

01161

11
24.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**COMPARACION DE CRITERIOS DE DISEÑO
SISMICO DE EDIFICIOS CON LOSA PLANA
ALIGERADA Y MUROS DE CONCRETO**

VALENTIN LOPEZ DIONISIO

T E S I S

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA FACULTAD DE
INGENIERIA DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)**

DIRECTOR DE TESIS

Dr. ROBERTO MELI PIRALLA



CIUDAD UNIVERSITARIA, MEXICO, D. F., JUNIO 1997

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**Dedico este trabajo a mi familia y amigos,
en especial a VALENTÍN LÓPEZ y AVELINA DIONISIO
así como a M. ELIZABETH LÓPEZ.**

Indice

	pag.
1. Introducción	2
2. Comportamiento de sistemas de losa plana y marcos de concreto	5
2.1 Rigidez lateral	6
2.2 Transmisión de momentos entre losa plana y columna	7
2.3 Comportamiento durante los sismos de septiembre de 1985	12
3 Descripción de los métodos de diseño empleados	14
3.1 Descripción del método por control de desplazamientos	14
3.1.1 Características de los movimientos sísmicos	17
3.1.2 Estimación de la respuesta global de la estructura	19
3.1.3 Relación entre las deformaciones global y local	20
3.1.4 Estimación entre la capacidad de deformación del muro	22
3.1.5 Requerimientos de detallado	25
3.1.6 Requerimientos por cortante	25
3.2 Método de diseño tradicional	27
3.2.1 Diseño de muros de concreto reforzado según el RCDF	28
3.2.2 Diseño de la losa plana aligerada	32
3.3 Método de diseño alternativo	36
3.3.1 Diseño del muro de concreto reforzado y de la losa plana aligerada	38
3.3.2 Diseño de la losa plana aligerada presforzada	38
3.4 Comparación entre los métodos	44
3.4.1 Ventajas y desventajas de los métodos	45
4 Aplicación de los métodos para diseño de edificios de losa plana aligerada	46
4.1 Modelo I	48
4.1.1 Diseño por el método tradicional	48
4.1.2 Diseño según el método por control de desplazamientos	55
4.1.3 Diseño de acuerdo al método alternativo	57
4.1.4 Comparación entre las tres metodologías de diseño para el modelo I	64
4.2 Modelo II	68
4.2.1 Diseño por el método tradicional	69
4.2.2 Diseño según el método por control de desplazamientos	77
4.2.3 Diseño de acuerdo al método alternativo	79
4.2.4 Comparación entre las tres metodologías de diseño para el modelo II	86

	pag.
4.3 Modelo III	90
4.3.1 Diseño por el método tradicional	90
4.3.2 Diseño según el método por control de desplazamientos	97
4.3.3 Diseño de acuerdo al método alternativo	99
4.3.4 Comparación entre las tres metodologías de diseño para el modelo III	106
4.4 Comparación de las cantidades de materiales obtenidas de los tres modelos	109
4.5 Comparación entre los diagramas de interacción con las propiedades reales de los materiales y los diagramas de interacción obtenidos según las NTC del RCDF	112
5 Comportamiento inelástico	116
5.1 Marco (modelo I)	117
5.1.1 Análisis del marco I diseñado por el método tradicional, RCDF, (marco 1a)	117
5.1.2 Análisis del modelo diseñado por el método alternativo	122
5.2 Marco 2 del modelo I	129
5.2.1 Análisis del marco 2 diseñado por el método tradicional, RCDF, (marco 2a)	130
5.2.2 Análisis del modelo diseñado por el método alternativo	134
5.2.3 Comparación entre los resultados de los análisis inelásticos de los marcos 1 y 2 correspondientes al edificio I	139
5.3 Marco 3 del modelo II	141
5.3.1 Análisis del marco 3 diseñado por el método tradicional, RCDF, (marco 3a)	141
5.3.2 Análisis del modelo diseñado por el método alternativo	145
5.4 Marco 4 del modelo II	152
5.4.1 Análisis del marco 4 diseñado por el método tradicional, RCDF, (marco 4a)	152
5.4.2 Análisis del modelo diseñado por el método alternativo	154
5.4.3 Comparación entre los resultados de los análisis inelásticos de los marcos 3 y 4 correspondientes al modelo II	162
5.5 Marco 5 del modelo III	163
5.5.1 Análisis del marco 5 diseñado por el método tradicional, RCDF, (marco 5a)	163
5.5.2 Análisis del modelo diseñado por el método alternativo	167
5.5.3 Comparación entre los resultados de los análisis inelásticos del marco 5	172
6 Conclusiones	175
Referencias	180

1. Introducción

El sistema estructural a base de columnas de concreto reforzado y de losas planas macizas o aligeradas, había tenido gran uso en la ciudad de México hasta antes de 1985, por la simplicidad de su proceso constructivo y por la menor altura de los entrepisos que resulta de la obtenida con una estructuración común a base de marcos; sin embargo, los sismos de septiembre de 1985 mostraron varias deficiencias en el comportamiento sísmico de estos sistemas, como fueron su gran flexibilidad lateral, y su reducida capacidad a transmitir momento y corte en las conexiones lo que resultó en fallas de punzonamiento de las columnas en la losa o fallas por cortante en columnas. Su empleo actual se ha restringido a edificios de mediana a baja altura, adicionando elementos más rígidos, como son muros de concreto, arriostramientos a base de diagonales o traveses de borde, que limitan los desplazamientos laterales producto de sismo.

Por otra parte, las estructuras resueltas a base de columnas de concreto y sistemas de piso de losa plana postensada pueden presentar las mismas deficiencias ante cargas laterales que los sistemas a base de losa plana reforzada si no son diseñados adecuadamente.

El objetivo del presente trabajo es realizar la evaluación del comportamiento de tres edificios a base de losas planas aligeradas (reforzada y postensada) y muros de concreto diseñados con tres métodos diferentes. Se propone comparar las dimensiones resultantes de muros y losa, las cuantías de refuerzo obtenidas en cada diseño, y llevar a cabo análisis inelásticos de los edificios diseñados para estudiar el comportamiento de marcos representativos de los tres edificios. En estos análisis se determinarán los desplazamientos inelásticos y el número y ubicación de articulaciones plásticas.

Para satisfacer los objetivos, el trabajo está organizado como sigue:

En el capítulo dos se realiza una revisión de los factores que influyen en el comportamiento sísmico de este tipo de sistemas y su evolución conforme a los reglamentos en México.

En el capítulo tres se hace una descripción de tres métodos de diseño sísmico empleados para resolver sistemas estructurales a base en muros de concreto y losa plana aligerada con y sin presfuerzo: el método tradicional, un método por control de desplazamientos y un método alternativo. Los métodos de diseño tradicional y alternativo parten del análisis de las fuerzas de inercia inducidas a la estructura por el sismo, para diseñar los elementos que la conforman; estos métodos son los que se emplean en la mayoría de los reglamentos de construcciones y sus requisitos se establecen en función de la resistencia de los materiales y de las acciones internas actuantes. En tanto, que el método por control de desplazamientos parte de las deformaciones y desplazamientos que experimenta la estructura, producto del movimiento sísmico, para el diseño de sus elementos.

La diferencia entre el método tradicional y el método alternativo radica en que el primero considera la contribución de la losa a la rigidez lateral del sistema para el diseño global de la estructura, es decir la losa forma parte del sistema resistente a cargas laterales, mientras que en el método alternativo se divide el diseño de la estructura en dos etapas. La primera etapa comprende el diseño de los elementos resistentes a cargas laterales despreciando la contribución de la losa a la rigidez y resistencia lateral del sistema; en la segunda etapa, se considera el acoplamiento de la losa con el sistema resistente a cargas laterales para el diseño de la losa y sus conexiones.

En el capítulo cuatro se aplican los métodos de diseño descritos anteriormente a tres edificios constituidos por sistemas de muros de concreto y losa plana aligerada. Los tres tienen diferente configuración en planta, están ubicados en la zona del lago de la ciudad de México, y son regulares en elevación y planta para evitar efectos considerables de torsión. Se seleccionaron las variables anteriores para comparar las dimensiones y cuantías de refuerzo resultantes en los muros de concreto con cada diseño, determinar la influencia del acoplamiento entre muros y el sistema de losa plana en la respuesta de la estructura (desplazamientos y períodos) y comparar las dimensiones y cuantías de refuerzo en la losa para cada diseño con losa postensada y sin presfuerzo.

En el capítulo cinco se presentan los resultados de análisis inelásticos de cinco marcos representativos del comportamiento de los tres edificios diseñados con el método tradicional y el método alternativo (dos marcos del edificio I, dos del edificio II y uno del edificio III). Se comparan la respuesta dinámica inelástica de los marcos diseñados con el método tradicional (RCDF) con la obtenida en los marcos diseñados con el método alternativo. Se estudia la pérdida de acoplamiento entre los muros y el sistema de losa plana, mediante la formación de articulaciones plásticas, entre la losa y los elementos resistentes a cargas laterales, y se compara la respuesta elástica con la inelástica de marcos constituidos por sistemas de piso postensado. Para los modelos estudiados se consideró un modelo elastoplástico sin degradación de rigidez.

2.- Comportamiento de sistemas de losa plana y marcos de concreto

Por las ventajas constructivas y arquitectónicas que este sistema presenta, en México, como en otros países, es de práctica común el uso de sistemas estructurales con base en columnas de concreto reforzado y losa plana, en su versión aligerada, para resistir tanto cargas gravitacionales como sísmicas.

El sistema losa plana - columna se caracteriza por que las losas planas se apoyan directamente sobre las columnas; en el caso de la losa plana aligerada se construye una zona maciza alrededor de la columna, sin aumento de peralte. Las losas planas son aligeradas mediante la colocación de casetones de material ligero en las zonas donde el concreto trabaja a tensión; también es común dejar huecos en la losa utilizando para ello moldes recuperables de plástico o de otro tipo de material.

Durante sismos que han ocurrido en diversos sitios, y especialmente en los de septiembre de 1985 en México, se ha demostrado que el sistema es poco eficiente para resistir cargas laterales importantes producto de las acciones sísmicas. Esto se debe a la escasa rigidez lateral de la estructura y a la reducida eficiencia para transmitir momentos y cortantes entre la losa plana y la columna. Lo anterior puede dar lugar a fallas, tales como penetración de las columnas en la losa (punzonamiento) y falla por cortante en la losa como viga.

También ha sido posible observar un número importante de edificaciones constituidas por sistemas estructurales a base de un sistema de piso presforzado y columnas de concreto reforzado, ubicadas en la zona del lago, que colapsaron o se dañaron severamente. En la mayoría de los casos el daño fue producto de un mal diseño a cortante de las columnas, lo que produjo las fallas de estas.

A continuación se estudian estos factores y su evolución conforme a los reglamentos en México.

2.1 Rigidez lateral

Hasta antes de los sismos de septiembre de 1985, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-76) establecía que el ancho de losa a considerar como viga de marco equivalente para resistir fuerzas laterales estaba dado por:

$$b_e = \frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 \frac{L_2}{L_1}} + 0.3 C_2 \quad (2.1)$$

donde:

L_2 ancho del claro de la losa perpendicular a la dirección del análisis;

L_1 ancho del claro perpendicular a L_2 ;

C_2 dimensión de la columna en dirección paralela a L_2 ;

b_e ancho efectivo.

Este ancho equivalente es producto de estudios analíticos y experimentales de placas delgadas de acero sujetas a carga lateral (ref.1).

Se observa que el ancho así determinado depende exclusivamente de la separación transversal entre columnas, así como del tamaño de la sección de la columna.

En estudios posteriores dirigidos por Meli y Rodríguez (ref. 1) se encontró que el ancho equivalente debería ser menor al establecido por el RCDF-76. Los ensayos de conexiones losa plana aligerada - columna, indicaron que la rigidez lateral de la losa se sobreestima con la ecuación 2.1. En algunos casos se encontró incluso que ésta era del orden del 100% mayor que la medida experimentalmente

Así, se propuso la expresión siguiente para calcular el ancho efectivo:

$$b_e = C_2 + 3h \quad (2.2)$$

donde:

h peralte total de la losa.

Este ancho efectivo se incorporó en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones RCDF-87. Con la expresión anterior se reduce el ancho efectivo que se obtendría con la ecuación 2.1 y, por tanto, la rigidez lateral. En esta nueva expresión el ancho efectivo no es función de los claros entre columnas como en la expresión anterior, sino únicamente del peralte de la losa y del ancho de la columna, lo cual se explica por la existencia de una rotación concentrada en la conexión losa plana-columna.

En investigaciones recientes de Rodríguez y Santiago (1993) empleando un modelo de losa plana aligerada tridimensional, se encontró que la rigidez lateral de la losa plana aligerada calculada según el RCDF-87 se aproxima a la obtenida experimentalmente cuando los niveles de cortante basal y distorsión global son bajos, y no exceden un medio del cortante basal de diseño obtenido según el RCDF-87, ni una distorsión global de 0.002. Se define como distorsión global al cociente entre el desplazamiento de azotea y la altura del edificio.

Para valores de cortantes basales y distorsiones globales mayores que los anteriores, la rigidez lateral calculada con el RCDF-87, sobreestima la rigidez lateral comparada con la rigidez obtenida experimentalmente, es sobreestimada. Lo anterior demuestra que el ancho de losa que se considere como viga equivalente no depende solo del espesor de la losa y del ancho de las columnas, sino también del nivel de cargas gravitacionales y laterales, así como del nivel de desplazamiento de entrepiso y de la repetición de cargas alternadas.

2.2 Transmisión de momentos entre losa plana y columna

La carga vertical sobre la losa plana se transmite a la columna a través de esfuerzos cortantes. Se ha observado que la sección crítica está aproximadamente a medio peralte del paño de la columna (ver figura 2.1). Si se excede la resistencia a cortante de esta sección crítica se produce una falla por punzonamiento (figura 2.3 a).

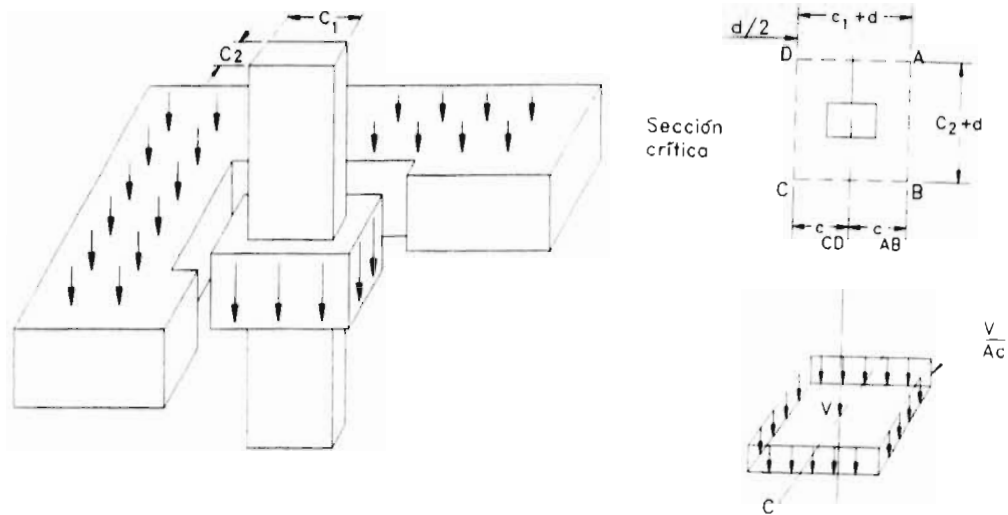


Figura 2.1 Esfuerzos cortantes por carga vertical en la unión losa plana-columna

Si también es necesario transmitir un momento de desequilibrio entre la losa y la columna, ya que debido a cargas verticales en tableros asimétricos o de orilla, o por producto de cargas laterales, el momento se transmite de columna a losa en la misma zona crítica que se considera para cortante y será equilibrado por el momento flexionante resistido en esa zona y por la variación de esfuerzos cortantes en el perímetro de la región crítica (figura 2.2).

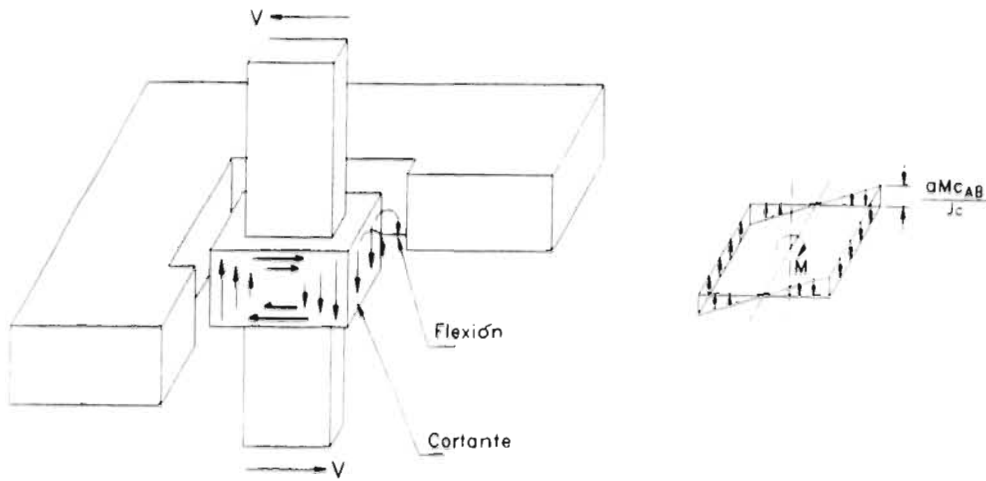
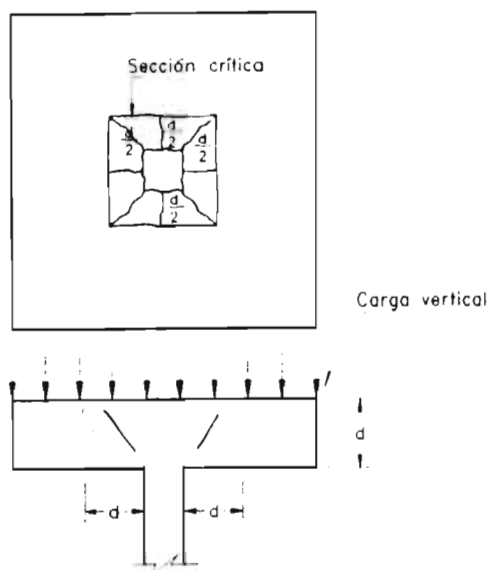
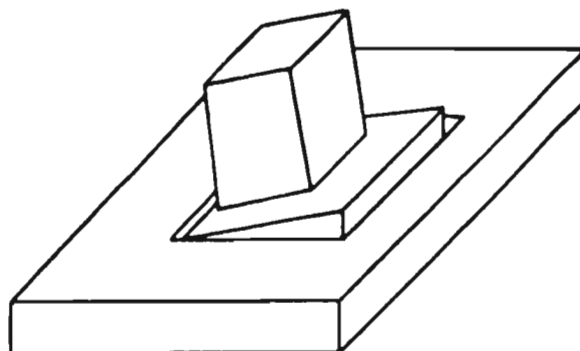


Figura 2.2 Esfuerzos cortantes debidos al momento de desequilibrio en la unión losa plana - columna

En la figura 2.3 a) se muestra esquemáticamente una falla de cortante por punzonamiento, la cual es característica de una losa plana sujeta a cargas verticales distribuidas alrededor de una columna. En la figura 2.3 b) se muestra un modo de falla por cortante debido a un momento de desequilibrio en la conexión losa plana - columna. El modo de falla resultante en una conexión losa plana - columna, sujeta a momento de desequilibrio y carga vertical, es una combinación de los mostrados en la figura 2.3. En un edificio construido con este sistema estructural en zonas sísmicas regirá usualmente ésta última combinación.



a) Modo de falla por cortante debido a carga vertical



b) Modo de falla por cortante debido a momento de desequilibrio

Figura 2.3 Modos de falla por cortante en la conexión losa plana - columna

El mecanismo de falla deseable en sistemas estructurales de este tipo, es aquel en el cual se forman líneas de fluencia de momento negativo y positivo a lo largo de todo el tablero, como se muestra en la figura 2.4.

Este mecanismo es semejante al deseable a formarse en un marco constituido por vigas y columnas. En edificios de losa plana aligerada resulta difícil reproducir este tipo de mecanismo debido al cortante que se produce por el momento de desequilibrio en la unión losa - columna, por lo cual el mecanismo que rige la falla ante cargas laterales es el agrietamiento de la zona maciza resultado del cortante producido alrededor de las columnas por efecto combinado de las cargas verticales y horizontales.

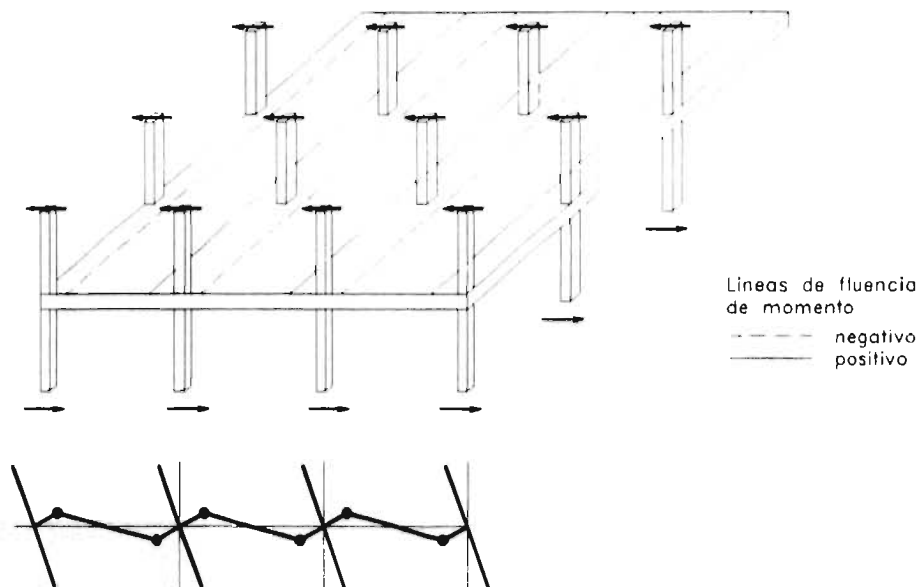


Figura 2.4 Mecanismo de falla deseable en sistemas de losa plana

En el RCDF-76 se contemplaba que el esfuerzo cortante máximo producto del momento de desequilibrio no debía exceder del valor dado por la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f_c^*} \leq 1.5 \sqrt{f_c'} \quad (2.3)$$

donde:

V_{CR} esfuerzo cortante permisible;

f_c' esfuerzo resistente a compresión del concreto;

ρ_v cuantía de refuerzo vertical en la losa;

f_y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

Sin embargo, en estudios posteriores realizados por Meli y Rodríguez (ref. 3) se encontró que el valor dado por la ecuación anterior sobreestima el esfuerzo cortante resistente, por lo que se propuso la siguiente expresión que se incluye en el RCDF-87:

$$V_{CR} = 0.4F_R \sqrt{f_c'} \leq 1.3 F_R \sqrt{f_c'} \quad (2.4)$$

Donde

F_R factor de resistencia igual a 0.8 por cortante.

Una característica que distingue a las losas reticulares con respecto a las losas planas macizas es que la falla por cortante puede ocurrir en las nervaduras localizadas en la periferia de la zona maciza, lo que provoca un comportamiento poco dúctil y con poca capacidad de absorción y disipación de energía. El modo de falla es semejante al que tendría una conexión con escaso o nulo refuerzo por cortante en la zona maciza.

2.3 Comportamiento durante los sismos de septiembre de 1985

Durante los sismos de septiembre de 1985 muchos edificios con sistema estructural a base de losas planas aligeradas apoyadas en columnas colapsaron o sufrieron daños importantes. El comportamiento sísmico típico de estos sistemas estructurales, durante los sismos de 1985, fue una excesiva flexibilidad lateral; esto en conjunto con la escasa resistencia a flexión y cortante en las columnas produjo el colapso de algunos edificios.

Las fallas a flexión o cortante en columnas fueron típicas de edificios colapsados. Se observó también agrietamiento por cortante a media altura de las columnas o aplastamiento del concreto y pandeo del acero de refuerzo, debido a una excesiva compresión excéntrica en la columna. En la mayoría de los casos ocurrió en el extremo superior de la columna Meli y Rodríguez (1988).

De los colapsos de edificios por falla en las columnas, dos terceras partes se debieron a fallas por cortante, Meli y Rodríguez (1988).

En pocos casos se presentó el colapso producto de la penetración entre la zona maciza y la losa aligerada. Pocos edificios colapsaron por fallas debidas a cortante por penetración de las columnas en la losa; estos casos se debieron al pobre detallado del refuerzo de la losa alrededor de la columna.

En edificios que presentaron este tipo de falla se pudo observar que la cantidad de refuerzo que atravesaba el núcleo de la columna fue mínima o el tamaño de la zona maciza fue muy pequeño y no existió refuerzo adicional por cortante.

En otros edificios las grietas por cortante aparecieron en los bordes de la zona maciza, pero esto generalmente no produjo el colapso del sistema de piso.

Sin embargo, cuando existieron columnas robustas o muros estructurales interactuando con este sistema estructural el comportamiento fue predominantemente a flexión, Meli (1988). En estos casos se formaron líneas de fluencia en la losa aligerada con algo de agrietamiento por cortante en la zona maciza. La losa mostró daño principalmente en el perímetro de la zona maciza.

En este último caso el daño no produjo el colapso de la estructura, o sea que el comportamiento es equivalente al comúnmente aceptado en el diseño sísmico de marcos de concreto, columna fuerte - viga débil, el cual es deseable en zonas de alto peligro sísmico.

La flexibilidad lateral, la excesiva rotación, cortante y el escaso confinamiento en las columnas hacen que los sistemas de losa plana aligerada - columna y losa plana postensada - columna sean poco adecuados en zonas sísmicas. Para obtener un comportamiento sísmico adecuado se deben adicionar elementos rígidos ante carga lateral, que resistan la mayor parte de las fuerzas sísmicas, como muros de concreto, arriostramientos a base de diagonales o marcos perimetrales.

3. Descripción de los métodos de diseño empleados

Actualmente se cuenta con dos métodos de diseño, el método tradicional y el método por medio del control de desplazamientos o método de los desplazamientos.

El método tradicional consiste en diseñar las estructuras para resistir un sistema de fuerzas impuestas a éstas, producto del movimiento sísmico. Este método de diseño es el que aparece en la mayoría de los reglamentos de construcción, y establece sus requisitos en función de la resistencia de los materiales y de las fuerzas y momentos internos actuantes como son flexión, cortante, compresión y torsión.

El método de los desplazamientos plantea satisfacer los requisitos de deformación y desplazamiento impuestos a una estructura, como producto del movimiento del terreno, y relacionarlos con los requisitos de refuerzo y de rigidez.

3.1 Descripción del método por control de desplazamientos

La idea de usar el desplazamiento para el diseño sismo-resistente de estructuras no es nueva; Muto (1960) sugirió el empleo de un método basado en el control de los desplazamientos; él llegó a esta conclusión al encontrar que el desplazamiento inelástico de un sistema de un grado de libertad no es significativamente diferente del desplazamiento elástico del mismo sistema, si en ambos sistemas se tiene el mismo periodo fundamental y amortiguamiento, y solo ante sismos sin periodo dominante.

Veletsos y Newmark (1960) llegaron a una conclusión semejante; sin embargo, ellos hicieron énfasis en el uso de la demanda de desplazamientos en conjunción con la demanda de ductilidad para determinar la resistencia del sistema.

Sozen y Shimazaki (1985) promovieron el diseño por medio del control de desplazamientos, pero sin llegar a establecer relaciones entre los desplazamientos y los requisitos de refuerzo.

Moehle y Wallace (1989) y Qi y Moehle (1991) usaron los desplazamientos para evaluar los requisitos de refuerzo en muros y marcos de concreto, respectivamente, pero no presentaron una metodología formal para el diseño.

Moehle (1992) estableció una metodología formal para el diseño por medio del control de desplazamientos y Wallace y Thomsen (1993) estableció las relaciones entre los desplazamientos y los requisitos de refuerzo para el diseño de muros de concreto reforzado basado en la metodología propuesta por Moehle.

El procedimiento planteado por Moehle (1992) se puede resumir en cuatro pasos, tal como se ilustra en la figura 3.1

El primero consiste en estimar el periodo fundamental de la estructura. En el segundo se obtiene el espectro de desplazamientos de diseño (desplazamiento - periodo), el cual se puede derivar del espectro de diseño del Reglamento para el Distrito Federal sin hacer intervenir el factor Q; con el periodo determinado anteriormente se obtiene el desplazamiento espectral esperado en la estructura.

En el tercer paso se calcula la curvatura demandada en las secciones críticas para la ductilidad preestablecida y para el desplazamiento anteriormente encontrado. Finalmente, como cuarto paso, con la curvatura encontrada se calcula la cuantía de refuerzo necesaria y se analiza la sección transversal para obtener su ductilidad y compararla con la demandada. La curvatura está en función de la cuantía de refuerzo y de la sección transversal, por lo que de obtenerse una cuantía muy alta o no cumplir con el desplazamiento demandado, se puede cambiar de sección transversal y el procedimiento se repite desde el primer paso.

En un diseño adecuado, la mayor parte de la disipación de energía se lleva a cabo en secciones críticas donde el modo de falla es controlado por la flexión; así, para un mecanismo esperado, la capacidad de deformación de la estructura en el intervalo no lineal se puede determinar a partir de la capacidad de deformación de los elementos estructurales críticos, es decir, aquellos donde se concentran las deformaciones no lineales. Se trata de establecer no sólo una limitación en los desplazamientos sino también proporcionar una ductilidad adecuada de tal manera que se alcancen los desplazamientos establecidos.

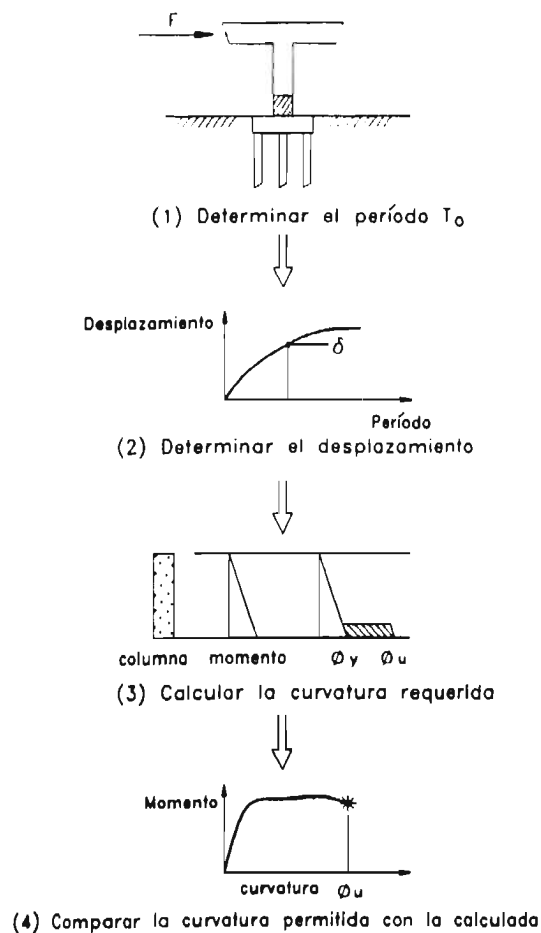


Figura 3.1 Descripción del método de diseño por control de desplazamientos (modificado de Moehle, 1992)

A continuación se presenta el método de los desplazamientos orientado al diseño de muros estructurales de concreto reforzado, tal como lo presentó Wallace (1993).

3.1.1 Características de los movimientos sísmicos

Los sismos inducen desplazamientos a las estructuras, los cuales son la causa principal del daño. El uso de técnicas simples para estimar el desplazamiento estructural han permitido desarrollar un método de diseño basado explícitamente en los desplazamientos esperados.

Las deformaciones y su contribución al daño pueden ser representados indirectamente a través del desplazamiento experimentado por una estructura o elemento. En algunos casos es conveniente visualizar el daño en términos de la ocurrencia de fuerzas; por ejemplo, el volteo en un edificio o modos de falla a cortante y de anclaje.

El procedimiento planteado por Wallace (1993) propone construir espectros de sitio para determinar de manera más aproximada los desplazamientos que se presentan en un sitio en específico. Para el caso analizado en el presente trabajo se parte del espectro de diseño del RCDF para la zona del lago con un factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 1.

$$S_a = g c$$

así el espectro de desplazamientos puede definirse como:

$$S_d = \frac{S_a T^2}{4 \pi^2} = \frac{g c T^2}{4 \pi^2} \quad (3.1)$$

donde:

- c coeficiente sísmico;
- g aceleración de la gravedad (9.81 m/s²);
- S_a pseudoaceleración;
- S_d desplazamiento espectral.

Ambos espectros aparecen graficados en las figuras 3.2 y 3.3.

Estudios numéricos y experimentales en modelos de marcos planos de moderada altura han demostrado que el modo que más contribuye al comportamiento dinámico de un sistema de varios grados de libertad es el primero (Sozen, 1981; Moehle, 1984).

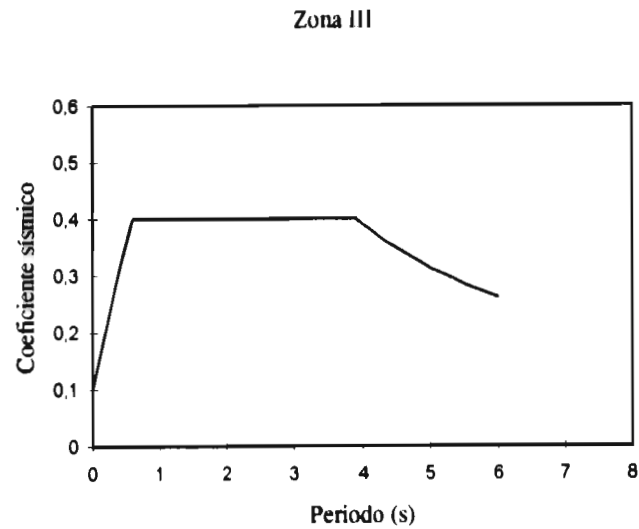


Figura 3.2 Espectro de diseño sísmico para la zona del lago del RCDF-87

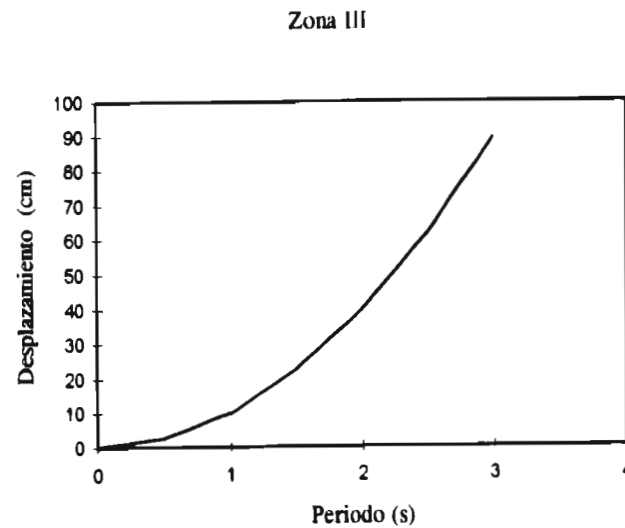


Figura 3.3 Espectro de desplazamientos obtenido a partir del espectro de diseño del RCDF-87

3.1.2 Estimación de la respuesta global de la estructura

Para encontrar el desplazamiento espectral máximo de una estructura es necesario calcular su periodo fundamental. Para tal fin, Wallace (1993) sugiere la siguiente expresión:

$$T = 6.25 \frac{h_w}{l_w} n \sqrt{\frac{W h_s}{g E_c p}} \quad (3.2)$$

donde:

h_w altura total del muro en m;

l_w longitud del muro en m;

n número de niveles;

g aceleración de la gravedad (981 m/s^2);

W peso por unidad de área en un piso determinado incluyendo el peso propio del muro en kg/m^2 ;

E_c módulo de elasticidad del concreto en kg/m^2 ;

h_s altura del entrepiso típico en m;

p densidad de los muros en planta, tal que

$$p = \frac{\sum A_w}{A_f}$$

$A_w = l_w t_w$

t_w espesor del muro en m y

A_f área en planta del edificio en m^2 .

Según Sozen (1989) el periodo fundamental de un edificio donde el comportamiento a flexión es dominado por la existencia de muros, puede ser aproximado al análisis de un muro equivalente en voladizo. Así la expresión (3.2) representa el periodo fundamental de un voladizo que tiene una sección rectangular.

Los periodos calculados con la expresión 3.2 han sido comparados con periodos medidos en edificios con muros a cortante (Calcagni, 1987 y Midorikawa, 1990), obteniéndose una buena aproximación.

Se observa que el periodo así obtenido es función principalmente de la relación h_w/l_w , de la cuantía de muros en planta y del número de niveles del edificio.

Conocido el periodo, se puede establecer el desplazamiento máximo de la estructura al multiplicar el desplazamiento espectral (leído directamente del espectro de desplazamientos) por 1.5. Esto es para tomar en cuenta la diferencia entre el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad y el sistema que representa un edificio que tiene varios niveles (sistema de varios grados de libertad), según Clough y Penzien, 1993; Wallace y Moehle, 1993.

$$\delta_u = 1.5 S_d \quad (3.3)$$

donde:

δ_u desplazamiento de la azotea.

