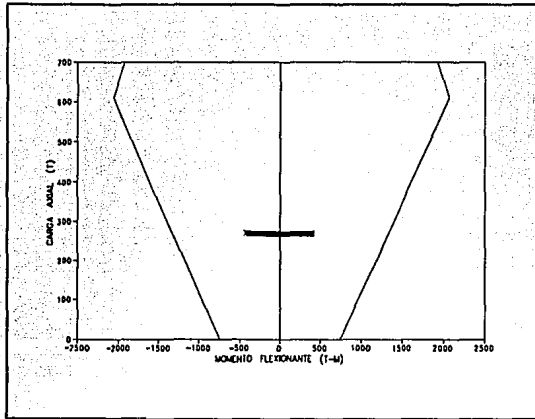


Fig 5.3.43.- Historia de combinaciones momento flexionante-carga axial en el extremo inferior del muro izquierdo de planta baja del eje longitudinal, modelo 2,
 $Q = 4$, $\gamma \leq 0.006$

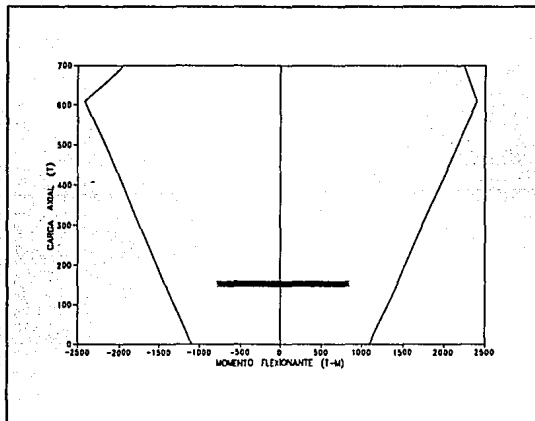


Fig 5.3.44.- Historia de combinaciones momento flexionante-carga axial en el extremo inferior del muro de planta baja del eje transversal cabecero, modelo 2,
 $Q = 4$, $\gamma \leq 0.006$

Al revisar las historias de fuerza cortante introducidas en los muros de planta baja de los ejes A y 2, las figs 5.3.45 muestran que por mucho no se excedió su resistencia; esto es, dichos miembros estructurales tienen la suficiente capacidad por cortante para así evitar fallas del tipo frágil.

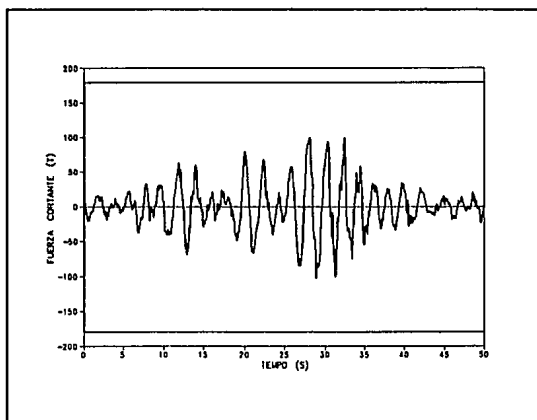


Fig 5.3.45.- Historia de fuerzas cortantes en el muro de planta baja del eje A,
modelo 2, $Q=4$ $\gamma \leq 0.006$

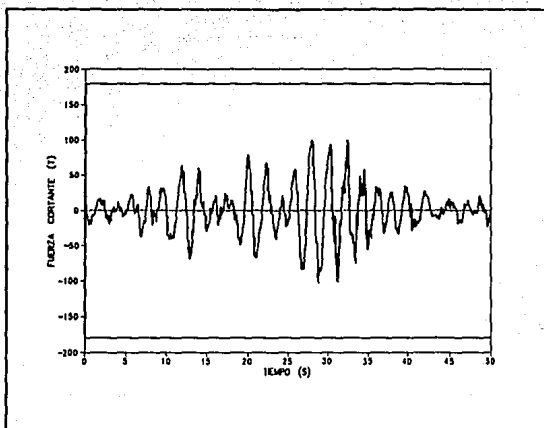


Fig 5.3.45.- Historia de fuerzas cortantes en el muro de planta baja del eje 2, modelo 2, $Q=4$ $\gamma \leq 0.006$

No se presentan resultados en el tiempo de elementos mecánicos de vigas y columnas del modelo 2, por ser poco significativos en cuanto a su magnitud; esto es, ante la presencia de los muros de concreto todos los otros miembros están bajo una condición de esfuerzos muy abajo, con respecto de las resistencias proporcionadas.

Las figs 5.3.46 y 5.3.47 tiene las historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos registrados en planta baja de los ejes A y 2, respectivamente. En ambas direcciones, el coeficiente sísmico máximo introducido, sin causar fluencias, fue cercano al 20 por ciento del peso total.

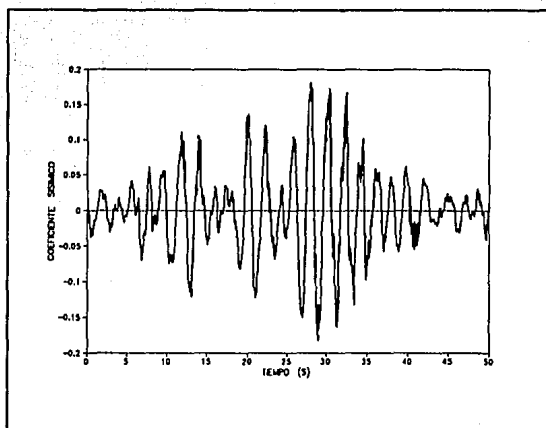


Fig 5.3.46.- Historia de coeficientes sísmicos, modelo 2, $Q=4$, dirección X, $\gamma \leq 0.006$

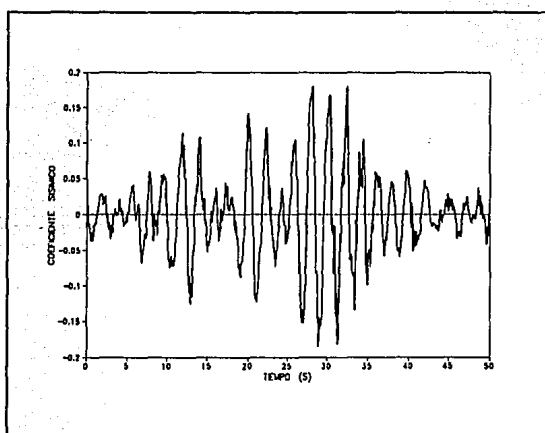


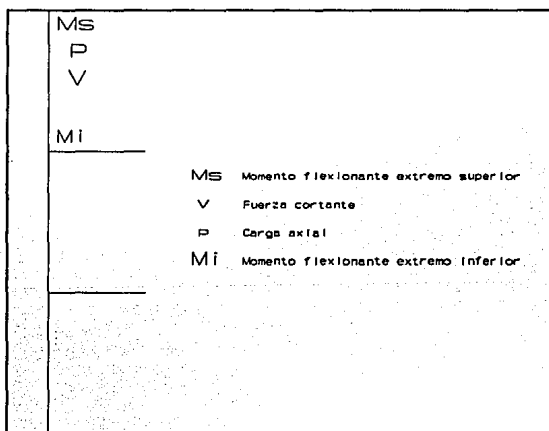
Fig 5.3.47.- Historia de coeficientes sísmicos, modelo 2, $Q=4$,
dirección Y, $\gamma \leq 0.006$

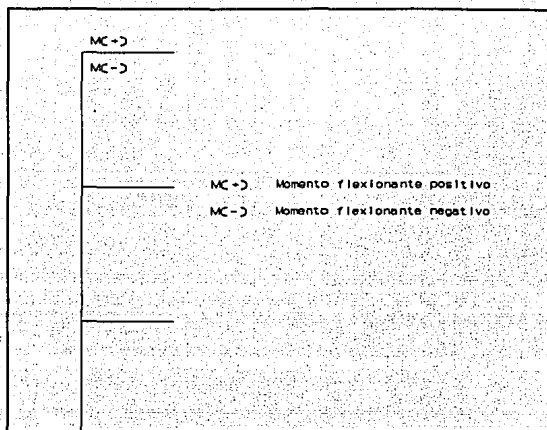
5.3.3 Modelo 3

La estructuración del modelo 3 considera muros de mampostería ligados al marco, solo para la dirección transversal del edificio; en la dirección longitudinal el trabajo es a base de marcos. Los muros de los ejes exteriores de la dirección corta se localizan en los tres entresijos; para los ejes interiores sólo en los dos pisos superiores. La revisión de desplazamientos laterales se hizo ante los límites permisibles de 0.006 y 0.012 veces la altura de entresijo para la dirección transversal y longitudinal, respectivamente. Asimismo, se utilizaron los factores de comportamiento sísmico de 2 y 4, para una y otra dirección, de acuerdo al tipo de estructuración disponible.

Las figs 5.3.48 y 5.3.49 presentan los resultados de envolventes de los elementos mecánicos del análisis paso a paso de las vigas y columnas del eje A (longitudinal) con resistencias grandes y reales, respectivamente; nótese que todos los extremos de las vigas alcanzaron su fluencia. Lo anterior corresponde con lo ya observado en el mismo eje A, pero del modelo 1.

Para el mejor entendimiento de los valores que describen los elementos mecánicos en columnas y en vigas, las siguientes figs muestran su significado.





	12.31	14.82	10.88	14.12	10.93	14.15	10.90	14.09	11.51	15.75	
1.33	30.64	26.59	29.26	26.11	29.35	26.13	29.32	26.07	29.90	27.20	1.33
	17.80	22.30	16.80	21.94	16.78	21.92	16.79	21.95	17.09	23.08	
	47.99	42.61	47.43	42.28	47.71	42.26	47.43	42.24	47.81	42.72	
	24.32	28.28	21.44	27.36	21.53	27.39	21.50	27.28	22.26	30.53	
	54.81	48.26	52.81	46.97	52.88	47.02	52.82	46.96	54.29	48.40	

Fig 5.3.48.- Envolventes de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A del modelo 3, Q=4, análisis paso a paso con resistencias grandes

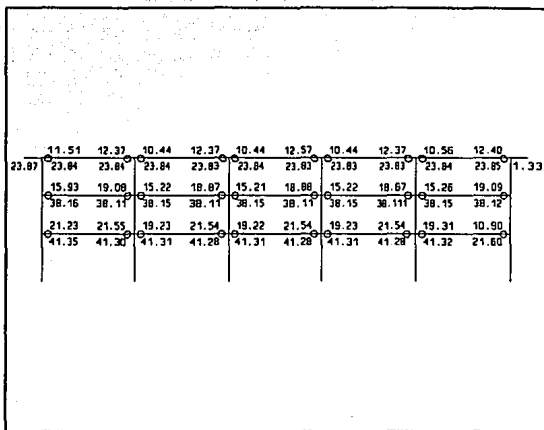


Fig 5.3.48.- Envolventes de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A del modelo 3, Q = 4, análisis paso a paso con resistencias reales

27.20	30.17	32.78	31.41	38.22	31.16
10.22	9.30	9.55	16.38	9.30	16.11
41.22	69.20	42.63	80.17	49.71	79.74
24.67	22.30	37.86	25.45	37.47	29.55
19.85	110.56	26.76	128.95	30.36	128.97
	30.64		30.30		35.65
95.07		86.84		101.03	

Fig 5.3.49.- Envolventes de elementos mecánicos (t,t-m) en las columnas del eje A del modelo 3, Q = 4, análisis paso a paso con resistencias grandes

27.20		32.73		32.37	
	29.03		31.58		31.17
2.02	8.03	8.45	13.58	8.30	13.54
35.70		42.62		42.62	
	66.41		80.37		79.75
5.64	18.43	30.33	24.76	30.39	24.74
19.06		27.96		27.08	
	105.42		130.32		128.99
	25.38		26.83		26.89
74.55		82.28		82.13	

Fig 5.3.49.- Envolventes de elementos mecánicos (t,t-m) en las columnas del eje A del modelo 3, Q=4, análisis paso a paso con resistencias reales

A nivel de columnas, solo los extremos inferiores de planta baja alcanzan su resistencia; esto es, la tendencia de mecanismo de falla obtenido es similar al mecanismo de viga, que los reglamentos modernos de diseño sismorresistente sugieren. Se trata de proteger las columnas, ya que dichos miembros estructurales, por la presencia de las cargas axiales, no tienen muchas veces la capacidad de deformación como si la llegan a tener las vigas; se trata de evitar que el mecanismo de falla sea del tipo frágil. Al articularse las vigas y así tender al mecanismo de falla conocido como de vigas, la disipación de energía que introduce el sismo es más fácil de lograr.

Al revisar las envolventes de los elementos mecánicos de los análisis dinámicos paso a paso de los ejes transversales 2 (exterior) y 3 (interior) (figs 5.3.50 y 5.3.51), y compararlos contra las resistencias proporcionadas, no se observan fluencias; esto es, las vigas, columnas y muros de mampostería no alcanzan su resistencia ante los efectos sísmicos combinados con las cargas verticales. Los muros de mampostería se revisaron ante fuerza cortante y no presentan problema de que su resistencia se haya visto excedida.

0.975	12.84	17.99	3.22
	21.99	-21.67	4.30
	25.74	27.89	4.30

Fig 5.3.50.- Envolventes de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 2 del modelo 3, Q=2, análisis paso a paso con resistencias grandes

10.11		13.18	
	24.76		28.81
	6.88	10.49	5.99
9.54		7.84	
13.93		12.74	
	32.76		68.14
	8.02	19.65	7.02
10.29		8.68	
14.04		12.68	
	85.72		113.45
	9.88	21.14	9.90
22.31		23.83	

Fig 5.3.50.- Envolventes de elementos mecánicos (t,t-m) en las columnas y muros de mampostería del eje 2 del modelo 3, Q=2, análisis paso a paso con resistencias grandes

1.04	17.12	17.01	3.32
	27.13	26.96	6.03
	1.55	4.59	
	43.76	40.72	6.03

Fig 5.3.51.- Envolventes de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 3 del modelo 3, $Q=2$, de los análisis paso a paso con resistencias grandes

14.04		12.05	
	30.40		33.34
	30.40	11.54	6.11
10.84			8.97
20.46			15.67
	71.53		91.11
	8.40	29.92	6.79
23.65			3.14
36.52			28.94
	115.04		150.79
	26.59		21.64
61.85			51.14

Fig 5.3.51.- Envolventes de elementos mecánicos (t,t-m) en las columnas del eje 3 del modelo 3, $Q=2$, paso a paso con resistencias grandes

Las figs 5.3.52 a 5.3.54 muestran las historias de desplazamientos en azotea de los ejes A,2 y 3, respectivamente. Ante la ayuda de los muros, la dirección transversal resulta con respuestas menores.

En la dirección longitudinal se alcanza a percibir al final del sismo que la estructura queda con una pequeña deformación permanente, como resultado del excursionamiento en el rango inelástico, durante la historia del tiempo.