3.1.3 Relación entre las deformaciones global y local

El modelo de la figura 3.4 muestra la distribución de curvaturas elástica e inelástica sobre la altura de un muro; con esta distribución se encontró el desplazamiento último, el cual queda definido por:

$$\delta_u = \delta_e + \delta_p$$

donde:

δ_e desplazamiento elástico;

δ_p desplazamiento inelástico.

$$\delta = \int_0^{h_c} \theta \ x \ dx$$

δ_u es igual a:

$$\delta_u = \frac{\phi_y h_w}{2} \left[\frac{2 h_w}{3} \right] + (\phi_u - \phi_y) l_p \left[h_w - \frac{l_p}{2} \right]$$

Wallace y Moehle, 1992, proponen que se emplee $l_p = 0.5 l_w$, donde l_p es la longitud de la articulación plástica, como un valor conservador. Así el desplazamiento último es igual a:

$$\delta_u = \frac{\phi_y h_w^2}{3} + \frac{1}{2} (\phi_u - \phi_y) l_w \left[h_w - \frac{l_w}{2} \right] \quad (3.4)$$

donde:

ϕ_y es la curvatura a la fluencia (primera curvatura a la fluencia del acero de refuerzo) y es función de la cuantía y de nivel de carga axial;

ϕ_u es la curvatura última.

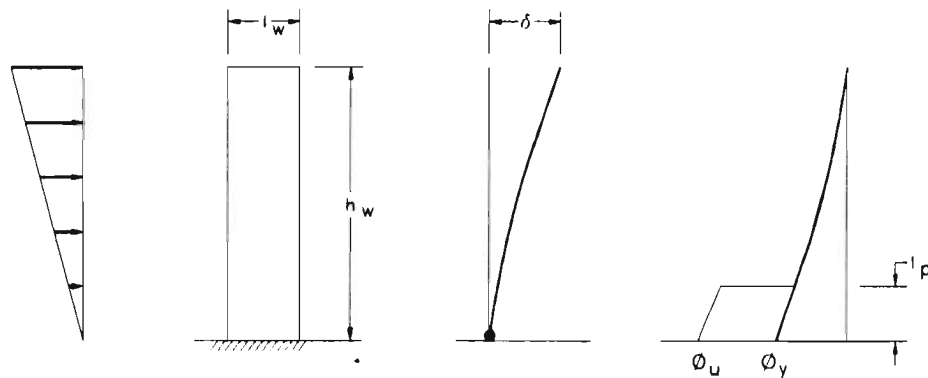


Figura 3.4 Deformación última en un voladizo (modificado de Moehle, 1992)

3.1.4 Estimación de la capacidad de deformación del muro

La capacidad de deformación de un muro es función de la sección transversal, de la cantidad y distribución del refuerzo longitudinal y transversal, de la historia de carga y del nivel de esfuerzo cortante, así como del nivel de carga axial. Para un muro de sección rectangular como el mostrado en la figura 3.5a, con acero de refuerzo uniformemente distribuido en el alma, A_s'' , más acero de refuerzo concentrado en los extremos, A_s y A_s' , y carga axial, P , el establecer la capacidad de deformación de la sección hace necesario plantear el equilibrio de fuerzas, internas y externas, de acuerdo con lo establecido en el RCDF y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Así se obtiene que:

$$0.8c f_c'' t_w + A_s' f_y + A_s'' f_y = \alpha A_s f_y + \alpha A_s'' f_y + P$$

al sustituir $A_s = \rho h_w l_w$ y factorizar

$$0.8c f_c'' + \rho' l_w f_y + \rho'' c f_y = \alpha \rho l_w f_y + \alpha \rho'' (l_w - 2c) f_y + \rho'' c f_y + \frac{P}{t_w}$$

$$c (0.8 f_c'' + 2\alpha \rho'' f_y) = \alpha l_w f_y \left[\rho + \rho'' - \frac{\rho'}{\alpha} \right] + \frac{P}{t_w} \quad (3.5)$$

la posición del eje neutro se puede determinar a partir de:

$$c = \frac{\varepsilon_c}{\phi_u}$$

así la expresión (3.5) queda como:

$$\varepsilon_c (0.8 f_c'' + 2\alpha \rho'' f_y) = \left[\alpha l_w f_y \left[\rho + \rho'' - \frac{\rho'}{\alpha} \right] + \frac{P}{t_w} \right] \phi_u$$

De la expresión anterior se puede relacionar la deformación unitaria en la fibra extrema de la zona a compresión con la curvatura última, es decir;

$$\epsilon_c = \frac{\left[\left(\rho + \rho'' - \frac{\rho'}{\alpha} \right) \alpha f_y + \frac{P}{l_w t_w} \right]}{0.8 f_c'' + 2\alpha \rho'' f_y} \phi_u l_w \quad (3.6)$$

ó

$$\epsilon_c = \frac{\left[\left(\rho + \rho'' - \frac{\rho'}{\alpha} \right) \alpha \frac{f_y}{f_c''} + \frac{P}{l_w t_w f_c''} - \frac{0.8b(a-t_w)}{t_w l_w} \right]}{0.8 + 2\alpha \rho'' \frac{f_y}{f_c''}} \phi_u l_w \quad (3.7)$$

donde:

f_y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm²;

f_c'' esfuerzo a compresión del concreto según las Normas Técnicas Complementarias para el RCDF, en kg/cm²;

$f_c'' = 0.85 f_c^*$ si $f_c^* < 250$ kg/cm².

o

$$f_c'' = \left[1.05 - \frac{f_c^*}{1285} \right] f_c^*$$

si $f_c^* > 250$ kg/cm².

$f_c^* = 0.8 f_c$

P carga axial sobre el muro, en kg (compresión +, tensión -);

α es un factor que toma en cuenta el endurecimiento por deformación; Wallace, 1993, recomienda un valor igual a 1.5;

b longitud de los cabezales en los extremos del muro en cm;

a espesor de los cabezales extremos del muro en cm;

ρ cuantía de acero de refuerzo a tensión en el extremo del muro;

ρ' cuantía de acero de refuerzo a compresión en el extremo del muro;

ρ'' cuantía de acero de refuerzo uniformemente repartido en el alma del muro.

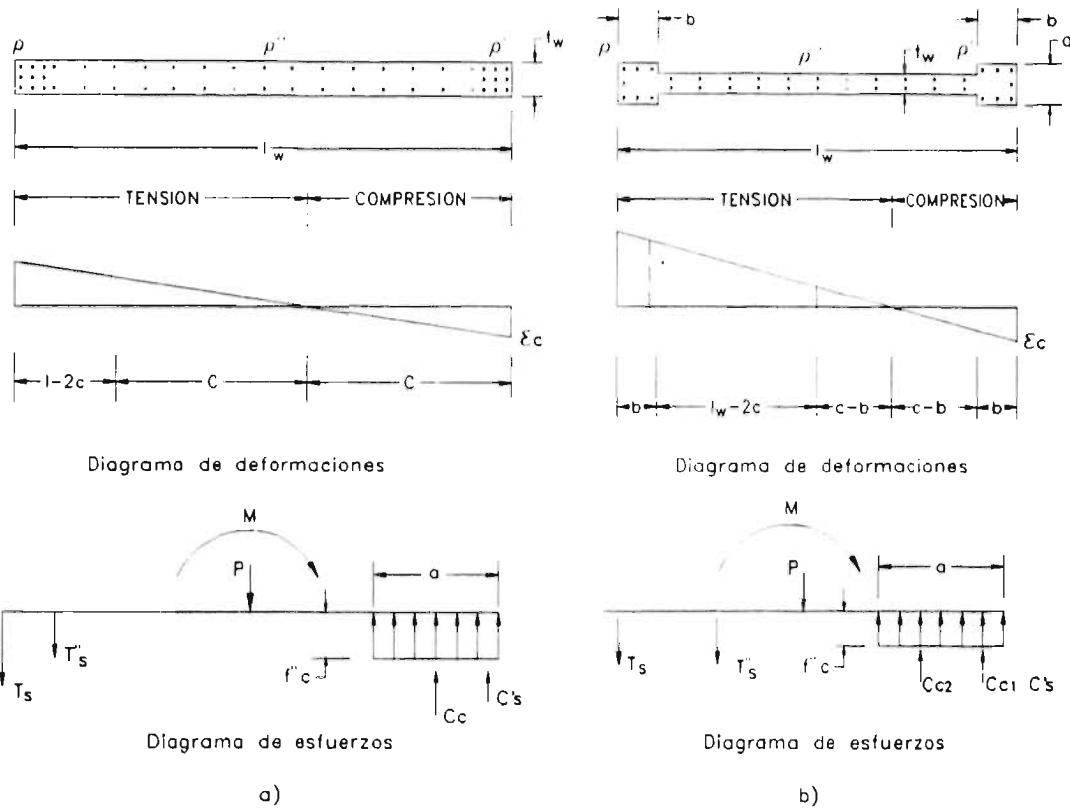


Figura 3.5 Diagrama de deformaciones y esfuerzos, a) para un muro sin cabezales y b) para un muro con cabezales.

La ecuación (3.6) es válida para muros rectangulares sin cabezales y con refuerzo concentrado en los extremos. Si se sigue un procedimiento semejante al descrito anteriormente se obtiene la ecuación (3.7) válida para muros rectangulares con cabezales en los extremos, o para muros con sección T o L, y con refuerzo concentrado en los extremos (ver la figura 3.5b). Las ecuaciones anteriores son aplicables cuando las secciones que se estudian cumplan con lo siguiente:

- se garantice que el acero de refuerzo a compresión se encuentra fluyendo para una ϕ_u .
- la profundidad del eje neutro es menor a un medio de la longitud del muro.
- que se revise si el acero de refuerzo a tensión se encuentra en el intervalo de endurecimiento por deformación.

3.1.5 Requisitos de detallado

La necesidad de detallar el muro depende del nivel de deformación en la zona a compresión del muro, Wallace (1993). Esta deformación generalmente depende de las características del sismo y del periodo fundamental de la estructura.

$\epsilon_{c\max} > 0.003$ se necesita refuerzo para confinar el concreto.

$\epsilon_{c\max} < 0.003$ no es necesario el refuerzo para lograr el confinamiento de la sección.

Los valores de $\epsilon_{c\max}$ anteriores, se refieren a los bulbos o zonas extremas en los muros que se encuentran a compresión.

3.1.6 Requisitos por cortante

Cuando sea necesario el refuerzo por cortante, éste se determinará de la siguiente manera:

$$\rho_h = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R \bar{f}_y d t}$$

El cortante de diseño, V_u , se calcula según lo dispuesto por Paulay y Priestley, 1992, para el diseño de muros de concreto bajo acciones sísmicas, en donde el cortante actuante se incrementa según la configuración deformada y la relación entre el momento máximo resistente de la sección transversal considerando endurecimiento por deformación y el momento calculado según el reglamento.

$$V_{esp} = \omega_u \frac{M_o}{M_{reg}} V_{act}$$

$$V_u = F.C. V_{esp}$$

donde:

ω_u es un factor que depende del tipo de deformada del muro para el caso de muros en cantiliver; Wallace, 1993, propone se emplee 4/3;

M_v/M_{reg} es la relación entre el momento máximo resistente del muro considerando endurecimiento por deformación y el momento resistente según lo establecido por el reglamento, comúnmente se recomienda 1.5:

V_{esp} cortante máximo esperado;

V_{act} fuerza cortante que actúa en el muro, se puede obtener de un análisis estático;

F.C. factor de carga.

Lo anterior se lleva a cabo con el propósito de evitar la falla por cortante y hacer que predomine el modo de falla a flexión (diseño por capacidad).

También existen limitaciones en el nivel de carga axial que deberá resistir el muro. Wallace, 1993, propone limitar el nivel de carga axial para muros rectangulares, para evitar fallas en flexo-compresión y tomar en cuenta el nivel de la carga axial actuante, en:

$$P_{max} \leq 0.10 A_w f'_c \quad (3.8)$$

y para muros con cabezales o con sección T o L.

$$P_{max} \leq 0.15 A_w f'_c \quad (3.9)$$

si para cualquiera de las secciones anteriores el nivel de carga axial se excede el muro debe diseñarse como columna.

El RCDF establece que la carga axial máxima para muros sujetos a flexión sea:

$$P_{máx} \leq 0.2 A_w f'_c$$

aplicable tanto a muros rectangulares como para muros con cabezales ó secciones T o L.

- Requisitos por pandeo lateral del refuerzo vertical.

Para estos requisitos es válido aplicar lo establecido por las NTC del RCDF en lo referente a muros de concreto reforzado.

3.2. Método de diseño tradicional

El método de diseño desarrollado en el RCDF, como se dijo anteriormente, es un método de fuerzas, es decir, es donde se obtienen las fuerzas de inercia producto del movimiento de terreno y se aplican directamente a la estructura, con la finalidad de encontrar los fuerzas y momentos internos que actúan en ella y diseñarla para éstos. En el método de las fuerzas se considera el siguiente modelo dinámico.

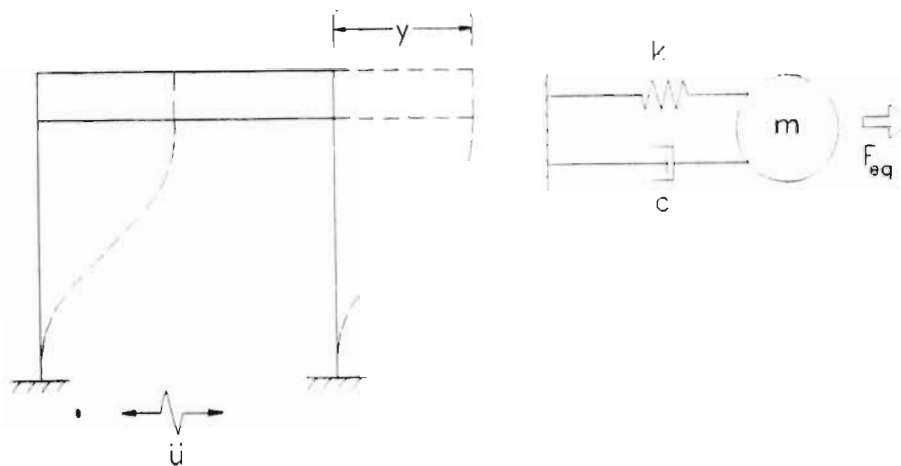


Figura 3.6 Sistema de un grado de libertad sujeto a una excitación en su base

La ecuación diferencial que gobierna el movimiento del sistema es la siguiente:

$$m \ddot{y} + c \dot{y} + K y = F_{eq} \quad (3.10)$$

donde:

$$F_{eq} = - m \ddot{u}$$

F_{eq} fuerza equivalente la cual produce los mismos desplazamientos que la excitación;

K rigidez lateral del sistema;

m masa;

c amortiguamiento;

y desplazamiento relativo al terreno;

\ddot{y} aceleración relativa al terreno;

\dot{y} velocidad relativa al terreno;
 \ddot{u} aceleración del terreno.

La solución de esta ecuación diferencial se puede llevar a cabo mediante cualquier técnica de análisis dinámico para obtener los desplazamientos que se presentan en el sistema y establecer también las fuerzas equivalentes.

Conociendo las fuerzas equivalentes que actúan en el sistema presentado en la figura 3.6, se pueden establecer las acciones de diseño en los elementos estructurales, tales como cortante, flexión, carga axial o torsión.

En el método tradicional se hace hincapié en el empleo de la ductilidad con la cual se pueden diseñar estructuras con fuerzas menores que las obtenidas si se considerara en la estructura un comportamiento elástico.

En los reglamentos la ductilidad, μ , está limitada a un cierto valor. En el RCDF se limita a 4. A continuación se hace una breve descripción de la metodología seguida en el RCDF.

Para los fines que se persiguen en este trabajo, se hace referencia únicamente a lo establecido para el diseño de muros de concreto reforzado.

3.2.1 Diseño de muros de concreto reforzado según el RCDF

Para el diseño de muros de concreto, el RCDF y sus NTC para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, proponen los siguientes requisitos.

Para determinar el espesor del muro se establecen las restricciones de estabilidad siguientes:

Si no se aplican cargas verticales importantes al muro, se deberá cumplir que:

$$\frac{L}{t} \leq 70$$

Si el muro tiene cargas axiales importantes, esta relación se limita a:

$$\frac{L}{t} \leq 40$$

Pero el espesor del muro nunca será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente.

a) Factor de comportamiento sísmico

- Q=3 cuando las fuerzas laterales sean resistidas en su totalidad por muros y existan bulbos en los extremos.
- Q=2 cuando no existan bulbos y las fuerzas laterales sean resistidas en su totalidad por muros.

b) Resistencia a flexión

La resistencia a flexión en el plano del muro puede calcularse con la siguiente expresión:

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad (3.11)$$

siempre y cuando la carga vertical de diseño P_u no exceda de:

$$P_{max} = 0.2 F_R t L f'_c \quad (3.12)$$

donde:

M_R momento resistente en kg-cm;

F_R factor de reducción de resistencia, para flexión es 0.9 y para compresión es 0.8;

A_s área de acero de refuerzo en cm^2 ;

y 'z' queda definida por:

$z = 0.8 L$	si $H/L > 1.0$
$z = 0.4 (1 + H/L) L$	si $0.5 < H/L < 1.0$
$z = 1.2 H$	si $H/L < 0.5$

donde:

H altura total del muro;

L longitud del muro;

t espesor del muro.

c) Refuerzo en los cabezales de los muros

Los elementos extremos contarán con el refuerzo transversal siguiente:

- Contra pandeo lateral del acero de refuerzo vertical.

Cuando la deformación unitaria en la fibra extrema del concreto sea menor que el valor de 0.003 establecido en la NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RCDF, todas las barras verticales deberán restringirse contra pandeo lateral por medio de estribos o zunchos a la menor separación de las siguientes:

$$\frac{850}{\sqrt{F_y}} \phi_v$$

$$48 \phi_s$$

$$\frac{b}{2}$$

donde:

ϕ_v menor diámetros de las barras verticales, en cm;

ϕ_s diámetro del estribo, en cm;

b menor dimensión de la columna, en cm.

- Por confinamiento del concreto.

La suma de las áreas de estribos y grapas, A_{SH} , en columnas rectangulares en cada dirección no será menor que:

$$0.3 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{F_y} S h_c \quad (3.13)$$

ni que

$$0.12 \frac{f'_c}{F_y} S h_c \quad (3.14)$$

donde:

A_c área transversal del núcleo confinado hasta la orilla exterior del refuerzo transversal en cm^2 ;

A_g área transversal de la columna en cm^2 ;

h_c dimensión del núcleo normal al refuerzo de área A_{SH} en cm;

S separación del refuerzo transversal en cm.

d) Diseño por cortante

Si la relación H/L es menor o igual a 1.5, el cortante resistente se podrá calcular con:

$$V_{CR} = 0.85 F_R t L \sqrt{f'_c} \quad (3.15)$$

donde:

F_R factor de reducción por resistencia al cortante y es igual a 0.8.

Si la relación H/L es mayor que 2 entonces el cortante resistente se deberá calcular con la expresión siguiente:

$$V_{CR} = 0.5 F_R 0.8 L t \sqrt{f'_c} \quad (3.16)$$

No se aceptará que el cortante último sobrepase el siguiente valor:

$$V_{max} = 2 F_R L t \sqrt{f'_c} \quad (3.17)$$

De ser necesario, la cuantía de acero de refuerzo se estimará con la siguiente expresión:

$$\rho_h = \frac{V_U - V_{CR}}{F_R f_y d t} \quad (3.18)$$

y

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left[2.5 - \frac{H}{L} \right] (\rho_h - 0.0025) \quad (3.19)$$

si

$$H/L > 2 \quad \rho_v = \rho_h$$

$$\rho_h = \frac{A_{vh}}{S_h t}$$

$$\rho_v = \frac{A_{vv}}{S_v t}$$

donde:

ρ_h cuantía de acero de horizontal en el alma del muro;

ρ_v cuantía de acero vertical en el alma del muro;

S_h y S_v son las separaciones del refuerzo horizontal y vertical respectivamente, en cm;

A_{vh} área de acero horizontal comprendida en una distancia S_h , en cm^2 ;

A_{vv} área de acero vertical comprendida en una distancia S_v , en cm^2 .

3.2.2 Diseño de la losa plana aligerada

Las fuerzas y momentos internos para el diseño de losas por carga gravitacional se obtienen mediante análisis de marcos equivalentes en cada dirección, asignando a la columna la mitad de su rigidez angular y usando el ancho completo de la losa. Para análisis ante fuerzas laterales solo se considera efectivo un ancho de losa igual a $C_2 + 3h$, centrado con respecto a la columna, con los momentos de inercia de la sección no agrietada para la losa y columnas.

Las Normas Técnicas Complementarias del RCDF establecen varias disposiciones para el diseño de estos elementos tanto a flexión como a cortante; a continuación se describen brevemente.

a) Dimensionamiento del refuerzo por flexión

Para estructuras sujetas a carga vertical y fuerzas laterales inducidas por sismo, se procederá de la siguiente manera:

- I. Determinar el refuerzo necesario por carga gravitacional y distribuirlo en las franjas de columna y centrales de acuerdo con la tabla 3.1, excepto el necesario para momento negativo exterior en los claros extremos, el cual se colocará como si fuera por sismo.
- II. Determinar el refuerzo necesario por sismo y colocarlo en el ancho de $C_2 + 3h$, de modo que al menos el 60% cruce el núcleo de la columna.

Tabla 3.1 Distribución del acero de refuerzo en las franjas de losa.

Momento	Franja de columna	Franjas centrales
Positivo	60	40
Negativo	75	25

Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. Una franja central está limitada por dos franjas de columna.

Además de las disposiciones anteriores, las NTC establecen las siguientes limitantes en cuanto a la distribución del refuerzo:

- Al menos la cuarta parte del refuerzo negativo que se tenga sobre un apoyo en una franja de columna debe continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.
- Al menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente.

- En franjas de columna se debe proporcionar refuerzo positivo continuo igual a cuando menos una tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columna en el claro considerado.

Peraltes mínimos.

De acuerdo con las NTC se podrá omitir el cálculo de las deflexiones en tableros interiores si el peralte efectivo de la losa no es menor que:

$$d = K L \left[1 - \frac{2 C}{3 L} \right] \quad (3.20)$$

donde:

$$K = 0.00075 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025$$

L longitud del claro mayor;

f_s esfuerzo del acero en condiciones de servicio (comúnmente tomado como $f_s = 0.6 f_y$) en kg/cm^2 ;

w carga en condiciones de servicio en kg/m^2 y;

C dimensión de la columna o capitel paralela a L.

Los valores de "d" calculados con la ecuación (3.20) se aumentan en un 20% para tableros exteriores y 20% más en losas aligeradas.

b) Diseño por cortante

El RCDF pide realizar dos revisiones ante cortante:

- I. La losa actúa como una viga ancha, para lo cual el esfuerzo cortante resistente se puede tomar igual a:

$$v_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f_c'}$$

Si se cumple que:

$$\frac{M}{Vd} \leq 2$$

De no cumplirse lo anterior deberá determinarse el refuerzo como si se tratara de una viga común. En esta revisión, el 75% del cortante actúa en la franja de columna y el restante 25% en las franjas centrales.

El RCDF también establece un valor máximo para el cortante último el cual no deberá ser mayor a:

$$v_{max} = 2 F_R \sqrt{f_c'}$$

- II. Por penetración. El RCDF establece se distribuya el cortante en una sección crítica perpendicular al plano de la losa. Esta sección crítica se encuentra a una distancia $d/2$ de la periferia de la columna, el esfuerzo cortante máximo será igual a:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d}$$

donde b_o es el perímetro de la sección crítica, d es el peralte efectivo y V_u la fuerza cortante de diseño en la sección, si se cumple que:

$$\frac{M_u}{V_u d} \leq 0.2$$

de no cumplir lo anterior, una fracción del momento de desequilibrio, M_u , debe transmitirse por cortante directo en la sección crítica y el resto se transmite por flexión en un ancho $C_2 + 3h$. La fracción de momento a ser transmitido por cortante queda definida por:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}}$$

donde:

C_1 dimensión de la columna paralela a la dirección del momento transmitido;

C_2 dimensión de la columna perpendicular a C_1 ;

d peralte de la losa;

α fracción del momento de desequilibrio transmitido por cortante a la losa.

El esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u , se obtiene de sumar el cortante directo por penetración, más el transmitido por el momento de desequilibrio. Para este último se considera una variación lineal como se muestra en la figura 3.8. El cortante por desequilibrio se determina con la siguiente ecuación:

$$v_{AB} = \frac{\alpha M_{c,u}}{J_c} (C + d)$$

$$J_c = \frac{d (c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d) d^3}{6} + \frac{d (c_2 + d) (c_1 + d)^2}{2}$$

3.3. Método de diseño alternativo

El método planteado por Meli y Alcocer, 1993, propone se divida la estructura en dos sistemas. Un sistema primario para resistir las cargas verticales, el cual está constituido por la losa, columnas y muros o marcos que conforman la estructura, es decir, el modelo completo. Y un sistema secundario el cual debe resistir en su totalidad las fuerzas sísmicas sin contribución de la losa plana presforzada. Este sistema puede ser a base de muros o marcos o una combinación de ambos.

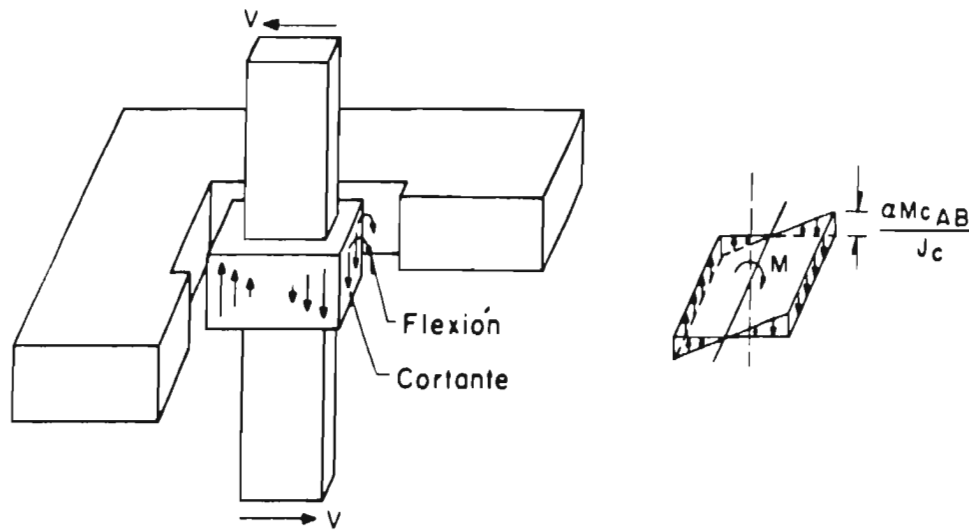


Figura 3.8 Esfuerzos cortantes totales por momento de desequilibrio

En este método se asigna a la losa únicamente la función de diafragma horizontal y se desprecia su rigidez a flexión; por tanto, debe existir un sistema estructural independiente capaz de resistir las fuerzas laterales debidas al sismo. Este sistema está constituido generalmente por muros de concreto, los que se analizan como voladizos verticales ignorando cualquier acoplamiento con la losa. De requerirse algún acoplamiento entre los muros, éste se deberá proporcionar con travesaños peraltados.

Otro sistema resistente a cargas laterales puede ser el de marcos dúctiles ubicados generalmente en el perímetro. En este caso se desprecia la rigidez de los ejes interiores, es decir, aquellos con losa plana - columnas, y se considera que sólo los ejes de los marcos resisten las fuerzas sísmicas. También es posible el uso de combinaciones de muros y marcos, marcos contraventeados u otro sistema para resistir las fuerzas laterales.

El primer análisis sísmico se hará con un modelo completo que incluya las losas planas y su interacción con las columnas y el sistema adicional (muros, marcos o contraventeos). Para ello las losas se modelarán como vigas equivalentes según el criterio indicado en las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Distrito Federal. El análisis se realizará con el factor de comportamiento sísmico correspondiente según el RCDF y la losa debe diseñarse para los momentos y cortantes que resulten de este análisis. En este análisis también se revisará que los desplazamientos laterales de entrepiso calculados de acuerdo al RCDF no excedan de 0.006 veces la altura del entrepiso. Esto es para no introducir rotaciones excesivas a la losa.

Se hará un segundo análisis sísmico de un modelo que sólo incluya la estructura principal resistente a sismo y en el cual se desprece la contribución de la rigidez de la losa plana, excepto por el efecto de diafragma. Se usará el valor de Q (factor de comportamiento sísmico) que corresponda al sistema estructural principal. Se revisará que los desplazamientos laterales de entrepiso no excedan de 0.012 veces la altura del entrepiso. El diseño de la estructura principal resistente a sismo quedará regido por este segundo análisis.

Este criterio tiende a asegurar que exista un sistema dúctil resistente a sismo, con una rigidez significativa ante cargas laterales y cuya deformación no induzca daño en la losa.

3.3.1 Diseño del muro de concreto reforzado y de la losa plana aligerada

Para el diseño del muro y la losa plana aligerada no presforzada se siguen las recomendaciones de las NTC para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto descritas en el inciso 3.2.1.

3.3.2 Diseño de la losa aligerada postensada con tendones no adheridos

El RCDF da las siguientes recomendaciones para el diseño de losas planas postensadas con tendones no adheridos:

- La resistencia a tensión se puede determinar con:

$$f^*_{t} = 1.12 \sqrt{f^*_{c}}$$

para losa en dos direcciones, así como un esfuerzo promedio mínimo debido al presfuerzo de 8.8 kg/cm² y un esfuerzo promedio máximo de 35.2 kg/cm².

- Se colocará acero de refuerzo adherido mínimo para asegurar un comportamiento dúctil a flexión en la falla y para el control del agrietamiento de la losa.
- Revisión a cortante; se recomienda hacer una revisión a cortante como viga ancha, en donde la sección crítica se encuentra a h/2 del paño de la columna, con un esfuerzo resistente del concreto igual a:

$$v_{CR} = 0.53 \sqrt{f^*_{c}}$$

- Revisión por penetración. La fuerza cortante resistente máxima permitida en losas en dos direcciones es:

$$V_{CR} = \left(\beta_p \sqrt{f^*_{c}} + 0.3 f_{pc} \right) b_o d$$

donde:

V_{CR} resistencia a cortante del concreto;

β_p es una constante cuyo valor es:

$$\beta_p = \frac{\left[a, \frac{d}{b_o} + 1.5 \right]}{3.5} \leq 0.93$$

a , tiene los siguientes valores: 40 para columnas interiores; 30 para columnas sobre los extremos y 20 para columnas de esquina;

f_{pc} esfuerzo axial debido al presfuerzo promediado de los valores de f_{pc} para las dos direcciones;

b_v perímetro de la sección crítica a una distancia mínima de $h/2$;

d distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del refuerzo longitudinal a tensión.

La ecuación anterior es válida si:

- a) el paño columna se encuentra al menos a cuatro veces el peralte de la losa de algún lado discontinuo;
- b) el f'_c es menor que 350 kg/cm^2 y;
- c) el f_{pc} en cada dirección es mayor de 8.8 kg/cm^2 y menor que 35.8 kg/cm^2 incluyendo las pérdidas de presfuerzo.

De no cumplir con alguna de las condiciones anteriores se deberá calcular la resistencia por penetración como se indica para losas sin presfuerzo (inciso 3.2.2).

- Conexiones que transmitan momento y cortante; cuando existan conexiones losa-columna que resistan momento y cortante será necesario determinar la fracción del momento que se deberá resistir por cortante directo en la losa, esta fracción se determina igual que en las losas planas aligeradas sin presfuerzo, inciso 3.2.2.
- Agrietamiento; en el RCDF se controla el nivel de agrietamiento en losas postensadas por medio del nivel de esfuerzos y colocando acero de refuerzo adherido no presforzado. Las cantidades mínimas de refuerzo adherido no presforzado son:

En zonas de momento positivo, cuando se cumpla que el esfuerzo a tensión en el concreto en condiciones de servicio incluyendo pérdidas de presfuerzo, sea mayor que

$$0.5 \sqrt{f'_c}$$

se colocará un área mínima de acero de refuerzo adherido no presforzado igual a:

$$A_s = \frac{N_c}{0.5 f_y}$$

donde N_c es la fuerza a tensión en el concreto debido a cargas muerta y viva de servicio y el esfuerzo de fluencia f_y no debe ser mayor a 4200 kg/cm^2 . El refuerzo tendrá una longitud mínima de un tercio del claro libre y deberá ser centrado en la región de momento positivo, además será colocado lo más cercano a la fibra extrema a tensión.

En zonas de momento negativo, en las franjas de columnas, se colocará una área mínima de acero adherido no presforzado en ambas direcciones igual a:

$$A_s = 0.00075 h l$$

para losas que trabajan en dos direcciones, donde l es la longitud del claro en la dirección paralela a la del refuerzo calculado y h es el espesor de la losa. Para losas que trabajan en una dirección la cantidad de acero de refuerzo adherido no presforzado será igual a:

$$A_s = 0.004 A$$

donde A es el área de la sección transversal comprendida entre la cara a tensión por flexión de la losa y el centro de gravedad de la sección completa. En ambos casos el acero se distribuirá dentro de una franja limitada por líneas a $1.5h$ a partir de las caras de las columnas y las barras deberán extenderse de las caras del apoyo una distancia mínima igual a un sexto del claro libre.

Si el refuerzo se coloca para resistir momentos o esfuerzos a tensión, la longitud mínima debe satisfacer las longitudes de desarrollo de barras.

En tableros de esquina y de borde se debe colocar refuerzo adherido no presforzado paralelo a los cables de presfuerzo cuando éstos se concentren en bandas. La cantidad de acero de refuerzo adherido no presforzado en el lecho inferior de la losa será:

$$A_s = (0.0015 - 0.5 \rho_p) h l \geq 0.0005 h l$$

donde:

ρ , cuantía de refuerzo adherido no presforzado;

ρ_p cuantía de acero de presfuerzo.

El acero calculado se coloca en todos los tableros de borde con una longitud igual a la longitud del claro en la misma dirección del refuerzo.

En zonas adyacentes a muros de concreto, el área de refuerzo paralelo a muros será 0.0015 veces el área de la losa, calculada sobre un tercio del claro transversal. Las barras se colocarán alternadamente en el lecho superior e inferior a una separación de 1.5 h.

Otro aspecto importante de las losas planas postensadas es el control de las deformaciones. Las deformaciones de las estructuras de concreto postensado deben ser calculadas para carga viva (deformaciones inmediatas) y para cargas sostenidas (deformaciones diferidas). Una parte significativa de la flecha en losas debida a cargas gravitacionales es contrarrestada por la contraflecha producida por el presfuerzo.

La deformación producida por la carga viva se calculará con la distribución de carga más desfavorable. Para la deformación diferida, se calculará la deflexión por la carga muerta en exceso a la equilibrada por el presfuerzo más la producida por un porcentaje de la carga viva (usualmente un 30%) que represente la carga sostenida. Para esta deflexión se considera una distribución uniforme de carga. La flecha producida por el flujo plástico se aproximará multiplicando el valor obtenido del coeficiente deformación diferida (usualmente igual a 2), las flechas calculadas no serán mayores que los permisibles de la tabla 3.4.

Aun cuando es necesario calcular las deflexiones, en la etapa de prediseño se puede seleccionar un espesor mínimo con base en las relaciones mostradas en la tabla 3.5. Estas relaciones son valores usuales que han conducido a losas postensadas económicas y que han mostrado un comportamiento satisfactorio.

Tabla 3.4 Deflexiones máximas permisibles en losas presforzadas con cables no adheridos

Estructuras	Deflexión considerada	Deflexión límite
Techos planos que no sostienen o están conectados a elementos no estructurales que pueden dañarse por grandes deflexiones.	Flecha inmediata producto de la carga viva.	l/180
Pisos que no sostienen o están conectados a elementos no estructurales que pueden dañarse por grandes deflexiones.	Flecha inmediata producto de la carga viva	l/360
Techos o pisos que sostienen o están conectados a elementos no estructurales que puedan dañarse por grandes deflexiones.	Parte de la flecha total que ocurre después de colocar los elementos no estructurales.	l/480
Techos o pisos que sostienen o están conectados a elementos no estructurales que no puedan dañarse por grandes deflexiones.		l/240

Tabla 3.5 Relaciones claro-peralte típicos para los diferentes tipos de losas postensadas

Tipo de losa postensada	l/h
Losas en una dirección	48
Losas en dos direcciones	45
Losas con ábacos o capiteles	50
Losas en dos direcciones con vigas en las dos direcciones	55
Losas encasetonadas	35

Existen varias ventajas al emplear sistemas de losas postensadas con cables no adheridos en zonas sísmicas como son:

- a) El espesor de la losa plana en la mayoría de los casos es de un tercio menor que el de losas sin presfuerzo. Esto se traduce en una reducción del 20% del peso del edificio para estructuras de baja a mediana altura.
- b) Una reducción en la altura total del edificio, ya que las losas postensadas con cables no adheridos tienen un peralte total menor que el de aquellas no presforzadas.
- c) La losa transmite las fuerzas sísmicas mediante su funcionamiento como diafragma, resiste acciones mecánicas como cortante o momento sin daño debido a que se controlan los desplazamientos, con un sistema paralelo que se diseña para resistir el total de las fuerzas debidas a sismo. Además la precompresión de la losa aumenta la resistencia al agrietamiento del sistema de piso.

El comportamiento de los sistemas estructurales resueltos a base de losas planas postensadas con cables no adheridos ha sido satisfactorio durante sismos de elevada intensidad, como demostró Aalami, 1990, en una evaluación de 200 edificios en California durante los sismos de Loma Prieta ocurridos en 1989. Es importante hacer notar que todos los edificios estudiados tenían muros de concreto que resistieron la mayor parte de las fuerzas inducidas por los sismos y que limitaron los desplazamientos laterales.