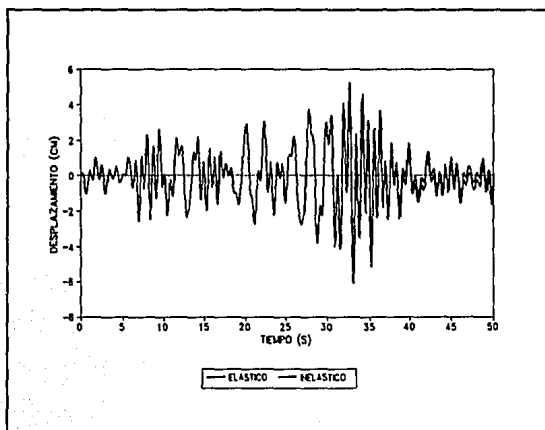


Fig 5.3.52.- Historia de desplazamientos en azotea, modelo 3, $Q=4$
dirección X, $\gamma_p \leq 0.012$

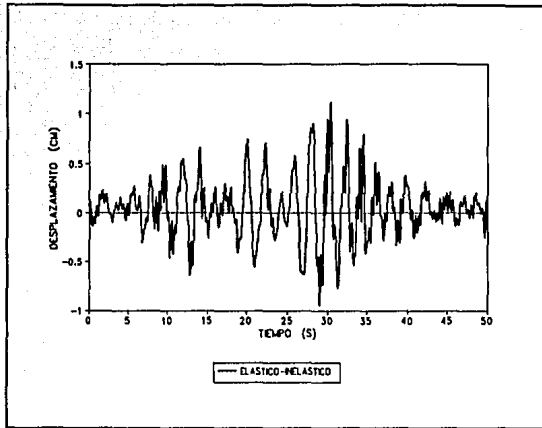


Fig 5.3.53.- Historia de desplazamientos en azotea, modelo 3, $Q=2$,
dirección Y, eje 2, $\gamma_p \leq 0.006$

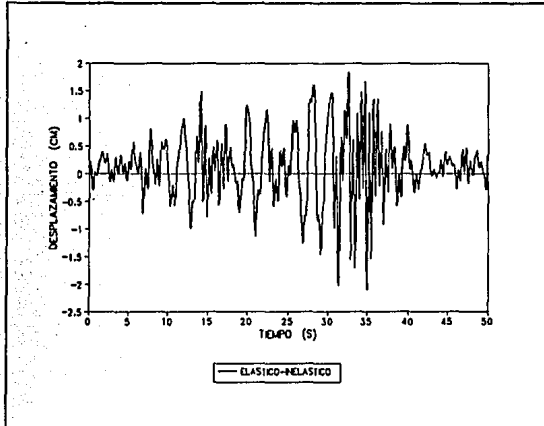


Fig 5.3.54.- Historia de desplazamientos en azotea, modelo 3, $Q=2$
dirección Y, eje 3, $\gamma_p \leq 0.006$

Al calcular las demandas máximas de ductilidad local en los miembros estructurales del eje A (longitudinal), los resultados son pequeños y similares a los determinados anteriormente para el modelo 1 (ver fig 5.3.55). En la dirección transversal del modelo en estudio no hubo necesidad de hacer estos cálculos, por no haber existido fluencias. Nótese que, para el eje A, las columnas de planta baja excursionaron muy poco en el rango inelástico, al revisar sus demandas máximas.

3.08	1.62	1.68	1.55	1.68	1.55	1.68	1.55	1.65	3.12
2.84	1.52	1.71	1.49	1.71	1.49	1.71	1.49	1.70	2.50
2.82	1.72	1.77	1.60	1.76	1.60	1.77	1.60	1.77	2.92
1.08		1.15		1.15		1.15		1.15	1.05

Fig 5.3.55.- Demandas máximas de ductilidad local en el eje A del modelo 3, Q=4, análisis paso a paso

La fig 5.3.56 tiene la historia en el tiempo de las demandas de ductilidad local en el extremo izquierdo de la viga de la primera crujía en el nivel uno del eje A. El comportamiento es elástico-lineal hasta poco más de los primeros 30 s de la acción, y al final se tiene un valor máximo de aproximadamente 2.82, valor inferior a lo que la viga es capaz de soportar. Como ya se mencionó anteriormente, según resultados experimentales, para vigas similares a las del eje A, se puede llegar a desarrollar demandas de hasta 15 (entre 5 y 6 veces más que las calculadas en los análisis paso a paso).

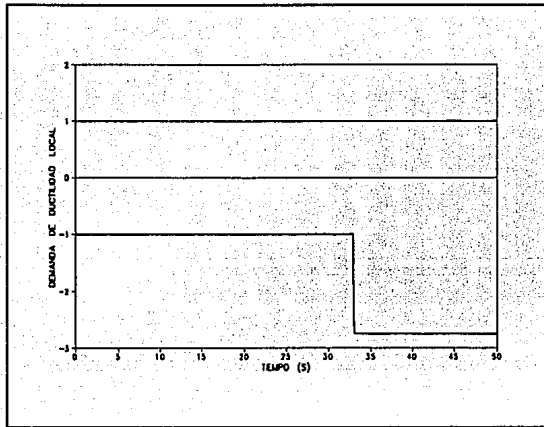


Fig 5.3.56.- Historia de demandas de ductilidad local en la viga 1, primer nivel del eje A del modelo 3, $Q=4$, dirección X, $\gamma_p \leq 0.012$

Las figs 5.3.57 y 5.3.58 muestran las historias de combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior de la primera columna de planta baja de los ejes A y 3, respectivamente. Sólo el miembro del eje longitudinal presenta en algunos ciclos que la resistencia se alcanzó ante la acción del sismo y de las cargas verticales; las columnas de los ejes transversales tuvieron respuestas muy por abajo de sus resistencias disponibles. Nótese que las columnas del eje 3 no tuvieron problemas de capacidad lateral, a pesar de que en el primer entrepiso se suspendieron los muros de mampostería; esto es, no hay indicios de que dicho primer entrepiso haya quedado más débil que los superiores.

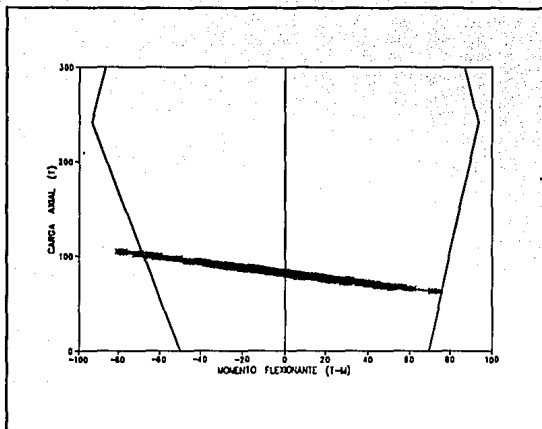


Fig 5.3.57.- Historia de combinaciones momento flexionante-carga axial en el extremo inferior de la columna del eje A del modelo 3, $Q=4$, $\gamma_p \leq 0.012$

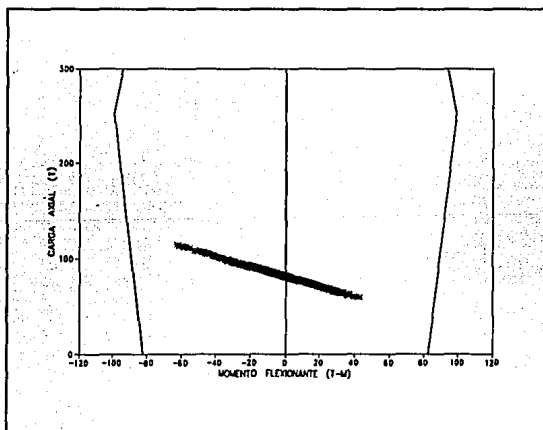


Fig 5.3.58.- Historia de combinaciones momento flexionante-carga axial en el extremo inferior de la columna 1 del eje 3 del modelo 3, $Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$

Para apoyar la observación anterior, las figs 5.3.59 y 5.3.60 tienen la comparación de las fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias disponibles en las mismas columnas del eje A y 3, respectivamente. Las columnas tienen reserva adicional suficiente para evitar una falla frágil. En la dirección longitudinal la resistencia al cortante se incrementó de forma importante con el refuerzo transversal proporcionado según el requisito de confinamiento exigido en el diseño de marcos dúctiles ($Q=4$); en cambio, para la dirección transversal se diseñó el refuerzo transversal para resistir sólo efectos de cortante (requisitos generales de diseño, $Q=2$), por lo que no se tuvo reserva adicional ante dicho efecto. Tal vez, sería conveniente proporcionar refuerzo transversal adicional al requerido por cortante, en las columnas de planta baja de los ejes interiores, sin importar que Q sea igual a 2.

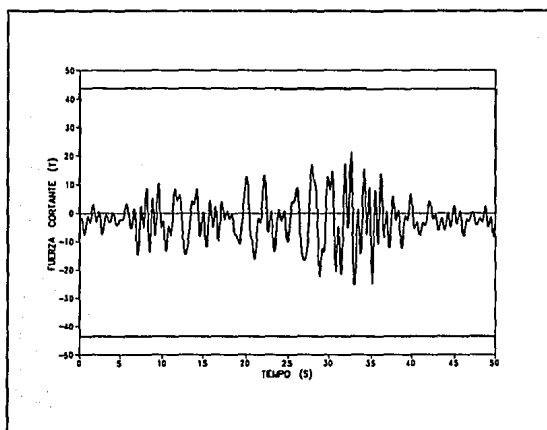


Fig 5.3.59.- Historia de fuerzas cortantes en la columna del eje A del modelo 3, $Q=2$,

$$\gamma_p \leq 0.012$$

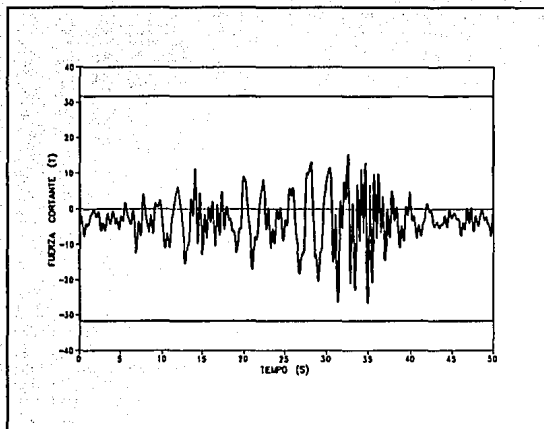


Fig 5.3.60.- Historia de fuerzas cortantes en la columna 1 del eje 3 del modelo 3,
 $Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$.

Al revisar las envolventes de los momentos flexionantes de los análisis paso a paso de las vigas tipo de los ejes A y 3, y compararlos contra sus resistencias disponibles, se corrobora que solo en la dirección longitudinal se alcanzó la fluencia en dichos miembros horizontales (ver figs 5.3.61 y 5.3.62); para la viga del eje A sólo en algunos ciclos se llegó a su capacidad, durante la fase intensa del temblor.

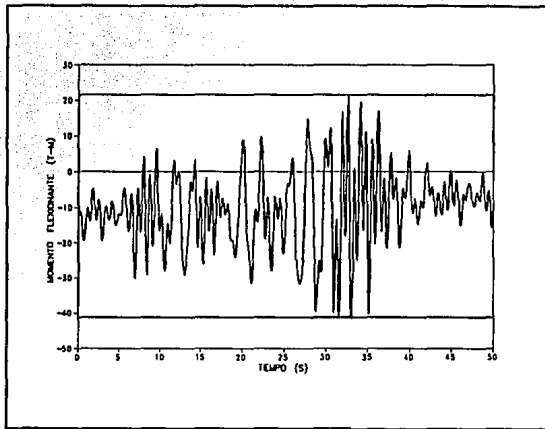


Fig 5.3.61.- Historia de momentos flexionantes (t-m) en la viga 1 del eje A del modelo 3, $Q=4$, dirección X, $\gamma_p \leq 0.012$

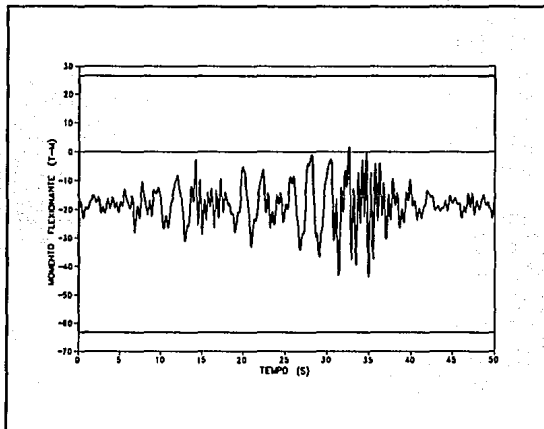


Fig 5.3.62.- Historia de momentos flexionantes (t-m) en la viga 1 del eje 3 del modelo 3, $Q=4$, dirección Y, $\gamma_p \leq 0.006$

Las figs 5.3.63 y 5.3.64 tienen la comparación de las historias de fuerza cortante contra las resistencias disponibles de las mismas vigas tipo del eje A y 3, respectivamente. Para la dirección longitudinal no se observan problemas; en cambio, para las vigas del primer nivel de los ejes transversales interiores (diseñados para $Q=2$) si se nota que faltó resistencia, lo cual corrobora que en estas vigas (al igual que las columnas de planta baja) la resistencia al cortante que se proporciona por requisitos generales no es suficiente. Esto es, en estos ejes interiores, ante la presencia de los muros de mampostería, debe darse mayor cantidad de refuerzo transversal con respecto de lo necesario por especificaciones, independientemente del factor de comportamiento sísmico utilizado. Lo anterior evitará que las fallas sean del tipo frágiles, y en el peor de los casos prolongar el mayor tiempo posible antes de que se presenten. Cabe aclarar, sin embargo, que las resistencias por cortante son del tipo nominal, y que las resistencias reales probables posiblemente sean mayores que los valores aquí comparados; esto es, las diferencias observadas en la fig 5.3.64 tal vez sean menores que las aquí mostradas.

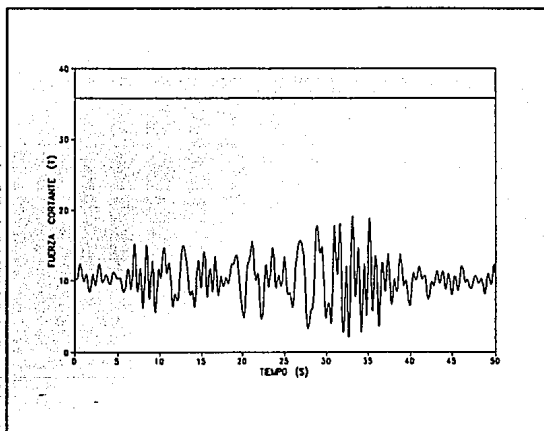


Fig 5.3.63.- Historia de fuerzas cortantes en la viga del eje A del modelo 3,

$$\gamma_p \leq 0.012, Q=4.$$

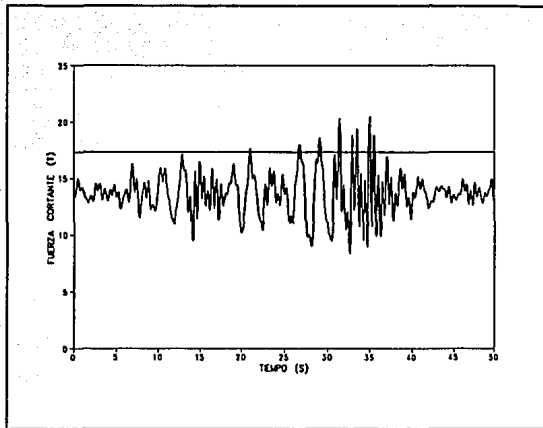


Fig 5.3.64.- Historia de fuerzas cortantes en la viga 1 del eje 3 del modelo 3,
 $\gamma_p \leq 0.006$, $Q = 2$.

Las figs 5.3.65 y 5.3.66 muestran las historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos del eje A y 3, respectivamente; en la dirección longitudinal, donde hubo excursionamiento en el rango inelástico, se nota ligera disminución de la fuerza cortante basal ante la fluencia que ocurre en los diferentes miembros estructurales.

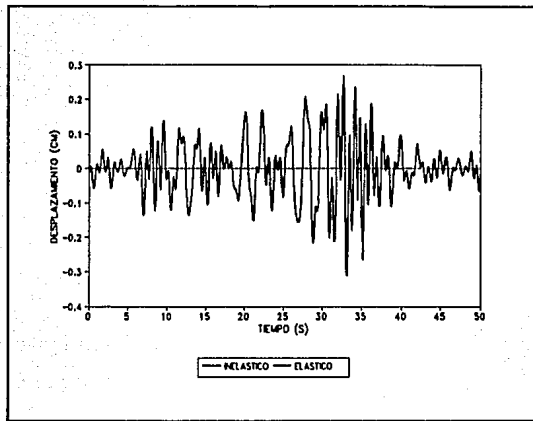


Fig 5.3.65.- Historia de coeficientes sísmicos del eje A del modelo 3, $Q=4$, dirección X, $\gamma_p \leq 0.012$

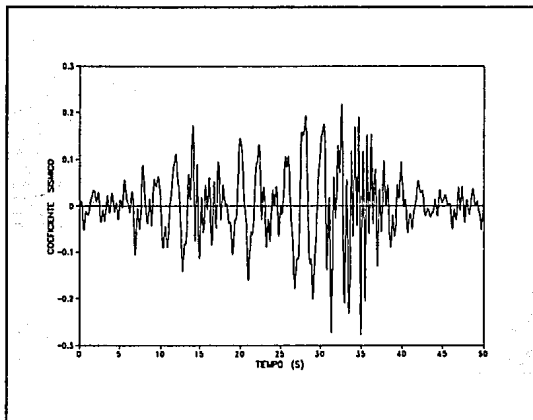


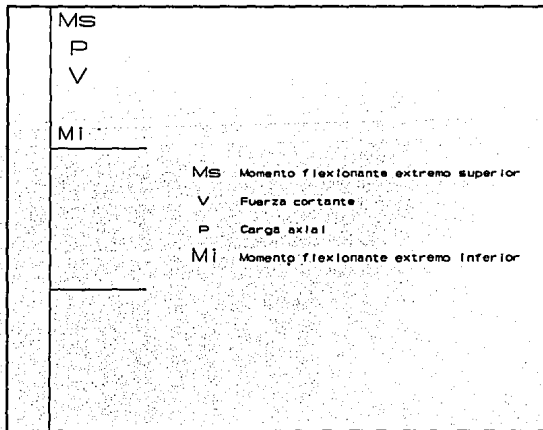
Fig 5.3.66.- Historia de coeficientes sísmicos del eje 3 del modelo 3, $Q=2$, $\gamma_p \leq 0.006$

5.3.4 Modelo 4

La estructuración del modelo 4 se idealizó como un conjunto de marcos y diagonales de acero en forma de K. Las diagonales se colocaron en las mismas crujeas de los muros de concreto del modelo 2 para los ejes exteriores; en los ejes interiores transversales, se ubican en los entrepisos segundo y tercero. Los contravientos de acero estructural ayudan de manera significativa en la rigidez y resistencia lateral del edificio. El diseño y tamaño de los perfiles de acero fue el mismo para todas las diagonales de un mismo piso y misma dirección. La seguridad estructural se proporcionó para cumplir con los estados límite de servicio de desplazamientos ($\gamma_p \leq 0.006$) y de falla para $Q=2$, según el RFD-87. El diseño de las diagonales de acero se hizo para los criterios de esfuerzos permisibles (ASD) y de factores de carga y resistencia (LRFD), para fines comparativos. Sin embargo, como resultado de las pequeñas diferencias encontradas al utilizar uno u otro criterio para diseñar los perfiles de acero, en este trabajo no se hace distinción entre las respuestas con ambos métodos; sólo se muestran las correspondientes respuestas calculadas a partir del criterio LRFD.

Las figs 5.3.67 a 5.3.75 presentan las envolventes de los elementos mecánicos de las vigas, columnas y diagonales de los ejes A, 2 y 3 del modelo 4, resultado de los análisis dinámicos paso a paso con el sismo SCT-EW y las cargas muertas y vivas. Al comparar con las resistencias correspondientes, no se detectó ninguna fluencia; esto es, el modelo 4 se comportó elásticamente, a nivel de vigas, columnas y diagonales.

Para el mejor entendimiento de los valores que describen los elementos mecánicos en columnas y en vigas, las siguientes figs muestran su significado.



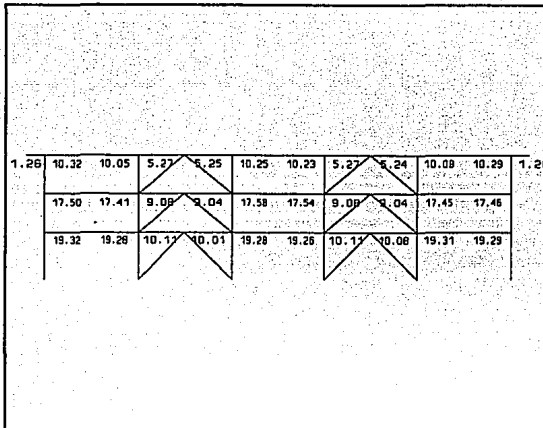
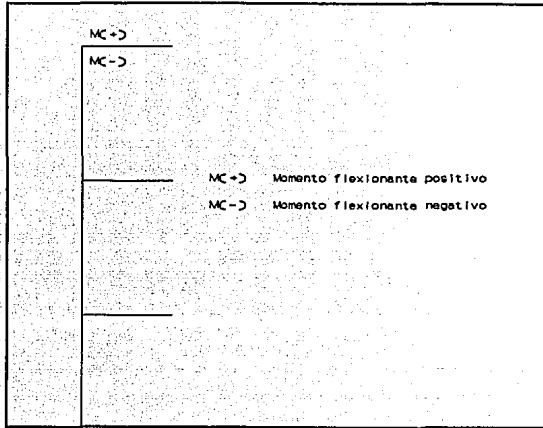


Fig 5.3.67.- Envolturas de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje A del modelo 4, Q = 2, análisis paso a paso

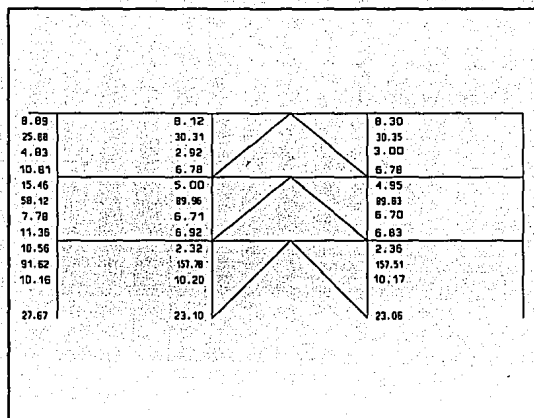


Fig 5.3.68.- Envolventes de elementos mecánicos (t,t-m) en las columnas del eje A del modelo 4, Q=2, análisis paso a paso

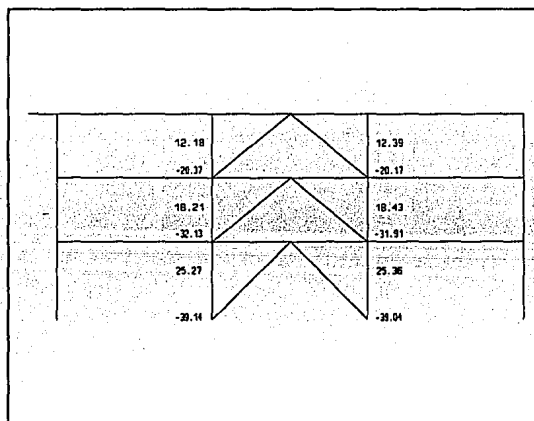


Fig 5.3.69.- Cargas axiales máximas en las diagonales del eje A del modelo 4, Q=2, análisis paso a paso

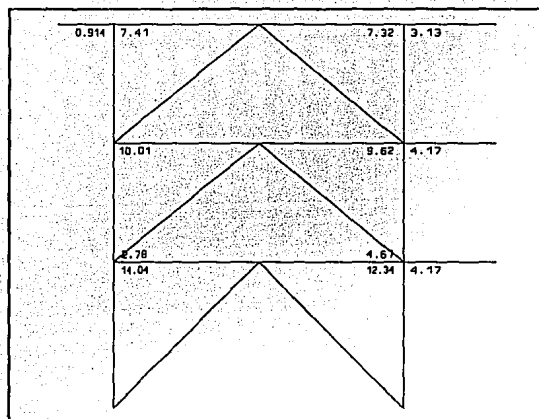


Fig 5.3.70.- Envolventes de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 2 del modelo 4, Q = 2, análisis paso a paso

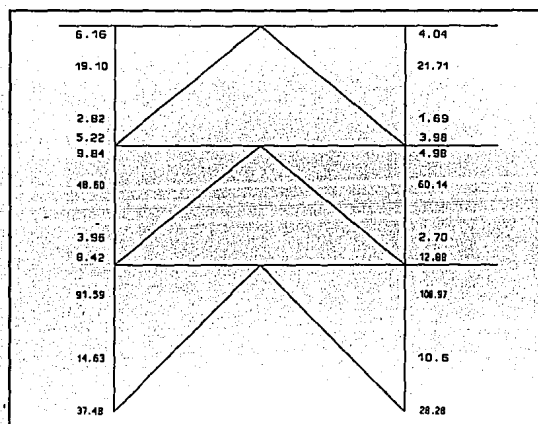


Fig 5.3.71.- Envolventes de elementos mecánicos (t,t-m) en las columnas del eje 2 del modelo 4, Q = 2, análisis paso a paso

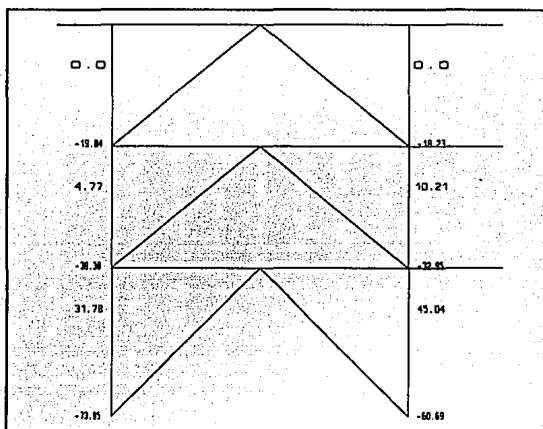


Fig 5.3.72.- Cargas axiales máximas en las diagonales del eje 2 del modelo 4, $Q=2$, análisis paso a paso

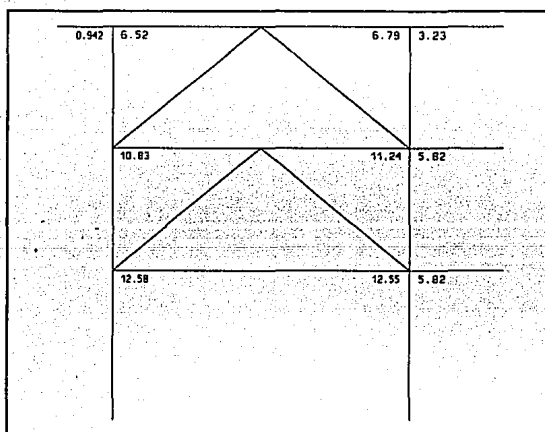


Fig 5.3.73.- Envolturas de momentos flexionantes (t-m) en las vigas del eje 3 del modelo 4, $Q=2$, análisis paso a paso

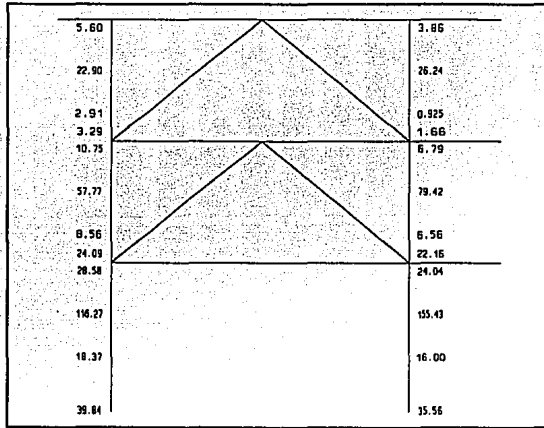


Fig 5.3.74.- Envolventes de elementos mecánicos (t,t-m) en las columnas del eje 3 del modelo 4, Q = 2, análisis paso a paso

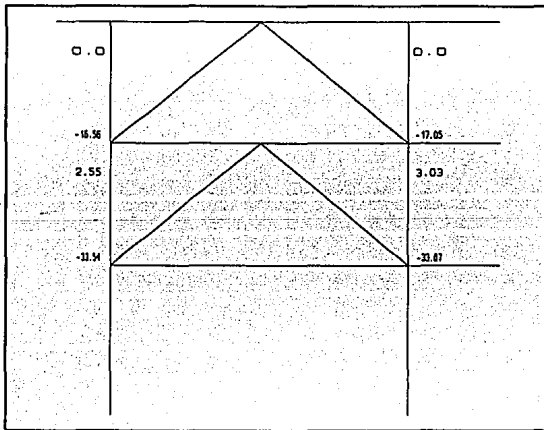


Fig 5.3.75.- Cargas axiales máximas en las diagonales del eje 3 del modelo 4, Q = 2, análisis paso a paso

La participación de las diagonales de acero en la rigidez lateral es muy significativa, como se observa en las figs 5.3.76 a 5.3.78, por la pequeña magnitud de los desplazamientos laterales de azotea, en ambas direcciones.