Sin embargo, la losa presforzada tiene muy baja capacidad de disipación de energía por medio de deformaciones inelásticas, debido a que los cables de presfuerzo no pueden ser esforzados más allá del intervalo elástico, con lo cual se produce un beneficio ya que no se permite daño estructural importante en la estructura. Es importante señalar que el mecanismo de falla es semejante al modo de falla de una losa plana reforzada.

3.4 Comparación entre los métodos

En el método tradicional realmente se calculan fuerzas elásticas definiendo previamente una ductilidad, pero no se percibe una imagen clara de las deformaciones. En el método de los desplazamientos se usan directamente éstos para definir la deformación de los elementos.

En ambos casos se parte de la misma solución al problema dinámico, sólo que en el método de los desplazamientos, éstos gobiernan el diseño y se tiene especial cuidado en el control de las deformaciones en los miembros en los que se concentran. Se establece que la ductilidad es un factor importante para alcanzar dichos desplazamientos.

En el método de las fuerzas el diseño está gobernado por los fuerzas y momentos internos que se obtienen a partir de los desplazamientos encontrados en el análisis dinámico y el concepto de ductilidad se aplica para reducir las fuerzas de diseño.

En el método alternativo se parte del método tradicional, pero se diseña la estructura para satisfacer requisitos más desfavorables que los previstos en el RCDF para este tipo de sistemas estructurales. Este método tiende a producir un sistema dúctil y con una rigidez importante, para asegurar que los desplazamientos sean tales que no produzcan daño en la estructura.

3.4.1 Ventajas y desventajas de los métodos

El método de los desplazamientos es una aproximación más realista al fenómeno dinámico, ya que el diseño de la estructura se lleva a cabo para los desplazamientos exigidos durante un sismo; también se toma en cuenta el desplazamiento relativo de entrepiso y se establece una relación entre éste y la deformación, lo cual no se hace en el método de las fuerzas donde lo que interesa es establecer la resistencia que el elemento o elementos deben tener para resistir una fuerzas sísmica reducida.

El método de los desplazamientos presenta la desventaja de que aun cuando no es una idea relativamente nueva, ha sido poco estudiada y hoy día solo sea podido establecer la metodología para aplicar estas ideas a estructuras a base de muros estructurales de concreto reforzado y se ha estudiado muy poco el sistema estructural a base de marcos de concreto reforzado, los cuales son el sistema estructural más empleado en México. El método de las fuerzas, sin embargo, ha sido desarrollado casi en su totalidad.

El método alternativo parte del método tradicional y presenta la desventaja de que es necesario realizar dos análisis para diseñar una estructura.

4. Aplicación de los métodos para diseño de edificios de losa plana aligerada

Se diseñaron tres edificios aplicando las metodologías descritas en el capítulo dos: métodos tradicional, por control de desplazamientos y alternativo. Los edificios están constituidos por sistemas de losas planas aligeradas y muros de concreto; en el caso del método alternativo se diseñó adicionalmente un sistema a base de muros de concreto y losa plana aligerada postensada. Lo anterior se realizó con el propósito de determinar la influencia del acoplamiento existente, entre los muros y el sistema de losa plana, en el diseño de la estructura y comparar las dimensiones resultantes de muros, así como las cuantías de refuerzo correspondientes a cada diseño, ya que el método tradicional considera el acoplamiento de la losa con muros y columnas mientras que los métodos alternativo y por control de desplazamientos desprecian el acoplamiento existente. También se buscó comparar los peraltes y las cuantías de acero de refuerzo en la losa obtenidas para cada diseño. En ninguno caso se consideró la interacción suelo-estructura.

Los tres edificios están ubicados en la zona del lago (zona III); su uso es para oficinas, son simétricos en planta y elevación para evitar efectos de torsión (figuras 4.1, 4.3 y 4.5). Dos de los edificios son de 10 niveles, pero tienen diferente distribución y número de crujeas con el propósito de observar la influencia de estos factores en el acoplamiento entre losa y muros. Dos edificios tienen la misma configuración en planta, pero con diferente número de niveles con el fin de observar la su influencia en el acoplamiento existente entre los muros y el sistema de losa plana.

Para los tres edificios se emplearon las siguientes características de los materiales:

a) concreto

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \text{ y;}$$

$$Ec = 221000 \text{ kg/cm}^2.$$

b) acero de refuerzo

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2;$$

$$f_{yp} = 19000 \text{ kg/cm}^2 \text{ para acero de presfuerzo};$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ y};$$

$$\alpha = 1.5 \text{ (factor de endurecimiento por deformación).}$$

Las deformaciones unitarias permisibles para el concreto y el acero de refuerzo, en los tres modelos fueron:

$$\epsilon_{c\text{m}\acute{a}\text{x}} = 0.003$$

$$\epsilon_{s\text{y}} = 0.002$$

$$\epsilon_{s\text{h}} = 0.01$$

Para los tres modelos, el sistema de piso está constituido por una losa aligerada con un peralte total de 35 cm. Los casetones seleccionados son de tres tamaños diferentes: 60×60, 60×30 y 30×30 cm; además, en los extremos de los muros se colocaron bulbos para concentrar el refuerzo requerido por flexión, (figura 4.2). Para el caso de losa presforzada el peralte total fue menor, pero se conservó la misma distribución de casetones.

Los tres edificios representan estructuras típicas de la ciudad de México y se encuentran en el grupo B1 según el RCDF. Se usó un factor de comportamiento sísmico de 2 y se estableció como máxima una distorsión de entrepiso, Δ , igual a 0.6 % en ambas direcciones.

A continuación se describen los modelos y los diseños obtenidos empleando las tres metodologías expuestas en el capítulo anterior.

4.1 Modelo 1

Consiste en un edificio de 10 niveles con tres crujeías en la dirección X de 8.00 m cada una y tres en la dirección Y, dos de 6.00 m y una de 6.05 m, con una altura de entrepiso tipo de 3.0 m, (figura 4.1).

Las cargas y masas totales por nivel son 432 t y 0.44036 t-s²/cm, respectivamente. Los resultados obtenidos para cada diseño son los siguientes:

4.1.1 Diseño por el método tradicional

Se realizó un análisis elástico, modal espectral, con el programa ETABS; las dimensiones propuestas para las columnas fueron de 70×70 cm, los bulbos en los extremos del muro fueron de 60×60 y para los muros de:

$$h_{wx} = 500 \text{ cm};$$

$$h_{wy} = 400 \text{ cm};$$

$$t_w = 15 \text{ cm}.$$

h_w y t_w se definen en la figura 4.1.

a) Diseño de los muros

Los resultados obtenidos del análisis modal espectral en la dirección X se presentan en la tabla 4.1, donde δ_i es el desplazamiento total en el nivel indicado y Δ_i es la distorsión de entrepiso definida por:

$$\Delta_i = \frac{\delta_{i+1} - \delta_i}{h_{i+1} - h_i}$$

Tabla 4.1 Resultados obtenidos del análisis del modelo I, mediante el método del RCDF, dirección X.

Nivel	h_i m	F_i t	δ_i cm	Δ_i %
10	30	128.7	10.9	0.39
9	27	111.6	9.8	0.41
8	24	97.7	8.6	0.44
7	21	85.4	7.3	0.46
6	18	74.0	6.0	0.46
5	15	63.1	4.7	0.45
4	12	52.3	3.4	0.42
3	9	41.5	2.2	0.36
2	6	30.8	1.1	0.26
1	3	19.9	0.4	0.12

El periodo de la estructura en dirección X con el acoplamiento proporcionado por la losa fue de 0.88 s y el cortante basal de 705.17 t. Las fuerzas y momentos internos en la base de los muros fueron los siguientes:

$$M_u = 1786.9 \text{ t-m};$$

$$V_u = 203.2 \text{ t};$$

$$P_u = 610.7 \text{ t}.$$

Los valores anteriores corresponden a la condición de carga vertical más sismo en dirección X multiplicados por su factor de carga correspondiente. La carga axial máxima no fue mayor a la permitida por el RCDF, por lo que fue posible aplicar el procedimiento descrito en el inciso 3.2.1; así se encontraron las cuantías de refuerzo siguientes:

Dirección X	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.0082 (94.5 cm ²)	0.0052 (6E#4@20 cm ó 10E#3@15 cm)
En el alma	0.0054 (#4@30 cm)	0.0054 (#4@30 cm)

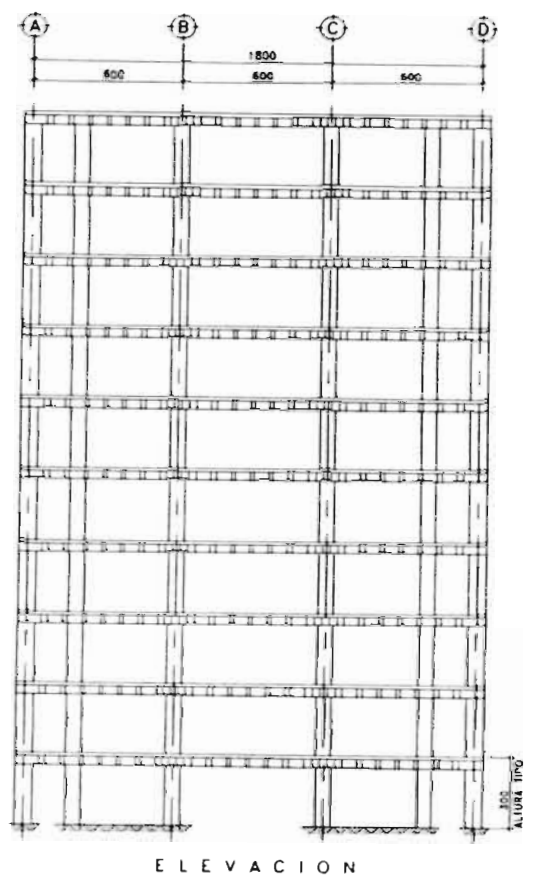
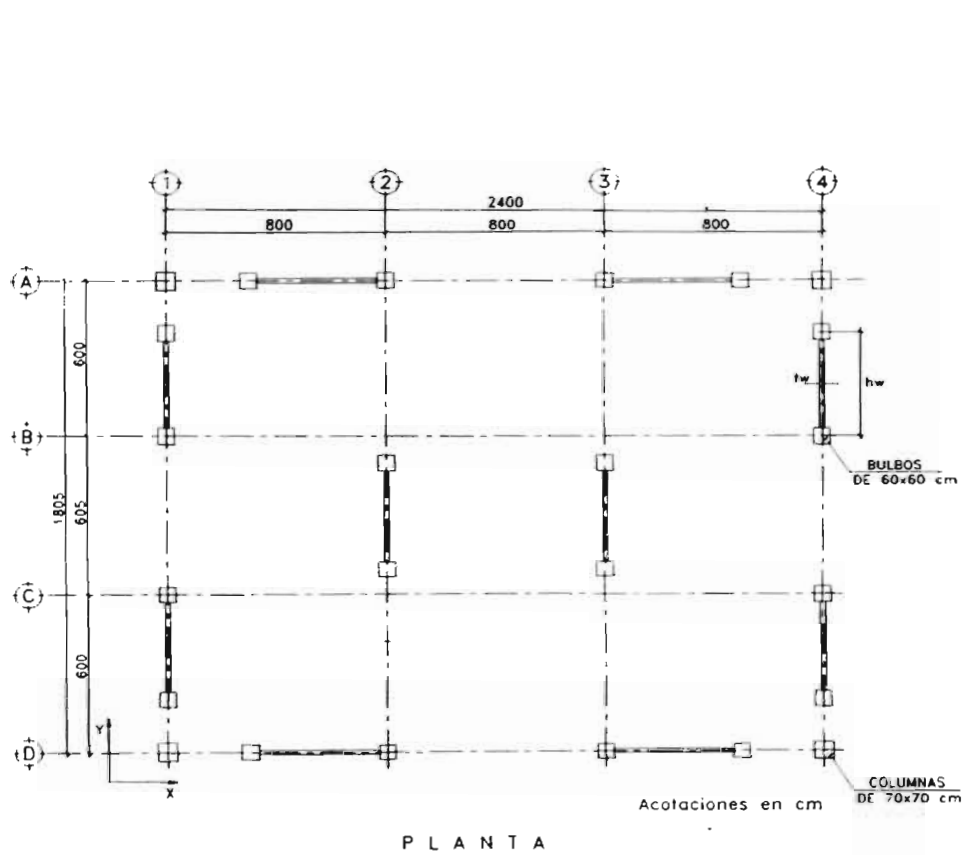


Figura 4.1 Modelo I

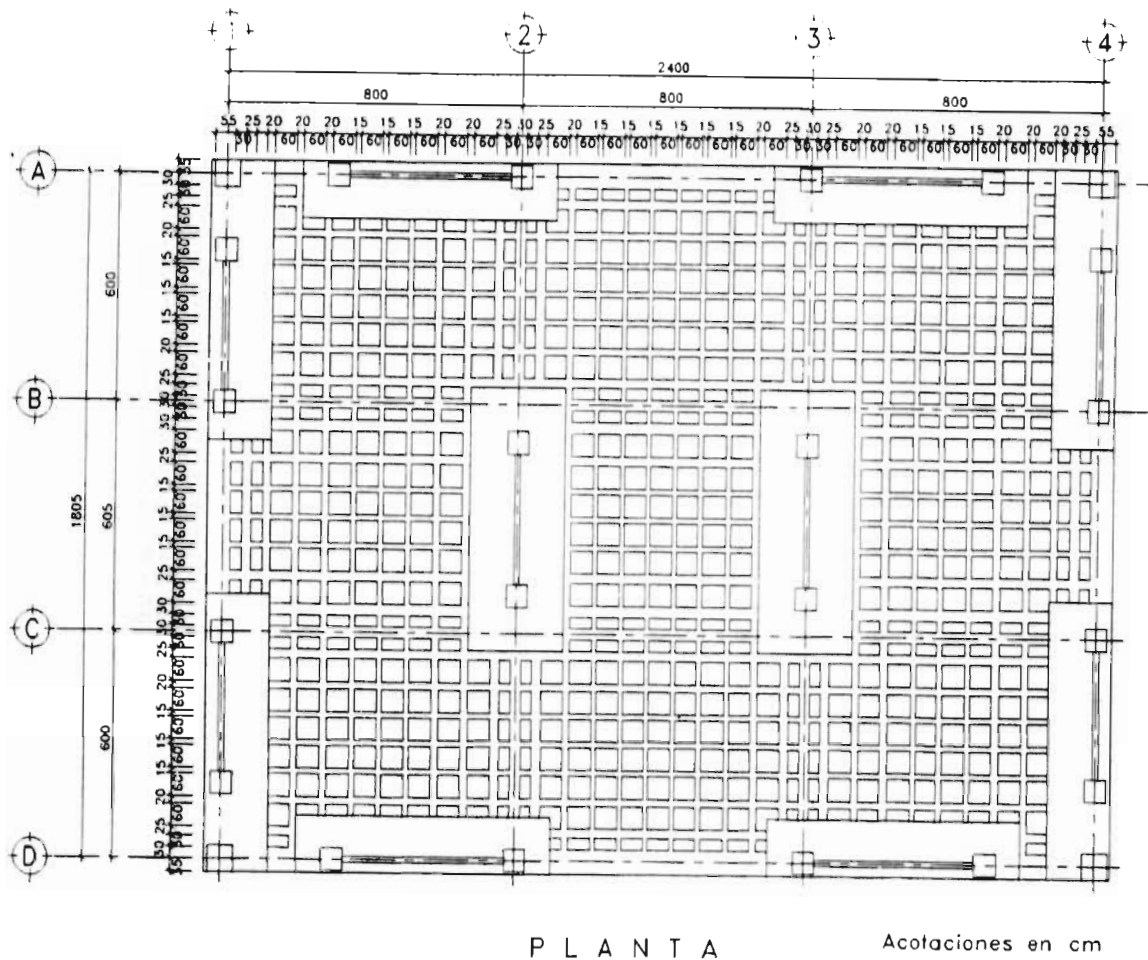


Figura 4.2 Distribución de los casetones para el modelo I.

En la dirección Y, el periodo resultante fue de 0.70 s y el cortante basal de 694.65 t, los resultados obtenidos del análisis modal espectral se resumen en la tabla 4.2.

Se observa que la máxima distorsión de entrepiso en esta dirección es del 0.29 %, que corresponde a la mitad de la permisible. Esto se debe al mayor número de muros que existen en esta dirección; sin embargo, esto realizó intencionalmente, ya que en el diseño en esta dirección por el método alternativo, como se muestra en el inciso 4.1.3, se observó que el número de muros es suficiente para garantizar una distorsión de entrepiso menor al 1.2 %.

Tabla 4.2 Resultados obtenidos del análisis del modelo I, mediante el método del RCDF, dirección Y.

Nivel	h_i m	F_i t	δ_i cm	Δ_i %
10	30	130.4	7.1	0.27
9	27	111.8	6.3	0.28
8	24	96.1	5.4	0.29
7	21	82.6	4.5	0.29
6	18	71.0	3.7	0.29
5	15	60.5	2.8	0.28
4	12	50.7	2.0	0.24
3	9	40.9	1.3	0.20
2	6	30.8	0.7	0.15
1	3	19.9	0.2	0.07

Las fuerzas y momentos internos en la base de los muros fueron los siguientes para la condición de carga vertical más sismo en dirección Y:

$$M_u = 657.1 \text{ t-m;}$$

$$V_u = 103.6 \text{ t;}$$

$$P_u = 717.4 \text{ t.}$$

El nivel de carga axial al igual que la dirección X, resultó menor al permitido por el RCDF, así el diseño de los muros fue a flexión obteniéndose las siguientes cuantías de acero de refuerzo:

Dirección Y	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.0051 (50.7 cm ²)	0.0064 (6E#4@20 cm ó 10E#3@15 cm)
En el alma	0.0038 (#3@25 cm)	0.0038 (#3@25 cm)

b) Diseño de la losa

La losa se diseñó según lo establecido en las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (metodología descrita en el inciso 3.2.2). Para el análisis por sismo el ancho de la losa considerado como viga equivalente fue de $C_2 + 3h$. Para el análisis por carga vertical se asignó a las columnas la mitad de su rigidez angular y se usó el ancho completo de la losa.

Las fuerzas y momentos internos obtenidos para la condición de carga vertical y sismo en las direcciones X y Y se resumen en las siguientes tablas, donde la zona exterior se encuentra definida entre los ejes A-B, C-D, 1-2 y 3-4, mientras la zona interior se encuentra definida entre los ejes B-C y 2-3 (ver figura 4.1):

Tabla 4.3 Resultados del análisis de la losa ante cargas gravitacionales

Eje	Carga gravitacional					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 4	16.7	8.6	16.8	2.5	10.2	6.3
2 y 3	16.4	0	17.7	38.1	23.8	37.7
A y D	2.0	0.8	4.9	22.3	11.3	16.8
B y C	37.7	18.2	30.7	54.9	28.9	37.9

Tabla 4.4 Resultados del análisis sísmico de la losa a) dirección X y b) dirección Y.
a)

Eje	Sismo dirección X					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 4	0.3	0.3	0.1	3.8	3.9	7.4
2 y 3	0.4	0.3	2.1	1.6	0.8	0.4
A y D	5.2	5.3	1.3	21.1	20.7	20.4
B y C	4.1	4.1	1.1	2.2	0.8	0.3

b)

Eje	Sismo dirección Y					
	zona interior			zona exterior		
	M _u (-) t-m	M _u (+) t-m	V _u t	M _u (-) t-m	M _u (+) t-m	V _u t
1 y 4	4.5	4.5	1.5	13.8	13.8	26.3
2 y 3	9.9	8.9	53.8	1.7	0.5	0.4
A y D	0.2	0.2	0.1	2.9	2.9	2.9
B y C	0.2	0.2	0.1	0.6	0.9	0.2

Las cantidades de refuerzo necesarias por flexión y distribuidas según lo indicado en el inciso 3.2.2 y la cantidad de acero de refuerzo requerido por cortante se resume en la siguiente tabla, para la condición de carga vertical más sismo.

Eje	Carga muerta + Sismo					
	Franja columna			Franja central		
	Positivo	Negativo	Cortante	Positivo	Negativo	Cortante
1 y 4	0.0042 (18.9 cm ²)	0.0059 (26.5 cm ²)	E#3@15cm	0.0021 (9.5 cm ²)	0.0013 (6.8 cm ²)	E#3@30cm
2 y 3	0.007 (31.6 cm ²)	0.0097 (43.6 cm ²)	E#3@10cm	0.0035 (15.8 cm ²)	0.0024 (10.8 cm ²)	E#3@25cm
A y D	0.0041 (24.3 cm ²)	0.0064 (38.3 cm ²)	E#3@15cm	0.0021 (12.6 cm ²)	0.0021 (12.6 cm ²)	E#3@30cm
B y C	0.0078 (27.9 cm ²)	0.0143 (51.3 cm ²)	E#3@10cm	0.0039 (14.0 cm ²)	0.0036 (13.0 cm ²)	E#3@25cm

4.1.2 Diseño según el método por control de desplazamientos

Con el procedimiento descrito en el inciso 3.1 se diseñó el edificio presentado en la figura 4.1. Para este método no se consideró la contribución del sistema de piso a la rigidez lateral, según señala el ACI-89 en lo referente a conexiones, donde se especifica que las conexiones de losa plana-columna o losa plana-muro no deben formar parte del sistema resistente a cargas laterales producto de sismo.

a) Diseño de la losa

El diseño de la losa quedó regido por las cargas verticales que actúan en ella y no se llevan a cabo consideraciones especiales para tomar en cuenta las acciones debidas a sismo. Los resultados de este análisis se presentaron en la tabla 4.3, y las cantidades de refuerzo requerido por flexión y distribuido en las franjas de columnas y centrales como se indica en el inciso 3.2.2 se muestra en la siguiente tabla, también se presentan las cantidades de refuerzo necesarias por cortante.

Eje	Carga muerta					
	Franja columna			Franja central		
	Positivo	Negativo	Cortante	Positivo	Negativo	Cortante
1 y 4	0.0016 (7.5 cm ²)	0.0031 (13.9 cm ²)	E#3@20cm	0.001 (5.0 cm ²)	0.0008 (3.5 cm ²)	E#3@30cm
2 y 3	0.0025 (11.8 cm ²)	0.005 (23.9 cm ²)	E#3@10cm	0.0016 (7.9 cm ²)	0.0017 (8.0 cm ²)	E#3@25cm
A y D	0.0016 (10.0 cm ²)	0.0022 (13.9 cm ²)	E#3@20cm	0.001 (6.7 cm ²)	0.0006 (3.7 cm ²)	E#3@30cm
B y C	0.0039 (14.8 cm ²)	0.0098 (37.6 cm ²)	E#3@10cm	0.0025 (9.5 cm ²)	0.0033 (12.5 cm ²)	E#3@25cm

Las cuantías de refuerzo en la losa son menores a las del diseño anterior, esto se debe a que en el caso anterior la condición de diseño que rigió fue la de carga vertical más sismo.

b) Diseño de los muros

El diseño por el método de los desplazamientos requiere se determine el espectro de desplazamientos, Wallace propone que este sea un espectro de sitio. Por alcances de este trabajo se partió del espectro de diseño del RCDF con un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a 1; para la zona del lago se obtuvo el espectro de desplazamiento mostrado en la figura 3.3.

Se realizó un análisis preliminar con las secciones propuestas en el diseño anterior, el tradicional (RCDF) empleando el procedimiento descrito en el inciso 3.1, pero éstas dieron lugar a un desplazamiento de 27.2 cm en la azotea con deformaciones unitarias del concreto en la zona a compresión superiores a 0.006, por lo que fue necesario cambiar las dimensiones de los muros; así, las dimensiones propuestas fueron:

$$h_{wx} = 550 \text{ cm};$$

$$h_{wy} = 450 \text{ cm};$$

$$t_w = 20 \text{ cm}.$$

con estas dimensiones se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 4.5 Características del modelo I por el método de los desplazamientos.

Dirección	T s	Δ global %	δ_u cm	ρ %	Cantidad de muros	Carga axial t
X	1.26	1.05	23.3	1.0	4	443
Y	1.39	1.14	27.2	1.25	6	450

El nivel de carga axial en ambas direcciones fue inferior al máximo permitido por el método de los desplazamientos. En el diseño a flexión se consideró que las cuantías de refuerzo a tensión como a compresión son iguales ($\rho = \rho'$), y se despreció la participación del refuerzo vertical distribuido en el alma del muro (ρ''). Los resultados obtenidos son los siguientes:

Dirección	$\rho = \rho'$ %	ϵ_{cmax}	As cm ²
X	1.50	0.003	165
Y	1.30	0.003	117

La deformación unitaria del concreto en la zona a compresión no fue mayor de 0.003. Por lo tanto, se adicionó refuerzo transversal en los bulbos de los muros sólo para evitar el pandeo lateral del refuerzo vertical, obteniéndose una distribución de tres estribos de #3 a cada 20 cm. El refuerzo por cortante se determinó según lo establecido en el inciso 3.1.6 (diseño por capacidad); la cuantía de refuerzo horizontal (ρ_h) determinada de esta manera y la cantidad de refuerzo vertical (ρ_v) se resumen en la siguiente tabla:

Dirección	$\rho_v = \rho_h$ %	refuerzo transversal en bulbos	refuerzo transversal en el alma
X	0.81	E#4 @ 20 cm	#4 @ 16 cm
Y	0.81	E#4 @ 20 cm	#4 @ 16 cm

4.1.3 Diseño de acuerdo al método alternativo

El diseño del edificio con este método requirió dos análisis, uno que considera la contribución de la losa a la rigidez lateral del sistema como se indicó en el método de diseño tradicional, inciso 3.2, con la finalidad de diseñar la losa y sus conexiones con muro y columnas. Y un segundo análisis en el cual no se consideró la contribución de la losa a la rigidez lateral del sistema, con el propósito de diseñar los muros.

a) Diseño de los muros

Los muros se diseñaron para un desplazamiento relativo de entrepiso máximo del 1.2 %. Las dimensiones de los muros fueron las mismas obtenidas en el método de los desplazamientos, los resultados obtenidos del análisis modal espectral en la dirección X se presentan en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Resultados obtenidos del análisis modal espectral del modelo 1, mediante el método alternativo de diseño, dirección X.

Nivel	h, m	F _i t	δ _i cm	Δ _i %
10	30	133.9	20.8	1.0
9	27	111.1	17.9	0.95
8	24	93.6	15.1	0.93
7	21	79.8	12.3	0.90
6	18	68.5	9.6	0.84
5	15	59.6	7.1	0.75
4	12	49.2	4.9	0.64
3	9	39.8	2.9	0.50
2	6	30.3	1.4	0.33
1	3	20.0	0.4	0.13

El periodo de la estructura en dirección X sin acoplamiento fue de 1.19 s con un cortante basal de 685.8 t. Las fuerzas y momentos internos de diseño en la base del muro para la condición de carga vertical más sismo en X fueron los siguientes:

$$M_u = 3214.2 \text{ t-m};$$

$$V_u = 139.0 \text{ t};$$

$$P_u = 443.0 \text{ t}.$$

Los valores anteriores corresponden a la condición de carga vertical más sismo en dirección X. El nivel de carga axial no fue mayor que el permitido en este método, así las cuantías de refuerzo encontradas son:

Dirección X	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.0173 (191.4 cm ²)	0.0035 (6E#4@20 cm ó 10E#3@15 cm)
En el alma	0.0028 (#3@25 cm)	0.0028 (#3@25 cm)

En la dirección Y el periodo fue de 1.26 s con un cortante basal de 683.6 t, los resultados del análisis se resumen en la tabla 4.7.

Las fuerzas y momentos internos de diseño en la base del muro, para la condición de carga vertical más sismo en Y, fueron los siguientes:

$$M_u = 2140.9 \text{ t-m};$$

$$V_u = 93.0 \text{ t};$$

$$P_u = 450.0 \text{ t}.$$

La carga axial no fue mayor que la permitida en el método y las cuantías de refuerzo encontradas se resumen en la siguiente tabla:

Dirección Y	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.0176 (158.8 cm ²)	0.0042 (6E#4@20 cm)
En el alma	0.0025 (#3@28 cm)	0.0025 (#3@28 cm)

Tabla 4.7 Resultados obtenidos del análisis modal espectral del modelo I, mediante el método alternativo de diseño, dirección Y.

Nivel	h_i m	F_i t	δ_i cm	Δ_i %
10	30	134.1	23.5	1.10
9	27	111.0	20.3	1.10
8	24	93.6	17.0	1.06
7	21	79.8	13.9	1.01
6	18	68.5	10.8	0.95
5	15	58.6	8.0	0.85
4	12	49.1	5.4	0.73
3	9	39.5	3.2	0.57
2	6	29.8	1.6	0.37
1	3	19.6	0.4	0.14

b) Diseño de la losa

La losa se diseñó para dos alternativas, la primera sin postensado y la segunda postensada. En ambos casos se consideró la participación de la losa en la rigidez del sistema resistente a cargas laterales con la finalidad de diseñar la losa y sus conexiones y obtener una distorsión de entrepiso menor al 0.6 %.

- Diseño de la losa aligerada no presforzada

La losa se diseñó según lo indicado en las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, metodología descrita en el inciso 3.2.2 de esta tesis. Las fuerzas y momentos internos obtenidos para cada condición se resumen en las siguientes tablas:

Tabla 4.8 Resultados del análisis de la losa ante cargas gravitacionales

Eje	Carga gravitacional					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 4	16.7	8.6	16.8	2.5	10.2	6.3
2 y 3	16.4	0.0	17.7	38.1	23.8	37.7
A y D	2.0	0.8	4.9	22.3	11.3	16.8
B y C	37.7	18.2	30.7	54.9	28.9	37.9

Tabla 4.9 Resultados del análisis sísmico de la losa a) dirección X y b) dirección Y.

a)

Eje	Sismo dirección X					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 4	0.3	0.3	0.1	3.8	3.9	7.4
2 y 3	0.4	0.3	2.1	1.6	0.8	0.4
A y D	5.2	5.3	1.3	21.1	20.7	20.4
B y C	4.1	4.1	1.1	2.2	0.8	0.3

b)

Eje	Sismo dirección Y					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 4	4.5	4.5	1.5	13.8	13.8	26.3
2 y 3	9.9	8.9	53.8	1.7	0.5	0.4
A y D	0.2	0.2	0.1	2.9	2.9	2.9
B y C	0.2	0.2	0.0	0.6	0.9	0.2

Las cantidades de refuerzo necesarias a flexión y distribuidas según lo indicado en el inciso 3.2.2 y el acero de refuerzo requerido por cortante, se resumen en la siguiente tabla:

Eje	Carga muerta + Sismo					
	Franja columna			Franja central		
	Positivo	Negativo	Cortante	Positivo	Negativo	Cortante
1 y 4	0.0042 (18.9 cm ²)	0.0059 (26.5 cm ²)	E#3@15cm	0.0021 (9.5 cm ²)	0.0013 (6.8 cm ²)	E#3@30cm
2 y 3	0.007 (31.6 cm ²)	0.0097 (43.6 cm ²)	E#3@10cm	0.0035 (15.8 cm ²)	0.0024 (10.8 cm ²)	E#3@25cm
A y D	0.0041 (24.3 cm ²)	0.0064 (38.3 cm ²)	E#3@15cm	0.0021 (12.6 cm ²)	0.0021 (12.6 cm ²)	E#3@30cm
B y C	0.0078 (27.9 cm ²)	0.0143 (51.3 cm ²)	E#3@10cm	0.0039 (14.0 cm ²)	0.0036 (13.0 cm ²)	E#3@25cm

- Diseño de la losa aligerada postensada

El presfuerzo en la losa se realizó con torones de acero no adheridos (postensado) y el diseño se realizó con base en lo establecido en el inciso 3.3.2.

En el análisis ante carga vertical y por sismo se siguieron las recomendaciones de las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su apartado de losas planas. Las fuerzas y momentos internos obtenidos para cada condición se resumen en las siguientes tablas:

Tabla 4.10 Resultados del análisis de la losa ante cargas gravitacionales

Eje	Carga gravitacional					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 4	11.7	6.1	11.8	7.6	6.9	15.9
2 y 3	12.7	0.0	23.4	21.1	18.9	35.2
A y D	15.6	8.0	11.8	3.2	1.2	15.7
B y C	26.1	12.9	21.5	36.0	21.0	26.2

Tabla 4.11 Resultados del análisis sísmico de la losa a) dirección X y b) dirección Y

a)

Eje	Sismo dirección X					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 4	0.9	0.9	0	4.3	4.0	15.0
2 y 3	10.5	10.0	0	1.2	0.7	0.3
A y D	3.5	3.5	0.9	19.1	19.2	24.6
B y C	2.2	2.2	0.6	1.2	0.5	0.2

b)

Eje	Sismo dirección Y					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 4	3.6	3.6	1.1	7.0	6.8	25.1
2 y 3	1.4	1.4	28.0	1.5	0.4	0.3
A y D	0.3	0.3	0	5.5	5.4	7.1
B y C	0.2	0.2	0	0.8	0.6	0.2

Los torones de presfuerzo no adherido se distribuyeron de la siguiente manera: 70 % de los torones se colocaron en la franja de columnas y el restante 30 % en las franjas centrales, para obtener una deformación menor al centro de los tableros. La distribución y cantidad de acero de presfuerzo no adherido se resume en la siguiente tabla:

Tabla 4.12 Cantidades de presfuerzo

Eje	Carga muerta					
	Franja columna			Franja central		
	No. Torones	P* kg	$\sigma_{min}, \sigma_{max}$ kg/cm ²	No. Torones	P* kg	$\sigma_{min}, \sigma_{max}$ kg/cm ²
1 y 4	6	37248	1.6 20.3	3	18624	0.7 8.7
2 y 3	11	71047	17.7 54.3	5	30449	7.6 23.3
A y D	8	48544	0 25.1	4	20804	0 10.74
B y C	16	99948	16.1 68.5	3	43456	7.3 29.4

* Fuerza debida al presfuerzo.

En la tabla 4.12 el esfuerzo mínimo, σ_{min} , corresponde al esfuerzo máximo en tensión y σ_{max} al máximo en compresión. El presfuerzo en la losa fue el necesario para resistir la carga vertical; para resistir las fuerzas y momentos internos producto de sismo se colocó refuerzo adherido no presforzado, en la siguiente tabla se resumen las cantidades obtenidas:

Eje	Carga muerta + sismo					
	Franja columna			Franja central		
	Positivo	Negativo	Cortante	Positivo	Negativo	Cortante
1 y 4	0.0021 (6.3 cm ²)	0.0028 (8.4 cm ²)	E#3@15cm	0.0014 (4.2 cm ²)	0.001 (2.8 cm ²)	E#3@30cm
2 y 3	0.0026 (7.8 cm ²)	0.0033 (10.0 cm ²)	E#3@10cm	0.0018 (5.4 cm ²)	0.0011 (3.0 cm ²)	E#3@25cm
A y D	0.0013 (3.8 cm ²)	0.0017 (5.1 cm ²)	E#3@10cm	0.001 (3.0 cm ²)	0.001 (3.0 cm ²)	E#3@25cm
B y C	0.0016 (4.8 cm ²)	0.002 (6.0 cm ²)	E#3@15cm	0.001 (3.0 cm ²)	0.001 (3.0 cm ²)	E#3@30cm

Se observó que en las franjas centrales las cantidades de refuerzo corresponden a las mínimas requeridas para evitar el agrietamiento debido al presfuerzo.

4.1.4 Comparación entre las tres metodologías de diseño para el modelo I

En el método tradicional se realiza el diseño de la estructura (losa, muros y columnas) partiendo de un análisis en el cual se toma en cuenta la participación de la losa en la rigidez lateral del sistema. Mientras que en el método por control de desplazamientos se llevan a cabo dos análisis: el primero para diseñar los elementos resistentes a cargas laterales (muros, marcos o contraventeos) y el segundo análisis para diseñar el sistema que resiste sólo cargas verticales (losa plana). En el método alternativo también se realizan dos análisis, el primero sin considerar la participación de la losa en la rigidez lateral del sistema para el diseño de los elementos o sistema resistente a cargas laterales (muros o marcos) y un segundo análisis considerando la participación de la losa en el sistema resistente a fuerzas laterales con la finalidad de diseñar la losa y sus conexiones con muros y columnas.

Al comparar las tres metodologías de diseño aplicadas al modelo I descrito en el inciso 4.1 en dirección X sea encontrado lo siguiente:

a) Muros de concreto

- El método tradicional de diseño conduce a muros con dimensiones menores. El área de la sección transversal de éstos es un 19 % menor que la obtenida con los otros métodos de diseño (método de los desplazamientos y el método alternativo). La cuantía de refuerzo longitudinal en los extremos del muro fue un 45 % menor que la obtenida con el método de los desplazamientos y 53 % menor que la obtenida con el método alternativo. Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro fueron menores en un 67% con respecto a las obtenidas con el método de los desplazamientos, debido a que en el método de los desplazamientos se lleva a cabo un diseño por capacidad, y mayores en un 93 % que las obtenidas con el método alternativo. Esto se debió a que en el método alternativo la sección transversal del muro es mayor que la del método tradicional y el nivel de fuerza cortante para ambos muros fue semejante (ver tablas 4.13 y 4.14).