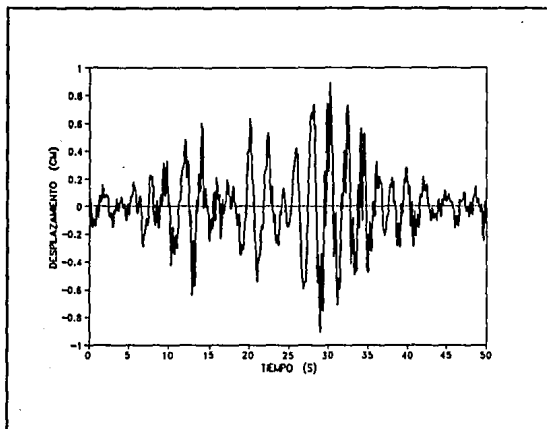


Fig 5.3.76.- Historia de desplazamientos en azotea, eje A, modelo 4, $Q=2$,
dirección X, $\gamma_p \leq 0.006$

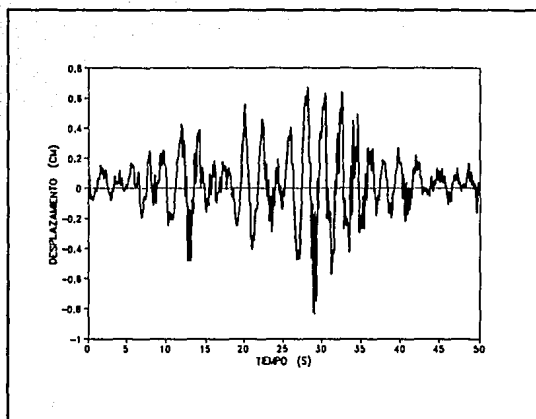


Fig 5.3.77.- Historia de desplazamientos en azotea, eje 2, modelo 4, $Q=2$, dirección Y, $\gamma_p \leq 0.006$

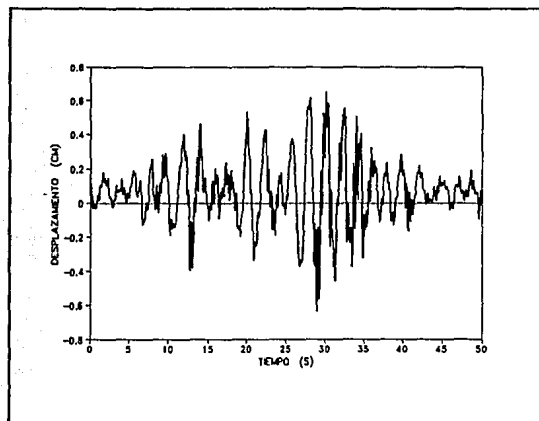


Fig 5.3.78.- Historia de desplazamientos en azotea, eje 3, modelo 4, $Q=2$, dirección Y, $\gamma_p \leq 0.006$

Al revisar a nivel local (columnas, vigas y diagonales), las resistencias proporcionadas según el criterio del RDF-87 siempre son superiores que lo requerido por los análisis paso a paso con el sismo de SCT; esto es, no se detectan fluencias, y en cambio se tienen buenas reservas de resistencia para los efectos sísmicos (ver figs 5.3.79 a 5.3.96)

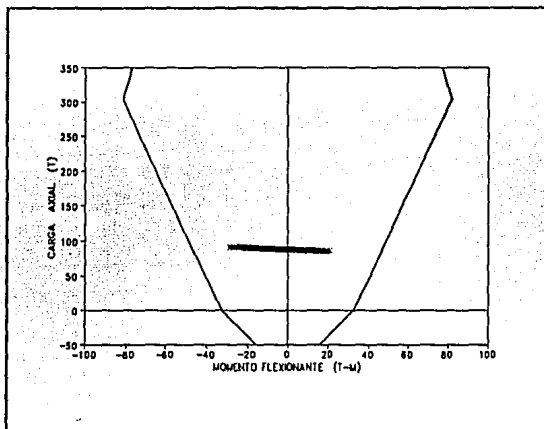


Fig 5.3.79.- Historia de combinaciones momento flexionante-carga axial en el extremo inferior de la columna del primer nivel del eje A, modelo 4, Q=2, dirección X, $\gamma_p \leq 0.006$.

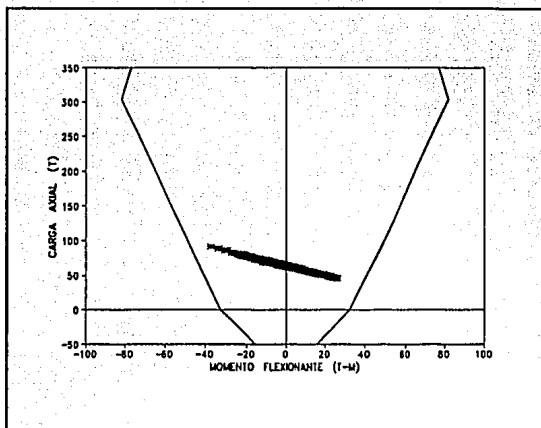


Fig 5.3.80.- Historia de combinaciones momento flexionante-carga axial en el extremo inferior de la columna del primer nivel del eje 2, modelo 4, $Q=2$, dirección Y, $\gamma_p \leq 0.006$

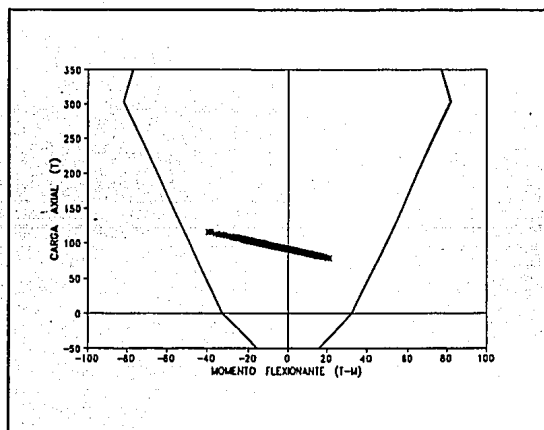


Fig 5.3.81.- Historia de combinaciones momento flexionante-carga axial en el extremo inferior de la columna 1 del primer nivel, eje 3, modelo 4, $Q=2$, dirección Y, $\gamma_p \leq 0.006$

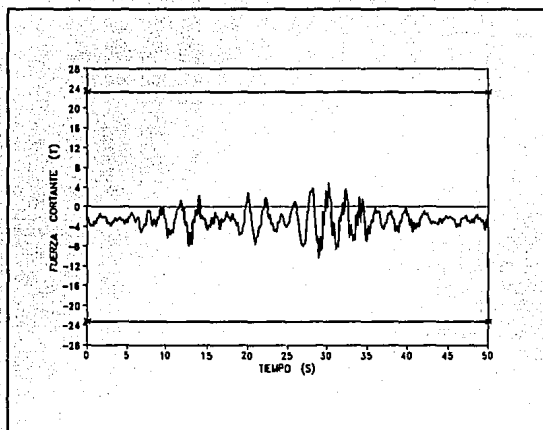


Fig 5.3.82.- Historia de fuerzas cortantes en la columna 1, eje A, modelo 4, $Q=2$, dirección X, $\gamma_p \leq 0.006$

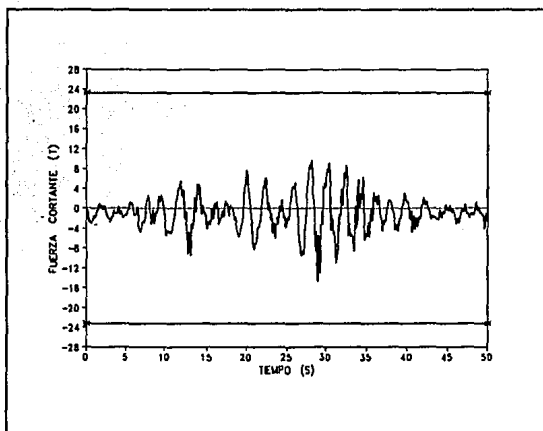


Fig 5.3.83.- Historia de fuerzas cortantes en la columna 1, eje 2, modelo 4, $Q=2$, dirección Y, $\gamma_p \leq 0.006$

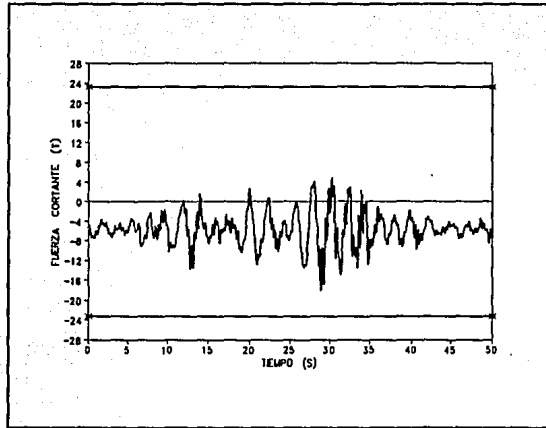


Fig 5.3.84.- Historia de fuerzas cortantes en la columna 1, eje 3, modelo 4, $Q=2$, dirección Y, $\gamma_p \leq 0.006$

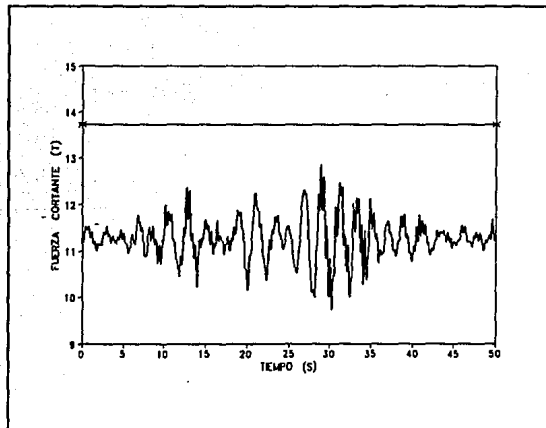


Fig 5.3.85.- Historia de fuerzas cortantes en la viga 1 del eje A, modelo 4, $Q=2$, dirección X, $\gamma_p \leq 0.006$

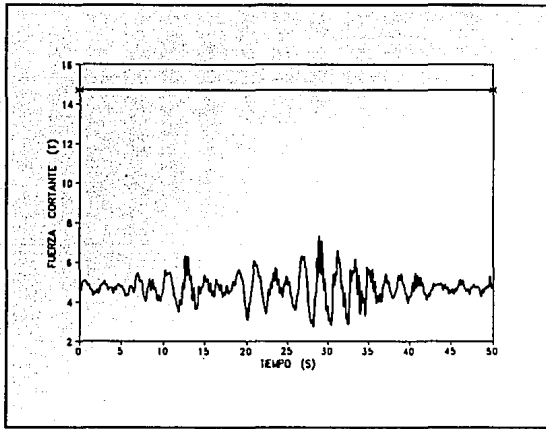


Fig 5.3.86.- Historia de fuerzas cortantes en la viga 1 del eje 2, modelo 4, $Q=2$, dirección Y, $\gamma_p \leq 0.006$

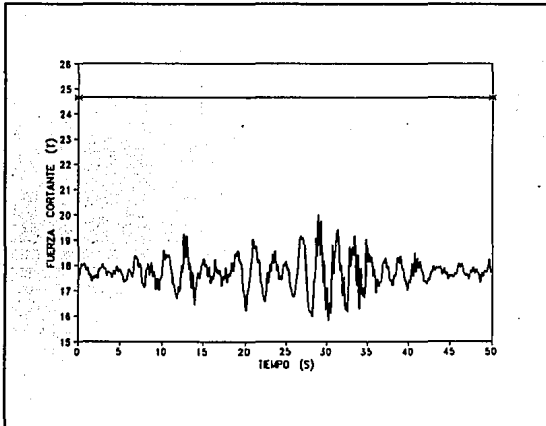


Fig 5.3.87.- Historia de fuerzas cortantes en la viga 1 del eje 3, modelo 4, $Q=2$, dirección Y, $\gamma_p \leq 0.006$

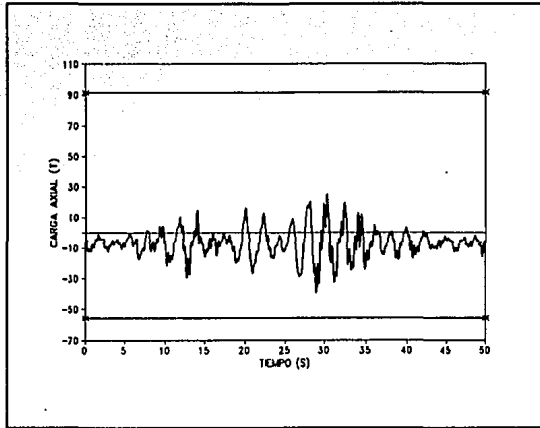


Fig 5.3.88.- Historia de cargas axiales en la diagonal 1 del eje A, modelo 4, $Q=2$, dirección X, $\gamma_p \leq 0.006$

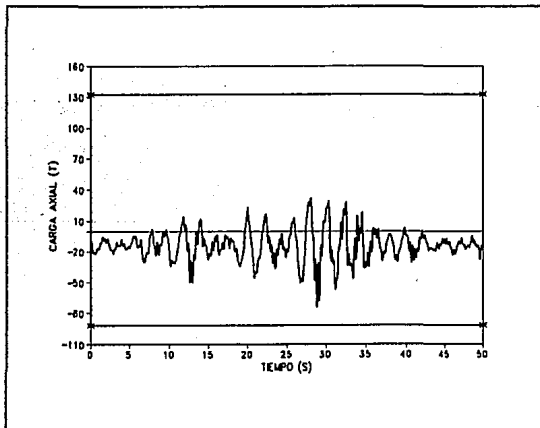


Fig 5.3.89.- Historia de cargas axiales en la diagonal 1 del eje 2, modelo 4, $Q=2$, dirección Y, $\gamma_p \leq 0.006$

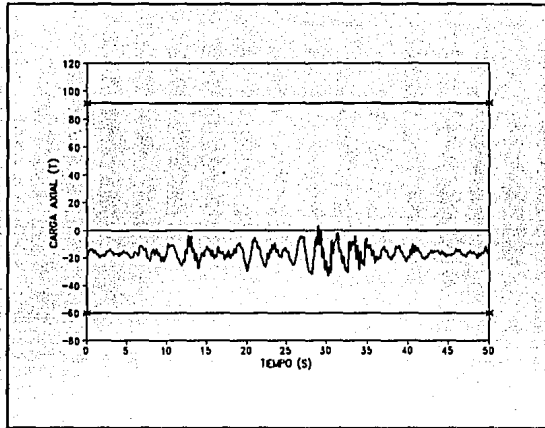


Fig 5.3.90.- Historia de cargas axiales en la diagonal 1 del eje 3, modelo 4, $Q=2$, dirección Y, $\gamma_p \leq 0.006$

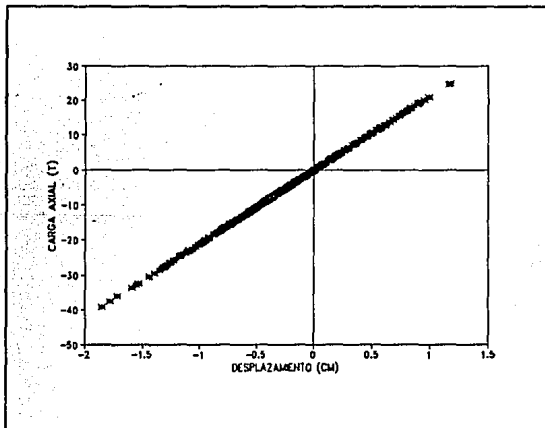


Fig 5.3.91.- Historia de combinaciones desplazamiento-carga axial en la diagonal 1 del eje A, modelo 4, $Q=2$, dirección X, $\gamma_p \leq 0.006$

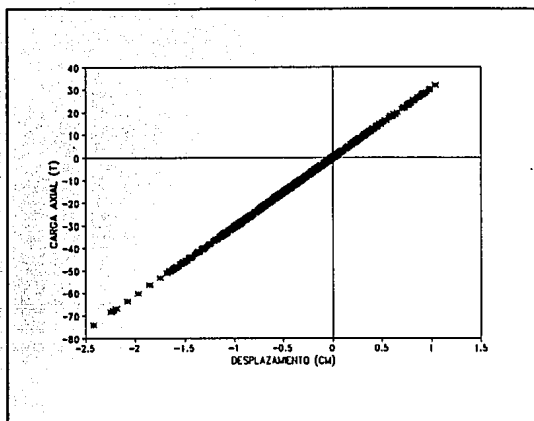


Fig 5.3.92.- Historia de combinaciones desplazamiento-carga axial en la diagonal del eje 2, modelo 4, Q=2, dirección Y, $\gamma_p \leq 0.006$

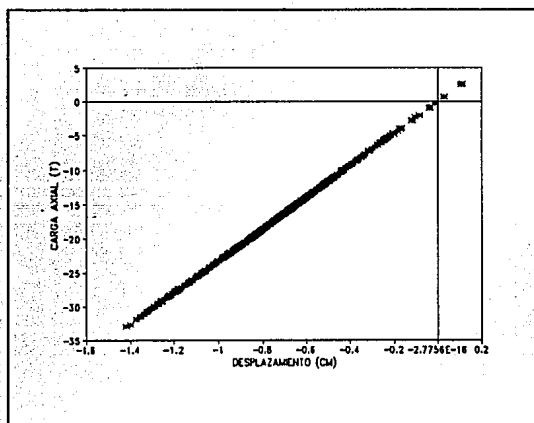


Fig 5.3.93.- Historia de combinaciones desplazamiento-carga axial en la diagonal 1 del eje 3, modelo 4, Q=2, dirección Y, $\gamma_p \leq 0.006$

Al revisar las historias de los coeficientes sísmicos del modelo 4 (ver figs 5.3.94 a 5.3.96) se observa que los valores máximos corresponden con los niveles de diseño proporcionados. Al comparar el criterio ASD contra LRFD (para el diseño de las diagonales), resulta evidente que el comportamiento de las estructuras en que sus diagonales se diseñaron con diferentes criterios, es prácticamente el mismo durante todo el intervalo. En las figs 5.3.97 a 5.3.99 se comparan los coeficientes sísmicos del modelo 4 en las diagonales diseñadas con ambos criterios ASD y LRFD. Los resultados mostrados incluyen la participación en la rigidez y resistencia lateral de las diagonales de acero, ubicadas en ambas direcciones. No hay diferencias.

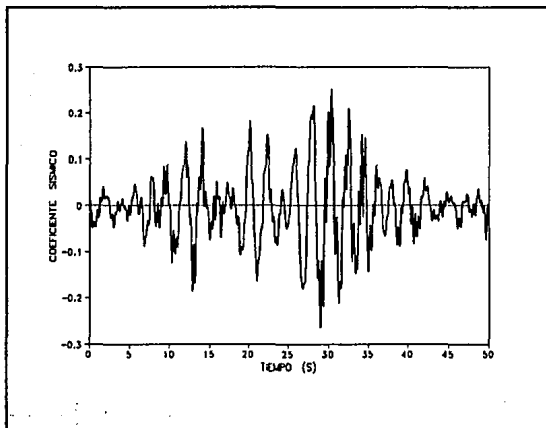


Fig 5.3.94.- Historia de coeficientes sísmicos, del eje A, modelo 4, criterio de factores de carga, dirección X

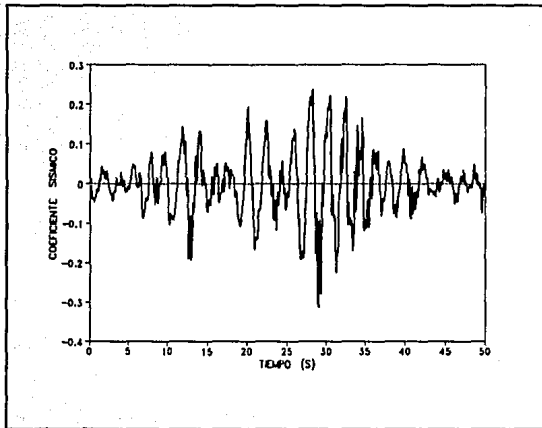


Fig 5.3.95.- Historia de coeficientes sísmico, del eje 2, modelo 4, criterio de factores de carga, dirección Y

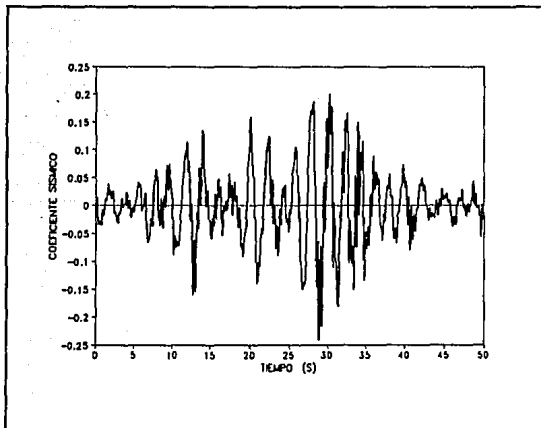


Fig 5.3.96.- Historia de coeficientes sísmicos, del eje 3, modelo 4, criterio de factores de carga, dirección Y

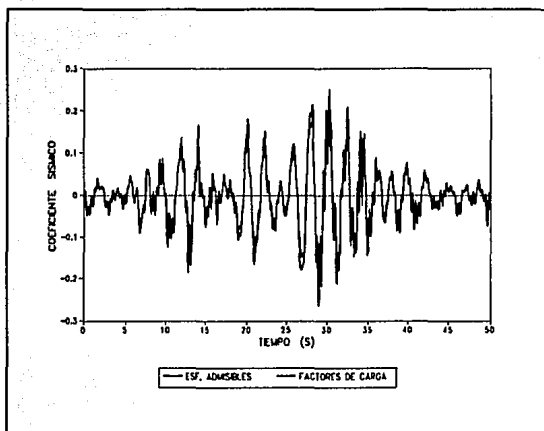


Fig 5.3.97.- Comparación de la historia de coeficientes sísmicos, del eje A, modelo 4, criterio de esfuerzos admisibles contra criterio de factores de carga y resistencia

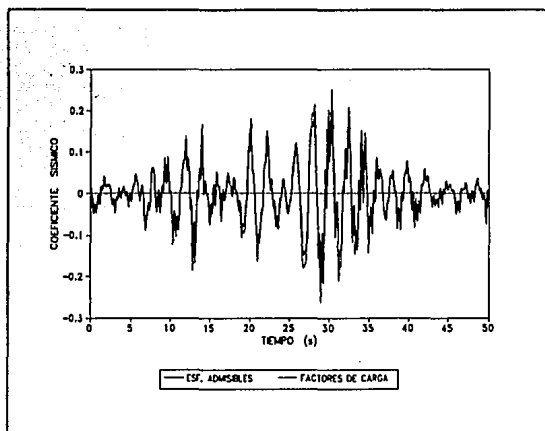


Fig 5.3.98.- Comparación de la historia de coeficientes sísmicos, del eje 2, modelo 4, criterio de esfuerzos admisibles contra criterio de factores de carga y resistencia

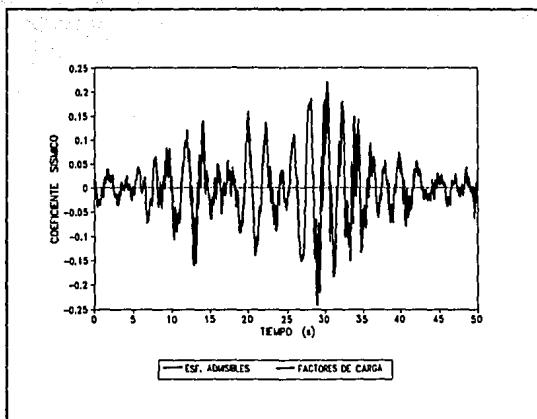


Fig 5.3.99.- Comparación de la historia de coeficientes sísmicos, del eje 3, modelo 4, criterio de esfuerzos admisibles contra criterio de factores de carga y resistencia

5.3.5 MODELO 5

En el modelo 5, se utilizaron los disipadores de energía ADAS (Added Damping and Stiffness), que son dispositivos mecánicos que pueden ser instalados en las estructuras para:

- 1) Incrementar sustancialmente el amortiguamiento global de la estructura
- 2) Incrementa la rigidez total de la estructura

Los elementos ADAS conviene instalarlos principalmente en sistemas estructurales cuyo trabajo a flexión sea importante, en cualquier construcción nueva o para reforzar edificios ya existentes. Son elementos formados por una o varias placas en forma de casi una X, cuyo trabajo principal es en la dirección que coincide con la resistencia menor a flexión. En el capítulo tercero ya se había explicado al respecto.

Para la selección de las placas, se utilizaron las siguientes expresiones:

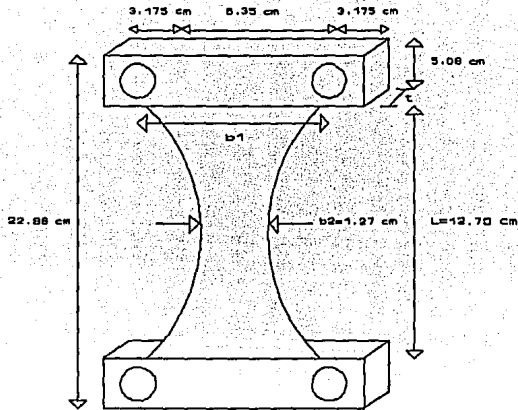
$$\Delta_y = \frac{3}{4} \frac{\sigma_y L^2}{E t}$$

$$V_y = \frac{\sigma_y t^2}{2 L} (b_1 - b_2) n$$

donde

- Δ_y : Desplazamiento de fluencia
 V_y : Fuerza cortante de fluencia
 n : Número de placas por disipador

Las ecuaciones anteriores se obtuvieron de un estudio en el que no se idealiza a las placas de forma exacta a la "X", sino que el planteamiento se hace considerandolas como son en la realidad. El planteamiento que se hizo en el capítulo tercero fue según el primer criterio. Debido a su comportamiento histerético, en cada diseño es necesario definir los valores anteriores, dependiendo de la magnitud de la energía sísmica a disipar por dichos dispositivos. Para el mejor entendimiento de las variables que se encuentran en las expresiones, la siguiente figura muestra su significado con las dimensiones siguientes:



El modelo 5 es una variación del modelo 1 (sólo marcos), pero reforzado con elementos ADAS colocados sobre diagonales de acero, por lo que se hace válida la comparación entre estos dos modelos.

Para encontrar los perfiles idóneos de las placas, se utilizaron los valores mostrados en la figura anterior, y simplemente lo que se hizo variar fue el espesor de la placa misma. El objetivo de mostrar los resultados de este modelo 5 es ver qué tan efectivos son en estructuras como las de este estudio.

Para su diseño preliminar se utilizaron las fuerzas cortantes que se hallaron del análisis elástico del modelo 1 utilizando el acelerograma SCTEW-85 con un 15 por ciento de amortiguamiento viscoso, de acuerdo a estudios ya elaborados anteriormente.

Estos valores (en t) se presentan en la siguiente tabla.

NIVEL	SISMO EN DIRECCION X (t)	SISMO EN DIRECCION Y (t)
3	89.35	90.16
2	169.62	170.78
1	246.51	247.80

Después de realizar varios tanteos (utilizando acero A-36), para los disipadores colocados en la dirección X, las dimensiones fueron:

$$t = 3.175 \text{ cm (1.25")}$$

$$b_1 = 8.59 \text{ cm (3.38")}$$

$$b_2 = 1.27 \text{ cm (0.5")}$$

$$L = 12.70 \text{ cm (5")}$$

$$\sigma_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tal que al sustituir valores,

$$\Delta_y = \frac{3}{4} \frac{2530 \times (12.70^3)}{2.1 \times 10^6 \times 3.175} = 0.0459 \text{ cm} = 0.000459 \text{ m}$$

Y la fuerza cortante de fluencia por cada placa:

$$V_y = \frac{2530 \times (3.175^2)}{2 \times 12.70} (8.59 - 1.27) \quad n = 7.35 \quad \text{(t)}$$

donde,

n Número de placas

Al suponer que los disipadores toman el cincuenta por ciento de la fuerza cortante total por entrepiso resultado del análisis previamente establecido, se procedió a calcular el número de placas y su distribución en los ejes, quedando de la siguiente forma:

NIVEL	EJE A	EJE B	FUERZA CORTANTE ADAS (t)
3	n = 4 ($V_y = 29.40$) 2 por crujía	n = 4 ($V_y = 29.40$) 2 por crujía	58.8
2	n = 8 ($V_y = 58.80$) 4 por crujía	n = 8 ($V_y = 58.80$) 4 por crujía	117.60
1	n = 10 ($V_y = 73.5$) 5 por crujía	n = 10 ($V_y = 73.5$) 5 por crujía	147.00

Colocados ya los disipadores en sus lugares respectivos, posteriormente se procedió al análisis dinámico paso a paso con el programa SAD-SAP, que permite hacer análisis de este tipo, además de considerar el comportamiento tridimensional e inelástico de los nuevos elementos estructurales tipo ADAS. Enseguida se presentan los resultados.

La tabla 5.3.1 muestra las fuerzas cortantes máximas y los tiempos de ocurrencia en los disipadores ADAS colocados en los eje A y B, ante el acelerograma SCT-EW en la dirección X.