- Con el método tradicional se obtuvo un período de 0.88 s, un desplazamiento de azotea 10.9 cm y una distorsión máxima de entrepiso del 0.46 % los cuales son menores que los obtenidos con el método de los desplazamientos en 30%, 53% y 56 %, respectivamente. Y menores que los obtenidos con el método alternativo en un 26 %, 48 % y 54 %, respectivamente.
- El método alternativo de diseño produce una estructura con igual dimensión de muros a la obtenida con el método de los desplazamientos; la cuantía de refuerzo en los extremos del muro resultó mayor en un 15 % que la obtenida en el método de los desplazamientos; esto se debe a la consideración del endurecimiento por deformación del acero hecha por este último; las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro fueron menores en 50 % que las determinadas con el método de los desplazamientos debido a que en este método se tiende a evitar la falla por cortante de los muros, para lo cual el cortante de diseño es incrementado por factores que dependen de la configuración del muro y de la resistencia a flexión de la sección transversal.
- El método alternativo produjo una estructura con un periodo de 1.19 s, un desplazamiento de 20.8 cm y una distorsión de entrepiso máxima de 1.0% los cuales son menores que los obtenidos con el método de los desplazamientos en 6 %, 11 % y 5 %, respectivamente.

Tabla 4.13 Resumen de los análisis elásticos de cada método para el modelo I en dirección X

Método	T s	V_{basal} t	δ cm	Δ , %
Tradicional RCDF	0.88	705.2	10.9	0.46
Por control de desplazamientos	1.26	864.0	23.3	1.05
Alternativo	1.19	685.8	20.8	1.00

Tabla 4.14 Resumen de las cuantías de refuerzo en el muro obtenidas de cada análisis para el modelo I en dirección X

Método	Sección transversal del muro	ρ_{vertical} en los extremos del muro %	ρ_{vertical} en el alma del muro %	$\rho_{\text{horizontal}}$ en el alma del muro %
Tradicional RCDF	500×15	0.82	0.54	0.54
Por control de desplazamientos	550×20	1.50	0.81	0.81
Alternativo	550×20	1.73	0.28	0.28

Para la dirección Y se encontró lo siguiente:

- Con el método tradicional se obtuvo una sección transversal del muro menor en un 18% que la determinada con las otras metodologías. La cuantía de refuerzo en los extremos del muro fue 61% menor que la obtenida con el método de los desplazamientos y 71% menor que la obtenida con el método alternativo; las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro fueron menores en 53% con respecto a las obtenidas con el método de los desplazamientos y mayores 52% que las resultantes con el método alternativo.
- El método tradicional produjo una estructura con un período de 0.70 s, un desplazamiento de 7.12 cm y una distorsión de entrepiso máxima del 0.29% las cuales son menores que los resultantes con el método de los desplazamientos en 49%, 73% y 75%, respectivamente. Y menores que los obtenidos con el método alternativo en 44%, 70% y 74%, respectivamente (ver tabla 4.15).
- El método alternativo de diseño produce una estructura con igual sección transversal de muros a la obtenida con el método de los desplazamientos. La cuantía de refuerzo en los extremos del muro resultó mayor en un 26% que la obtenida con el método de los desplazamientos, mientras que las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el alma de los muros fueron menores en un 67% que las determinadas con el método de los desplazamientos (ver tabla 4.16).

- Con el método alternativo se obtiene una estructura con un período de 1.26 s, un desplazamiento de 23.5 cm y una distorsión de entrepiso máxima del 1.1 % que son menores que los obtenidos con el método de los desplazamientos en 9 %, 13 % y 4 %, respectivamente.

Tabla 4.15 Resumen de los análisis elásticos de cada método para el modelo I en dirección Y

Método	T s	V_{basal} t	δ cm	Δ_i %
Tradicional RCDF	0.70	695.0	7.1	0.29
Por control de desplazamientos	1.39	768.0	27.2	1.14
Alternativo	1.26	683.6	23.5	1.10

Tabla 4.16 Resumen de las cuantías de refuerzo en el muro obtenidas de cada análisis para el modelo I en dirección Y

Método	Sección transversal del muro	ρ_{vertical} en los extremos del muro %	ρ_{vertical} en el alma del muro %	$\rho_{\text{horizontal}}$ en el alma del muro %
Tradicional RCDF	400×15	0.51	0.38	0.38
Por control de desplazamientos	450×20	1.30	0.81	0.81
Alternativo	450×20	1.76	0.25	0.25

De las comparaciones anteriores se puede concluir que considerar el acoplamiento reduce las dimensiones y cuantías de refuerzo en los muros, así como el periodo y los desplazamientos. Sin embargo, estudios realizados por Rodríguez y Santiago, 1993, han demostrado que la rigidez calculada como indica el RCDF ($C_2 + 3h$) es sobreestimada para este tipo de estructuras y recomiendan una reducción en el ancho equivalente, lo cual producirá una reducción en la rigidez lateral de la estructura.

b) Losa plana aligerada

El peralte de la losa plana aligerada sin presfuerzo es el mismo en los tres métodos de diseño y de los resultados obtenidos se observa que las cuantías de refuerzo para el método tradicional y el alternativo son iguales, aun cuando las dimensiones de los muros en este último fueron mayores. El diseño por el método de los desplazamientos requirió de cuantías inferiores a las obtenidas en los otros dos métodos, del orden del 50 %, producto de no considerar el efecto del sismo sobre ella. Para la losa plana aligerada postensada el peralte se redujo de 35 a 25 cm y las cuantías de refuerzo adherido no presforzado son del 25 % de las requeridas sin presfuerzo, ya que este refuerzo no es sólo el necesario para evitar el agrietamiento de la losa producto del presfuerzo, sino también para resistir los efectos debidos a sismo.

Las cuantías de refuerzo promedio para cada método de diseño se resumen en la siguiente tabla para ambas direcciones, sin incluir las cantidades de acero de presfuerzo en el caso de la losa postensada:

Método	Franja de columna			Franjas centrales		
	Positivo %	Negativo %	E # 3 @ cm	Positivo %	Negativo %	E # 3 @ cm
Tradicional (RCDF)	0.578	0.907	10	0.290	0.235	25
Control de desplazamientos	0.240	0.503	10	0.153	0.160	25
Alternativo sin presfuerzo	0.578	0.908	10	0.290	0.235	25
Alternativo con losa postensada	0.190	0.245	10	0.130	0.103	25

4.2 Modelo II

Se trata de un edificio de 10 niveles con siete crujiás en dirección X (dos de 5.00 m, tres de 5.10 m y dos de 6.00 m) y cinco en la dirección Y (tres de 5.10 m y dos de 6.00 m) con una altura de entrepiso tipo de 3.0 m, figura 4.3.

Las cargas y masas totales para cada nivel son 1000 t y 1.01835 t-s²/cm respectivamente. A continuación se describen los métodos empleados y los resultados obtenidos.

4.2.1 Diseño por el método tradicional

Se realizó un análisis elástico modal espectral con las siguientes dimensiones de muros propuestas:

$$h_{w1} = 500 \text{ cm};$$

$$h_{w2} = 600 \text{ cm};$$

$$t_w = 15 \text{ cm}.$$

a) Diseño de los muros.

Los resultados obtenidos del análisis modal espectral en la dirección X se resumen en la tabla 4.13. El periodo de la estructura en dirección X con el acoplamiento proporcionado por la losa fue de 0.86 s y su cortante basal de 1628.8 t. Las fuerzas y momentos internos en la base de los muros 1 y 2 fueron los siguientes:

$$Mu_1 = 1898.4 \text{ t-m};$$

$$Vu_1 = 189.0 \text{ t};$$

$$Pu_1 = 590.5 \text{ t};$$

$$Mu_2 = 2894.4 \text{ t-m};$$

$$Vu_2 = 235.8 \text{ t};$$

$$Pu_2 = 453. \text{ t}.$$

Los resultados anteriores corresponden a la condición de carga vertical más sismo en dirección X multiplicados por su correspondiente factor de carga.

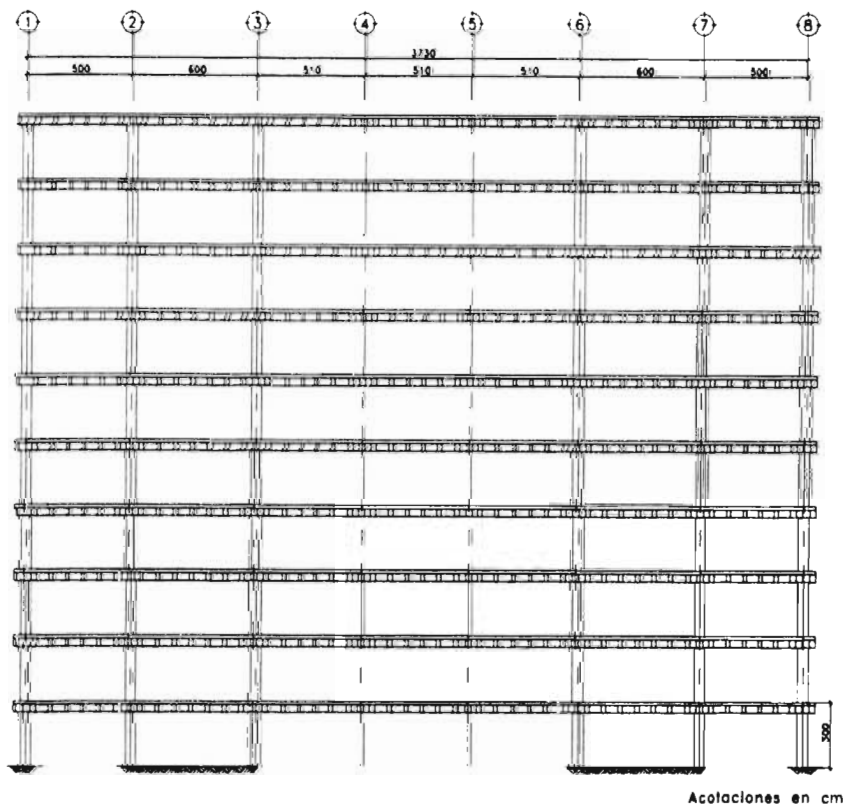
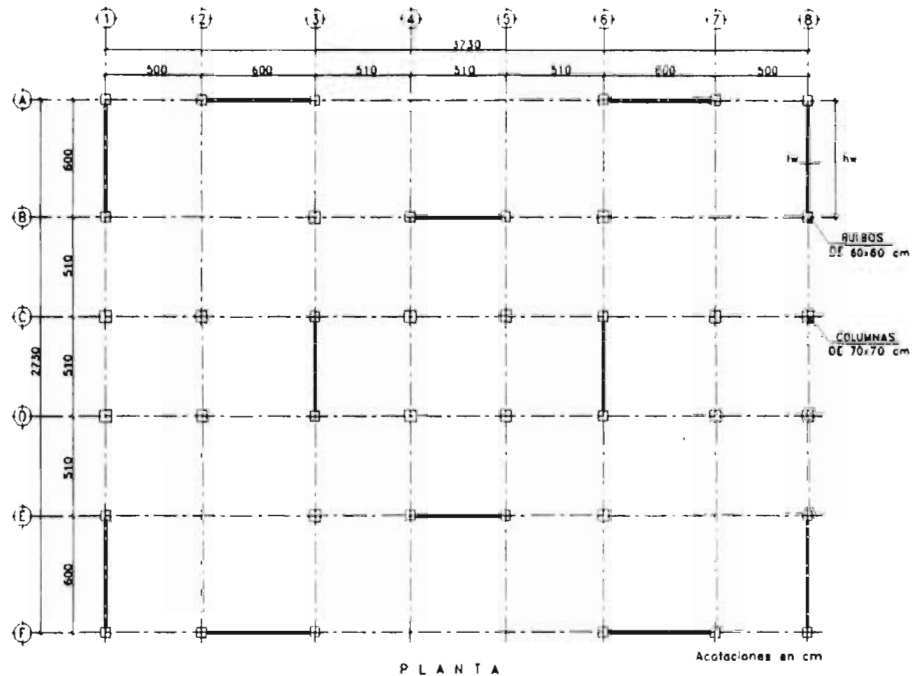


Figura 4.3 Modelo II

Tabla 4.17 Resultados obtenidos del análisis del modelo II, mediante el método del RCDF, dirección X

Nivel	h_i m	F_i t	δ_i cm	Δ_i %
10	30	299.5	10.2	0.36
9	27	258.8	9.1	0.38
8	24	225.7	7.9	0.40
7	21	196.7	6.8	0.41
6	18	170.0	5.5	0.42
5	15	144.6	4.3	0.40
4	12	119.9	3.1	0.37
3	9	95.5	2.0	0.31
2	6	71.6	1.0	0.23
1	3	46.5	0.3	0.11

La carga axial máxima para el muro 1 fue mayor que la permitida en el RCDF por lo cual este se diseñó como columna. Para el muro 2 la carga axial fue menor que la permitida por el reglamento, así fue posible diseñarlo a flexión con el procedimiento descrito en el inciso 3.2.1. Las cuantías de refuerzo encontradas para ambos muros son:

Muro 1	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.0172 (129 cm ²)	0.0097 (4E#4@25 cm ó 6E#3@15 cm)
En el alma	0.0025 (#4@22 cm)	0.0025 (#4@22 cm)

Muro 2	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.012 (140.4 cm ²)	0.0052 (6E#4@20 cm ó 6E#3@10 cm)
En el alma	0.0077 (#4@22 cm)	0.0074 (#4@22 cm)

En la dirección Y el período fue de 0.84 s y el cortante basal de 1628.5 t, los resultados obtenidos del análisis modal espectral se resumen en la tabla 4.18. Las fuerzas y momentos internos en la base los muros fueron los siguientes:

$$Mu_1 = 2112.2 \text{ t-m};$$

$$Vu_1 = 206.8 \text{ t};$$

$$Pu_1 = 605.0 \text{ t};$$

$$Mu_2 = 3186.1 \text{ t-m};$$

$$Vu_2 = 255.5 \text{ t};$$

$$Pu_2 = 457.6 \text{ t};$$

Tabla 4.18 Resultados obtenidos del análisis del modelo II, mediante el método del RCDF, dirección Y.

Nivel	h_i m	F_i t	δ_i cm	Δ_i %
10	30	299.6	10.3	0.36
9	27	258.8	9.2	0.38
8	24	225.6	8.0	0.41
7	21	196.6	6.8	0.42
6	18	169.9	5.6	0.42
5	15	144.6	4.3	0.41
4	12	119.8	3.1	0.37
3	9	95.5	2.0	0.32
2	6	71.6	1.0	0.23
1	3	46.5	0.3	0.11

Al igual que en la dirección X, el muro 1 fue diseñado como columna debido a que excedió el nivel de carga axial permitido por el RCDF, mientras en el muro 2 el nivel de carga axial fue menor que el permitido en el RCDF por lo que se diseñó a flexión según lo indicado en el inciso 3.2.1, las cuantías de acero de refuerzo en los muros son las siguientes:

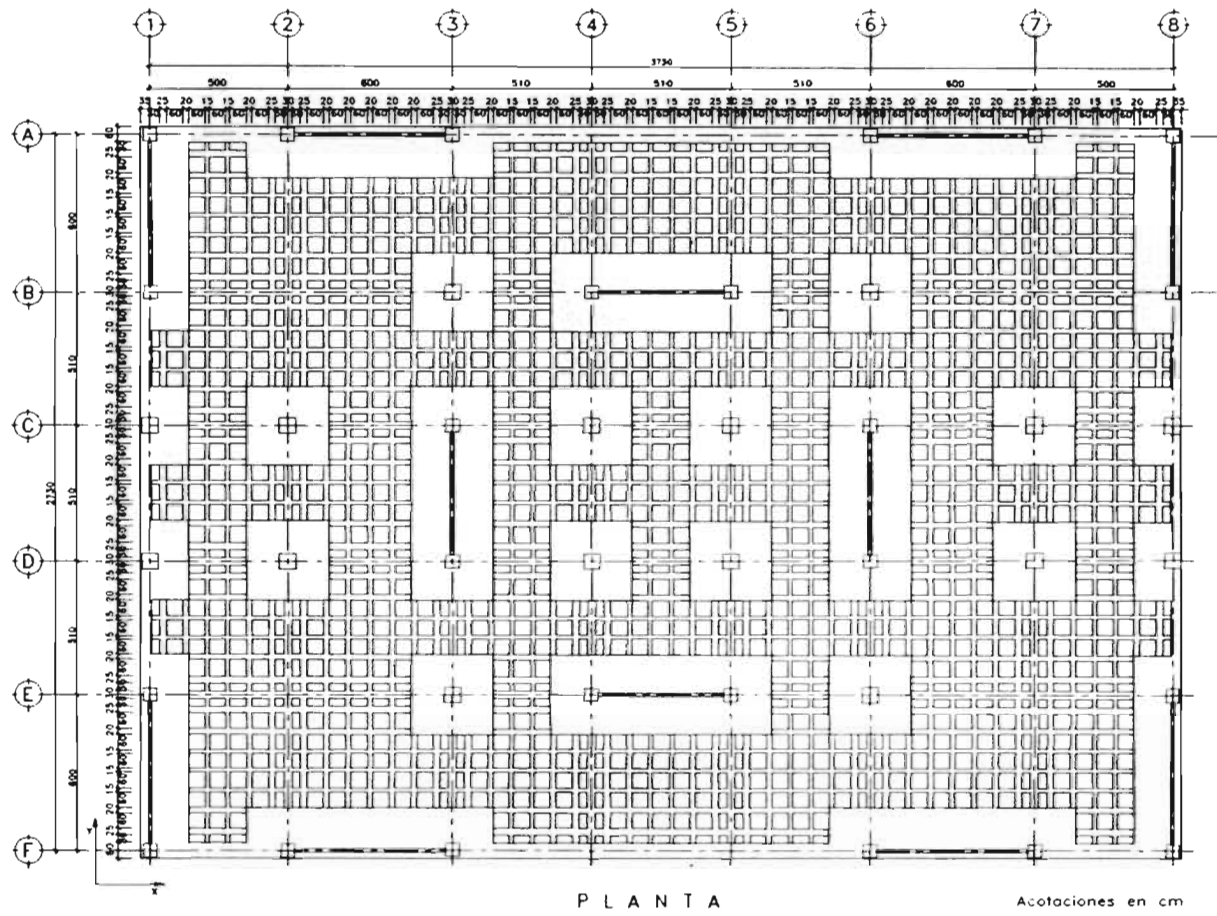


Figura 4.4 Distribución de los casetones para el modelo II.

Muro 1	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.0162 (121.4 cm ²)	0.0091 (4E#4@25 cm ó 6E#3@15 cm)
En el alma	0.0025 (#4@22 cm)	0.0025 (#4@22 cm)

Muro 2	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.012 (140.4 cm ²)	0.0064 (6E#4@20 cm ó 6E#3@10 cm)
En el alma	0.0067 (#4@25 cm)	0.0067 (#4@25 cm)

b) Diseño de la losa

La losa se diseñó según la metodología descrita en el inciso 3.2.2. Las fuerzas y momentos internos obtenidos para la condición de carga vertical y sismo en las direcciones X y Y se resumen en las siguientes tablas:

Las fuerzas y momentos internos obtenidos para la condición de carga vertical y sismo en las direcciones X y Y se resumen en las siguientes tablas, donde la zona exterior se encuentra definida entre los ejes 1-2, 7-8, A-B y E-F, mientras la zona interior se encuentra definida entre los ejes 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, B-C, C-D y D-E, ver figura 4.4.

Tabla 4.19 Resultados del análisis de la losa ante cargas gravitacionales

Eje	Carga gravitacional					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	7.5	3.9	8.9	11.5	4.7	10.7
2 y 7	109.9	56.1	62.4	27.5	43.0	33.5
3 y 6	9.2	2.5	22.3	36.7	21.5	30.4
4 y 5	14.7	8.0	17.9	26.7	14.5	24.1
A y F	9.1	4.7	10.7	8.8	13.2	13.6
B y E	60.1	23.6	36.0	19.3	22.7	25.5
C y D	25.2	14.4	23.5	11.3	4.4	14.9

Tabla 4.20 Resultados del análisis sísmico de la losa a) dirección X y b) dirección Y

a)

Eje	Sismo dirección X					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	23.3	23.3	9.2	45.1	44.3	26.7
2 y 7	17.2	17.2	6.7	2.1	2.1	0.7
3 y 6	38.0	38.5	22.8	9.6	5.5	1.4
4 y 5	15.7	15.7	6.2	7.8	1.7	3.2
A y F	0.0	0.0	0.0	10.4	4.0	3.2
B y E	3.8	3.7	2.0	6.9	6.5	2.9
C y D	11.8	10.0	5.8	4.2	4.1	2.2

b)

Eje	Sismo dirección Y					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	2.4	2.4	1.4	0.0	0.0	0.0
2 y 7	4.4	1.1	1.7	2.3	1.3	0.5
3 y 6	3.1	3.1	1.9	5.5	3.6	1.4
4 y 5	14.4	12.1	7.9	9.1	7.7	2.6
A y F	41.4	40.8	21.7	20.1	3.7	5.2
B y E	35.1	34.8	18.4	2.1	1.7	0.8
C y D	15.2	15.2	6.0	20.3	20.2	10.5

Las cantidades de refuerzo necesarias a flexión, distribuidas según lo indicado en el inciso 3.2.2 y la cantidad de acero de refuerzo requerido por cortante se resumen en la siguiente tabla, para la condición de carga vertical más sismo.

Eje	Carga muerta + Sismo					
	Franja columna			Franja central		
	Positivo	Negativo	Cortante	Positivo	Negativo	Cortante
1 y 8	0.013 (44.2 cm ²)	0.014 (45.6 cm ²)	E#3@15cm	0.0065 (34.7 cm ²)	0.0035 (11.7 cm ²)	E#3@30cm
2 y 7	0.0074 (39.3 cm ²)	0.014 (78.7 cm ²)	E#3@10cm	0.0037 (19.7 cm ²)	0.0053 (27.7 cm ²)	E#3@25cm
3 y 6	0.0086 (41.2 cm ²)	0.0094 (45.2 cm ²)	E#3@15cm	0.0043 (20.6 cm ²)	0.0024 (12.4 cm ²)	E#3@30cm
4 y 5	0.0042 (20.0 cm ²)	0.0052 (25.0 cm ²)	E#3@20cm	0.0021 (10.1 cm ²)	0.0013 (6.2 cm ²)	E#3@30cm
A y F	0.0086 (41.3 cm ²)	0.0089 (42.8 cm ²)	E#3@20cm	0.0043 (20.7 cm ²)	0.0022 (10.7 cm ²)	E#3@30cm
B y E	0.0076 (40.2 cm ²)	0.012 (65.5 cm ²)	E#3@10cm	0.0038 (20.1 cm ²)	0.003 (16.4 cm ²)	E#3@25cm
C y D	0.0053 (25.5 cm ²)	0.0081 (39.1 cm ²)	E#3@20cm	0.0027 (12.8 cm ²)	0.002 (9.8 cm ²)	E#3@30cm

4.2.2 Diseño según el método por control de los desplazamientos

Con el procedimiento descrito en 3.1 se diseñó el mismo edificio presentado en la figura 4.3. Para este método no se consideró la contribución del sistema de piso a la rigidez lateral, según señala el ACI-89 en lo referente a las conexiones.

a) Diseño de la losa

El diseño de la losa quedó regido por las cargas verticales que actúan en ella y no se llevaron a cabo disposiciones especiales para considerar las acciones debidas a sismo. Los resultados del análisis correspondiente a la condición de carga vertical se presentaron en la tabla 4.19 y las cantidades de refuerzo requerido por flexión distribuido en las franjas de columnas y centrales se muestra en la siguiente tabla; también se presentan las cantidades necesarias de refuerzo por cortante.

Eje	Carga muerta					
	Franja columna			Franja central		
	Positivo	Negativo	Cortante	Positivo	Negativo	Cortante
1 y 8	0.0017 (5.8 cm ²)	0.0021 (7.2 cm ²)	E#3@20cm	0.0011 (3.8 cm ²)	0.001 (2.4 cm ²)	E#3@30cm
2 y 7	0.0048 (25.3 cm ²)	0.013 (69.3 cm ²)	E#3@10cm	0.0032 (16.9 cm ²)	0.0044 (23.1 cm ²)	E#3@25cm
3 y 6	0.002 (10.4 cm ²)	0.0034 (17.8 cm ²)	E#3@15cm	0.0013 (6.9 cm ²)	0.0011 (6.0 cm ²)	E#3@25cm
4 y 5	0.0017 (8.2 cm ²)	0.0037 (17.7 cm ²)	E#3@20cm	0.0011 (5.5 cm ²)	0.0012 (5.9 cm ²)	E#3@30cm
A y B	0.0017 (6.0 cm ²)	0.0021 (7.5 cm ²)	E#3@20cm	0.0011 (4.0 cm ²)	0.0007 (2.5 cm ²)	E#3@30cm
B y E	0.0021 (11.1 cm ²)	0.0069 (36.4 cm ²)	E#3@10cm	0.0014 (7.4 cm ²)	0.0023 (12.1 cm ²)	E#3@25cm
C y D	0.0022 (10.4 cm ²)	0.005 (24.0 cm ²)	E#3@20cm	0.0014 (6.9 cm ²)	0.0017 (8.0 cm ²)	E#3@30cm

b) Diseño de los muros

Se realizó un análisis preliminar con las secciones propuestas en el diseño anterior, el tradicional (RCDF), pero éstas dieron lugar a un desplazamiento de azotea de 28.0 cm con deformaciones unitarias del concreto en la zona a compresión superiores a 0.006 por lo que fue necesario aumentar el espesor de los muros. Así las dimensiones propuestas fueron:

$$h_{w1} = 500 \text{ cm};$$

$$h_{w2} = 600 \text{ cm};$$

$$t_w = 18 \text{ cm}.$$

con estas dimensiones y siguiendo el procedimiento descrito en el inciso 3.1 se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 4.21 Características del modelo II por el método de los desplazamientos

Muro	p %	Cantidad de muros	Carga axial t
1	0.86	4	603
2	0.86	4	423.5

Los valores del período, el desplazamiento de azotea máximo y distorsión global obtenidos fueron los siguientes $T=1.25 \text{ s}$, $\delta_u=21.5 \text{ cm}$ y $\Delta_{\text{global}}=0.72 \%$.

La carga axial en el muro 1 es mayor a la permisible, según el método de los desplazamientos, por lo cual se diseñó a flexo-compresión. En el muro 2 el nivel de carga axial en ambas direcciones fue inferior al máximo permitido por el método. Para el diseño a flexión se consideró que las cuantías de refuerzo a tensión como a compresión son iguales ($\rho=\rho'$) y se despreció la participación del refuerzo vertical distribuido en el alma del muro (ρ''). Los resultados obtenidos son los siguientes:

Muro	$\rho = \rho'$ %	ϵ_{cmax}	As cm ²
2	1.3	0.0038	165

La deformación unitaria del concreto en la zona a compresión fue mayor de 0.003 por lo tanto se adicionó refuerzo en los bulbos de los muros para proporcionar confinamiento a el concreto, obteniéndose una distribución de cuatro estribos del #3 a cada 20 cm. El refuerzo por cortante (ρ_h), determinado según el inciso 3.1.6, y el refuerzo vertical (ρ_v) se presentan en la siguiente tabla:

Muro	$\rho_v = \rho_h$ %	refuerzo transversal en bulbos	refuerzo transversal en el alma
2	1.1	E#4 @ 15 cm	#4 @ 15 cm

4.2.3 Diseño de acuerdo al método alternativo

a) Diseño de los muros

Las dimensiones de los muros fueron las obtenidas en el método de los desplazamientos. Los resultados obtenidos del análisis modal espectral en la dirección X se resumen en la tabla 4.22.

El periodo de la estructura en dirección X sin acoplamiento fue de 1.25 s con un cortante basal de 1591.6 t. Las fuerzas y momentos internos de diseño obtenidos en la base del muro 1 para la condición de carga vertical más sismo en X fueron los siguientes:

$$Mu_1 = 3967.9 \text{ t-m;}$$

$$Vu_1 = 195.8 \text{ t;}$$

$$Pu_1 = 649.5 \text{ t.}$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Tabla 4.22 Resultados obtenidos del análisis modal espectral del modelo II, mediante el método alternativo de diseño, dirección X.

Nivel	h_i m	F_i t	δ_i cm	Δ_i %
10	30	309.9	22.9	1.05
9	27	257.1	19.8	1.05
8	24	216.7	16.7	1.02
7	21	184.9	13.6	1.00
6	18	159.4	10.6	0.93
5	15	136.8	7.9	0.84
4	12	115.4	5.4	0.72
3	9	93.6	3.2	0.56
2	6	71.2	1.6	0.37
1	3	46.6	0.5	0.15

La carga axial última fue mayor que el máximo valor permitido en el RCDF, por lo cual el muro 1 se diseñó como columna, las cuantías de refuerzo encontradas se resumen en la siguiente tabla:

Muro 1	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.022 (291.4 cm ²)	0.0011 (6E#4@20 cm ó 6E#3@10 cm)
En el alma	0.0027 (#3@20 cm)	0.0027 (#3@20 cm)

Para el muro 2 las fuerzas y momentos internos de diseño obtenidos en la base del muro para la condición de carga vertical más sismo en X fueron:

$$Mu_2 = 6138.4 \text{ t-m;}$$

$$Vu_2 = 258.3 \text{ t;}$$

$$Pu_2 = 332.8 \text{ t.}$$

La carga axial última no fue mayor a la máxima permitida por el RCDF así el muro se diseñó a flexión, según se indica en el inciso 3.2.1. Las cuantías de refuerzo encontradas se resumen en la siguiente tabla:

Muro 2	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.0192 (270.7 cm ²)	0.001 (6E#4@20 cm)
En el alma	0.0054 (#4@25 cm)	0.0054 (#4@25 cm)

La cantidad y dimensiones de muros en la dirección Y es la misma que en la dirección X por lo cual el periodo en esta dirección resultó ser el mismo, debido a que los muros se analizan en voladizo las fuerzas que actúan en la dirección X son las mismas para la dirección Y.

b) Diseño de la losa

La losa se diseñó para dos alternativas, la primera sin presfuerzo y la segunda postensada. En ambos casos se consideró la participación de la losa en el sistema resistente a cargas laterales con la finalidad de diseñar la losa y obtener un desplazamiento relativo de entrepiso menor al 0.6 %.

- Diseño de la losa aligerada no presforzada

La losa se diseñó según la metodología descrita en el inciso 3.2.2. Las fuerzas y momentos internos obtenidos para cada condición se resumen en las siguientes tablas:

Tabla 4.23 Resultados del análisis de la losa ante cargas gravitacionales

Eje	Carga gravitacional					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	7.5	3.9	8.9	11.5	4.7	10.7
2 y 7	109.9	56.1	62.4	27.5	43.0	33.5
3 y 6	9.2	2.5	22.3	36.7	21.5	30.4
4 y 5	14.7	8.0	17.9	26.7	14.5	24.1
A y F	9.1	4.7	10.7	8.8	13.1	13.6
B y E	60.1	23.6	36.0	19.3	22.7	25.5
C y D	25.2	14.4	23.5	11.3	4.4	14.9

Tabla 4.24 Resultados del análisis sísmico de la losa a) dirección X y b) dirección Y.

a)

Eje	Sismo dirección X					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	21.5	21.5	8.4	42.0	41.2	24.8
2 y 7	15.7	15.7	6.1	10.8	3.3	4.2
3 y 6	35.1	34.6	20.8	8.7	5.0	2.1
4 y 5	13.8	13.8	5.2	7.0	1.4	1.3
A y F	0.5	0.5	0.3	9.7	3.7	3.0
B y E	3.7	3.6	1.9	6.3	6.1	2.7
C y D	11.7	9.8	5.6	3.9	3.8	2.0

b)

Eje	Sismo dirección Y					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	2.4	2.3	1.4	0	0	0
2 y 7	4.1	1.0	1.5	2.1	1.2	0.5
3 y 6	3.1	3.1	1.8	5.1	3.3	1.3
4 y 5	13.3	11.2	7.3	8.4	7.1	2.4
A y F	38.5	37.8	20.1	18.5	3.4	4.8
B y E	32.4	32.1	17.0	7.7	4.1	1.8
C y D	13.9	13.9	5.5	18.6	18.5	9.6

Las cantidades de refuerzo necesarias a flexión, distribuidas según lo indicado en el inciso 3.2.2 y el acero de refuerzo requerido por cortante, se resumen en la siguiente tabla:

Eje	Carga muerta + Sismo					
	Franja columna			Franja central		
	Positivo	Negativo	Cortante	Positivo	Negativo	Cortante
1 y 8	0.013 (44.2 cm ²)	0.014 (45.6 cm ²)	E#3@15cm	0.0065 (34.7 cm ²)	0.0035 (11.7 cm ²)	E#3@30cm
2 y 7	0.0074 (39.3 cm ²)	0.014 (78.7 cm ²)	E#3@10cm	0.0037 (19.7 cm ²)	0.0053 (27.7 cm ²)	E#3@25cm
3 y 6	0.0086 (41.2 cm ²)	0.0094 (45.2 cm ²)	E#3@15cm	0.0043 (20.6 cm ²)	0.0024 (12.4 cm ²)	E#3@30cm
4 y 5	0.0042 (20.0 cm ²)	0.0052 (25.0 cm ²)	E#3@20cm	0.0021 (10.1 cm ²)	0.0013 (6.2 cm ²)	E#3@30cm
A y F	0.0086 (41.3 cm ²)	0.0089 (42.8 cm ²)	E#3@20cm	0.0043 (20.7 cm ²)	0.0022 (10.7 cm ²)	E#3@30cm
B y E	0.0076 (40.2 cm ²)	0.012 (65.5 cm ²)	E#3@10cm	0.0038 (20.1 cm ²)	0.003 (16.4 cm ²)	E#3@25cm
C y D	0.0053 (25.5 cm ²)	0.0081 (39.1 cm ²)	E#3@20cm	0.0027 (12.8 cm ²)	0.002 (9.8 cm ²)	E#3@30cm

- Diseño de la losa aligerada presforzada

El presfuerzo en la losa se realizó con torones de acero no adheridos y el diseño se realizó con base en lo establecido en el inciso 3.3.2. Los resultados obtenidos de los análisis se resumen en las siguientes tablas.

Tabla 4.25 Resultados del análisis de la losa ante cargas gravitacionales

Eje	Carga gravitacional					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	5.4	2.8	6.4	4.2	1.1	5.3
2 y 7	77.4	38.8	43.8	20.2	29.6	23.8
3 y 6	11.1	3.2	12.5	25.8	15.0	21.4
4 y 5	11.1	5.4	12.5	19.8	9.8	17.1
A y F	6.3	3.2	7.5	9.4	7.1	9.9
B y E	49.8	21.9	27.7	11.7	2.9	12.9
C y D	16.6	10.1	16.2	17.0	6.3	15.1

Tabla 4.26 Resultados del análisis sísmico de la losa a) dirección X y b) dirección Y.
a)

Eje	Sismo dirección X					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	8.2	8.2	3.2	19.0	18.9	11.3
2 y 7	6.5	6.5	2.5	4.6	1.6	1.8
3 y 6	15.8	15.7	9.4	3.4	2.0	0.8
4 y 5	6.0	6.0	2.3	2.7	0.6	0.5
A y F	0.2	0.2	0.1	3.7	1.5	1.2
B y E	2.8	2.6	1.2	1.6	1.0	0.4
C y D	5.1	4.2	2.4	2.9	2.4	0.8

b)

Eje	Sismo dirección Y					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	0	0	0	0.6	0.6	0.3
2 y 7	1.3	0.3	0.5	0.8	0.5	0.2
3 y 6	0.6	0.6	0.4	1.9	1.3	0.5
4 y 5	6.5	5.3	3.7	3.5	2.8	1.0
A y F	16.5	16.5	8.7	7.2	1.4	1.9
B y E	13.8	13.8	7.3	1.0	0.8	0.5
C y D	6.2	6.2	2.4	8.4	8.4	4.3

Los torones de presfuerzo no adherido se distribuyeron de la siguiente manera: 70 % en la franja de columnas y 30 % en las franjas centrales. La distribución y cantidad de acero de presfuerzo no adherido se resume en la siguiente tabla:

Tabla 4.27 Cantidades de presfuerzo

Eje	Carga muerta					
	Franja columna			Franja central		
	No Torones	P kg	$\sigma_{min}, \sigma_{max}$ kg/cm ²	No Torones	P kg	$\sigma_{min}, \sigma_{max}$ kg/cm ²
1 y 8	0	0	0	0	0	0
2 y 7	13	80704	15.7 53.7	5	31040	6.7 23.0
3 y 6	10	62080	17.4 46.9	4	24832	7.4 20.1
4 y 5	6	37248	18.1 36.7	2	12416	7.8 15.7
A y F	4	24832	6.4 25.3	2	12416	2.7 10.9
B y E	18	111744	16.8 35.4	8	49664	6.8 30.3
C y D	6	37248	16.1 68.5	3	18624	7.2 15.2

El presfuerzo que se colocó a la losa fue el necesario para resistir carga vertical, para resistir las acciones producto de sismo se colocó refuerzo adherido no presforzado, en la siguiente tabla se resumen las cantidades obtenidas.