EJE	ENTRE-PISO	No. DE ELEMENTO	$V_{m\acute{a}x} (+)$ (t)	TIEMPO (s)	$V_{m\acute{a}x} (-)$ (t)	TIEMPO (s)
A	3	1	15.96	30.42	15.43	29.04
		2	15.96	30.42	15.43	29.04
	2	3	31.66	30.40	31.21	29.04
		4	31.66	30.40	31.21	29.04
	1	5	39.15	30.40	38.40	29.02
		6	39.15	30.40	38.40	29.02
B	3	7	15.96	30.42	15.40	29.04
		8	15.96	30.42	15.40	29.04
	2	9	31.74	30.40	31.08	29.04
		10	31.74	30.40	31.08	29.04
	1	11	39.15	30.40	38.34	29.04
		12	39.15	30.40	38.34	29.04

Tabla 5.3.1.- Fuerzas cortantes máximas en los elementos disipadores de energía, sismo en dirección X, modelo 5

Y, la tabla 5.3.2 tiene los desplazamientos máximos desarrollados por los mismos dispositivos, ante la acción de dicho registro; cabe aclarar que en la literatura se recomienda que la relación entre $\Delta_{m\acute{a}x}$ y Δ_y sea del orden de cinco, aunque experimentalmente se han encontrado valores de hasta 14. Para nuestro modelo, dado los fines comparativos de este estudio y sin llegar a la solución óptima, se consideró apropiado que dicha relación estuviera en el rango de 5 a 10. La segunda pendiente del comportamiento histérico de los disipadores de energía se dispuso como un 5 por ciento de la rigidez inicial, según reportan otros trabajos similares.

EJE	NIVEL	No. DE ELEMENTO			$\Delta_{y_{máx}}(+)$	$\Delta_{y_{máx}}(-)$
			$\Delta_{y_{máx}}(+)$ (cm)	$\Delta_{y_{máx}}(-)$ (cm)	Δ_y	Δ_y
A	3	1	0.02708	0.03524	5.90	7.68
		2	0.02708	0.03524	5.90	7.68
	2	3	0.02873	0.03697	6.26	8.05
		4	0.02873	0.03697	6.26	8.05
	1	5	0.01856	0.02331	4.04	5.08
		6	0.01856	0.02331	4.04	5.08
B	3	7	0.02644	0.03442	5.76	7.50
		8	0.02644	0.03442	5.76	7.50
	2	9	0.02796	0.03605	6.09	7.85
		10	0.02796	0.03605	6.09	7.85
	1	11	0.01804	0.0227	3.93	4.94
		12	0.01804	0.0227	3.93	4.94

Tabla 5.3.2.- Desplazamientos laterales máximos totales en los elementos disipadores de energía, sismo en dirección X, modelo 5

Al reforzar la estructura del modelo 1 ($Q=2$) con los nuevos elementos disipadores de energía, es claro que no debe llevarse a un estado de esfuerzos más crítico para el que fue diseñada inicialmente, sino que con la ayuda de dichos dispositivos la energía sísmica que tenga que disiparse en la estructura original sea de menor amplitud; lo anterior debe lograrse siempre y cuando los elementos ADAS excursionan en el rango inelástico, lo cual debe buscarse durante la etapa de su diseño. Actualmente, por otro lado, hay la filosofía de que la energía total que el sismo le transmite a la construcción, sólo el 50 por ciento por medio del comportamiento histerético de las placas de acero de los dispositivos, y que el resto de la estructura original sea capaz de asimilarlo. Este criterio de diseño puede ser mejorado, pero será necesario apoyarse en estudios adicionales.

Al obtener los elementos mecánicos en las columnas y en las vigas y compararlos con las resistencias suministradas al modelo 1 en esa dirección, éstas no son rebasadas, como puede observarse en las figs 5.3.100 y 5.3.101.

Para el mejor entendimiento de los valores que describen los elementos mecánicos en columnas y en vigas, las siguientes figs muestran su significado.

M _S	
P	
V	
M _I	
	M _S Momento flexionante extremo superior
	V Fuerza cortante
	P Carga axial
	M _I Momento flexionante extremo inferior

M _{C+}	
M _{C-}	
	M _{C+} Momento flexionante positivo
	M _{C-} Momento flexionante negativo

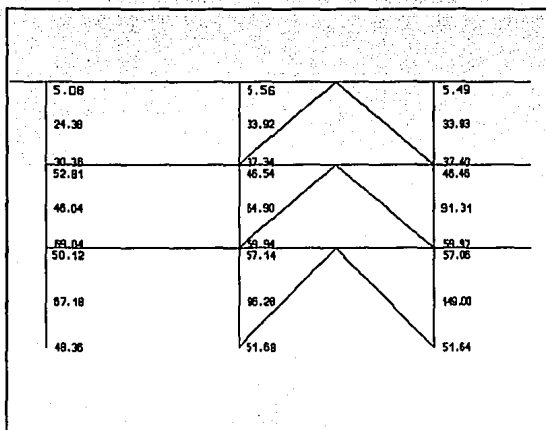


Fig 5.3.100.- Elementos mecánicos (t,t-m) en columnas, análisis paso a paso, eje A, modelo 5

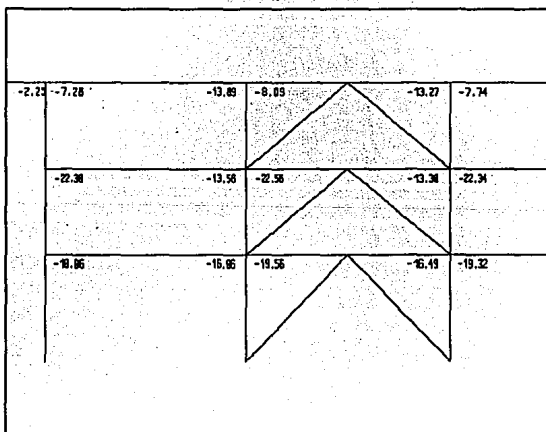


Fig 5.3.101.- Momentos flexionantes (t-m) en vigas, análisis paso a paso, eje A, modelo 5

La fig 5.3.102 presenta la historia en el tiempo de los desplazamientos laterales de azotea del eje A, donde la amplitud del desplazamiento máximo es del orden de 1.05 cm, y que ocurre en la fase intensa del registro SCT-EW.

Las figs 5.3.103 a 5.3.105 tienen las relaciones desplazamiento - fuerza de los disipadores ADAS de los tres niveles de la primera crujía del eje A, a raíz de la acción sísmica del registro SCT-EW. El eje de las abscisas (desplazamientos) ha sido normalizado con respecto al máximo en valor absoluto; para el eje A, en el nivel 3 el factor es de 0.003254, en el nivel 2 de 0.003524, y en el nivel 1 de 0.002331. Nótese que en el segundo nivel se presenta el mayor número de veces en que ocurren ciclos de histéresis, lo cual concuerda con los resultados anteriores en cuanto que en este nivel se tienen los efectos sísmicos más grandes.

Para fines de observar qué pasaba en los disipadores ADAS colocados en la dirección transversal ("Y") cuando el sismo actuaba en la dirección longitudinal ("X"), la fig 5.3.106 muestra el comportamiento elástico - lineal del disipador del nivel 3 en el eje 2; esto es, dicho elemento trabaja ante esfuerzos muy pequeños, sin llegar a fluir, debido a la simetría y regularidad de la estructura en estudio.

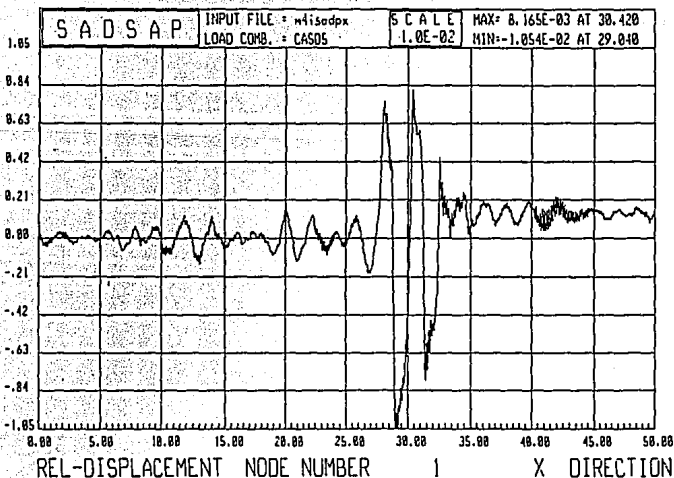


Fig 5.3.102.- Historia de desplazamientos laterales de azotea, sismo en dirección X, modelo 5

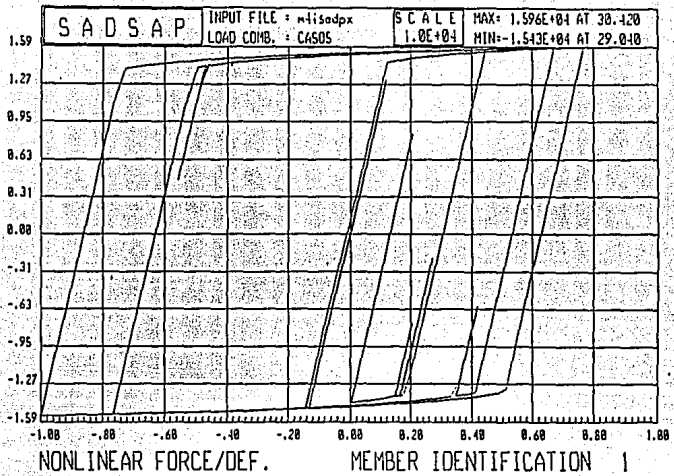


Fig 5.3.103.- Relaciones desplazamiento - fuerza, disipador del eje A, nivel 3, sismo en dirección X, modelo 5

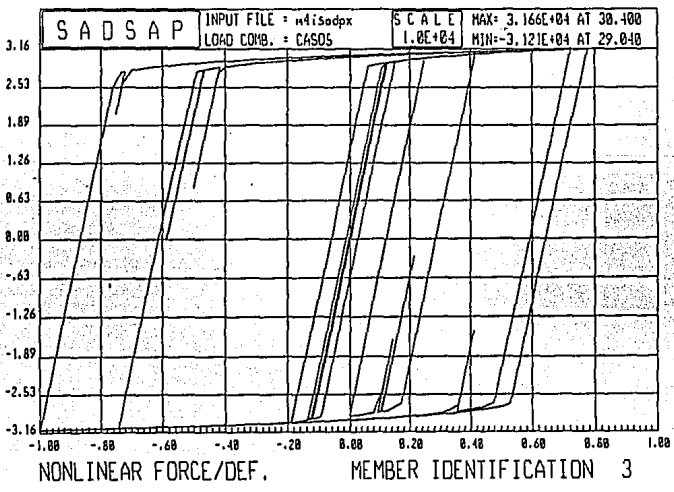


Fig 5.3.104.- Relaciones desplazamiento - fuerza, disipador del eje A, nivel 2, sismo en dirección X, modelo 5

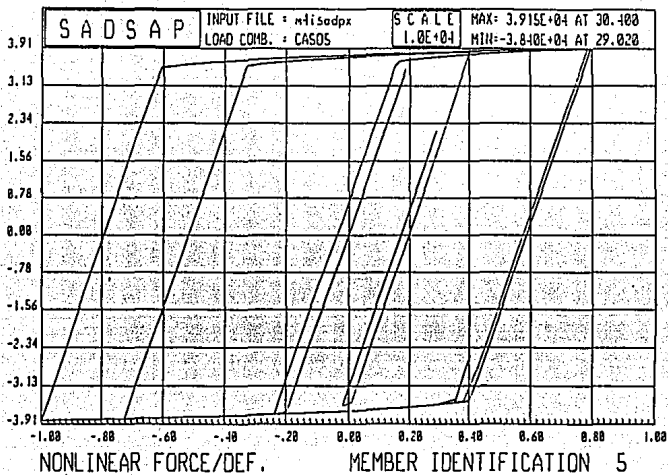


Fig 5.3.105.-Relaciones desplazamiento - fuerza, disipador del eje A, nivel 1, sismo en dirección X, modelo 5

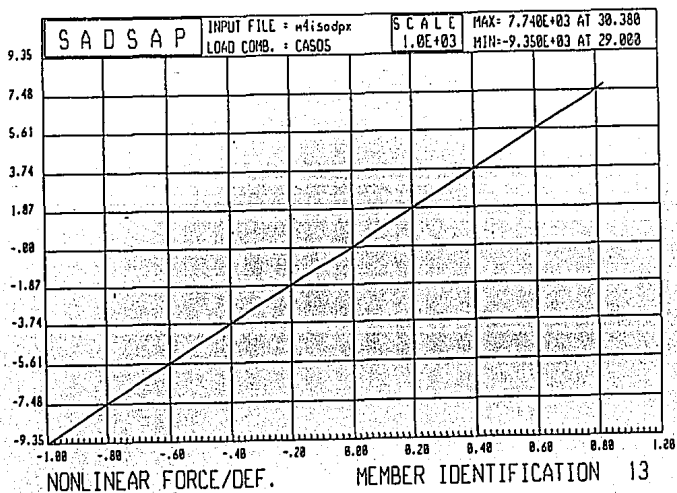


Fig 5.3.106.-Relaciones desplazamiento - fuerza, disipador del eje 2, nivel 3, sismo en dirección X, modelo 5

De igual forma se procedió a diseñar y analizar la estructura del modelo 5 con los disipadores ADAS, pero ahora para la dirección transversal. Los dispositivos fueron colocados en los mismos ejes y niveles en los que ya estaban las diagonales del modelo 4, pero con las características iniciales del modelo 1 (vigas y columnas, solamente).

De nueva cuenta se consideró la acción sísmica del acelerograma SCT-EW, pero ahora aplicada en la dirección Y de la estructura tridimensional. Se utilizó otra vez el programa SAD-SAP (similar en todos sus aspectos al SAP-90, pero con la ventaja adicional de aceptar los elementos inelásticos con los que se modelan los disipadores ADAS). Por tanto, de acuerdo a lo anterior, se llegó a las siguientes dimensiones de placas:

$$t = 3.81 \text{ cm (1.25")}$$

$$b_1 = 8.59 \text{ cm (3.38")}$$

$$b_2 = 1.27 \text{ cm (0.5")}$$

$$L = 12.70 \text{ cm (5")}$$

$$\sigma_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tal que el desplazamiento de fluencia, es:

$$\Delta_y = \frac{3}{4} \frac{2530 \times (12.70^2)}{2.1 \times 10^6 \times 3.81} = 0.0383 \text{ cm} = 0.000383 \text{ m}$$

Y la fuerza cortante de fluencia,

$$V_y = \frac{2530 \times (3.81^2)}{2 \times 12.70} (8.59 - 1.27) \text{ n} = 10.58 \text{ n (t)}$$

Después de calcular el número de placas (n) y su distribución en cada eje la siguiente tabla muestra la distribución de los disipadores ADAS para los ejes de la dirección transversal del edificio en estudio.