Eje	Carga muerta + sismo					
	Franja columna			Franja central		
	Positivo	Negativo	Cortante	Positivo	Negativo	Cortante
1 y 8	0.0070 (17 cm ²)	0.0073 (17.5 cm ²)	E#3@15cm	0.0014 (4.2 cm ²)	0.001 (2.8 cm ²)	E#3@30cm
2 y 7	0.0048 (17.5 cm ²)	0.011 (41.8 cm ²)	E#3@10cm	0.0018 (5.4 cm ²)	0.0011 (3.0 cm ²)	E#3@25cm
3 y 6	0.0026 (9.5 cm ²)	0.003 (11.1 cm ²)	E#3@15cm	0.0017 (6.3 cm ²)	0.0013 (4.8 cm ²)	E#3@30cm
4 y 5	0.0014 (4.8 cm ²)	0.0017 (5.5 cm ²)	E#3@15cm	0.001 (3.6 cm ²)	0.001 (3.6 cm ²)	E#3@30cm
A y F	0.0059 (14.3 cm ²)	0.0069 (16.6 cm ²)	E#3@20cm	0.0039 (9.5 cm ²)	0.0029 (7.1 cm ²)	E#3@30cm
B y E	0.0032 (11.6 cm ²)	0.0037 (13.6 cm ²)	E#3@20cm	0.0021 (7.7 cm ²)	0.0018 (5.8 cm ²)	E#3@30cm
C y D	0.003 (10.6 cm ²)	0.003 (10.6 cm ²)	E#3@20cm	0.001 (3.3 cm ²)	0.001 (3.3 cm ²)	E#3@30cm

Se observó que en las franjas centrales las cantidades de refuerzo corresponden a las mínimas requeridas para evitar el agrietamiento debido a la fuerza de presfuerzo. Con el empleo del presfuerzo se redujo en un 30% en espesor de la losa.

4.2.4 Comparación entre las tres metodologías de diseño para el modelo II

En el modelo II existen dos tipos de muros de diferente longitud en la misma dirección; el muro 1 de 500 cm de longitud y el muro 2 de 600 cm. Los resultados en ambas direcciones son iguales por lo que sólo se realizó la comparación entre los muros 1 y 2 de los diferentes diseños.

a) muro 1

- Con el método tradicional de diseño se obtuvo una sección transversal del muro 1 menor 9 % que la determinada con las otras metodologías. La cuantía de refuerzo en los extremos del muro fue 12 % menor que la obtenida con los métodos de diseño por control de desplazamientos y alternativo; las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro también fueron menores en un 8% para ambos métodos.
- El diseño por el método alternativo y de los desplazamientos para este muro quedó regido por el nivel de carga axial actuante que propicio el diseño a flexo-compresión (como columna) del muro, ya que este fue superior al permitido en ambas metodologías.

b) muro 2

- El método tradicional de diseño produjo una estructura con sección transversal del muro menor 10 % que la determinada con las otras dos metodologías. La cuantía de refuerzo en los extremos del muro fue 8 % menor que la obtenida con el método de los desplazamientos y 38 % menor que la determinada con el método alternativo; las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro resultaron menores en un 77 % que las calculadas con el método de los desplazamientos y 30% menores que las obtenidas con el método alternativo.
- Con el método tradicional se obtuvo un periodo de 0.86 s, un desplazamiento en la azotea máximo de 10.2 cm y una distorsión máxima de entrepiso del 0.42 % los cuales son menores que los obtenidos con el método de los desplazamientos en un 31 %, 53% y 42 %, respectivamente. Y menores que los obtenidos con el método alternativo en un 31 %, 56 % y 60 %, respectivamente.

- El método alternativo de diseño produjo una estructura con igual dimensión de muros a la obtenida con el método de los desplazamientos; la cuantía de refuerzo en los extremos del muro resultó mayor en 32 % que la calculada con el método de los desplazamientos, mientras que las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro resultaron menores en un 51 % respecto que las determinadas con el método de los desplazamientos.
- El método alternativo produjo una estructura con un período de 1.25 s, al igual que el método de los desplazamientos, con un desplazamiento de 22.9 cm y una distorsión de entrepiso del 1.05 %; los desplazamientos y distorsiones de entrepiso son mayores que los obtenidos con el método por control de desplazamientos en 6 % y 31 %, respectivamente.

En las siguientes tablas se resumen los resultados obtenidos para las condiciones de análisis en las direcciones X y Y.

Tabla 4.28 Resumen de los análisis elásticos de cada método para el modelo II en ambas direcciones

Método	T s	V_{basal} t	δ cm	Δ_i %
Tradicional RCDF	0.86	1628.8	10.2	0.42
Por control de desplazamientos	1.25	1770.0	21.5	0.72
Alternativo	1.25	1591.6	22.9	1.05

Tabla 4.29 Resumen de las cuantías de refuerzo en el muro obtenidas de cada método para el modelo II en ambas direcciones.

Método	Sección transversal del muro	$\rho_{vertical}$ en los extremos del muro %	$\rho_{vertical}$ en el alma del muro %	$\rho_{horizontal}$ en el alma del muro %
Tradicional RCDF	500×15	1.72	0.25	0.25
	600×15	1.20	0.77	0.77
Por control de desplazamientos	500×18	-----	-----	-----
	600×18	1.30	1.10	1.10
Alternativo	500×18	2.20	0.27	0.27
	600×18	1.92	0.54	0.54

b) Losa plana aligerada

Al igual que en el modelo anterior el peralte de la losa plana aligerada sin presfuerzo es el mismo para los tres métodos. El peralte de la losa se redujo un 30 % cuando fue postensada. Las cuantías de refuerzo obtenidas con el método de los desplazamientos se reduce un 50 % en promedio comparadas con las obtenidas con el método tradicional y el método alternativo. Las cuantías de refuerzo adherido no presforzado en la losa postensada son del 30% en promedio a las requeridas sin presfuerzo.

Las cuantías de refuerzo promedio para cada método de diseño se resumen en la siguiente tabla para ambas direcciones:

Método	Franja de columna			Franjas centrales		
	Positivo %	Negativo %	E # 3 @ cm	Positivo %	Negativo %	E # 3 @ cm
Tradicional (RCDF)	0.578	0.907	10	0.290	0.235	25
Por control de desplazamientos	0.240	0.503	10	0.153	0.160	25
Alternativo sin presfuerzo	0.578	0.908	10	0.290	0.235	25
Alternativo con losa postensada	0.190	0.245	10	0.130	0.103	25

4.3 Modelo III

Se trata de un edificio de cinco niveles con siete crujías en dirección X (dos de 5.00 m, tres de 5.10 m y dos de 6.00 m) y cinco en la dirección Y (tres de 5.10 m y dos de 6.00 m) con una altura de entrepiso tipo de 3.0 m (figura 4.5).

Las cargas y masas totales para cada nivel son 1000 t y 1.01835 t-s²/cm, respectivamente. A continuación se describen los métodos empleados y los resultados obtenidos.

4.3.1 Diseño por el método tradicional

Las dimensiones propuestas de los muros fueron las siguientes:

$$h_{w1} = 200 \text{ cm};$$

$$h_{w2} = 300 \text{ cm};$$

$$t_w = 12 \text{ cm}.$$

a) Diseño de los muros.

Los resultados obtenidos del análisis modal espectral en la dirección X se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 4.28 Resultados obtenidos del análisis del modelo III, mediante el método del RCDF, dirección X

Nivel	h_i m	F_i t	δ_i cm	Δ_i %
5	15	274.8	4.4	0.33
4	12	210.1	3.4	0.36
3	9	156.9	2.4	0.35
2	6	108.0	1.3	0.30
1	3	61.3	0.4	0.14

El periodo de la estructura en dirección X con el acoplamiento proporcionado por la losa fue de 0.58 s con un cortante basal de 811.1 t. Las fuerzas y momentos internos en la base de los muros fueron los siguientes:

$$Mu_1 = 436.7 \text{ t-m};$$

$$Vu_1 = 85.2 \text{ t};$$

$$Pu_1 = 257.1 \text{ t};$$

$$Mu_2 = 952.8 \text{ t-m};$$

$$Vu_2 = 145.5 \text{ t};$$

$$Pu_2 = 189.3 \text{ t}.$$

Los valores anteriores corresponden a la condición de carga vertical más sismo en dirección X multiplicada por su factor de carga correspondiente. La carga axial máxima para el muro 1 fue mayor a la permitida en el RCDF por lo que este se diseñó a flexo-compresión, se tomo en cuenta el refuerzo longitudinal del alma, las cuantías de refuerzo se muestran en la siguiente tabla:

Muro 1	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.018 (92.3 cm ²)	0.0097 (6E#4@25 cm ó 6E#3@12 cm)
En el alma	0.0025 (#4@20 cm)	0.0025 (#4@20 cm)

En el caso del muro 2 la carga axial fue menor a la permitida en el reglamento por lo que fue posible aplicar el procedimiento descrito en el inciso 3.2.1; así las cuantías de refuerzo encontradas son:

Muro 2.	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.013 (84.0 cm ²)	0.008 (6E#4@20 cm)
En el alma	0.01 (#4@20 cm)	0.01 (#4@20 cm)

En la dirección Y el período fue de 0.55 s con un cortante basal de 800.5 t, los resultados obtenidos del análisis modal espectral se resumen en la tabla 4.29 y las fuerzas y momentos internos en la base los muros fueron los siguientes:

$$Mu_1 = 410.3 \text{ t-m};$$

$$Vu_1 = 83.4 \text{ t};$$

$$Pu_1 = 257.1 \text{ t};$$

$$Mu_2 = 846.1 \text{ t-m};$$

$$Vu_2 = 119.2 \text{ t};$$

$$Pu_2 = 179.3 \text{ t}.$$

Tabla 4.29 Resultados obtenidos del análisis del modelo III, mediante el método del RCDF, dirección Y

Nivel	h_i m	F_i t	δ_i cm	Δ_i %
5	15	269.0	4.0	0.30
4	12	207.1	3.1	0.32
3	9	155.7	2.2	0.32
2	6	107.6	1.2	0.27
1	3	61.1	0.4	0.13

El muro 1 fue diseñado como columna debido a que se excedió el nivel de carga axial permitido en el RCDF; la carga axial en el muro 2 fue menor a la máxima especificada en el RCDF, por lo cual este se diseñó a flexión, según lo indicado en el inciso 3.2.1. Las cuantías de acero de refuerzo en los muros son las siguientes:

Muro 1	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.017 (85.0 cm ²)	0.002 (4E#4@20 cm ó 6E#3@15 cm)
En el alma	0.0025 (#4@25 cm)	0.0025 (#4@25 cm)

Muro 2	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.012 (75.8 cm ²)	0.0016 (4E#4@20 cm ó 6E#3@15 cm)
En el alma	0.0081 (#4@20 cm)	0.0081 (#4@20 cm)

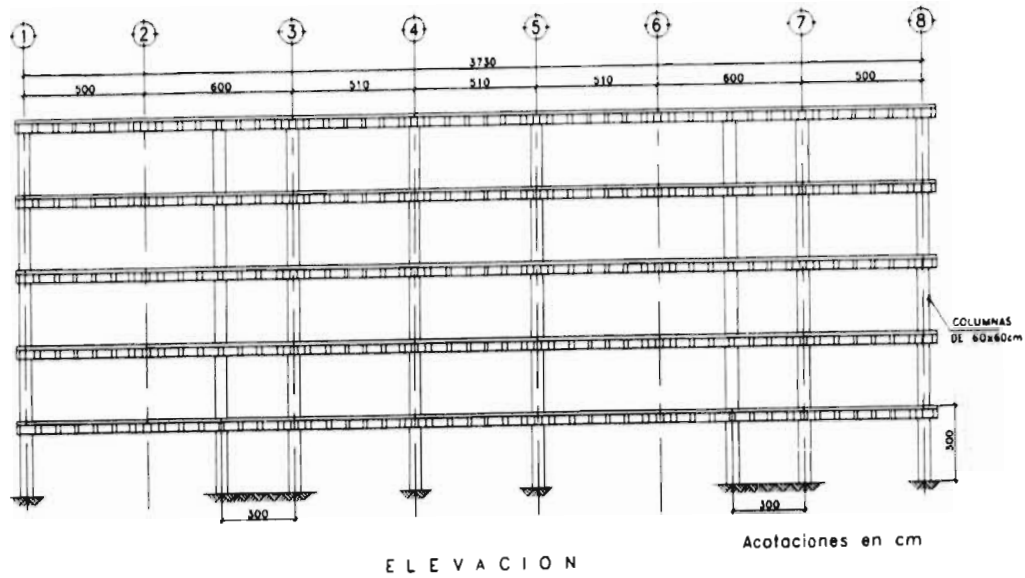
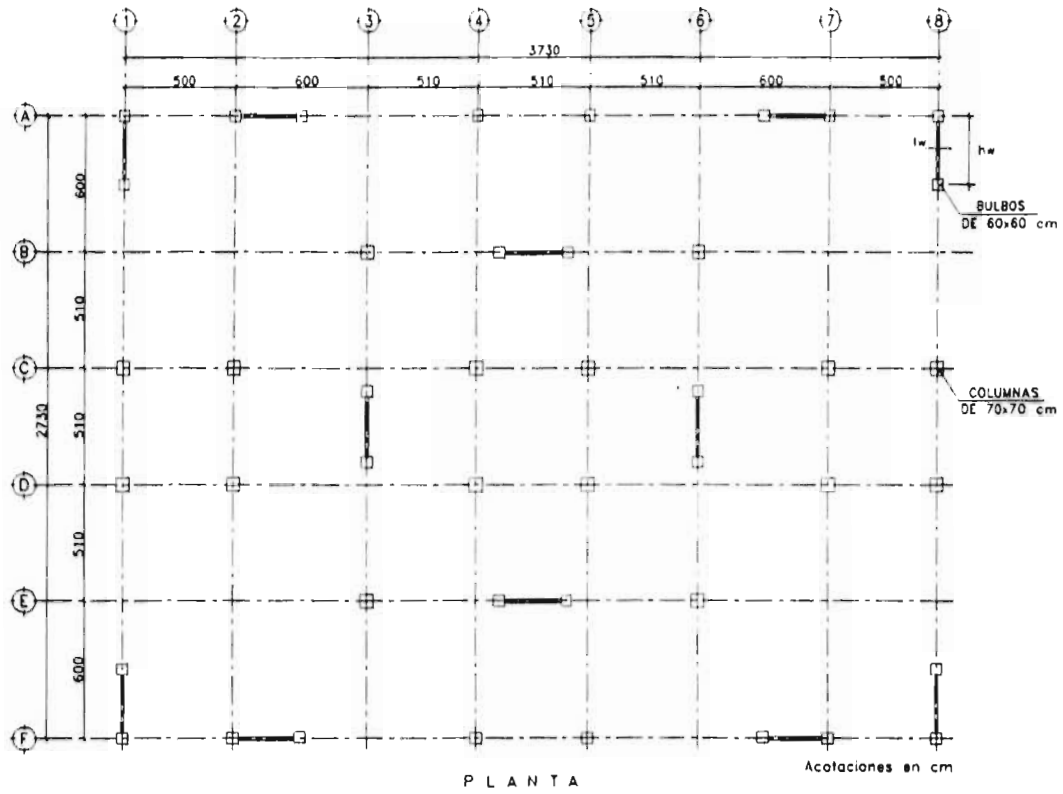


Figura 4.5 Modelo III

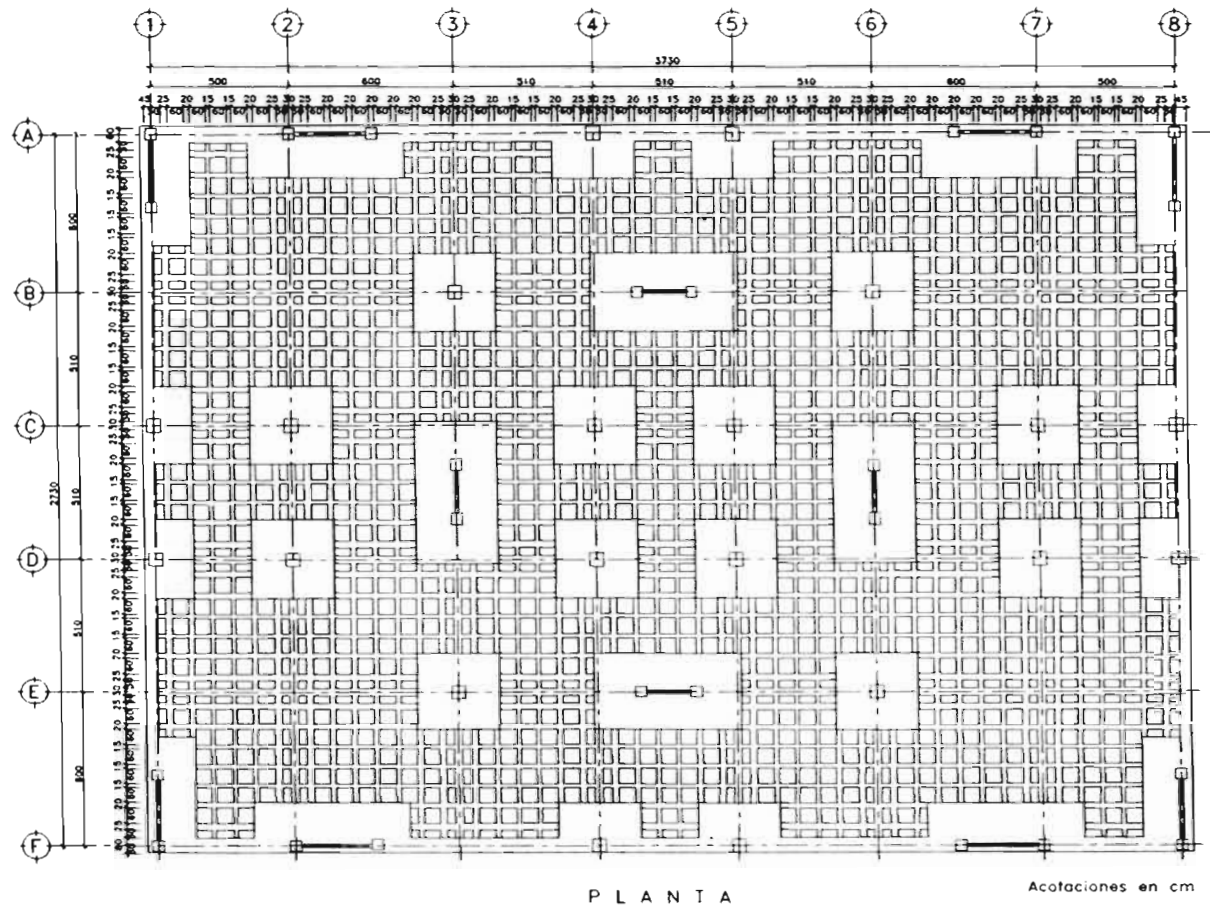


Figura 4.6 Distribución de los casetones para el modelo III.

b) Diseño de la losa.

La losa se diseñó según la metodología descrita en el inciso 3.2.2. Las fuerzas y momentos internos obtenidos para la condición de carga vertical y sismos en X y Y se resumen en las siguientes tablas:

Tabla 4.30 Resultados del análisis de la losa ante cargas gravitacionales

Eje	Carga gravitacional					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	14.0	9.9	10.9	32.7	21.3	29.5
2 y 7	71.0	45.0	37.5	14.9	0	12.4
3 y 6	32.4	5.1	40.3	23.8	14.1	20.7
4 y 5	10.8	4.1	12.2	13.4	8.5	14.8
A y F	22.7	11.4	20.0	12.3	9.3	11.4
B y E	61.3	32.6	32.1	31.8	5.5	40.1
C y D	14.9	8.0	15.2	8.0	5.1	11.4

Tabla 4.31 Resultados del análisis sísmico de la losa a) dirección X y b) dirección Y
a)

Eje	Sismo dirección X					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	9.3	9.3	4.1	10.2	2.7	3.8
2 y 7	12.8	12.8	5.7	7.0	1.7	1.9
3 y 6	15.4	6.9	8.5	5.5	2.7	1.4
4 y 5	11.5	11.5	5.1	7.2	1.9	1.6
A y F	1.4	0.9	1.2	2.8	1.4	0.8
B y E	0.4	0.2	0.2	3.3	2.2	1.1
C y D	4.8	4.7	2.0	0.4	0.1	0.1

b)

Eje	Sismo dirección Y					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	0.9	0.7	0.8	0.0	0.0	0.0
2 y 7	0.2	0.2	0.0	2.2	1.2	0.7
3 y 6	0.8	0.4	0.7	3.1	1.6	0.8
4 y 5	5.0	4.9	1.9	4.3	3.8	1.4
A y F	9.3	2.1	3.6	7.2	1.1	1.7
B y E	17.2	8.0	9.2	4.9	2.4	1.3
C y D	10.7	10.7	4.8	12.0	11.5	3.2

Las cantidades de refuerzo necesarias por flexión y distribuidas según lo indicado en el inciso 3.2.2 y la cantidad de acero de refuerzo requerido por cortante se resumen en la siguiente tabla, para la condición de carga vertical más sismo.

Eje	Carga muerta + Sismo					
	Franja columna			Franja central		
	Positivo	Negativo	Cortante	Positivo	Negativo	Cortante
1 y 8	0.0044 (14.8 cm ²)	0.007 (23.6 cm ²)	E#3@15cm	0.0022 (7.4 cm ²)	0.0018 (6.1 cm ²)	E#3@30cm
2 y 7	0.008 (42.4 cm ²)	0.0102 (53.6 cm ²)	E#3@10cm	0.004 (21.2 cm ²)	0.0034 (18.2 cm ²)	E#3@30cm
3 y 6	0.0031 (16.3 cm ²)	0.0087 (45.9 cm ²)	E#3@10cm	0.0015 (8.2 cm ²)	0.0022 (11.5 cm ²)	E#3@25cm
4 y 5	0.0032 (15.5 cm ²)	0.0035 (16.9 cm ²)	E#3@20cm	0.0016 (7.8 cm ²)	0.0009 (4.2 cm ²)	E#3@30cm
A y F	0.0043 (15.1 cm ²)	0.0062 (21.8 cm ²)	E#3@20cm	0.0021 (7.6 cm ²)	0.0017 (5.8 cm ²)	E#3@30cm
B y E	0.0047 (24.7 cm ²)	0.010 (54.2 cm ²)	E#3@10cm	0.0023 (12.4 cm ²)	0.0032 (16.6 cm ²)	E#3@25cm
C y D	0.004 (18.9 cm ²)	0.0045 (21.7 cm ²)	E#3@20cm	0.002 (9.5 cm ²)	0.0011 (5.4 cm ²)	E#3@30cm

4.3.2 Diseño según el método por control de desplazamientos

a) Diseño de la losa

El diseño de la losa quedó regido por las cargas verticales que actúan en ella y no se llevaron a cabo disposiciones especiales para considerar las acciones debidas a sismo. Los resultados del análisis correspondiente a la condición de carga vertical se presentaron en la tabla 4.30 y las cantidades de refuerzo requerido por flexión distribuido en las franjas de columnas y centrales se muestra en la siguiente tabla, también se presentan las cantidades de refuerzo por cortante.

Eje	Carga muerta					
	Franja columna			Franja central		
	Positivo	Negativo	Cortante	Positivo	Negativo	Cortante
1 y 8	0.0019 (6.6 cm ²)	0.0042 (14.1 cm ²)	E#3@15cm	0.0013 (4.4 cm ²)	0.0018 (6.1 cm ²)	E#3@30cm
2 y 7	0.0059 (31.2 cm ²)	0.008 (42.4 cm ²)	E#3@10cm	0.0039 (20.8 cm ²)	0.0034 (18.2 cm ²)	E#3@25cm
3 y 6	0.0017 (9.0 cm ²)	0.0050 (26.3 cm ²)	E#3@10cm	0.0009 (4.5 cm ²)	0.0021 (11.3 cm ²)	E#3@25cm
4 y 5	0.0017 (8.2 cm ²)	0.0020 (9.6 cm ²)	E#3@20cm	0.0009 (4.1 cm ²)	0.0009 (4.1 cm ²)	E#3@30cm
A y B	0.002 (6.9 cm ²)	0.0040 (13.6 cm ²)	E#3@20cm	0.0013 (4.6 cm ²)	0.0017 (5.8 cm ²)	E#3@30cm
B y E	0.0033 (17.4 cm ²)	0.0074 (38.8 cm ²)	E#3@10cm	0.0022 (11.6 cm ²)	0.0032 (16.6 cm ²)	E#3@25cm
C y D	0.0017 (8.2 cm ²)	0.0023 (11.1 cm ²)	E#3@20cm	0.0011 (5.5 cm ²)	0.001 (4.7 cm ²)	E#3@30cm

b) Diseño de los muros

Se realizó un análisis preliminar con las secciones propuestas en el diseño anterior, el tradicional (RCDF), pero estas dieron lugar a un desplazamiento de azotea de 14.9 cm con deformaciones unitarias del concreto en la zona a compresión superiores a 0.006 por lo que fue necesario aumentar el espesor de los muros, así las dimensiones propuestas fueron:

$$h_{w1} = 200 \text{ cm};$$

$$h_{w2} = 300 \text{ cm};$$

$$t_w = 16 \text{ cm}.$$

con estas dimensiones y al emplear el procedimiento descrito en el inciso 3.1 se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 4.32 Características del modelo III por el método de los desplazamientos

Muro	p %	Cantidad de muros	Carga axial t
1	0.41	4	233.8
2	0.41	4	166.4

El período fue de 0.91 s, el desplazamiento de 12.1 cm y una distorsión global del 0.81 %. La carga axial para el muro 1 fue mayor que la permisible, por lo que el muro se diseñó como un elemento sujeto a flexo-compresión. En el muro 2 el nivel de carga axial en ambas direcciones fue inferior al máximo permitido por el método. Para el diseño a flexión se consideró que las cuantías de refuerzo a tensión y a compresión son iguales ($\rho = \rho'$) y se desprecia la participación del refuerzo vertical distribuido en el alma del muro (ρ''), los resultados obtenidos son los siguientes:

Muro	$\rho = \rho'$ %	$\epsilon_{cmáx}$	As cm ²
2	1.5	0.0034	110.4

La deformación unitaria del concreto en la fibra extrema de la zona a compresión fue mayor de 0.003 por lo que se adicionó refuerzo transversal en los bulbos de los muros para proporcionar confinamiento al concreto obteniéndose una distribución de cuatro estribos de # 3 a cada 20 cm. El refuerzo por cortante se determinó según lo establecido en el inciso 3.1.6, la cuantía de refuerzo (ρ_h) determinada de esta manera y la cantidad de refuerzo vertical (ρ_v) se resumen en la siguiente tabla:

Muro	$\rho_v = \rho_h$ %	refuerzo transversal en bulbos	refuerzo transversal en el alma
2	1.1	E#4 @ 15 cm	E#4 @ 15 cm

4.3.3 Diseño de acuerdo al método alternativo de diseño

El diseño del edificio con este método requirió dos análisis, uno que considera la contribución de la losa a la rigidez lateral del sistema para diseñar la losa y sus conexiones. Y un segundo análisis, en el cual no se consideró la contribución de la losa a la rigidez lateral del sistema, con el propósito de diseñar los muros.

a) Diseño de los muros

Los muros se diseñaron para un desplazamiento relativo de entrepiso máximo del 1.2 % con un factor de comportamiento sísmico, Q, de 2. Las dimensiones de los muros fueron las propuestas en el método de los desplazamientos.

Los resultados obtenidos del análisis modal espectral en la dirección X se resumen en la tabla 4.33.

El periodo de la estructura en dirección X sin acoplamiento fue de 0.89 s con un cortante basal de 804 t. Las fuerzas y momentos internos de diseño obtenidos en la base del muro 1 para la condición de carga vertical más sismo en X fueron los siguientes:

$$Mu_1 = 825.5 \text{ t-m;}$$

$$Vu_1 = 83.0 \text{ t;}$$

$$Pu_1 = 257.1 \text{ t.}$$

Tabla 4.33 Resultados obtenidos del análisis modal espectral del modelo III, mediante el método alternativo de diseño, dirección X

Nivel	h_i m	F_i t	δ_i cm	Δ_i %
5	15	285.3	11.0	1.01
4	12	204.3	7.9	0.96
3	9	148.9	5.0	0.83
2	6	104.6	2.5	0.60
1	3	60.9	0.7	0.24

La carga axial última fue mayor que la máxima permitida por el RCDF por lo que el muro 1 se diseñó como un elemento sujeto a flexo-compresión, tomando en cuenta el refuerzo longitudinal del alma. Las cuantías de refuerzo encontradas se resumen en la siguiente tabla:

Muro 1	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.0019 (109.2 cm ²)	0.0013 (6E#4@20 cm ó 6E#3@10 cm)
En el alma	0.006 (#4@25 cm)	0.006 (#4@25 cm)

Las fuerzas y momentos internos de diseño obtenidos en la base del muro 2 para la condición de carga vertical más sismo en X fueron:

$$Mu_2 = 1865.6 \text{ t-m;}$$

$$Vu_2 = 161.6 \text{ t;}$$

$$Pu_2 = 166.4 \text{ t.}$$

La carga axial última no fue mayor que la máxima permitida por el RCDF, así el muro se diseñó a flexión según se indica en el inciso 3.2.1. Las cuantías de refuerzo encontradas se resumen en la siguiente tabla:

Muro 2	Cuantías de refuerzo	
	longitudinal	transversal
En bulbos	0.0223 (164.5 cm ²)	0.01 (6E#4@20 cm ó 6E#3@10 cm)
En el alma	0.0083 (#4@20 cm)	0.0083 (#4@20 cm)

La cantidad de muros en la dirección Y es la misma que en la dirección X por lo cual el período en esta dirección resultó ser el mismo, así las fuerzas que actúan en la dirección X son las mismas para la dirección Y.

b) Diseño de la losa

La losa se diseñó para dos alternativas, la primera sin presfuerzo y la segunda con postensado. En ambos casos se consideró la participación de la losa en el sistema resistente a cargas laterales con la finalidad de diseñar sus conexiones y obtener una distorsión de entrepiso menor al 0.6 %.

- Diseño de la losa aligerada no presforzada

La losa se analizó y diseñó según la metodología descrita en el inciso 3.2.2. Las fuerzas y momentos internos obtenidos para cada condición se resumen en las siguientes tablas:

Tabla 4.34 Resultados del análisis de la losa ante cargas gravitacionales

Eje	Carga gravitacional					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	14.0	9.9	10.9	32.7	21.3	29.5
2 y 7	71.0	45.0	37.5	14.9	0	12.4
3 y 6	32.4	5.1	40.3	23.8	14.1	20.7
4 y 5	10.8	4.1	12.2	13.4	8.5	14.8
A y F	22.7	11.4	20.0	12.3	9.3	11.4
B y E	61.3	32.6	32.1	31.8	5.5	40.1
C y D	14.9	8.0	15.2	8.0	5.1	11.4

Tabla 4.35 Resultados del análisis sísmico de la losa a) dirección X y b) dirección Y

a)

Eje	Sismo dirección X					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	8.5	8.5	3.8	9.4	2.5	3.5
2 y 7	11.7	11.7	5.2	6.5	1.6	1.7
3 y 6	14.3	6.4	7.8	5.1	2.4	1.3
4 y 5	10.6	10.6	4.7	6.6	1.7	1.4
A y F	1.3	0.9	1.1	2.6	1.3	0.8
B y E	0.4	0.2	0.2	3.0	2.1	1.0
C y D	4.5	4.4	1.9	0.4	0.3	1.3

b)

Eje	Sismo dirección Y					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	0.7	0.6	0.7	0	0	0
2 y 7	0.8	0.3	0.2	1.9	1.0	0.6
3 y 6	0.6	0.1	0.6	2.6	1.3	0.7
4 y 5	3.7	3.2	1.2	4.2	4.1	1.8
A y F	8.6	2.0	3.3	6.7	1.0	1.6
B y E	14.5	6.8	7.7	4.1	2.0	1.1
C y D	9.9	9.9	4.4	11.1	10.6	4.8

Las cantidades de refuerzo necesarias a flexión y distribuidas según las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y el acero de refuerzo requerido por cortante se resumen en la siguiente tabla:

Eje	Carga muerta + Sismo					
	Franja columna			Franja central		
	Positivo	Negativo	Cortante	Positivo	Negativo	Cortante
1 y 8	0.0044 (14.8 cm ²)	0.007 (23.6 cm ²)	E#3@15cm	0.0022 (7.4 cm ²)	0.0018 (6.1 cm ²)	E#3@30cm
2 y 7	0.008 (42.4 cm ²)	0.0102 (53.6 cm ²)	E#3@15cm	0.004 (21.2 cm ²)	0.0034 (18.2 cm ²)	E#3@30cm
3 y 6	0.0031 (16.3 cm ²)	0.0087 (45.9 cm ²)	E#3@10cm	0.0015 (8.2 cm ²)	0.0022 (11.5 cm ²)	E#3@25cm
4 y 5	0.0032 (15.5 cm ²)	0.0035 (16.9 cm ²)	E#3@20cm	0.0016 (7.8 cm ²)	0.0009 (4.2 cm ²)	E#3@30cm
A y F	0.0043 (15.1 cm ²)	0.0062 (21.8 cm ²)	E#3@20cm	0.0021 (7.6 cm ²)	0.0017 (5.8 cm ²)	E#3@30cm
B y E	0.0047 (24.7 cm ²)	0.010 (54.2 cm ²)	E#3@10cm	0.0023 (12.4 cm ²)	0.0032 (16.6 cm ²)	E#3@25cm
C y D	0.004 (18.9 cm ²)	0.0045 (21.7 cm ²)	E#3@20cm	0.002 (9.5 cm ²)	0.0011 (5.4 cm ²)	E#3@30cm

- Diseño de la losa aligerada postensada

El prefuerzo en la losa se realizó con torones de acero no adheridos. Para el análisis ante carga vertical y por sismo se siguieron las recomendaciones de las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Los resultados obtenidos de los análisis se resumen en las siguientes tablas:

Tabla 4.36 Resultados del análisis de la losa ante cargas gravitacionales

Eje	Carga gravitacional					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	10.4	6.7	7.9	22.9	15.1	20.8
2 y 7	52.1	23.0	26.9	16.3	19.0	17.6
3 y 6	23.0	4.0	28.9	17.4	9.6	14.7
4 y 5	7.1	3.0	8.2	10.6	5.4	10.6
A y F	15.9	7.7	13.9	8.8	6.4	8.0
B y E	44.4	22.5	22.9	13.7	20.8	16.5
C y D	10.3	7.8	10.5	7.1	3.2	8.5

Tabla 4.37 Resultados del análisis sísmico de la losa a) dirección X y b) dirección Y

a)

Eje	Sismo dirección X					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	5.7	5.7	2.5	5.6	1.4	2.1
2 y 7	8.4	8.4	3.8	4.3	1.1	1.1
3 y 6	8.3	3.5	4.9	3.6	1.6	0.9
4 y 5	7.5	7.5	3.4	4.3	1.2	1.2
A y F	0.9	0.6	0.7	1.5	0.8	0.5
B y E	0.3	0	0.3	1.9	1.3	0.6
C y D	2.7	2.7	1.1	0	0	0

b)

Eje	Sismo dirección Y					
	zona interior			zona exterior		
	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t	$M_u(-)$ t-m	$M_u(+)$ t-m	V_u t
1 y 8	0	0	0	0.3	0.3	0.3
2 y 7	0	0	0	0.8	0.5	0.3
3 y 6	0.2	0	0.2	1.0	0.5	0.3
4 y 5	0	0	0	1.7	1.6	0.7
A y F	3.5	3.5	1.6	2.4	0.4	0.6
B y E	5.5	2.4	3.1	2.0	1.0	0.3
C y D	4.6	4.6	2.1	4.9	4.8	2.1

Los torones de presfuerzo se distribuyeron de la siguiente manera: 70% en la franja de columnas y 30% en las franjas centrales. La distribución y cantidad de acero de presfuerzo no adherido y las cuantías de refuerzo adherido no presforzado se resumen en las siguientes tablas:

Tabla 3.38 Cantidades de presfuerzo

Eje	Carga muerta					
	Franja columna			Franja central		
	No Torones	P kg	$\sigma_{\min}, \sigma_{\max}$ kg/cm ²	No Torones	P kg	$\sigma_{\min}, \sigma_{\max}$ kg/cm ²
1 y 8	6	37248	12.8 57.5	4	24832	8.5 38.3
2 y 7	12	74496	16.2 52.1	5	31040	7.0 22.3
3 y 6	6	37248	12.9 38.0	3	18624	8.1 25.3
4 y 5	5	31040	15.4 31.6	2	12416	6.6 13.5
A y F	10	62080	15.6 59.9	4	24832	6.7 25.7
B y E	9	55872	17.4 44.8	4	24832	7.5 19.2
C y D	4	24832	17.3 31.1	2	12416	7.4 13.4

El presfuerzo que se colocó a la losa fue el necesario para resistir carga vertical, para resistir las acciones producto de sismo se colocó refuerzo adherido no presforzado, en la siguiente tabla se resumen las cantidades obtenidas:

Eje	Carga muerta + sismo					
	Franja columna			Franja central		
	Positivo	Negativo	Cortante	Positivo	Negativo	Cortante
1 y 8	0.0030 (6.9 cm ²)	0.003 (6.9 cm ²)	E#3@15cm	0.001 (2.3 cm ²)	0.001 (2.3 cm ²)	E#3@30cm
2 y 7	0.0076 (27.4 cm ²)	0.0088 (32.0 cm ²)	E#3@15cm	0.005 (18.3 cm ²)	0.0038 (13.7 cm ²)	E#3@30cm
3 y 6	0.0020 (7.4 cm ²)	0.0024 (8.6 cm ²)	E#3@15cm	0.0014 (4.9 cm ²)	0.001 (3.7 cm ²)	E#3@30cm
4 y 5	0.0019 (6.4 cm ²)	0.0022 (7.4 cm ²)	E#3@15cm	0.0013 (4.2 cm ²)	0.001 (3.2 cm ²)	E#3@30cm
A y F	0.0021 (5.1 cm ²)	0.0021 (5.1 cm ²)	E#3@15cm	0.001 (2.4 cm ²)	0.001 (2.4 cm ²)	E#3@30cm
B y E	0.0049 (17.9 cm ²)	0.0058 (21.0 cm ²)	E#3@15cm	0.0032 (11.9 cm ²)	0.0025 (8.9 cm ²)	E#3@30cm
C y D	0.0016 (5.3 cm ²)	0.0016 (5.3 cm ²)	E#3@15cm	0.001 (3.3 cm ²)	0.001 (3.3 cm ²)	E#3@30cm

4.3.4 Comparación entre las tres metodologías de diseño para el modelo III

En el modelo III existen dos tipos de muros de diferente longitud en la misma dirección; el muro 1 de 200 cm de longitud y el muro 2 de 300 cm. Los resultados en ambas direcciones son iguales por lo que solo se realizó la comparación entre los muros 1 y 2 de los diferentes diseños.

a) muro 1

- Al aplicar el método tradicional de diseño se obtuvo una sección transversal del muro 1 menor en un 11 % que la determinada con las otras dos metodologías. La cuantía de refuerzo en los extremos del muro fue 5 % menor que la obtenida con los métodos de diseño por control de desplazamientos y alternativo; las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro también fueron menores en un 58% para ambos métodos.
- El diseño por el método alternativo y de los desplazamientos para este muro quedó regido por el nivel de carga axial actuante que fue superior al permitido por ambos métodos, por tal razón los muros se diseñaron a flexo-compresión (como columna).

b) muro 2

- Con el método tradicional de diseño se obtuvo una estructura con sección transversal del muro menor 14 % que la determinada con las otras dos metodologías. La cuantía de refuerzo en los extremos del muro fue 13 % menor que la obtenida con el método de los desplazamientos y 42 % menor que la calculada con el método alternativo; las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro resultaron menores en un 9 % que las resultantes con el método de los desplazamientos y 28 % menores que las obtenidas con el método alternativo.
- El método tradicional produjo una estructura con un período de 0.58 s, un desplazamiento de azotea máximo de 4.41 cm y una distorsión de entrepiso de 0.36 % los cuales son menores que los obtenidos con el método de los desplazamientos en un 36 %, 64 % y 56 %, respectivamente. Y menores que los obtenidos con el método alternativo en un 35 %, 60 % y 64 % respectivamente.