NIVEL	EJE 2	EJE 3	EJE 4	EJE 5	EJE 6	EJE 7	FUERZA CORTANTE ADAS (t)
3	n=1 ($V_y=10.58$)	n=1 ($V_y=10.58$)	n=1 ($V_y=10.58$)	n=1 ($V_y=10.58$)	n=1 ($V_y=10.58$)	n=1 ($V_y=10.58$)	63.48
2	n=2 ($V_y=21.16$)	n=2 ($V_y=21.16$)	n=2 ($V_y=21.16$)	n=2 ($V_y=21.16$)	n=2 ($V_y=21.16$)	n=2 ($V_y=21.16$)	126.96
1	n=6 ($V_y=63.48$)	NO HAY	NO HAY	NO HAY	NO HAY	n=6 ($V_y=63.48$)	126.96

Así, haciendo los análisis dinámicos paso a paso, en los que se permite que los ADAS lleguen a fluir, las tablas siguientes tienen los resultados correspondientes.

La tabla 5.3.3 muestra las fuerzas cortantes máximas en los dispositivos ADAS de los ejes 2 y 3; en los otros ejes los resultados son similares, por la simetría de la estructura en esta dirección.

EJE	NIVEL	No. DE ELEMENTO	$V_{m\acute{a}x} (+)$ (t)	TIEMPO (s)	$V_{m\acute{a}x} (-)$ (t)	TIEMPO (s)
2	3	13	11.00	29.02	11.48	27.92
	2	14	22.75	29.06	22.90	28.10
	1	15	68.18	29.06	69.41	27.96
3	3	16	11.01	29.02	11.48	27.92
	2	17	22.75	29.06	22.89	28.10

Tabla 5.3.3.- Fuerzas cortantes máximas en los elementos disipadores de energía de los ejes transversales exterior e interior, sismo en dirección Y, modelo 5

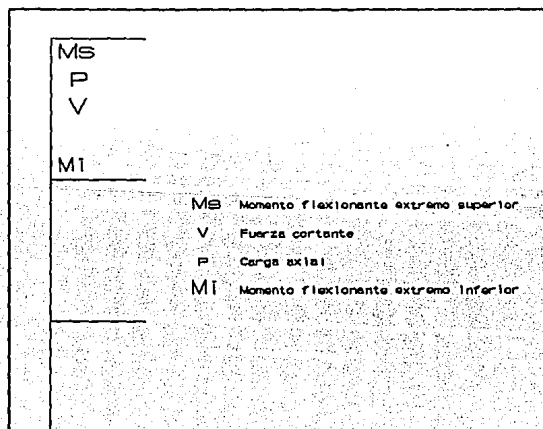
La tabla 5.3.4 muestra los desplazamientos máximos y las relaciones entre éstos y los de fluencia, para dichos ejes transversales. Nótese que estas relaciones tienen valores máximos cercanos al 9, por abajo del máximo de 14 reportado en pruebas experimentales.

EJE	NIVEL	No. DE ELEMENTO	$\Delta_{mdx}(+)$ (cm)	$\Delta_{mdx}(-)$ (cm)	$\frac{\Delta_{mdx}(+)}{\Delta_y}$	$\frac{\Delta_{mdx}(-)}{\Delta_y}$
2	3	13	0.02526	0.01946	6.60	5.08
	2	14	0.04053	0.03437	10.58	8.97
	1	15	0.03617	0.03214	9.44	8.39
3	3	16	0.02525	0.01945	6.59	5.08
	2	17	0.04050	0.03443	10.57	8.99

Tabla 5.3.4.- Desplazamientos laterales máximos totales en los elementos disipadores de energía, sismo en dirección Y, modelo 5

Para verificar que los nuevos elementos mecánicos de las vigas y columnas no estuvieron en una condición más desfavorable que en el modelo 1, se compararon con las resistencias ya disponibles, sin encontrar excedencias; esto es, con la presencia de los ADAS en la estructura original si disminuyen los efectos sísmicos (ver figs 5.3.107 a 5.3.110).

Para el mejor entendimiento de los valores que describen los elementos mecánicos en columnas y en vigas, las siguientes figs muestran su significado.



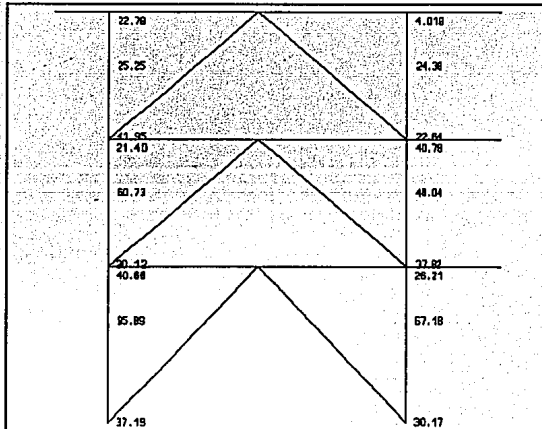
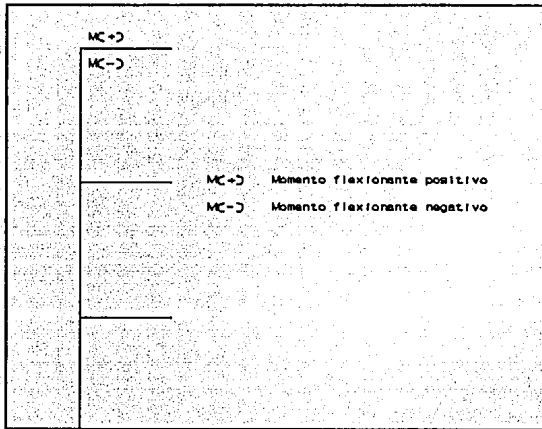


Fig 5.3.107.- Elementos mecánicos (t,t-m) en columnas, análisis paso a paso, eje 2, modelo 5

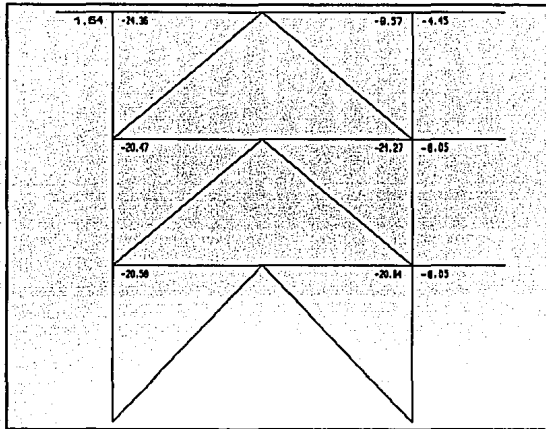


Fig 5.3.108.- Momentos flexionantes (t-m) en vigas, análisis paso a paso, eje 2, modelo 5

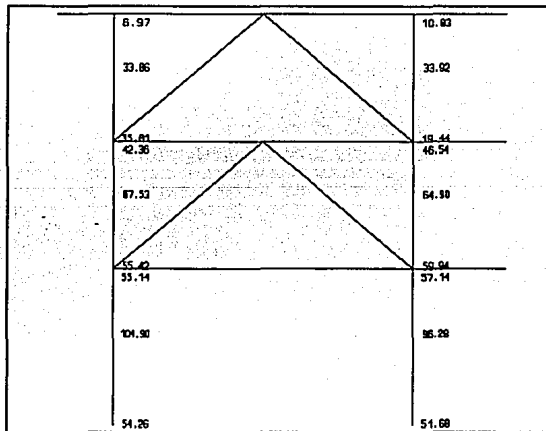


Fig 5.3.109.- Elementos mecánicos (t,t-m) en columnas, análisis paso a paso, eje 3, modelo 5

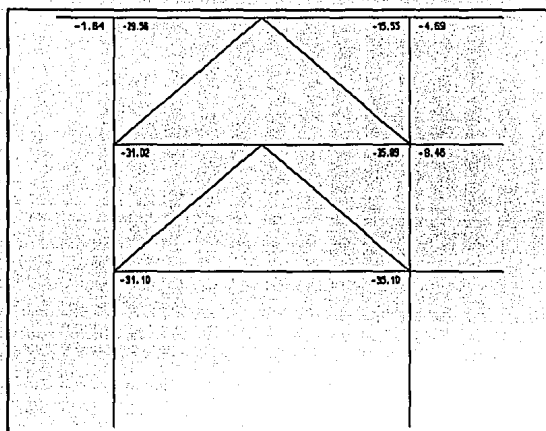


Fig 5.3.110.- Momentos flexionantes (t-m) en columnas , análisis paso a paso, eje 3, modelo 5

La fig 5.3.111 muestra la historia en el tiempo de los desplazamientos laterales de azotea del eje 2; la amplitud máxima es de 1.11 cm.

Las figs 5.3.112 a 5.3.116 presentan los ciclos histeréticos de las relaciones desplazamiento - fuerza de los ADAS del eje 2 y 3. Como se hizo ver para la dirección X, los desplazamientos se encuentran normalizados; en el eje 2, nivel 3 el factor es 2.526×10^{-3} , nivel 2 de 4.053×10^{-3} , y nivel 1 de 3.617×10^{-3} .

En el eje 3, nivel 3 de 2.525×10^{-3} , y en el nivel 2 de 4.050×10^{-3} .

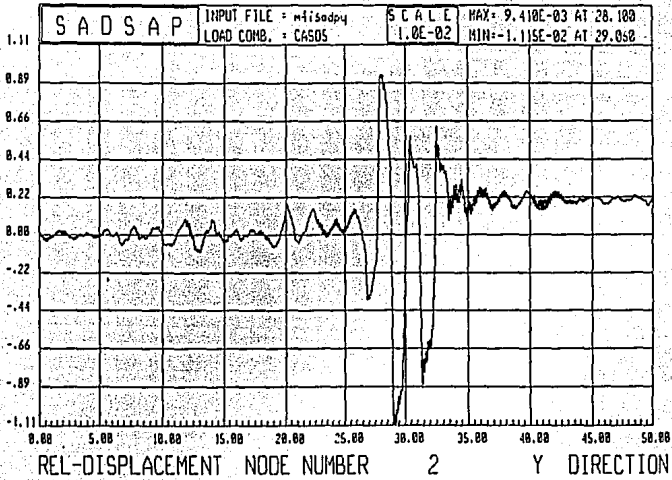


Fig 5.3.111.- Historia de desplazamientos laterales de azotea, sismo en dirección Y, modelo 5

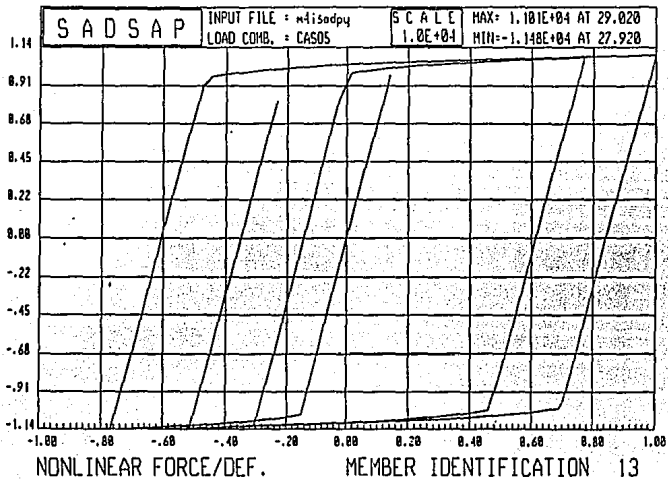


Fig 5.3.112.- Relaciones desplazamiento - fuerza, disipador del eje 2, nivel 3, sismo en dirección Y, modelo 5

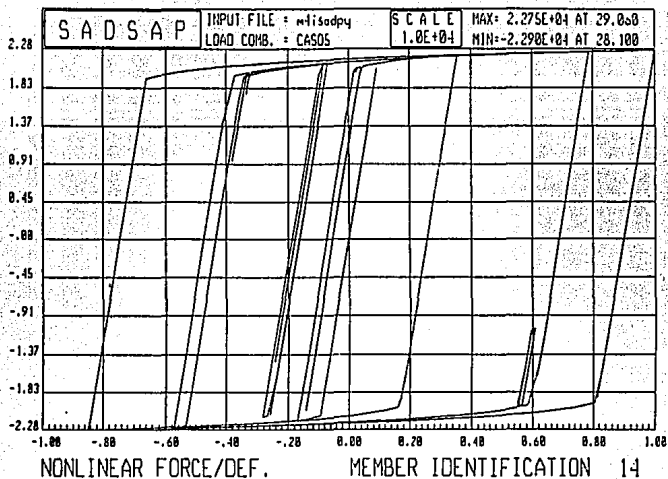


Fig 5.3.113.- Relaciones desplazamiento - fuerza, disipador del eje 2, nivel 2, sismo en dirección Y, modelo 5

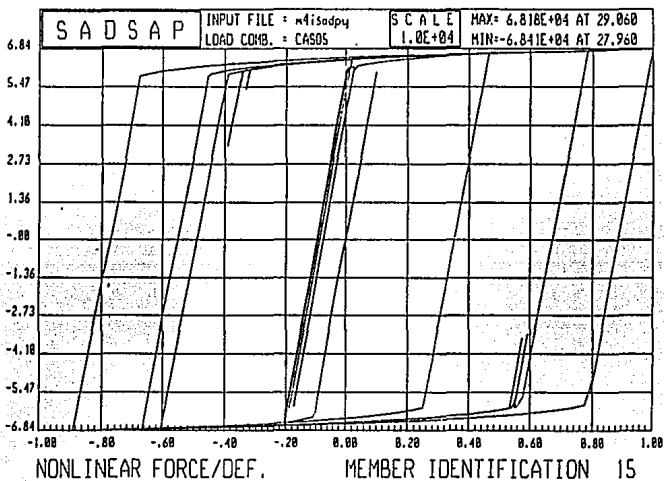


Fig 5.3.114.- Relaciones desplazamiento - fuerza, disipador del eje 2, nivel 1, sismo en dirección Y, modelo 5

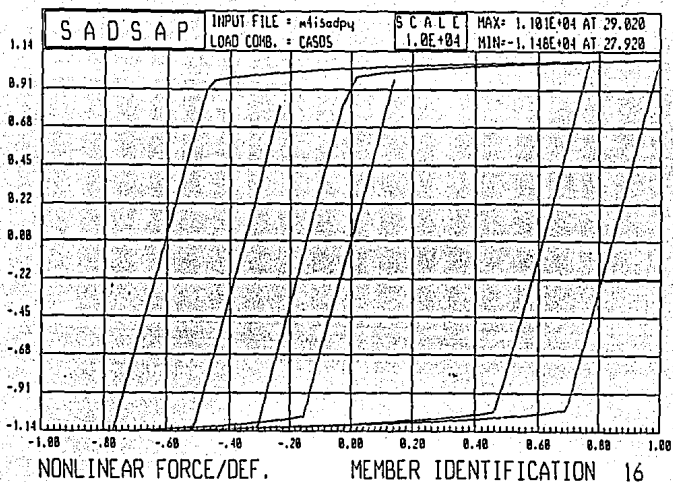


Fig 5.3.115- Relaciones desplazamiento - fuerza, disipador del eje 3, nivel 3, sismo en dirección Y, modelo 5

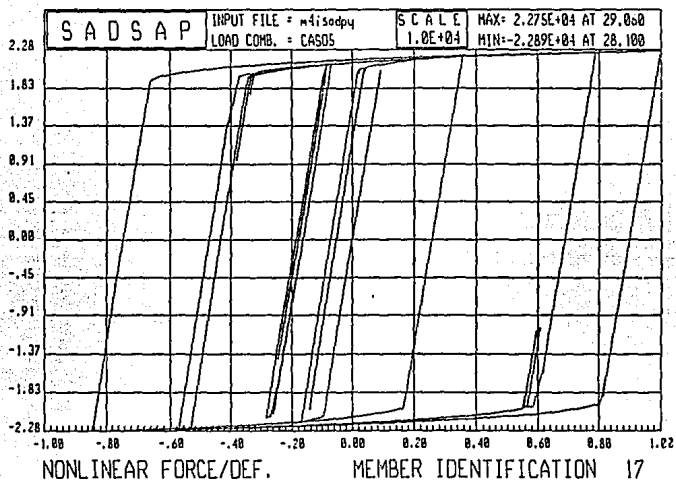


Fig 5.3.116- Relaciones desplazamiento - fuerza, disipador del eje 3, nivel 3, sismo en dirección Y, modelo 5

6. COMPARACIONES

6.1 INTRODUCCION

En este capítulo se comparan los principales resultados obtenidos en los distintos modelos utilizados en este trabajo; lo anterior se hace para los periodos de vibración, desplazamientos máximos laterales de azotea, relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso y cortantes basales calculados tanto en la etapa de diseño como en la revisión con el análisis paso a paso ante el registro SCT.

6.2 PERIODOS DE VIBRACION

La tabla 6.2.1 muestra los periodos del primer modo de vibración para cada uno de los modelos, tanto en la dirección longitudinal ("X") como transversal ("Y"). Al modelo 1 le corresponden los periodos más largos, debido a su estructuración a base de marcos únicamente, donde sus elementos no presentan suficiente rigidez lateral, con respecto de los modelos con muros o diagonales.

En el modelo 2, debido a la presencia de los muros de cortante, la estructura es sumamente rígida, por lo que los periodos son los más pequeños de todos los modelos.

En el modelo 3 el valor del periodo en la dirección X se parece mucho al del modelo 1 en la misma dirección, debido a que solo hay marcos en esa dirección; en cambio, en la dirección Y el valor es más pequeño, lo que se asocia a la presencia de los muros de mampostería.

En el modelo 4 las diagonales de acero proporcionan gran rigidez a la estructura, lo que contribuye a que los valores de los periodos sean relativamente pequeños, tal y como se muestra en la tabla antes mencionada.

DIRECCION X		DIRECCION Y	
MODELO	T ₁ (s)	MODELO	T ₁ (s)
1 (Q=2)	0.751	1 (Q=2)	0.756
2 (Q=4)	0.150	2 (Q=4)	0.210
3 (Q=2)	0.741	3 (Q=2)	0.507
4 (Q=4)	0.352	4 (Q=2)	0.342
5	0.751	5	0.756

Tabla 6.2.1.- Periodos del primer modo de vibración de los diferentes modelos

6.3 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS LATERALES DE AZOTEA

Los resultados siguientes se obtuvieron de los análisis sísmicos dinámicos modales espectrales necesarios en la etapa de diseño (ver tabla 6.3.1). Es importante notar que en ninguno de los modelos se rebasaron los desplazamientos máximos permisibles del código, haciendo válida tal comparación.

Los valores máximos de desplazamientos se presentan en el modelo 1, lo cual concuerda con los resultados de períodos, debido a que no existen muros que contribuyan a la rigidez lateral.

En el modelo 2, debido a la gran rigidez lateral y resistencia que proporcionan los muros de concreto, los desplazamientos son prácticamente despreciables. Cabe recordar que a los muros de concreto se les proporcionó el mínimo espesor recomendado, pero aún así cuentan con una gran rigidez lateral.

En la dirección X del modelo 3 el desplazamiento es grande, similar a la dirección larga del modelo 1; en la dirección Y decrece el valor por la rigidez que suministran los muros de mampostería.

En el modelo 4 se tiene un desplazamiento máximo de azotea relativamente pequeño, debido a la presencia de las diagonales; como puede observarse, estas no rigidizan tanto a la estructura como lo hacen los muros de concreto (modelo 2).

MODELO	SISMO EN DIRECCION X		SISMO EN DIRECCION Y	
	DESPLAZAMIENTO DINAMICO (cm)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE (cm)	DESPLAZAMIENTO DINAMICO (cm)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE (cm)
1	10.72	13.20	11.22	13.20
2	0.44	6.60	0.88	6.60
3	10.52	13.20	4.48	6.60
4	2.00	6.60	1.84	6.60
5	-----	-----	-----	-----

Tabla 6.3.1.- Desplazamientos laterales máximos totales de azotea, análisis sísmico dinámico modal espectral

6.4 RELACIONES DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO

La tabla 6.4.1 indica los valores máximos de las relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso; corresponden al entrepiso crítico, que para estos modelos fue el segundo entrepiso. Con este tipo de respuesta el reglamento especifica que se midan los posibles daños en elementos no estructurales, ya sea que estén o no ligados a la estructura.

En el modelo 1 ($Q=2$ y $Q=4$) y 3 (dirección X, $Q=4$), las deformaciones angulares son las más grandes y parecidas entre sí, debido al mismo tipo de estructuración, como era de esperarse. Para los otros modelos, los valores son más pequeños, debido a la presencia de los muros y diagonales que colaboran en la rigidez lateral.

MODELO	SISMO EN DIRECCION X	SISMO EN DIRECCION Y
1 ($Q=2$)	0.0117	0.0121
1 ($Q=4$)	0.0110	0.0120
2 ($Q=4$)	0.00046	0.00091
3 ($Q_x=4, Q_y=2$)	0.0112	0.0041
4 ($Q=2$)	0.00223	0.0016
5	-----	-----

Tabla 6.4.1.- Relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, análisis sísmico modal espectral

6.5 FUERZAS CORTANTES BASALES

Estos valores también fueron tomados de los análisis dinámicos modales espectrales. La tabla 6.5.1 muestra los valores de cada modelo, para las dos direcciones principales.

Se verifica que en todos los modelos en que se utiliza un factor de comportamiento sísmico igual a 2, la fuerza cortante es casi el doble de la fuerza cortante que se introduce a la estructura diseñada con un factor de ductilidad igual a 4.

MODELO	SISMO EN DIRECCION X	SISMO EN DIRECCION Y
1 (Q = 2)	309.36	315.30
1 (Q = 4)	155.59	158.67
2 (Q = 4)	140.52	142.89
3 (Q _x = 4, Q _y = 2)	160.98	328.84
4 (Q = 2)	288.51	303.85
5	87.29	85.86

Tabla 6.5.1.- Fuerza cortante basal (t) de cada modelo, análisis sísmico dinámico modal espectral

6.6 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS DEL ANALISIS SISMICO DINAMICO PASO A PASO

Estos valores se tomaron de los análisis paso a paso con resistencias reales, y son las respuestas máximas en cada dirección. Los desplazamientos máximos ocurrieron para el intervalo de tiempo de 28 a 32 s, que resulta la fase intensa del registro utilizado.

La tabla 6.6.1 contiene los desplazamientos máximos; el modelo 1 es el que presenta mayor respuesta, como ya se había notado anteriormente en los análisis dinámicos modales espectrales. Sin embargo son más pequeños que los calculados en dichos análisis para el diseño.

Por otro lado, cabe aclarar que en los resultados presentados en el capítulo 5, en el que se mostraron las historias de desplazamientos en el tiempo, se presentan deformaciones permanentes cuando se toma para diseño un factor de ductilidad igual a 4, lo que no sucede así cuando se diseña con un factor igual a 2.

MODELO	SISMO EN DIRECCION X	SISMO EN DIRECCION Y
1 ($Q = 2$)	-6.18	-5.85
1 ($Q = 4$)	-5.52	-5.77
2 ($Q = 4$)	0.14	0.28
3 ($Q_x = 4, Q_y = 2$)	-5.29	1.11
4 ($Q = 2$)	-0.91	-0.74
5	1.05	1.12

Tabla 6.6.1.- Desplazamientos máximos de azotea (cm), análisis sísmicos dinámicos paso a paso

6.7 COEFICIENTES SISMICOS MAXIMOS DEL ANALISIS PASO A PASO

La tabla 6.7.1 muestra los diferentes valores máximos registrados en cada modelo (ambas direcciones). Nótese que aunque cada modelo tiene estructuración diferente, el valor máximo de coeficiente sísmico registrado corresponde con valores que son manejable desde el punto de vista de diseño.

MODELO	SISMO EN DIRECCION X	SISMO EN DIRECCION Y
1 ($Q = 2$)	-0.297	-0.288
1 ($Q = 4$)	-0.241	-0.235
2 ($Q = 4$)	0.181	0.179
3 ($Q_x = 4, Q_y = 2$)	-0.252	0.174
4 ($Q = 2$)	-0.219	-0.299
5	0.070	0.069

Tabla 6.7.1.- Coeficientes sísmicos máximos, análisis dinámicos paso a paso

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Por el poco excursionamiento que hubo dentro del rango inelástico, los resultados de los análisis paso a paso con resistencias "elásticas", al ser comparados con los de las resistencias de diseño, proporcionan una idea bastante confiable con respecto a la ubicación de las posibles articulaciones plásticas que pueden formarse en la estructura ante la acción sísmica, cuando se limiten las resistencias, de acuerdo a valores reales.

Cuando es posible conocer la distribución de las articulaciones plásticas en los miembros estructurales, se puede elegir elementos en los cuales se quiera conocer la historia en el tiempo de los elementos mecánicos de secciones transversales. En este trabajo se procedió de dicha forma, para tener mejor conocimiento del comportamiento sísmico observado en los diferentes modelos. Desde el punto de vista del diseño práctico, la información anterior es de suma importancia, para prevenir fallas futuras, poder armar y detallar dichas zonas críticas.

El comportamiento sísmico de las estructuras bajas de este estudio y que fueron diseñadas con un factor de ductilidad igual a 2, resultó dentro del rango elástico lineal, independientemente del tipo de estructuración y de la deformación angular de entrepiso que se empleó en la etapa de diseño. Por otro lado, en los modelos que se diseñaron para $Q=4$, tuvieron deformaciones inelásticas razonablemente pequeñas. Es por esto que, al no presentarse un comportamiento inelástico significativo en los modelos, no se aprecia una reducción importante en las fuerzas cortantes de entrepiso, cuando se comparan los resultados de los análisis paso a paso con $Q=2$ y $Q=4$.

Cuando una estructura se diseña para deformaciones angulares de entrepiso de hasta 0.012 y los armados se determinan a partir de utilizar un factor de ductilidad igual a 4, conduce a que se formen un gran número de articulaciones plásticas; esto es, existe un número mayor de secciones en las cuales se disipará energía. Pero, en estos modelos el código es más exigente en los detalles y requisitos de armados, para garantizar la ductilidad requerida. No es razonable descuidar los diseños en que rijan los modos de falla frágil, para así lograr la ductilidad deseada; debe colocarse suficiente refuerzo transversal en las vigas y columnas para lograr que el núcleo de concreto quede suficientemente bien confinado ante la acción cíclica de las fuerzas sísmicas.

Es conveniente que este tipo de estructuras de pocos niveles también se revisen ante acciones sísmicas con periodos dominantes menores a los de la zona blanda del Valle de México, para poder llegar a conclusiones todavía más representativas a los de este trabajo. La selección de uno u otro tipo de estructuración debe apoyarse en estudios en que se analicen las relaciones costo - beneficio; deben considerarse las ventajas y desventajas tanto de costos como de respuestas sísmicas, para una mejor selección.

Al revisar el comportamiento sísmico inelástico de los disipadores de energía tipo ADAS colocados en el modelo 5, sí se nota que hay una disminución de efectos en las vigas y columnas de la estructura original (modelo 1), como era de esperarse. Tal vez valga la pena optimizar dichos elementos estructurales, para que desde el punto de vista de costos tenga su implementación una justificación adicional, además de la que corresponde a las mejoras en la respuesta sísmica.

En general, los requisitos que especifica el RDF-87 están del lado de la seguridad para los edificios tipo escuela. Se recomienda que el diseño para estas estructuras se haga con un factor de ductilidad igual a 2 y una deformación angular de entrepiso no mayor de 0.006; el diseño del refuerzo transversal debe ser conservador para resistir las fuerzas cortantes y suministrar el confinamiento adecuado al núcleo de concreto. En cuanto a los armados para resistir flexocompresión en columnas y flexión en vigas, los diseños son adecuados, de acuerdo a los resultados de este estudio.

RECONOCIMIENTO

Este trabajo fue posible llevarlo a cabo gracias al proyecto IN-306791-UNAM patrocinado por la Dirección General de Asuntos de Personal Académico (DGAPA), y que fue realizado en las instalaciones del Instituto de Ingeniería, UNAM.

REFERENCIAS

1. Park R y Paulay T, "Estructuras de Concreto Reforzado", LIMUSA, México, D.F., 1986
2. Bazán E y Meli R, "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", LIMUSA, México, D.F., 1986
3. Meli R, "Diseño Estructural", LIMUSA, México, D.F., 1987
4. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, México, D.F., 1987
5. Kanaan, A y Powell G J, "DRAIN-2D: A General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", Earthquake Engineering Research Center, University of California, EECR 73-6, Berkeley, 1973
6. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Diario Oficial de la Federación, México, D.F., 1987
7. Gillies A G, "Post-elastic Dynamic Analysis of Three-dimensional Frame Structures", Department of Civil Engineering, University of Auckland, Auckland, New Zealand, 1979
8. Wilson E y Habibullah Ashraf, "ETABS: Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems", Computers and Structures, Inc., California, E.E.U.U., 1990
9. "Manual de Análisis Sísmico de Edificios", D.D.F., México, D.F., 1989
10. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", D.D.F., México, D.F., 1987
11. Valles R, "Comportamiento sísmico de los amortiguadores ADAS y comparación con un sistema contraventeado", Trabajo de Tesina para obtener el grado de Maestría, DEPTI, UNAM, 1990
12. Wittaker A, Bertero V, Alonso V y Thompson C, "Earthquake simulator testing of steel plate added damping and stiffness elements", Reporte UBC/EERC/89-02, Universidad de California en Berkeley, 1989