- Al aplicar el método alternativo de diseño obtuvo una estructura con igual dimensión de muros a la obtenida con el método de los desplazamientos; la cuantía de refuerzo en los extremos del muro resultó mayor 33 % que la calculada con el método de los desplazamientos, mientras que las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro resultaron menores 25 % respecto a las determinadas con el método de los desplazamientos.
- El método alternativo produjo una estructura con un período de 0.89 s, al igual que el método de los desplazamientos, con un desplazamiento de azotea máximo de 11.0 cm y una distorsión de entrepiso del 1.01 %; ver tabla 4.39, los desplazamientos y distorsiones de entrepiso son mayores a los obtenidos con el método de los desplazamientos en 9 % y 19 %, respectivamente.

Tabla 4.39 Resumen de los análisis elásticos de cada método para el modelo III en ambas direcciones

Método	T s	V _{basal} t	δ cm	Δ_i %
Tradicional RCDF	0.58	811.1	4.41	0.36
Por control de desplazamientos	0.90	1000.0	12.10	0.81
Alternativo	0.90	804.0	11.00	1.01

Tabla 4.40 Resumen de las cuantías de refuerzo en el muro obtenidas de cada método para el modelo III en ambas direcciones

Método	Sección transversal del muro	$\rho_{vertical}$ en los extremos del muro %	$\rho_{vertical}$ en el alma del muro %	$\rho_{horizontal}$ en el alma del muro %
Tradicional RCDF	200 × 12	1.80	0.25	0.25
	300 × 12	1.30	1.00	1.00
Por control de desplazamientos	200 × 16	-----	-----	-----
	300 × 16	1.50	1.10	1.10
Alternativo	200 × 16	1.90	0.60	0.60
	300 × 16	2.23	0.83	0.83

b) Losa plana aligerada

Cuando la losa fue presforzada el peralte de esta se redujo un 30 % con respecto a la losa no presforzada. Las cuantías de refuerzo obtenidas con el método de los desplazamientos se redujo un 47 % en promedio comparada con las obtenidas con los métodos tradicional y alternativo. Las cuantías de refuerzo adherido no presforzado son del 70 % en promedio a las requeridas sin presfuerzo.

Las cuantías de refuerzo promedio para cada método de diseño se resumen en la siguiente tabla para ambas direcciones:

Método	Franja de columna			Franjas centrales		
	Positivo %	Negativo %	E # 3 @ cm	Positivo %	Negativo %	E # 3 @ cm
Tradicional (RCDF)	0.453	0.715	10	0.224	0.204	25
Control de desplazamientos	0.260	0.470	10	0.166	0.201	25
Alternativo sin presfuerzo	0.453	0.716	10	0.224	0.204	25
Alternativo con losa postensada	0.330	0.370	10	0.200	0.161	20

4.4 Comparación de las cantidades de materiales obtenidas de los tres modelos

Se cuantificaron las cantidades de materiales requeridas para cada uno de los edificios diseñados con los siguientes métodos:

- RCDF;
- Alternativo con losa reforzada;
- Alternativo con losa postensada.

los resultados se presentan en la tabla 4.41, las cantidades de concreto y acero en todos los casos resultaron menores en los métodos diseñados con el método alternativo y losa postensada.

Tabla 4.41 Resumen de las cantidades de materiales para los tres edificios

Caso		Concreto (m ³)	Acero de refuerzo (t)
Edificio I	RCDF	1098.8	190.5
	Alternativo con losa reforzada	1173.8	229.8
	Alternativo con losa postensada	957.8	179.8 1520 torones*
Edificio II	RCDF	2422.4	513.0
	Alternativo con losa reforzada	2469.2	592.5
	Alternativo con losa postensada	2011.2	389.1 1680 torones*
Edificio III	RCDF	986.4	185
	Alternativo con losa reforzada	1000.0	212.7
	Alternativo con losa postensada	770.8	155.7 2020 torones*

* Número de torones de postensado

Los resultados normalizados con respecto al diseño del RCDF se muestran en la tabla 4.42. Se observa que las cantidades de concreto obtenidas con el método alternativo y losa reforzada son mayores en los tres modelos y varían entre 1.07 y 1.01, respecto a la del RCDF, mientras las cantidades de concreto obtenidas con el método alternativo y losa postensada son menores en todos los casos y varían entre 0.87 y 0.78. Esto indica que los cambios en las dimensiones de los muros no son muy significativos comparados con los cambios en las dimensiones de la losa, ya que el volumen de concreto de los muros representa del 15 al 30 % del total.

En el caso de las cantidades de acero de refuerzo obtenidas con el método alternativo con losa reforzada estas fueron mayores que las determinadas con el método del RCDF y variaron entre 1.21 y 1.15 veces las obtenidas con el RCDF. Las cantidades de acero de refuerzo resultantes del método alternativo con losa postensada fueron menores que las obtenidas con el RCDF y variaron entre 0.76 y 0.94. Los cambios en cuanto a las cantidades de refuerzo si influyeron de manera significativa en ambos casos (losa reforzada y losa postensada). En el método alternativo con losa reforzada esto se debió al incremento de las cantidades de refuerzo en los muros ya que estas fueron mayores al 30 % del total de acero requerido en el edificio, mientras en el caso de la losa postensada la reducción de las cantidades de refuerzo se debió a la reducción experimentada en la losa producto del postensado.

Tabla 4.42 Comparación de las cantidades de materiales con respecto a las obtenidas con el RCDF

Caso		Concreto	Acero
Modelo I	losa reforzada	1.07	1.21
	losa postensada	0.87	0.94 1520 torones*
Modelo II	losa reforzada	1.02	1.15
	losa postensada	0.83	0.76 1680 torones*
Modelo III	losa reforzada	1.01	1.15
	losa postensada	0.78	0.84 1010 torones*

4.5 Comparación entre los diagramas de interacción con las propiedades reales de los materiales y los diagramas de interacción obtenidos según las NTC del RCDF

Se realizó una comparación entre los diagramas de interacción obtenidos con las características realistas de los materiales y los diagramas obtenidos aplicando las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias del RCDF, para los muros 1 y 2 del edificio 2 (ver figura 4.3).

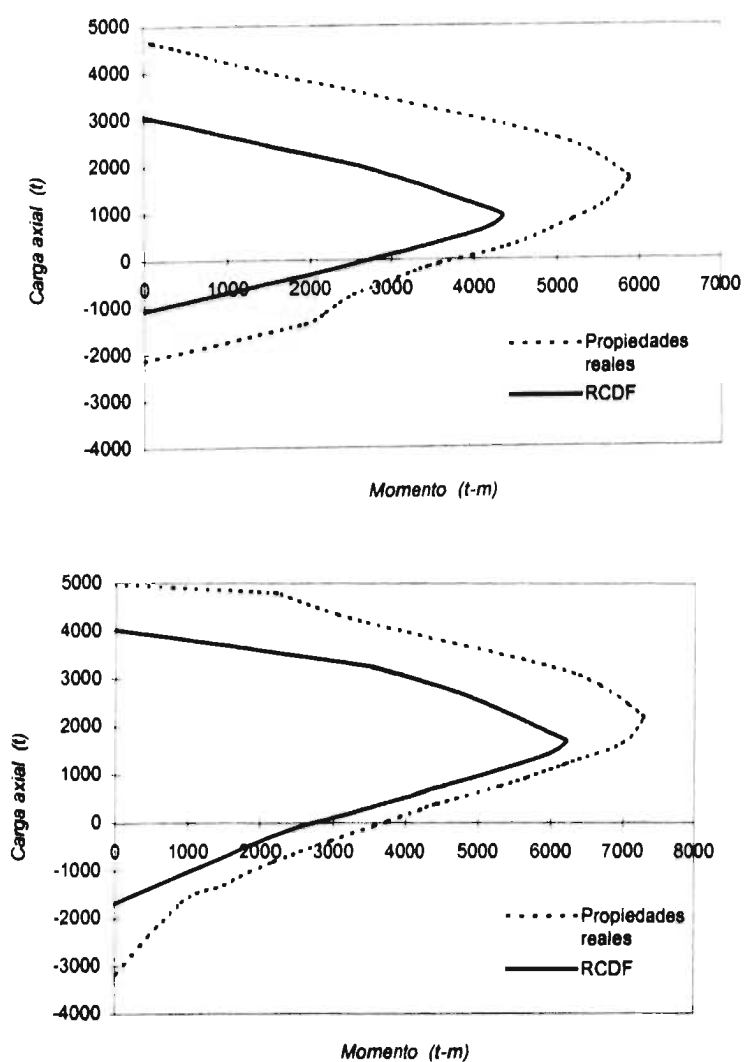


Figura 4.7 Diagramas de interacción para el muro 1.

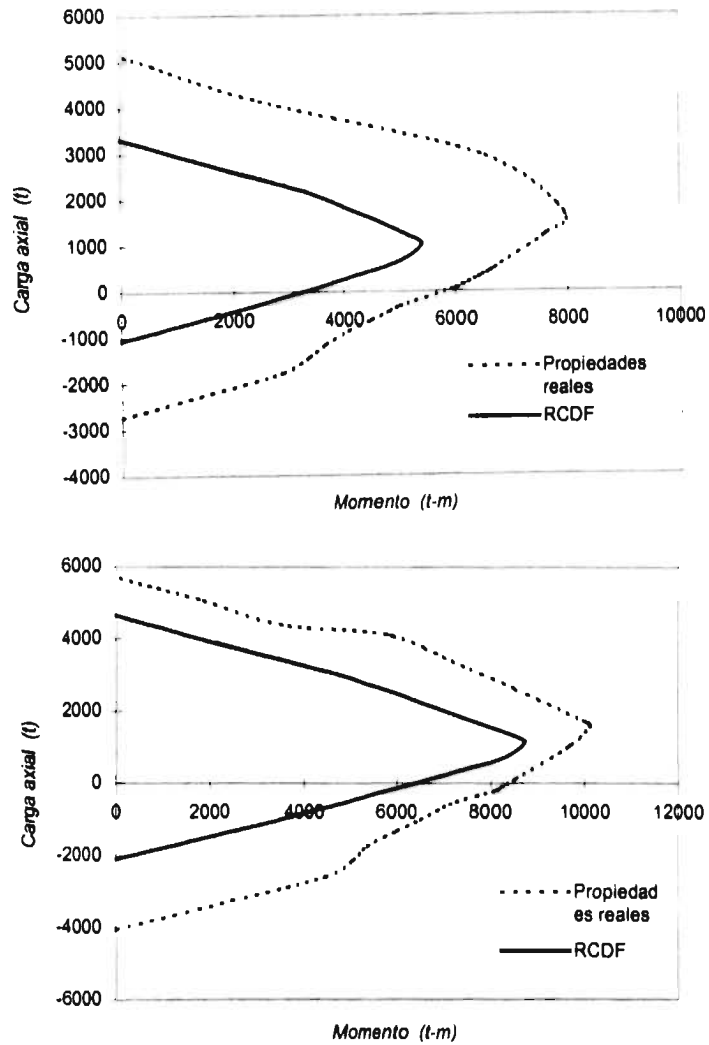


Figura 4.7 Diagramas de interacción para el muro 2.

Los resultados obtenidos para el muro 1 diseñado con el RCDF se resumen en la siguiente tabla:

Caso	M (t-m)	P (t)	V (t)
RCDF	1898.4	590.5	189.0
Propiedades reales	4900.8	590.5	488.0

La relación entre el cortante real y el cortante actuante de acuerdo a un análisis modal espectral como indica el RCDF es de 2.58, mientras que la relación entre el cortante resistente, calculado con el RCDF, 320.0 t, es de 1.53 lo cual indica que cuando se alcance la resistencia máxima a flexión la capacidad a cortante de la sección se habrá agotado pudiéndose presentar una falla por cortante en el muro.

Los resultados obtenidos para el muro 1 diseñado con el método alternativo se resumen en la siguiente tabla:

Caso	M (t-m)	P (t)	V (t)
Alternativo	3967.9	649.5	195.8
Propiedades reales	5000.8	649.5	246.8

Se puede observar el mismo comportamiento que en el muro anterior, la relación entre la fuerza cortante calculada con las propiedades realistas de los materiales y la resultante con el método alternativo es de 1.26, y resulta menor que la obtenida con el muro diseñado con el método tradicional, la relación entre la fuerza cortante máxima y la resistente, 205.95 t, calculada sin factores de reducción de resistencia es de 1.19.

Al igual que en caso del muro anterior se observó que la capacidad a cortante es sobrepasada cuando la sección alcance su valor máximo de momento.

En el caso del muro 2 los resultados obtenidos para ambos métodos de diseño se resumen en las siguientes tablas:

Caso	M (t-m)	P (t)	V (t)
RCDF	2894.4	453.0	235.8
Propiedades reales	6574.8	453.0	535.8

Caso	M (t-m)	P (t)	V (t)
Alternativo	6138.4	332.8	258.3
Propiedades reales	8900.0	332.8	374.6

La relación entre el cortante con las propiedades realistas de los materiales y el actuante obtenido con un análisis modal espectral según el RCDF es de 2.27, mientras que la relación entre el cortante realista y el determinado con un análisis modal espectral de acuerdo con el método alternativo es de 1.45.

La relación entre el cortante determinado con las propiedades realista de los materiales y el resistente, 406.11 t, calculado de acuerdo con las NTC del RCDF sin factores de reducción de resistencia para el caso del edificio diseñado con el método tradicional es de 1.62, mientras que la relación entre el realista y el del edificio diseñado con el método alternativo es de 1.13.

Los resultados obtenidos de la comparación de estos muros muestran que en ningún caso la capacidad a cortante es suficiente cuando se alcanza el momento máximo resistente de la sección. Lo cual indica que el diseño por cortante como se indica en las NTC del RCDF esta del lado de la inseguridad, si se desea evitar la falla por corte en estos elementos se debe llevar a cabo un diseño por capacidad en el que se incluyan los efectos debidos al endurecimiento por deformación del acero y del confinamiento del concreto.

5. Comportamiento inelástico

Se realizaron análisis inelásticos de marcos representativos de los edificios diseñados en el capítulo cuatro, con la finalidad de comparar la respuesta dinámica inelástica de los marcos diseñados con el método tradicional (RCDF) con la obtenida de los marcos diseñados con el método alternativo, así como observar la pérdida de acoplamiento, mediante la formación de articulaciones plásticas, entre la losa y los elementos resistentes a cargas laterales (columna y muro). Todos los marcos fueron sometidos a las misma excitación; la fase intensa del acelerograma de SCT del sismo del 19 de septiembre de 1985 componente E-W.

Los análisis se llevaron a cabo en el programa DRAIN 2D, con el cual se obtiene la respuesta dinámica elástica e inelástica de marcos planos. La respuesta dinámica se determina mediante la integración numérica, paso a paso, de la ecuación de movimiento. El programa considera la no linealidad de los materiales (fluencia de acero y agrietamiento del concreto), la no linealidad geométrica (efectos P- Δ) y la pérdida de rigidez. Para los modelos estudiados se consideró un modelo elastoplástico sin degradación de rigidez.

Los marcos seleccionados fueron aquellos que rigen el comportamiento estructural de los sistemas elásticos. Del modelo I se tomaron los marcos de la periferia, ejes 1 y A, del modelo II se tomaron los marcos correspondientes a los ejes 1 y 3 y del modelo III solo se analizó el marco del eje 1.

La masa asociada a cada nivel fue tal que para la rigidez del marco se conservaran las características dinámicas del modelo tridimensional, el amortiguamiento fue el 5 % del crítico y el incremento de tiempo para la integración de las ecuaciones de movimiento de 0.02 s.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de los análisis inelásticos de los marcos seleccionados.

5.1 Marco 1 (modelo I)

El marco 1 corresponde al eje A del modelo I con dirección de análisis en el eje X (ver figura 4.1). Los análisis inelásticos que se llevaron a cabo corresponden a las siguientes condiciones de diseño, realizadas en el capítulo cuatro.

- a) Diseño por el método tradicional (RCDF);
- b) Diseño por el método alternativo con sus dos versiones de losa
 - Aligerada sin presfuerzo y;
 - Aligerada postensada.

En los tres análisis realizados se tomó en cuenta la aportación de rigidez lateral producto del acoplamiento de la losa con los muros y columnas. La masa por nivel fue de 0.2097 t-s²/cm para la losa de 35 cm de peralte, losa no presforzada, y de 0.1467 t-s²/cm cuando la losa fue de 25 cm de peralte, losa postensada.

5.1.1 Análisis del marco 1 diseñado por método tradicional, RCDF, (marco 1a)

Las dimensiones de los muros, columnas y peralte de losa se muestran en la figura 5.1. En este análisis los muros se consideraron como columnas anchas ya que en el programa no se pueden modelar muros de concreto que resistan cortante y flexo-compresión simultáneamente. La losa se consideró como una viga equivalente cuyo ancho fue igual a $C_2 + 3h$ propuesto por RCDF, siguiendo las recomendaciones de Rodríguez y Díaz (1987) donde se establece que los momentos flexionantes resistentes en las secciones críticas a cada lado de conexión losa-columna están definidos por:

$$M_{FR}^- = M_F^- + \frac{\alpha M_D}{2} \quad (5.1a)$$

$$M_{FR}^* = M_F^* + \frac{\alpha M_D}{2} \quad (5.1b)$$

$$\frac{\alpha M_D}{2} = \frac{2 J}{C + d} (v_R - v_W) \quad (5.2)$$

donde:

- J momento polar de inercia de la sección;
- αM_D fracción del momento que se transmite a la losa por cortante;
- C ancho de la columna en dirección perpendicular a la losa;
- d peralte de la losa;
- v_R esfuerzo cortante resistente en la sección crítica;
- v_W esfuerzo cortante debido a cargas verticales;
- M_F momento resistente determinado con el ancho de $C_2 + 3h$;
- M_{FR} momento resistente total.

Para realizar los análisis inelásticos fue necesario conocer los diagramas de interacción de las columnas y de los muros, así como la resistencia a flexión de la losa que actúa como viga equivalente, siguiendo las hipótesis establecidas en las NTC para Diseño de Estructuras de Concreto. No se consideró ninguna fuente de sobrerresistencia en la elaboración de estos diagramas, y tampoco se aplicaron factores de reducción de resistencia.

La cantidad de refuerzo en las columnas fue la mínima requerida según el RCDF. Por tal motivo sólo se obtuvo un diagrama de interacción para estos elementos. En los muros se determinaron dos diagramas de interacción correspondientes a diferentes secciones, la primera va del nivel de planta baja del muro al nivel 4 y la segunda del nivel 4 al nivel 10. Los diagramas de interacción se presentan en la figura 5.2. Las resistencias a flexión de la viga equivalente fueron:

$$M(-) = 44.10 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 30.92 \text{ t-m}.$$

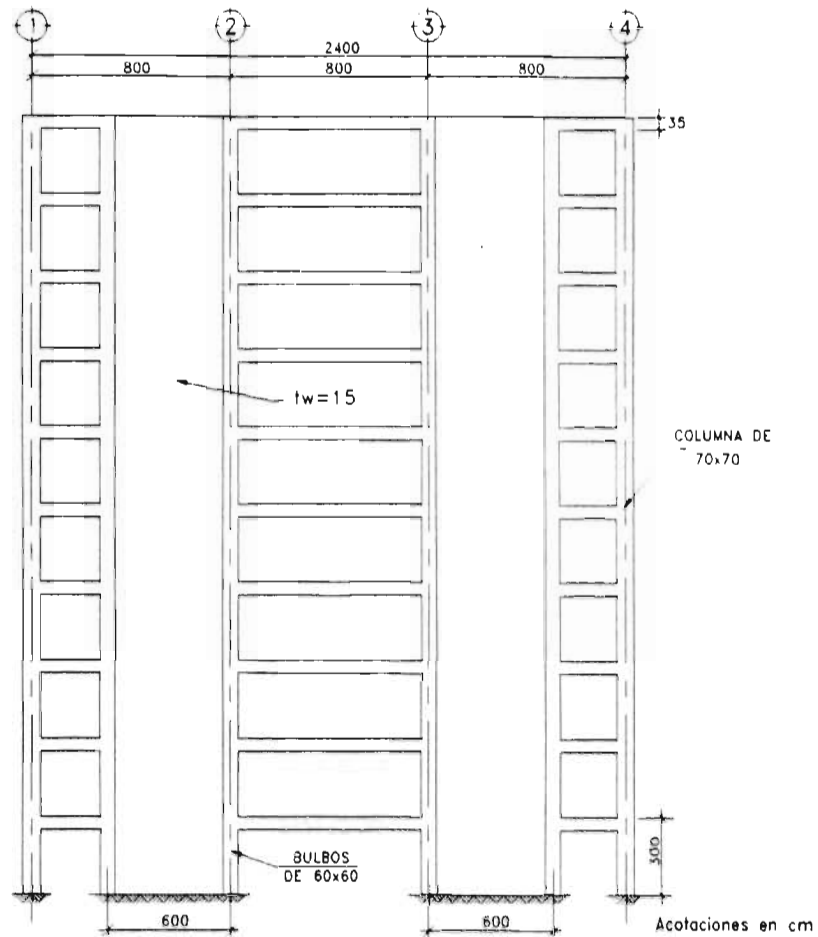


Figura 5.1 Dimensiones del marco 1a.

Los factores de proporcionalidad (ref. 16), que se aplicaron a las matrices de masas y rigideces fueron $\alpha = 0.714$ y $\beta = 0.010$ para obtener la matriz de amortiguamiento de Raleigh. La relación entre T/T_g es 0.44.

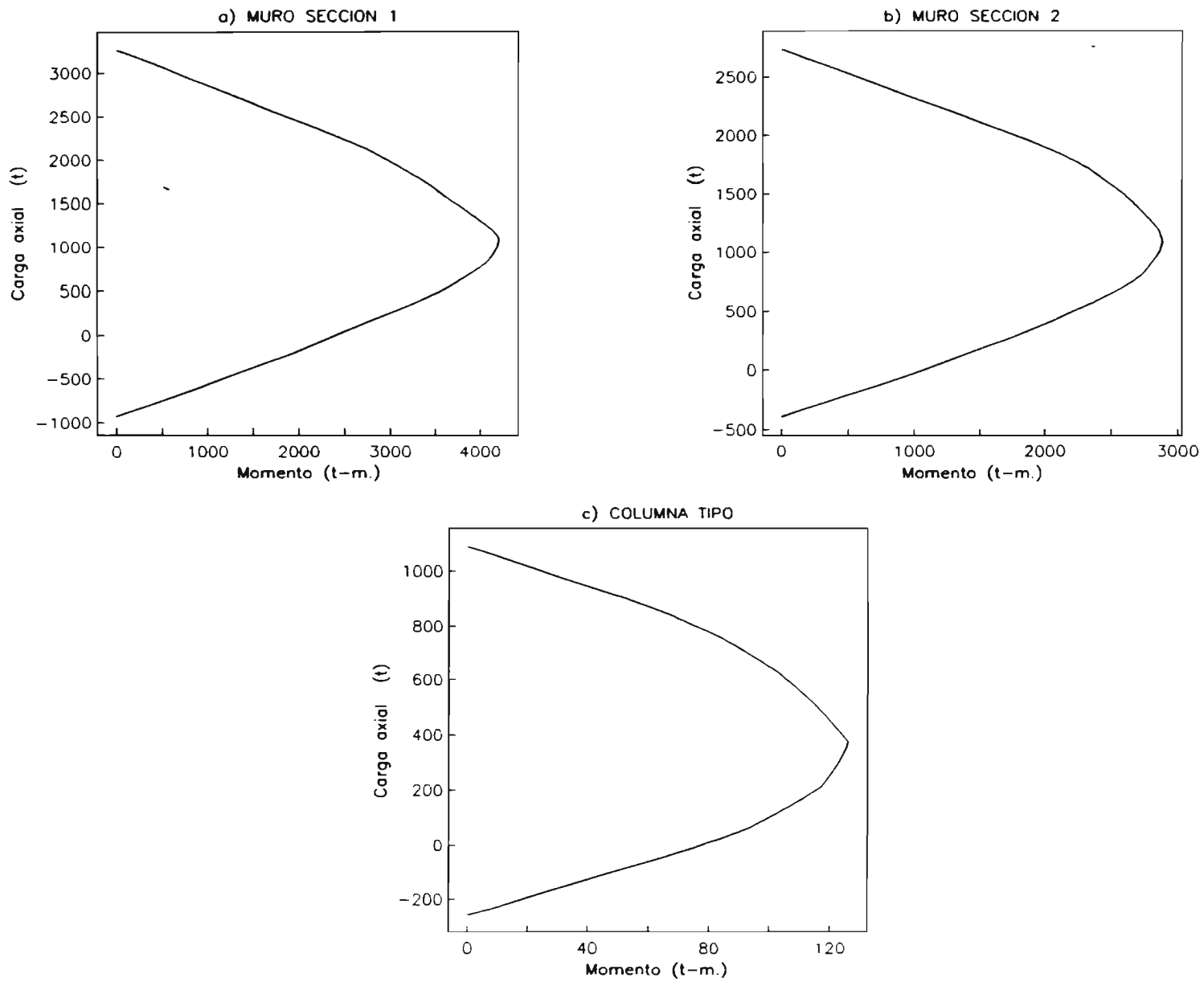


Figura 5.2 Diagramas de interacción de muros y columnas.

Los resultados del análisis se resumen en la tabla 5.1, para el tiempo $t = 38.4$ s (la duración del registro es de 60 s) en el cual se presentó la falla del modelo. La falla fue del tipo frágil debido a que la fuerza cortante actuante en la sección de planta baja de los muros fue mayor que la resistente según el RCDF, sin factores de reducción. El cortante basal inelástico en el marco fue de 439.13 t y es mayor que el obtenido en el análisis elástico modal espectral, 335.8 t, en un 30 %. Las distorsiones de entrepiso en el análisis inelástico fueron en promedio mayores en un 4 % que las elásticas.

Tabla 5.1 Resultados obtenidos del análisis inelástico.

Nivel	MARCO 1a			MARCO 1b			MARCO 1c		
	δ_i cm	F_i t	Δ_i %	δ_i cm	F_i t	Δ_i %	δ_i cm	F_i t	Δ_i %
N-10	11.2	54.3	0.36	4.6	60.7	0.17	4.7	42.0	0.18
N-9	10.2	38.4	0.37	4.1	56.5	0.18	4.1	38.7	0.19
N-8	9.0	39.1	0.41	3.6	52.2	0.18	3.5	35.6	0.19
N-7	7.8	41.8	0.43	3.0	47.8	0.19	3.0	32.9	0.19
N-6	6.5	40.7	0.45	2.5	43.5	0.19	2.4	29.4	0.18
N-5	5.2	49.7	0.45	1.9	40.0	0.17	1.9	27.2	0.17
N-4	3.9	43.0	0.43	1.4	35.8	0.17	1.3	24.9	0.16
N-3	2.6	51.1	0.39	0.9	34.6	0.14	0.9	24.4	0.13
N-2	1.4	50.6	0.29	0.5	33.3	0.10	0.5	23.8	0.09
N-1	0.5	30.5	0.17	0.2	30.0	0.06	0.2	23.7	0.06

La cantidad y distribución de las articulaciones plásticas se presentan en la figura 5.3. Se observa que la mayoría se presentaron en la losa. De la comparación entre los desplazamientos elásticos, encontrados usando la metodología correspondiente al RCDF, y los desplazamientos inelásticos, figura 5.4, se pudo observar que los desplazamientos inelásticos son en promedio 3 % mayores que los obtenidos elásticamente. Esto se debe a la pérdida de rigidez producto de las articulaciones plásticas en la losa.

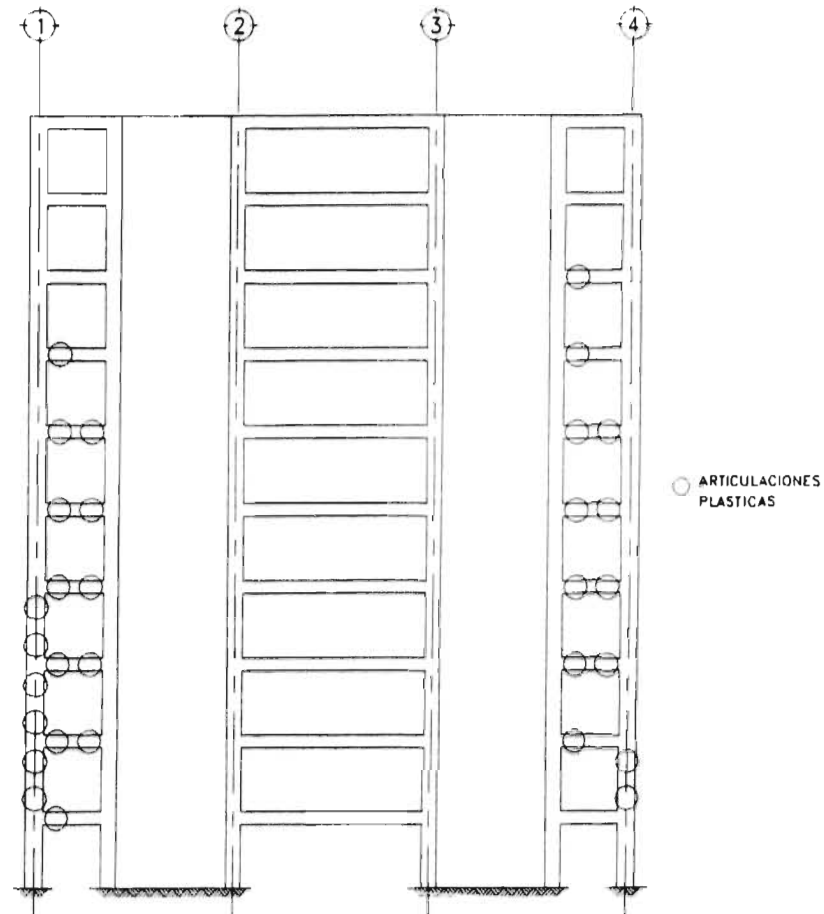


Figura 5.3 Distribución de articulaciones plásticas antes de la falla marco 1a.

5.1.2 Análisis del marco 1 diseñado por el método alternativo

Al igual que en el análisis anterior, los muros fueron modelados como columnas anchas y la losa como viga. Se realizaron dos análisis con diferentes alternativas de sistema de piso, una con losa plana aligerada sin presfuerzo y otra con losa plana aligerada postensada. Las dimensiones de los muros, columnas y losa se presentan en la figura 5.5.

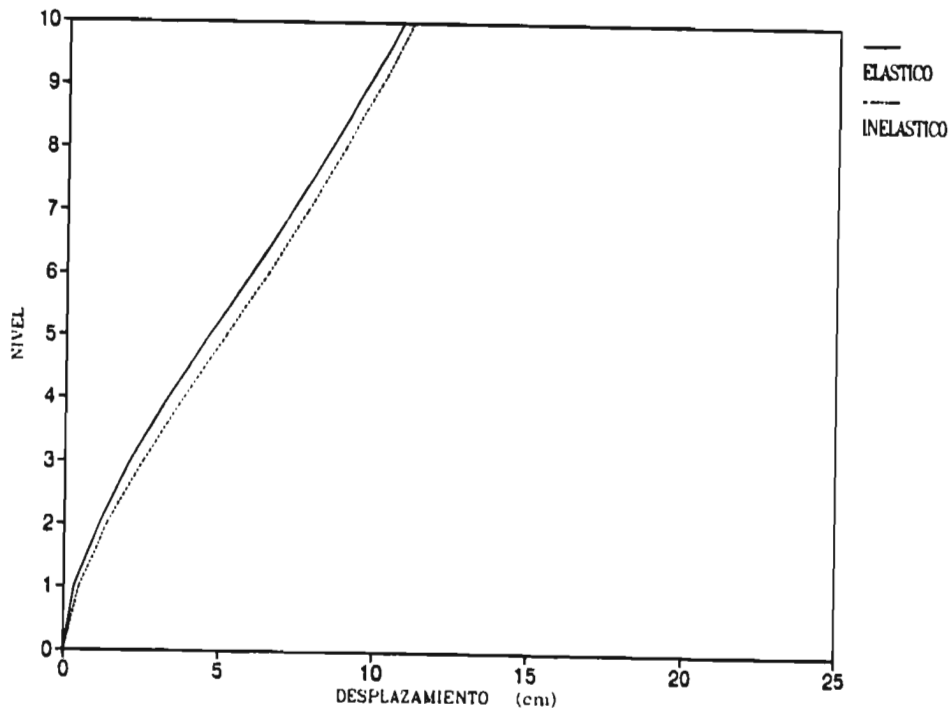


Figura 5.4 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 1a.

a) Losa plana aligerada sin presfuerzo (marco 1b)

Se obtuvieron dos diagramas de interacción para el muro, correspondientes a las mismas secciones del análisis anterior. El diagrama de interacción para la columna es el mismo que se mostró en la figura 5.2. Los diagramas de los muros se muestran en la figura 5.6. Los factores de proporcionalidad que se aplicaron a las matrices de masas y rigideces fueron $\alpha = 0.714$ y $\beta = 0.01$ para obtener la matriz de amortiguamiento de Raleigh. La relación T/T_g fue de 0.595 para este marco. La resistencia a flexión de la viga equivalente fue:

$$M(-) = 49.44 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 34.60 \text{ t-m}.$$

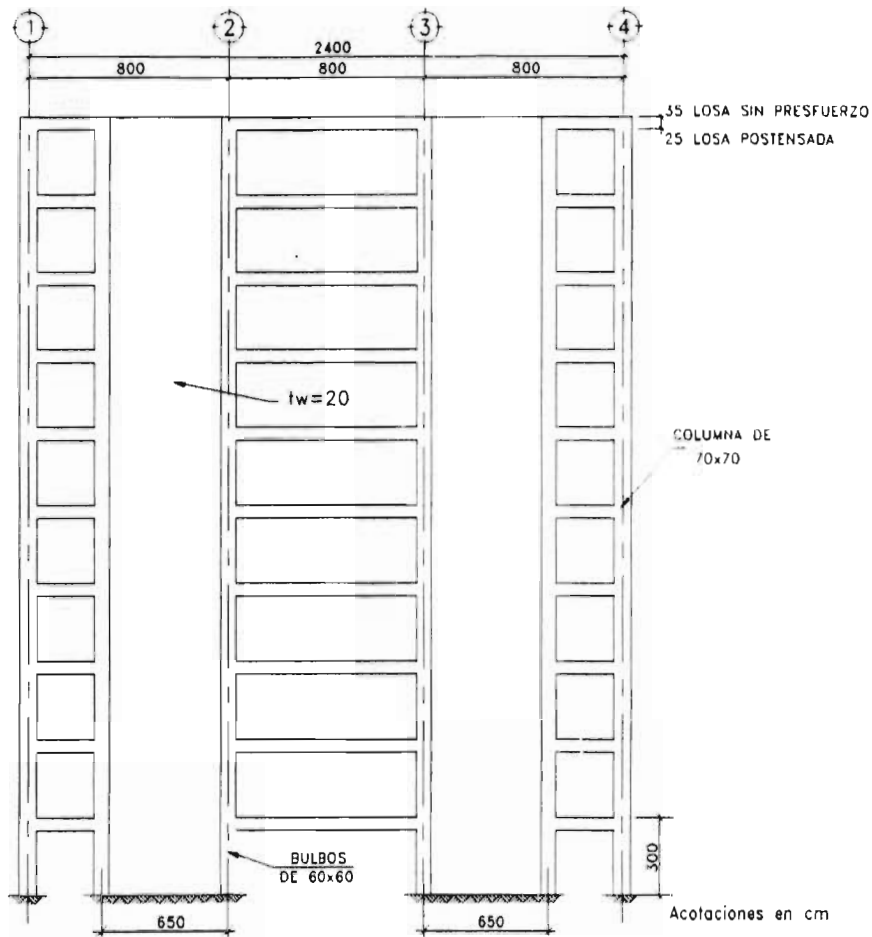


Figura 5.5 Dimensiones del marco 1b y 1c.

Los resultados de este análisis se presentan en la tabla 5.1. El modelo no alcanzó a presentar un mecanismo de colapso a flexión debido al número de articulaciones plásticas que se desarrollaron durante la excitación, figura 5.7. El comportamiento a cortante fue satisfactorio debido a que durante la excitación las fuerzas cortantes actuantes en los muros, columnas y vigas no fueron mayores a las resistentes calculadas con el RCDF, sin considerar factores de reducción.

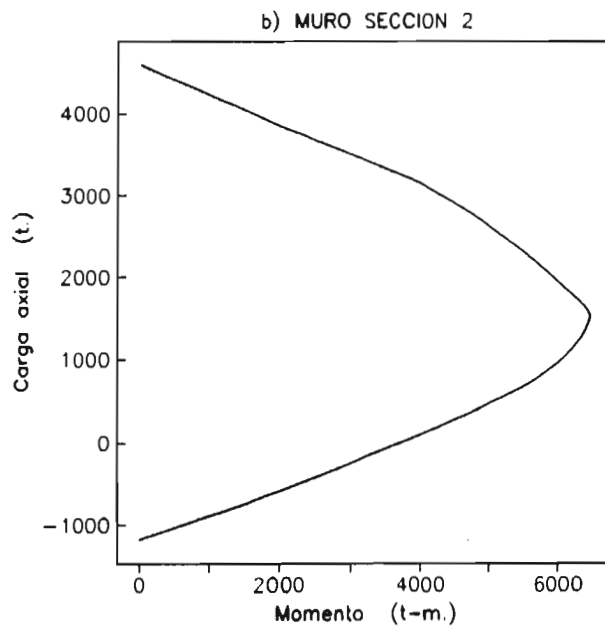
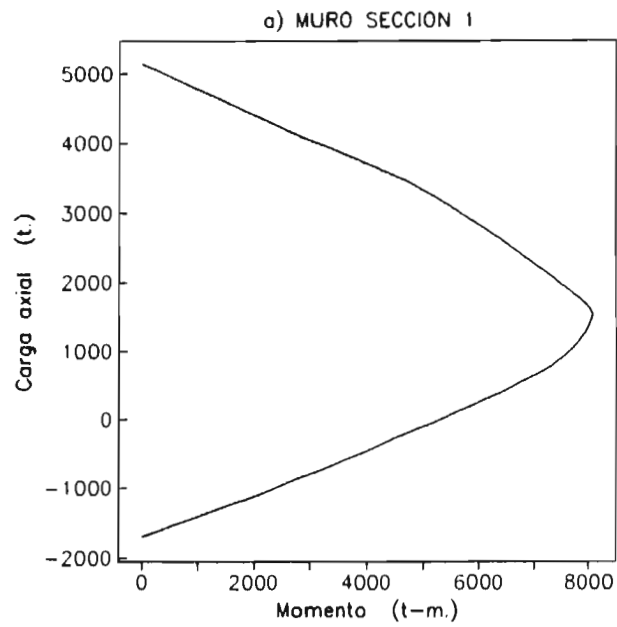


Figura 5.6 Diagramas de interacción del muro.

Al comparar los desplazamientos elásticos, considerando el acoplamiento producto de la losa (según el RCDF) y sin considerar el acoplamiento, y los desplazamientos inelásticos, figura 5.8, se observó que los desplazamientos inelásticos son en promedio 57 % menores que los obtenidos elásticamente con el sistema acoplado y menores en promedio 78 % que los obtenidos elásticamente con el sistema desacoplado. El cortante basal inelástico fue de 434.17 t y resultó mayor al obtenido elásticamente sin acoplamiento, 342.42 t, en un 27 %. Las distorsiones de entrepiso en el análisis inelástico fueron en promedio menores a los elásticos con el sistema acoplado en un 43 %.

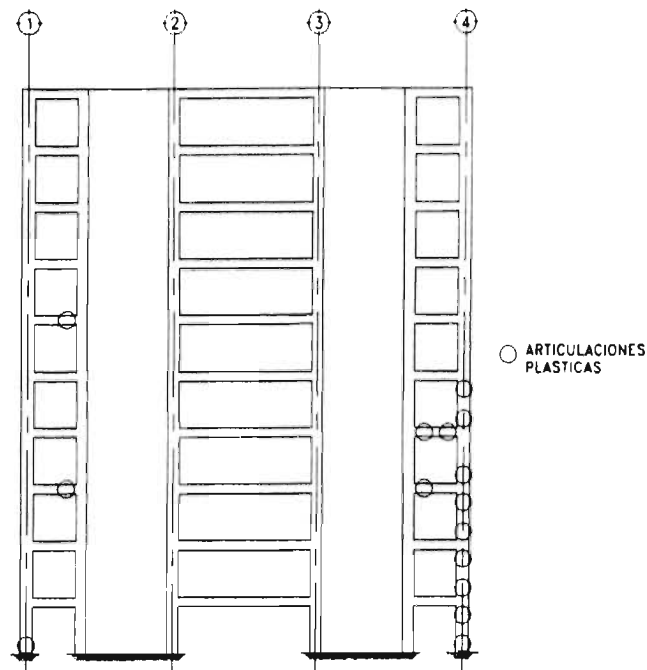


Figura 5.7 Distribución de articulaciones plásticas en el marco 1b.

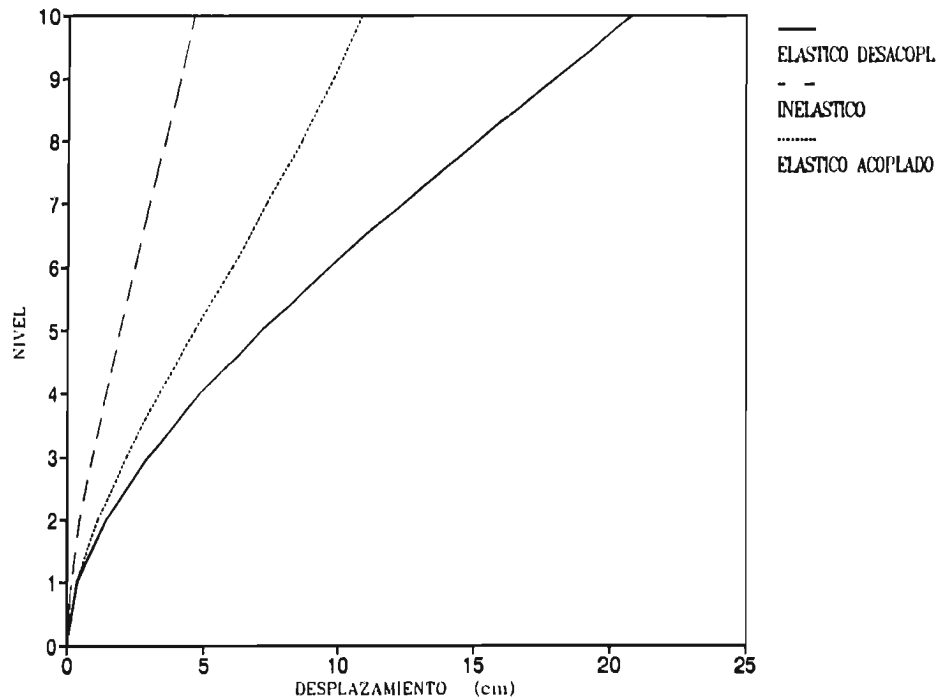


Figura 5.8 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 1b.

b) Losa plana aligerada postensada (marco 1c).

Las dimensiones de los muros, columnas y losa se muestran en la figura 5.5. Los diagramas de interacción para muros y columnas son los mismos del inciso anterior, ver figura 5.6, los factores de proporcionalidad α y β fueron 0.892 y 0.010, para obtener la matriz de amortiguamiento de Raleigh, respectivamente. La relación T/T_g fue de 0.595. En esta alternativa la losa postensada se modeló como viga considerando la compesión producto del presfuerzo, las resistencias a flexión de esta viga fueron:

$$M(-) = 32.6 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 26.0 \text{ t-m}.$$

Las fuerzas debidas al presfuerzo se introdujeron a los elementos como cargas axiales, momentos flexionantes y fuerzas cortantes las cuales se aplicaron antes de la excitación y se mantuvieron durante la misma. En la tabla 5.1 se presentan los resultados del análisis inelástico. El modelo no presentó un mecanismo de colapso a flexión debido a que se desarrollaron pocas articulaciones durante la excitación, ver figura 5.9. El comportamiento a cortante al igual que el marco anterior (1b) también fue satisfactorio.

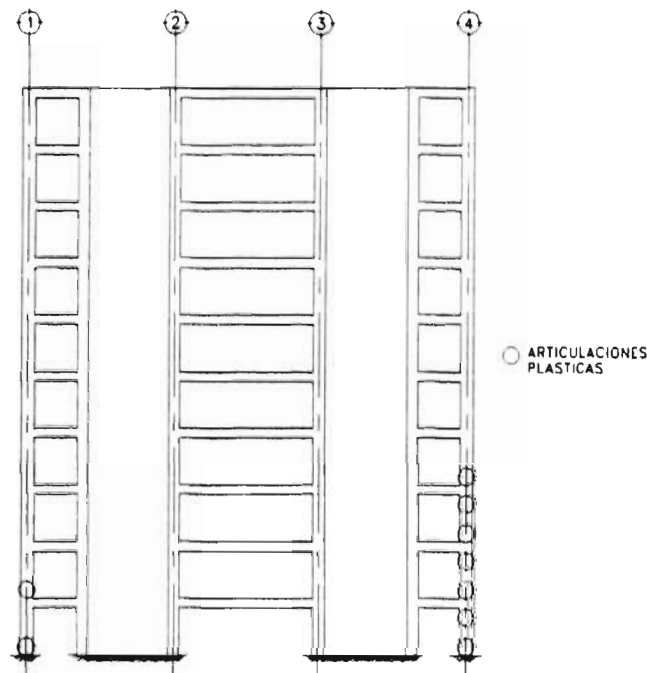


Figura 5.9 Distribución de articulaciones plásticas en el marco 1c.

Se observó que los desplazamientos inelásticos son en promedio 28 % menores que los obtenidos elásticamente con el sistema acoplado y 68 % menores a los obtenidos elásticamente con el sistema desacoplado (figura 5.10). El cortante basal inelástico fue de 301.9 t y resultó 26% mayor que el obtenido elásticamente con el sistema desacoplado, 239.7 t. Las distorsiones de entrepiso en el análisis inelástico fueron en promedio menores que los elásticos en un 72 %.

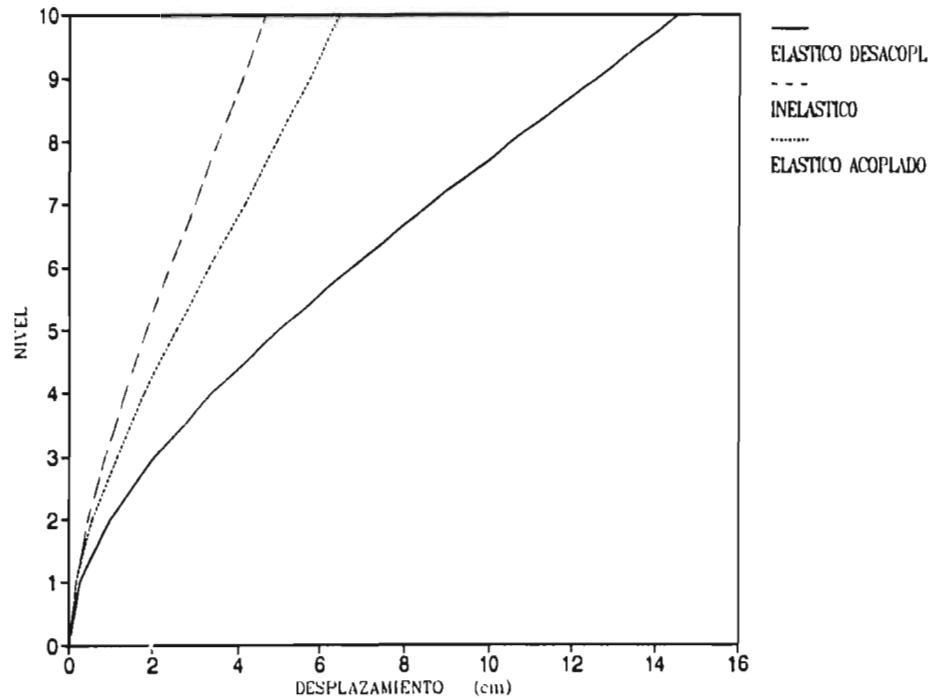


Figura 5.10 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 1c.

5.2 Marco 2 del modelo I

El marco 2 corresponde al eje 1 del modelo I con dirección de análisis en el eje Y (ver figura 4.1). Los análisis que se llevaron a cabo corresponden a las mismas condiciones de diseño para el marco 1.

La masa por nivel fue de $0.14528 \text{ t-s}^2/\text{cm}$ para la losa de 35 cm de peralte, losa no presforzada, y de $0.101692 \text{ t-s}^2/\text{cm}$ cuando la losa fue de 25 cm, losa postensada.

5.2.1 Análisis del marco 2 diseñado por método tradicional, RCDF, (marco 2a)

En la figura 5.11 se indican las dimensiones de los muros, columnas y losa que constituyen el marco. Los diagramas de interacción para muros y columnas se muestran en la figura 5.12. Las resistencias a flexión de la viga equivalente fueron:

$$M(-) = 50.11 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 35.77 \text{ t-m}.$$

Los factores de proporcionalidad para las matrices de masas y rigideces fueron: $\alpha = 0.892$ y $\beta = 0.010$, para obtener la matriz de amortiguamiento de Raleigh. La relación de T/T_g fue de 0.43.

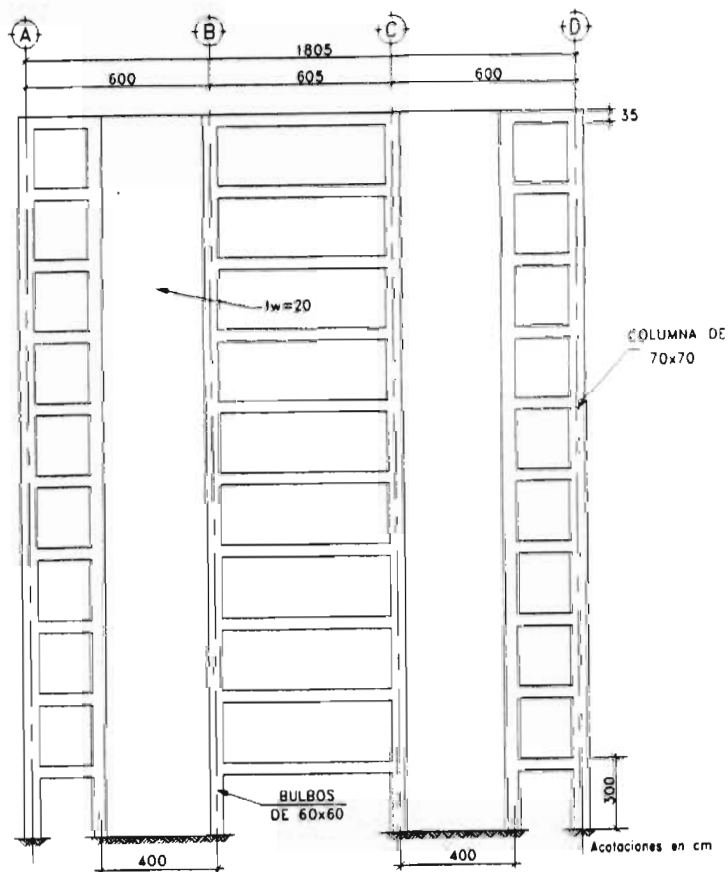


Figura 5.11 Dimensiones del marco 2a.

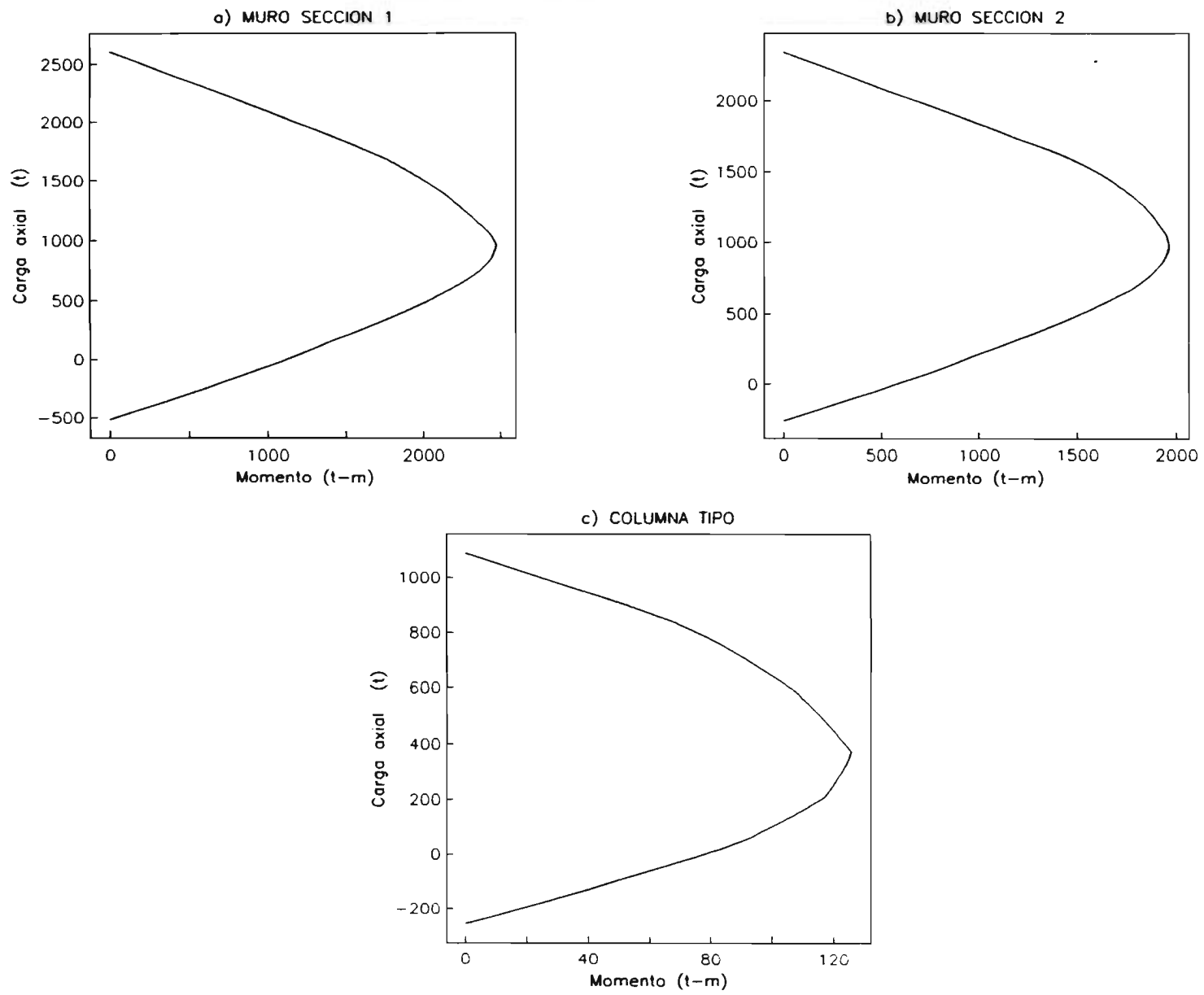


Figura 5.12 Diagramas de interacción de muros y columnas.

Tabla 5.2 Resultados obtenidos del análisis inelástico.

Nivel	MARCO 2a			MARCO 2b			MARCO 2c		
	δ_i cm	F_i t	Δ_i %	δ_i cm	F_i t	Δ_i %	δ_i cm	F_i t	Δ_i %
N-10	9.0	61.2	0.34	6.5	41.4	0.23	6.4	34.0	0.27
N-9	8.0	54.9	0.34	5.8	38.4	0.25	5.6	30.0	0.27
N-8	7.0	50.2	0.34	5.0	35.5	0.25	4.8	26.3	0.27
N-7	6.0	45.4	0.35	4.3	32.6	0.25	4.0	22.9	0.26
N-6	5.0	41.0	0.34	3.5	29.7	0.26	3.2	17.7	0.25
N-5	3.9	38.3	0.34	2.8	26.8	0.24	2.4	17.3	0.23
N-4	2.9	28.8	0.31	2.0	24.3	0.23	1.7	15.7	0.20
N-3	2.0	43.4	0.29	1.4	22.8	0.20	1.1	15.0	0.16
N-2	1.1	33.2	0.22	0.8	21.5	0.16	0.6	9.8	0.14
N-1	0.4	38.4	0.15	0.3	20.0	0.09	0.2	8.5	0.07

Los resultados obtenidos del análisis se muestran en la tabla 5.2, para el tiempo $t = 43.2s$ en el cual se presentó la falla por cortante del modelo, al igual que en el marco la fuerza cortante actuante en la sección de los muros en la planta baja fue mayor a la resistente calculada de acuerdo con el RCDF, sin factores de reducción. El cortante basal inelástico fue de 434.4 t y es mayor que el obtenido en el análisis elástico (modal espectral), 229.2 t, en un 89 %. Las distorsiones de entrepiso del análisis inelástico fueron en promedio 25 % mayores que las elásticas.

En la figura 5.13 se muestra la distribución de articulaciones plásticas. Se observó que la mayoría se presentaron en la losa. Se compararon los desplazamientos elásticos y los desplazamientos inelásticos (figura 5.14), los desplazamientos inelásticos son en promedio 27% mayores que los obtenidos elásticamente, debido a las articulaciones plásticas que se desarrollaron en la losa.

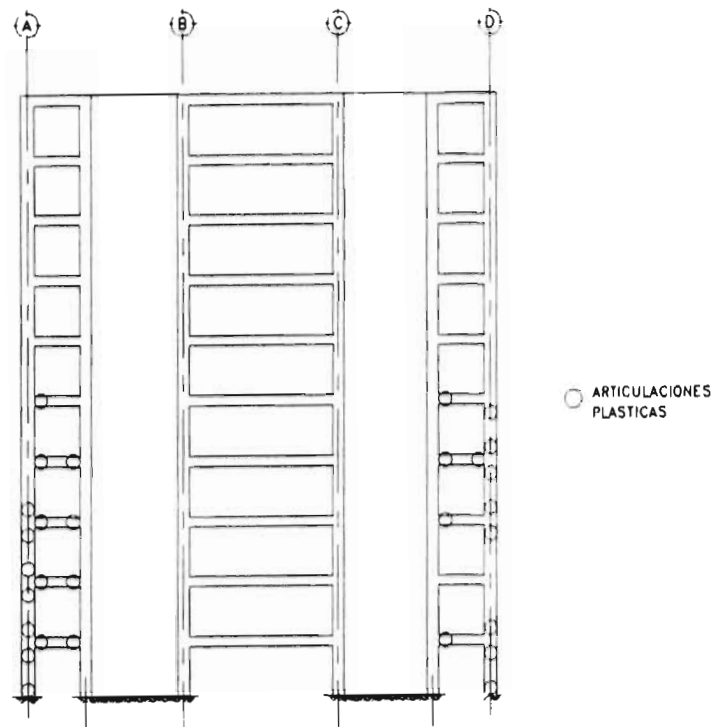


Figura 5.13 Distribución de articulaciones plásticas antes de la falla marco 2a.

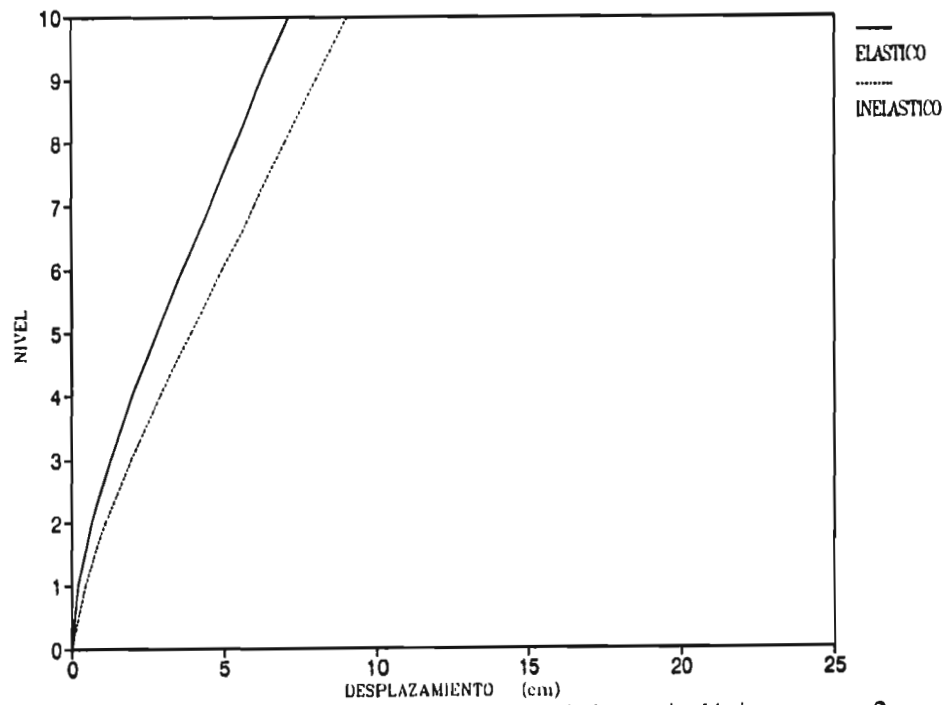


Figura 5.14 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 2a.

5.2.2 Análisis del modelo diseñado por el método alternativo

Las dimensiones de los muros, columnas y losa se muestran en la figura 5.15, para las dos alternativas del sistema de piso.

a) Losa plana aligerada sin presfuerzo (marco 2b)

Los diagramas de interacción de las columnas y muros para los mismos niveles considerados en 5.1.1 se muestran en la figura 5.16. Los factores de proporcionalidad α y β fueron 0.892 y 0.01, para obtener la matriz de amortiguamiento de Raleigh, respectivamente. La relación T/T_g fue de 0.63 para los marcos 2b y 2c. La resistencia de la viga equivalente a flexión fue:

$$M(-) = 55.92 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 41.58 \text{ t-m}.$$

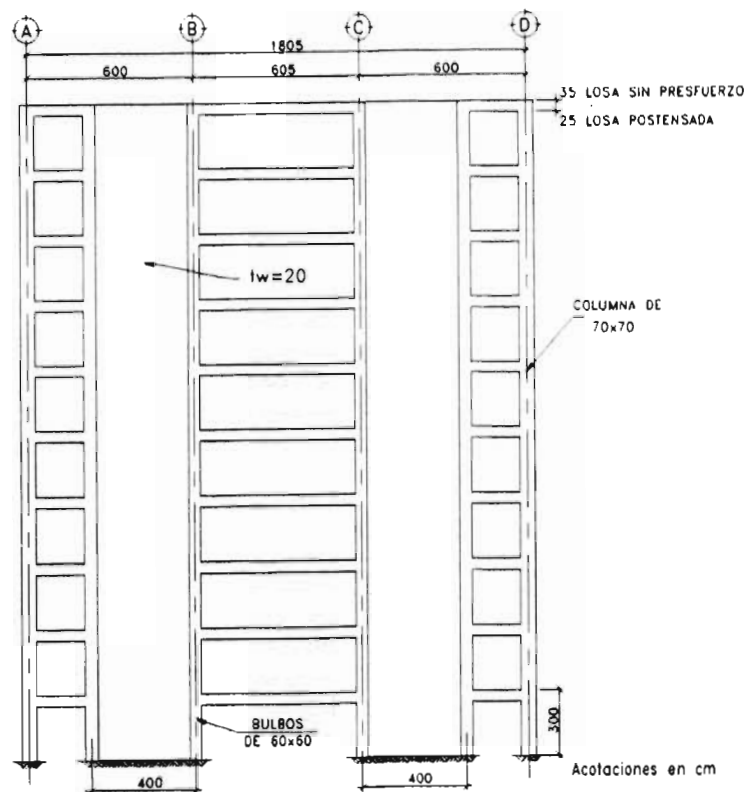


Figura 5.15 Dimensiones del marco 2b y 2c.

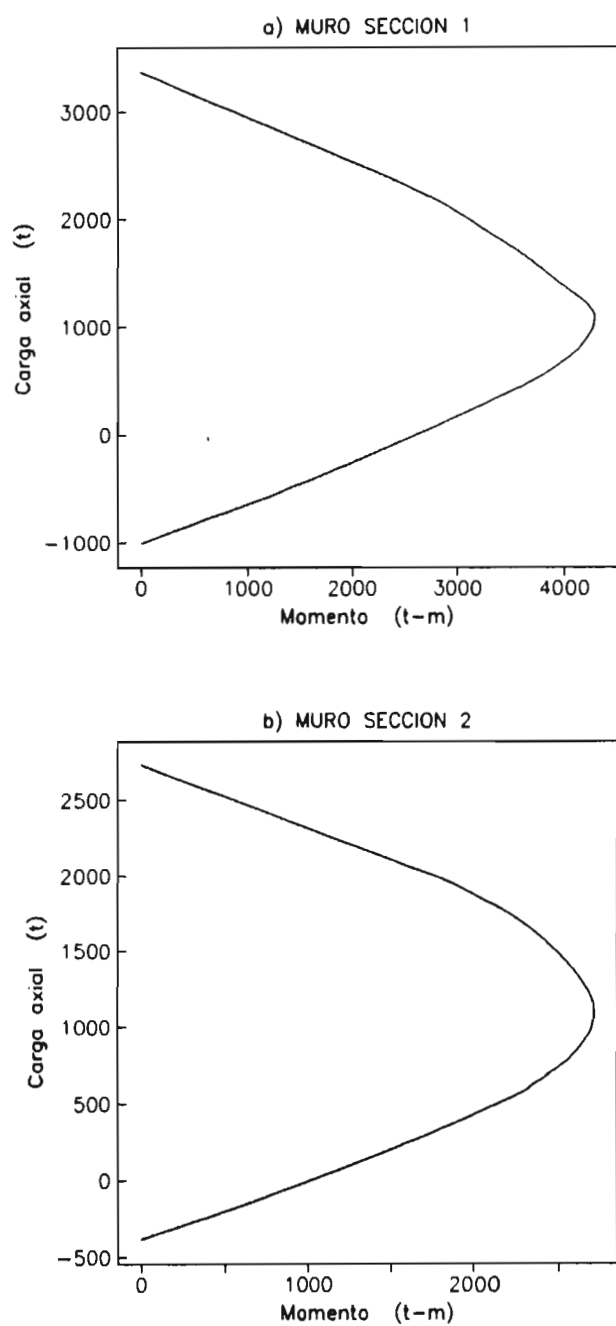


Figura 5.16 Diagramas de interacción del muro.

En la tabla 5.2 se resumen los resultados del análisis. El modelo presentó un mecanismo de colapso a flexión debido al número de articulaciones que se desarrollaron durante la excitación, ver figura 5.17. Las fuerzas cortantes actuantes en los muros, columnas y vigas fueron menores a las resistentes calculadas con el RCDF, sin aplicar los factores de reducción de resistencia.

Se compararon los desplazamientos elásticos, con acoplamiento y sin acoplamiento, y los desplazamientos inelásticos, figura 5.18, encontrándose que los desplazamientos inelásticos son en promedio 7 % menores que los obtenidos elásticamente con el sistema acoplado y 72 % menores en promedio a los obtenidos elásticamente con el sistema desacoplado. El cortante basal inelástico fue de 292.7 t y resultó mayor al obtenido elásticamente, 225.5 t, en un 30 %. Las distorsiones de entrepiso en el análisis inelástico fueron en promedio menores un 6 % a las elásticas con el sistema acoplado.

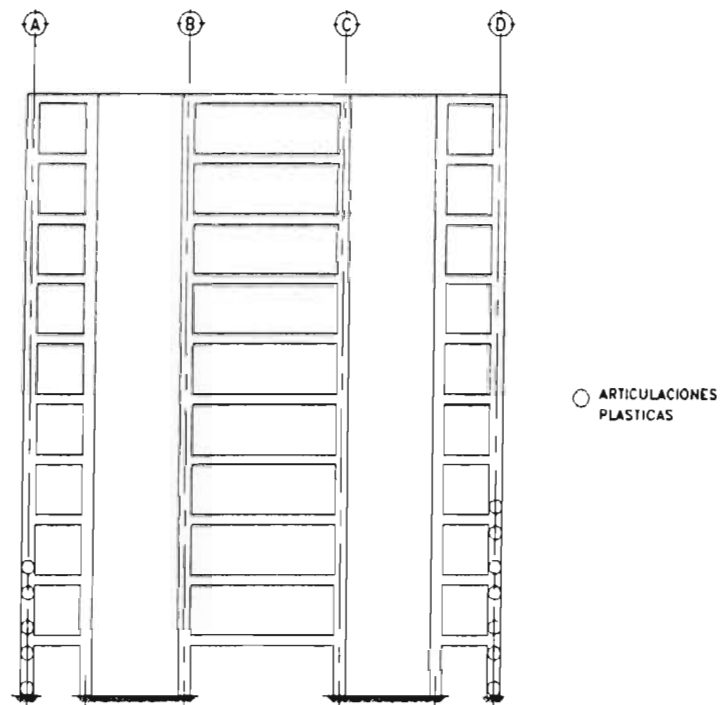


Figura 5.17 Distribución de articulaciones plásticas en el marco 2b.

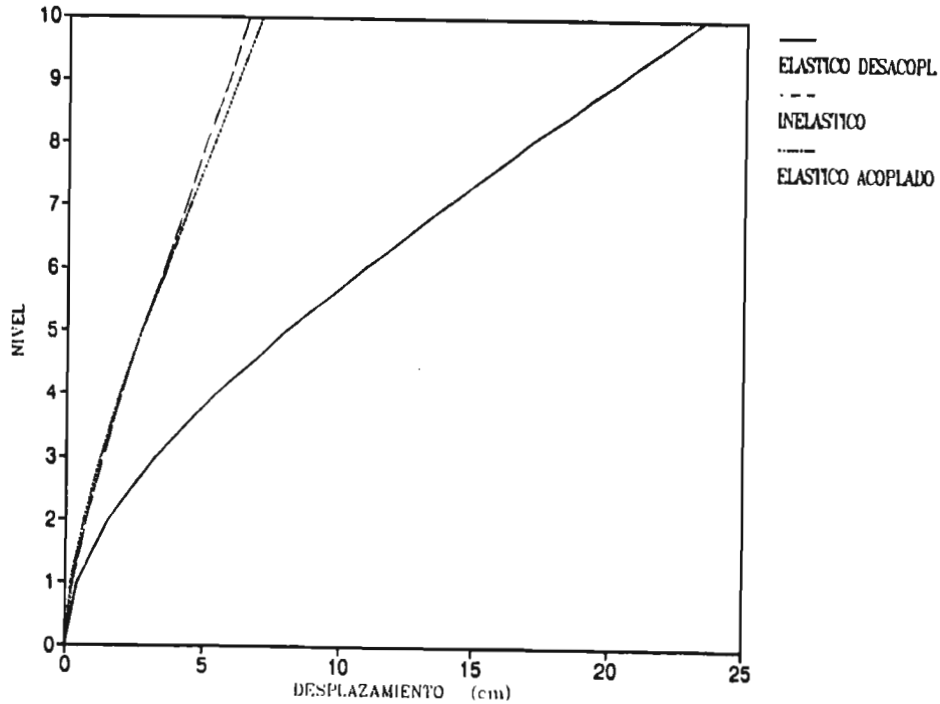


Figura 5.18 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 2b.

b) Losa plana aligerada postensada (marco 2c)

Las dimensiones de los muros, columnas y losa se presentan en la figura 5.15. Los diagramas de interacción de las columnas y muros fueron los mismos obtenidos en el marco anterior (2b), figura 5.16. La resistencia de las vigas equivalentes fueron:

$$M(-) = 27.8 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 15.0 \text{ t-m}.$$

Las fuerzas debidas al presfuerzo se introdujeron a los elementos como cargas axiales momentos flexionantes y fuerzas cortantes las cuales se aplicaron antes y se mantuvieron durante la excitación.

Los resultados de este análisis se resumen en la tabla 5.2. El modelo no alcanzó a presentar un mecanismo de colapso a flexión debido a que se formaron pocas articulaciones durante la excitación, figura 5.19. El comportamiento a cortante también fue satisfactorio.

Se observó que los desplazamientos inelásticos son en promedio 49 % mayores que los obtenidos elásticamente con el sistema acoplado y 61 % en promedio menores a los obtenidos elásticamente con el sistema desacoplado (figura 5.20). El cortante basal inelástico fue de 196.9t y resultó mayor al obtenido elásticamente con el sistema desacoplado, 157.9 t, en un 25 %. Las distorsiones de entrepiso en el análisis inelástico fueron en promedio un 51 % mayores a las elásticas con el sistema acoplado.

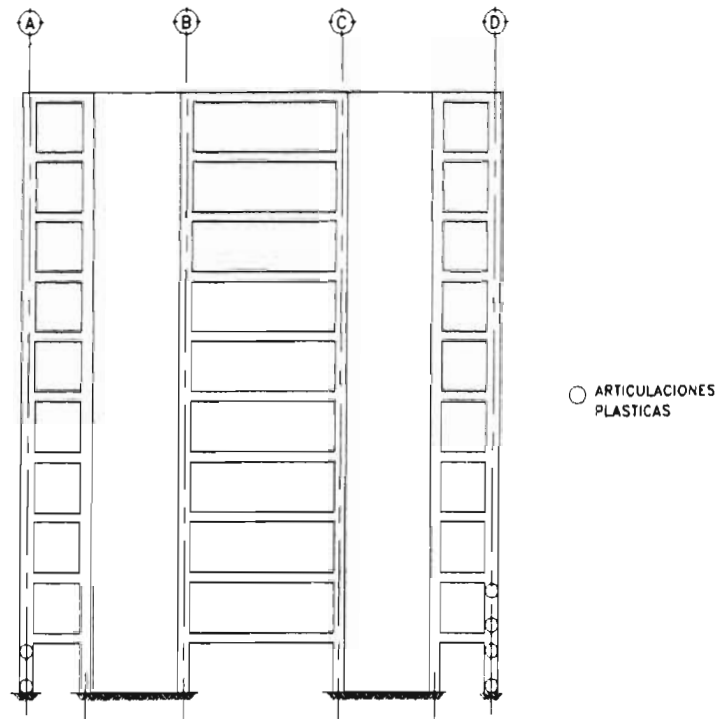


Figura 5.19 Distribución de articulaciones plásticas en el marco 2c.

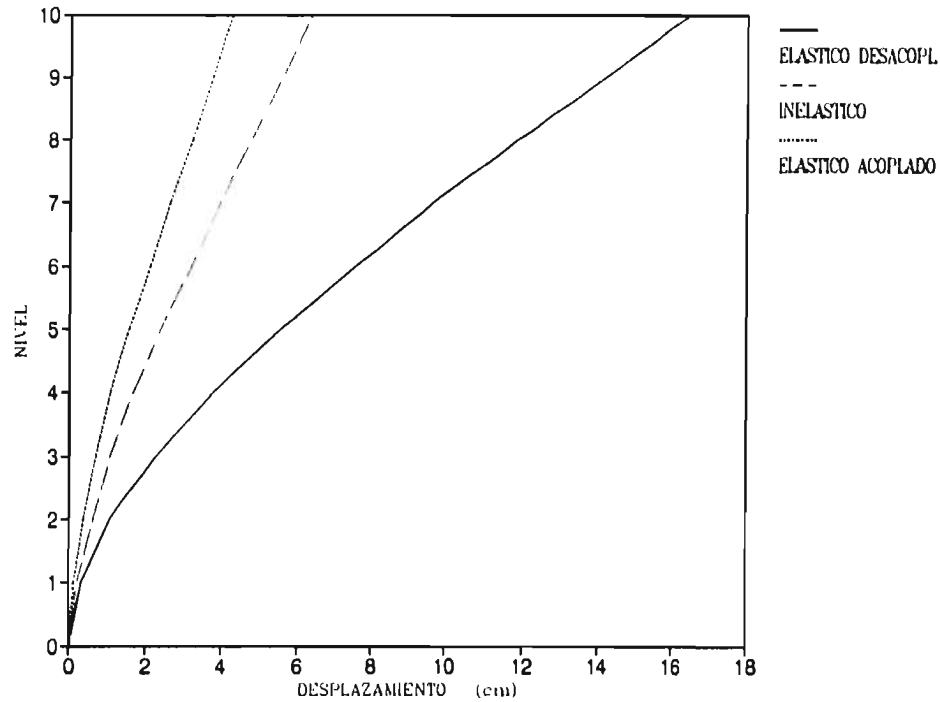


Figura 5.20 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 2c.

5.2.3 Comparación entre los resultados de los análisis inelásticos de los marcos 1 y 2 correspondientes al edificio 1.

Los resultados obtenidos de los análisis para cada alternativa se resumen a continuación:

a) Del análisis inelástico de los marcos diseñados con el método tradicional se encontró:

- La fuerza cortante máxima actuante en los muros y columnas fue mayor que la resistente, sin aplicar factores de reducción, y se presentó antes de la formación del mecanismo de colapso por flexión.
- Los desplazamientos y distorsiones de entrepiso son mayores que los elásticos, debido a la pérdida de acoplamiento.
- Entre el 50 y el 75 % de las articulaciones plásticas se formaron en la losa.

b) Del análisis inelástico de los marcos diseñados con el método alternativo se encontró:

- La fuerza cortante máxima actuante en los muros, columnas y vigas fue menor que la resistente, sin aplicar factores de reducción. No se alcanzó a presentar el mecanismo de colapso debido al número de articulaciones plásticas que se formaron. No se produjo falla por cortante.
- Los desplazamientos y distorsiones de entrepiso son menores que los elásticos con el sistema acoplado.
- Del total de articulaciones plásticas la tercera parte se produjo en la losa.

c) Del análisis inelástico del marco diseñado con el método alternativo con losa plana aligerada postensada se encontró:

- La fuerza cortante máxima actuante en muros, columnas y losa fue menor que la resistente. No se formó un mecanismo de colapso debido al número de articulaciones plásticas.
- Los desplazamientos y distorsiones de entrepiso son menores que los elásticos obtenidos del análisis modal espectral con el sistema acoplado.
- No se presentaron articulaciones plásticas en la losa, debido a las dimensiones de los claros, que resultaron menores en los extremos a 3.0 m y al centro de 5.0 m.

El marco de losa plana aligerada postensada diseñado con el método alternativo presentó un comportamiento semejante al del marco constituido por losa plana aligerada sin presfuerzo diseñado con el mismo método.

De los resultados anteriores se puede observar que el método alternativo de diseño tiene las siguientes ventajas sobre el método tradicional:

- La fuerza cortante inelástica en los muros, columnas y losa es menor que la resistente.
- El número de articulaciones plásticas en la losa aplicando el método alternativo se reduce a más de la mitad de las obtenidas con el método tradicional.
- Los desplazamientos y distorsiones de entrepiso del análisis inelástico de los marcos diseñados con el método tradicional son mayores que los elásticos. Esto se debe al número de articulaciones plásticas que se formaron, mientras que con el método alternativo estos son menores que los elásticos con el sistema acoplado.

5.3 Marco 3 del modelo II

El marco 3 corresponde al eje I de modelo II con dirección de análisis en el eje Y, ver figura 4.3. Los análisis que se llevaron a cabo corresponden a los diseños:

- a) por el método tradicional (RCDF);
- b) por el método alternativo en sus dos versiones de losa
 - Aligerada sin presfuerzo y;
 - Aligerada postensada.

La masa por nivel fue de 0.3587491 t-s²/cm para la losa de 35 cm de peralte, losa no presforzada, y de 0.250943 t-s²/cm cuando la losa fue de 25 cm, losa postensada.

5.3.1 Análisis del marco 3 diseñado por método tradicional, RCDF, (marco 3a)

Las dimensiones de los muros, columnas y peralte de losa se presentan en la figura 5.21. Los diagramas de interacción se presentan en la figura 5.22 para la columna y para el muro, no se consideró ninguna fuente de sobrerresistencia en la elaboración de estos diagramas y tampoco se aplicaron factores de reducción de resistencia.

La sección 1 corresponde al muro del nivel de planta baja al nivel 4 y la sección 2 del nivel 4 al nivel 10. Las resistencias a flexión de la viga equivalente fueron:

$$M(-) = 50.70 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 40.92 \text{ t-m}.$$

Los factores de proporcionalidad de las matrices de masas y de rigideces fueron $\alpha = 0.737$ y $\beta = 0.010$ para obtener la matriz de amortiguamiento de Raleigh. La relación T/T_g fue de 0.43.

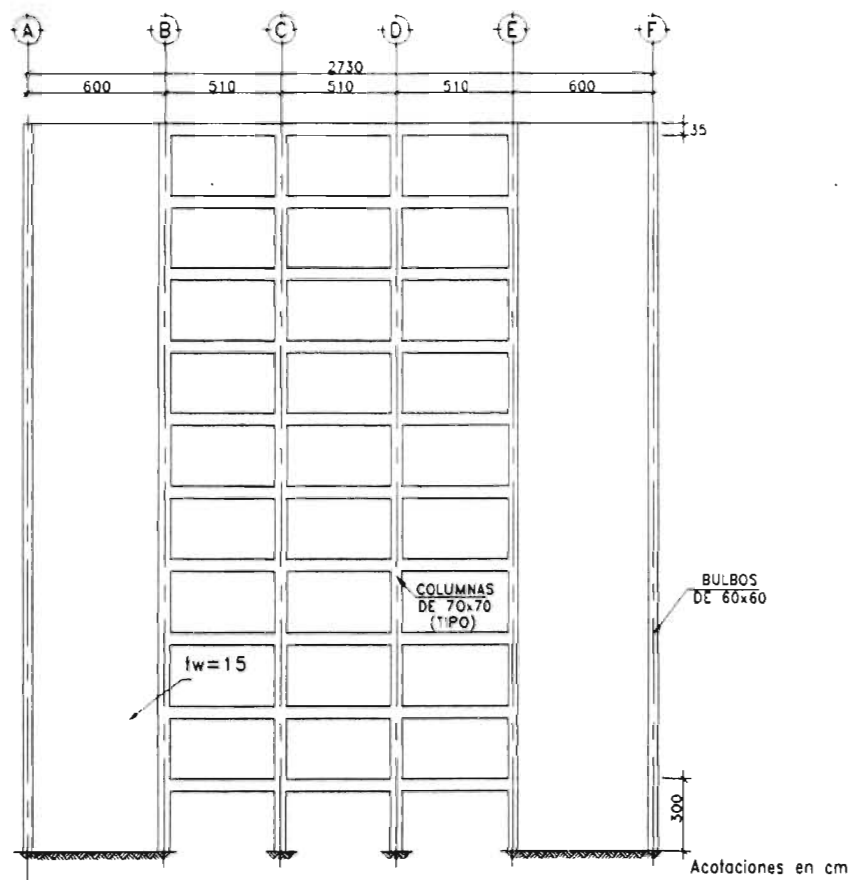


Figura 5.21 Dimensiones del marco 3a.

En la tabla 5.3 se presentan los resultados del análisis para el tiempo $t = 38.4$ s en el cual se presentó la falla del modelo. La falla fue del tipo frágil debido a que la fuerza cortante actuante en la sección de planta baja de los muros fue mayor a la resistente calculada de acuerdo con el RCDF, sin factores de reducción. El cortante basal inelástico en el modelo fue de 721.7t y es mayor al obtenido en el análisis elástico (modal espectral), 573.3 t, en un 26 %. Las distorsiones de entrepiso resultantes del análisis inelástico fueron en promedio 38 % mayores que las elásticas.

La cantidad y distribución de las articulaciones plásticas se presentan en la figura 5.23; se observó que la mayoría se presentaron en la losa. Se observó que los desplazamientos inelásticos son en promedio 38 % mayores que los obtenidos elásticamente (figura 5.24).

Tabla 5.3 Resultados obtenidos del análisis inelástico.

Nivel	MARCO 3a			MARCO 3b			MARCO 3c		
	δ_i cm	F_i t	Δ_i %	δ_i cm	F_i t	Δ_i %	δ_i cm	F_i t	Δ_i %
N-10	14.0	82.5	0.49	11.6	84.1	0.45	10.5	60.2	0.42
N-9	12.5	68.2	0.50	10.3	80.8	0.46	9.2	57.5	0.45
N-8	11.0	65.5	0.52	8.9	75.4	0.47	7.9	54.9	0.43
N-7	9.5	62.6	0.53	7.5	71.5	0.47	6.6	52.2	0.43
N-6	7.9	60.5	0.53	6.1	67.7	0.46	5.3	49.6	0.42
N-5	6.3	57.8	0.52	4.7	63.9	0.44	4.1	47.1	0.37
N-4	4.8	64.3	0.50	3.4	62.2	0.40	2.9	44.8	0.37
N-3	3.3	66.4	0.45	2.2	60.8	0.34	1.8	42.8	0.28
N-2	1.9	82.2	0.37	1.2	58.5	0.25	1.0	41.1	0.21
N-1	0.8	111.9	0.27	0.4	57.1	0.14	0.3	40.1	0.11

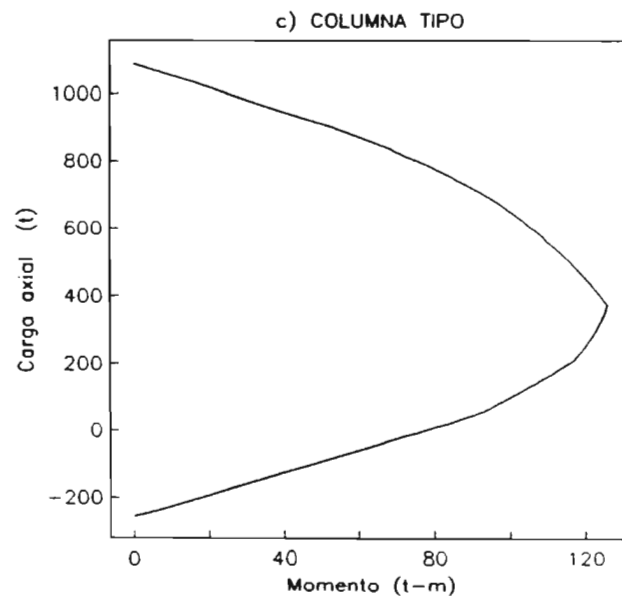
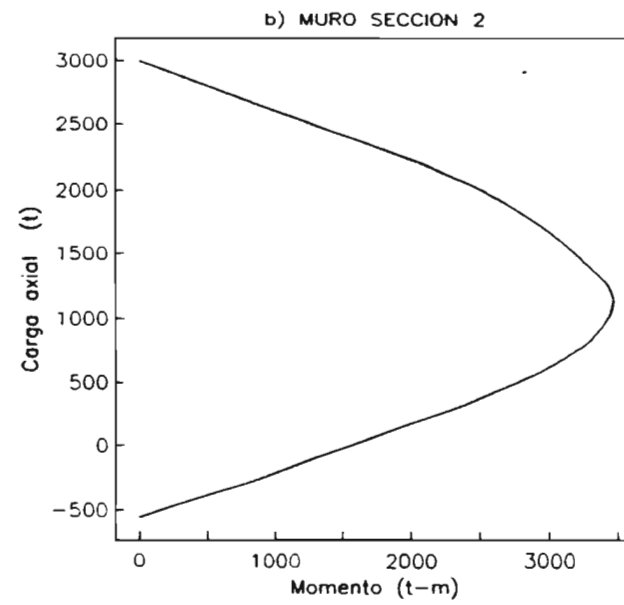
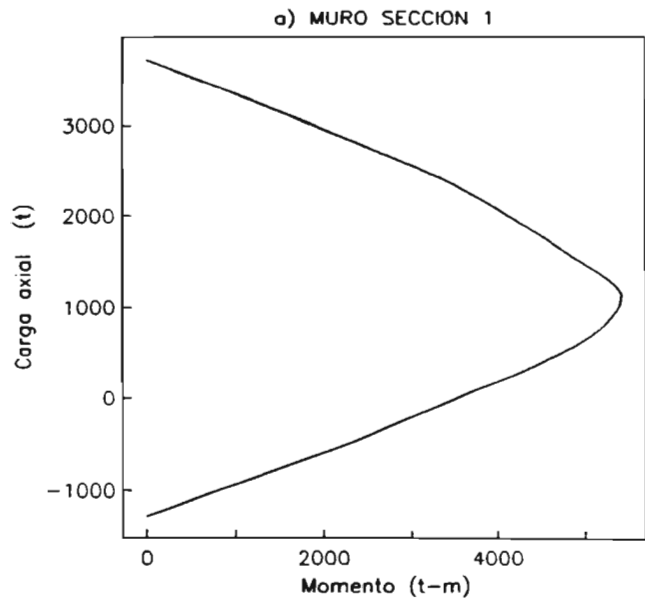


Figura 5.22 Diagramas de interacción de muros y columnas.

5.3.2 Análisis del modelo diseñado por el método alternativo

a) Losa plana aligerada sin presfuerzo (marco 3b)

Las dimensiones de los muros, columnas y losa se indican en la figura 5.25 para el caso de losa plana reforzada y losa plana postensada, los diagramas de interacción de columnas y muros se muestran en la figura 5.26. Los factores de proporcionalidad α y β fueron 0.737 y 0.01, para obtener la matriz de amortiguamiento de Raleigh, respectivamente. La resistencia de la viga equivalente a flexión fue:

$$M(-) = 55.37 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 43.67 \text{ t-m}.$$

La relación T/T_g resultó igual a 0.625 para los marcos 3b y 3c.

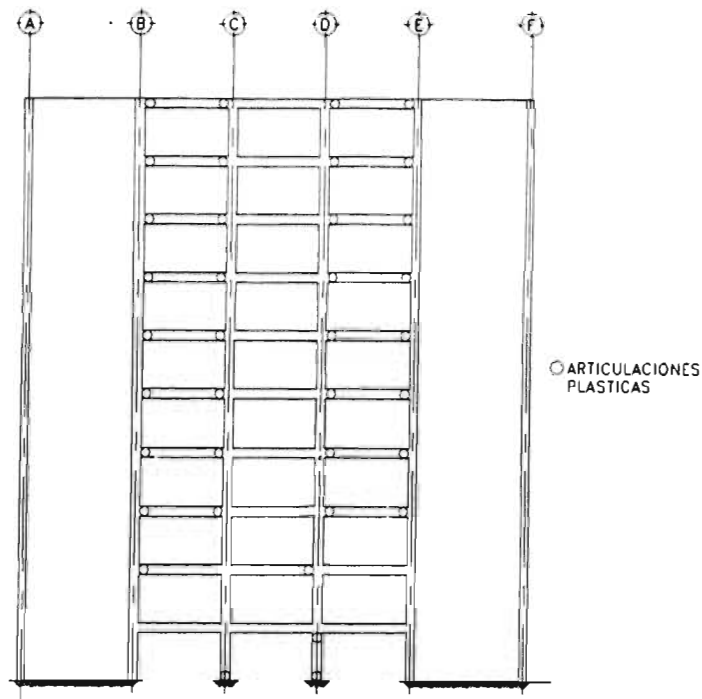


Figura 5.23 Distribución de articulaciones plásticas antes de la falla marco 3a.

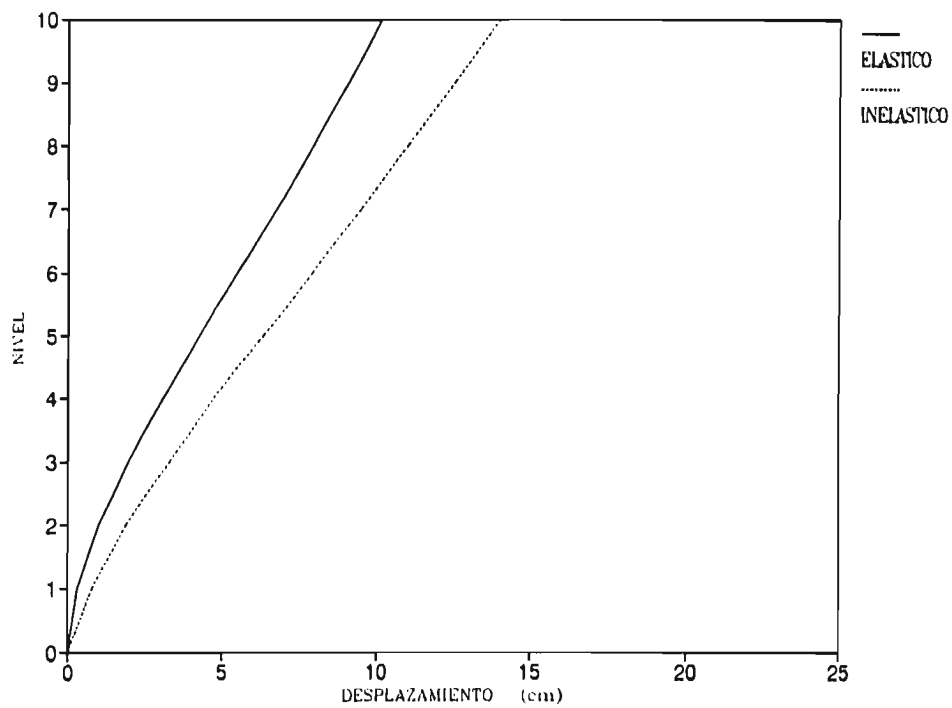


Figura 5.24 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 3a.

Los resultados del análisis se resumen en la tabla 5.3. No se presentó el mecanismo de colapso a flexión ya que no fue suficiente el número de articulaciones que se formaron durante la excitación (figura 5.27). Las fuerzas cortantes actuantes en los muros, columnas y vigas no fueron mayores a las resistentes obtenidas de acuerdo con el RCDF, sin considerar factores de reducción.

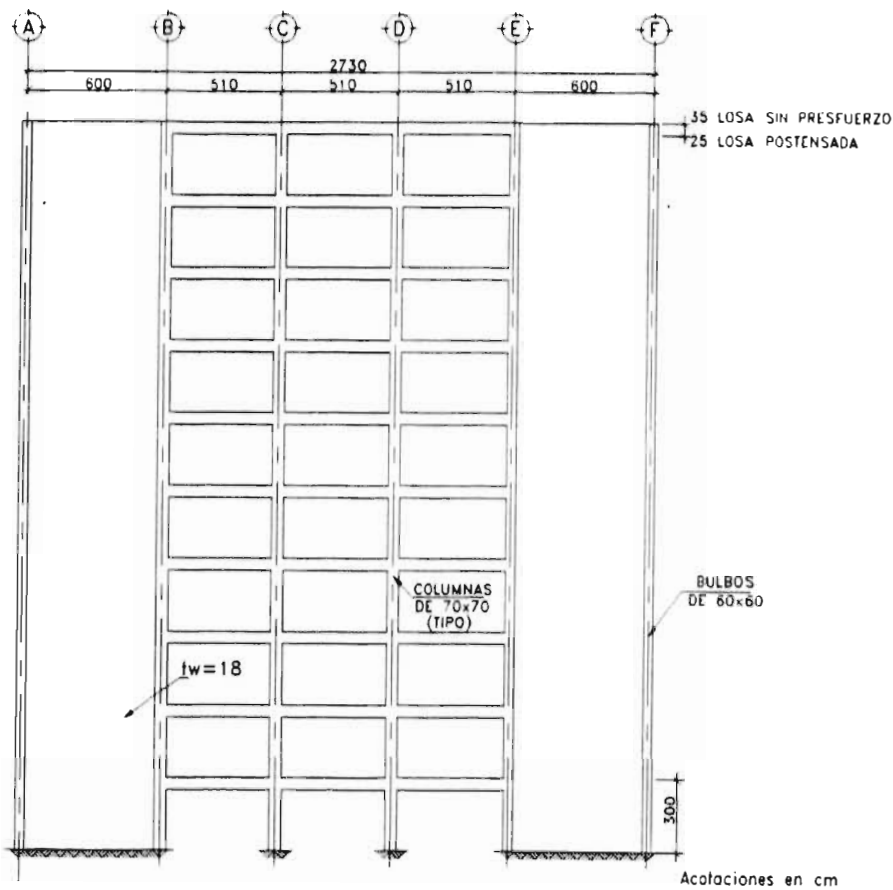


Figura 5.25 Dimensiones del marco 3b y 3c.

Al realizar la comparación entre los desplazamientos elásticos (figura 5.28), se observó que los desplazamientos inelásticos son en promedio 14 % mayores que los obtenidos elásticamente con el sistema acoplado y menores en un 51 % promedio que los obtenidos elásticamente con el sistema desacoplado. El cortante basal inelástico fue de 682.3 t y resultó mayor que el obtenido elásticamente, 560.2 t, en 22 %. Las distorsiones de entrepiso en el análisis inelástico fueron en promedio mayores un 15 % que las elásticas con el sistema acoplado.

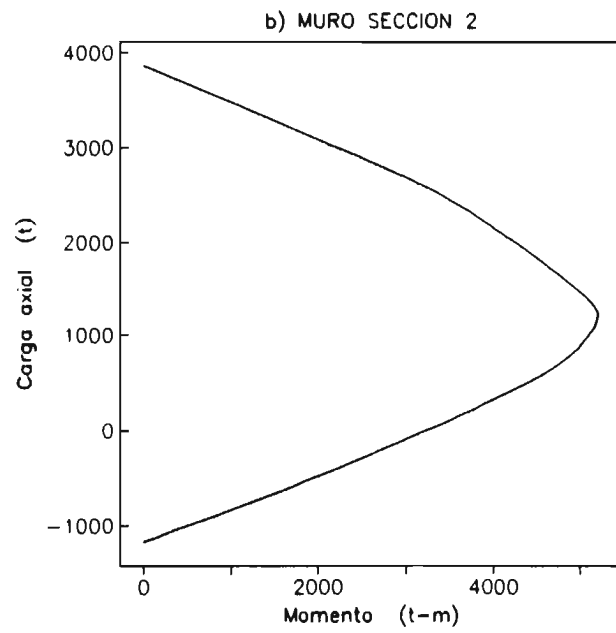
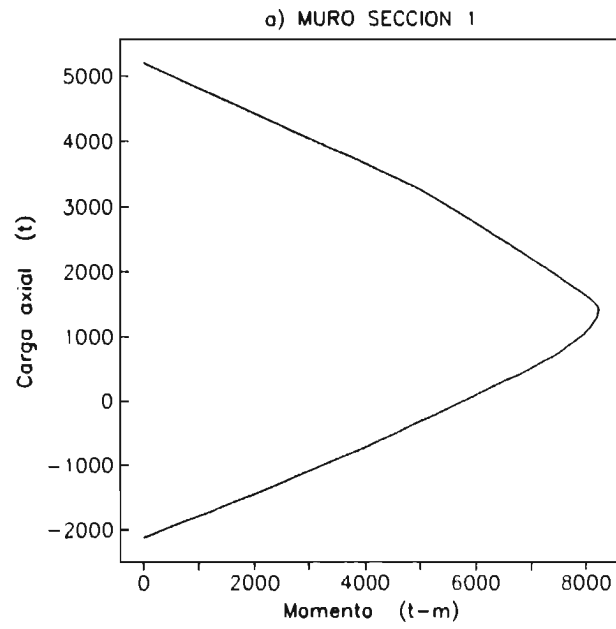


Figura 5.26 Diagramas de interacción del muro

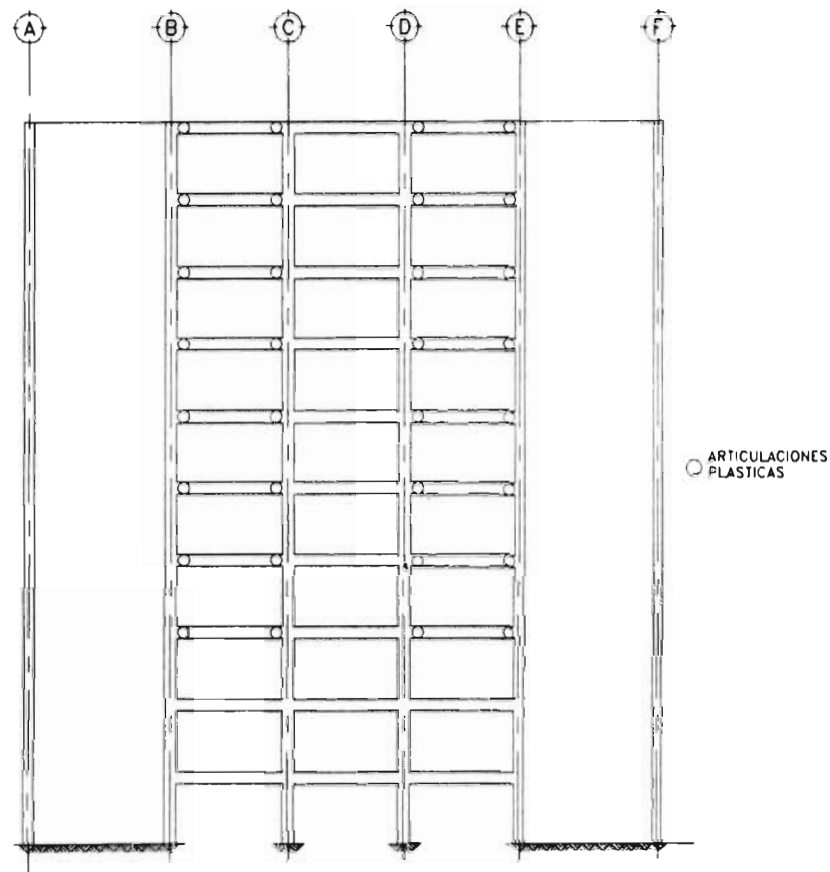


Figura 5.27 Distribución de articulaciones plásticas en el marco 3b.

b) Losa plana aligerada postensada (marco 3c)

Los diagramas de interacción de las columnas y muros se presentaron en la figura 5.26, los factores de proporcionalidad α y β son 0.737 y 0.01, respectivamente para obtener la matriz de amortiguamiento de Raleigh. La resistencia de las vigas equivalentes fueron:

$$M(-) = 31.1 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 24.2 \text{ t-m}.$$

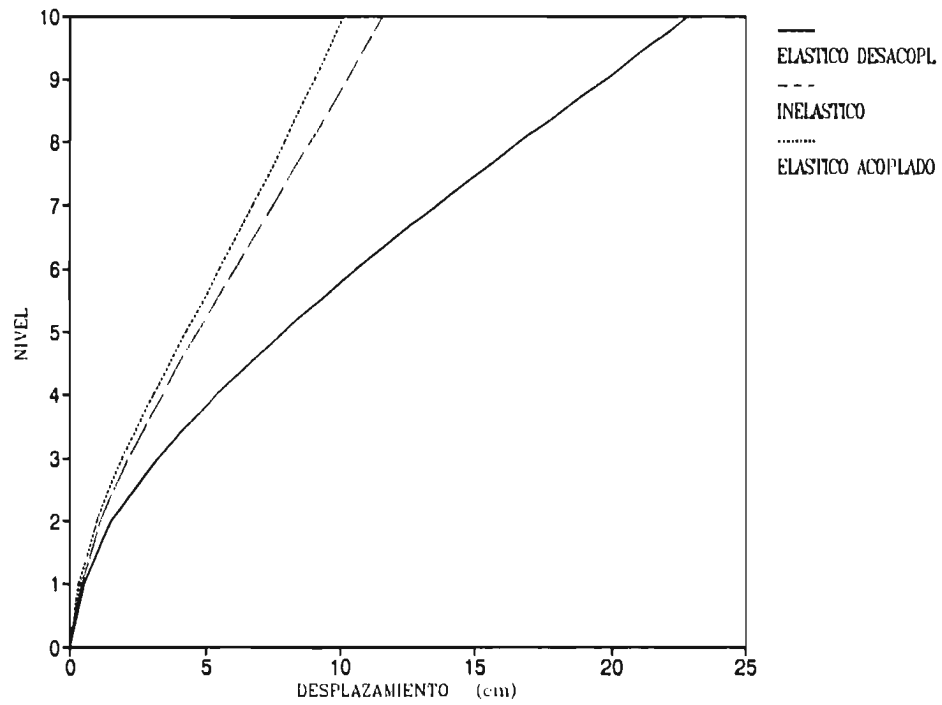


Figura 5.29 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 3b.

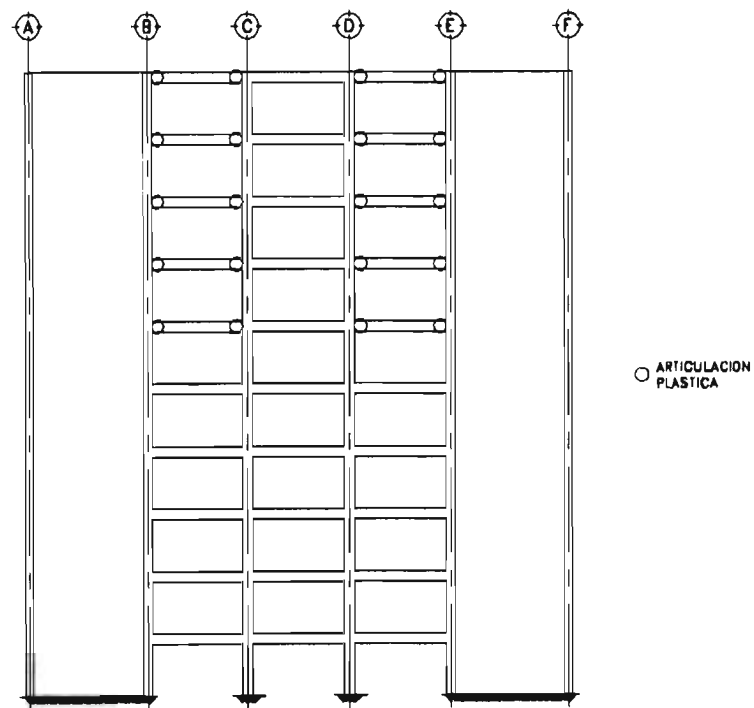


Figura 5.30 Distribución de articulaciones plásticas en el marco 3c.

En la tabla 5.3 se muestran los resultados obtenidos del análisis, en la figura 5.29 se presentan las articulaciones plásticas que se produjeron durante la excitación, las cuales no fueron suficientes para desarrollar el mecanismo de colapso a flexión.

De los análisis se encontró que los desplazamientos inelásticos son en promedio 9 % mayores que los obtenidos elásticamente con el sistema acoplado y menores 46 % en promedio que los obtenidos elásticamente con el sistema desacoplado. El cortante basal inelástico fue de 490.2 t y resultó mayor que el obtenido elásticamente con el sistema desacoplado, 392.2 t, en un 25 %. Las distorsiones de entrepiso en el análisis inelástico fueron en promedio un 10 % mayores que las elásticas con el sistema acoplado (ver figura 5.30).

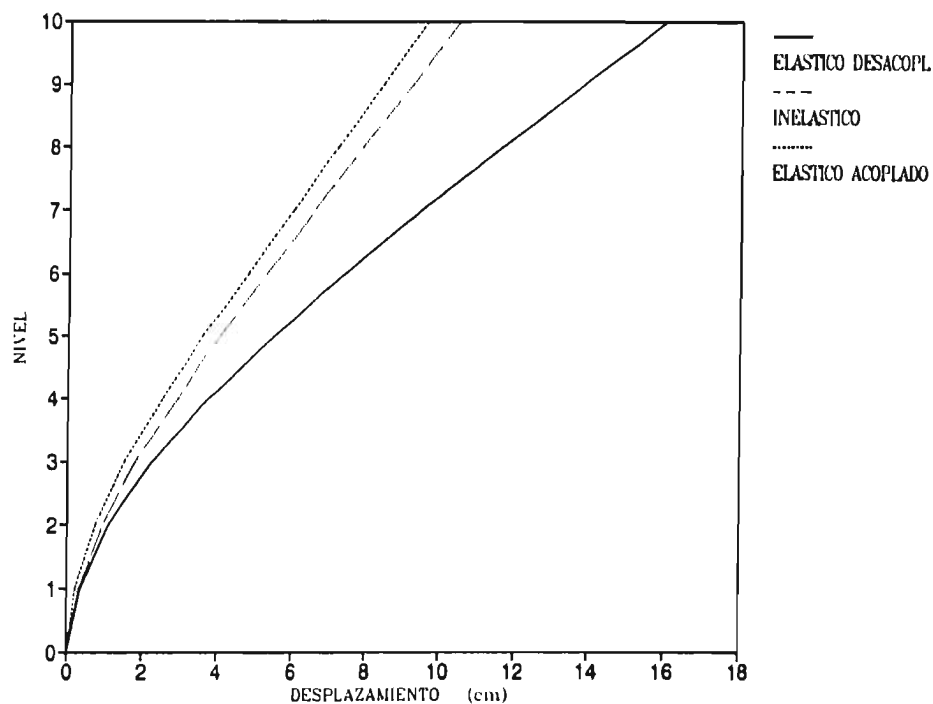


Figura 5.30 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 3c.

5.4 Marco 4 del modelo II

El marco 4 corresponde al eje 3 de modelo II con dirección de análisis en el eje Y, ver figura 4.3, los análisis que se llevaron a cabo corresponden a las mismas condiciones de diseño para el marco 3. La masa por nivel fue de 0.12701 t-s²/cm para la losa de 35 cm de peralte, losa no presforzada, y de 0.08891 t-s²/cm cuando la losa fue de 25 cm, losa presforzada.

5.4.1 Análisis del marco 4 diseñado por método tradicional, RCDF, (marco 4a)

En la figura 5.31 se muestran las dimensiones de los muros, columnas y losa, los diagramas de interacción para muros y columnas se muestran en la figura 5.32 para los mismos niveles considerados en el marco 3. No se tomó en cuenta ninguna fuente de sobrerresistencia en la elaboración de estos diagramas y tampoco se aplicaron factores de reducción de resistencia. Las resistencias a flexión de la viga equivalente fueron:

$$M(-) = 46.78 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 25.0 \text{ t-m}.$$

Los factores de proporcionalidad fueron $\alpha = 0.737$ y $\beta = 0.01$ para obtener la matriz de amortiguamiento de Raleigh, la relación T/T_g fue de 0.43.

Los resultados del análisis se resumen en la tabla 5.10, para el tiempo $t = 37.88$ s en el cual se presentó la falla del modelo, al igual que en el marco 3a la fuerza cortante actuante máxima fue mayor a la resistente calculada de acuerdo con el RCDF, sin factores de reducción de resistencia. El cortante basal inelástico (245.8 t) fue 30 % mayor que el obtenido en el análisis elástico (203.1 t). Las distorsiones de entrepiso en el análisis inelástico fueron en promedio 38 % mayores que las elásticas.

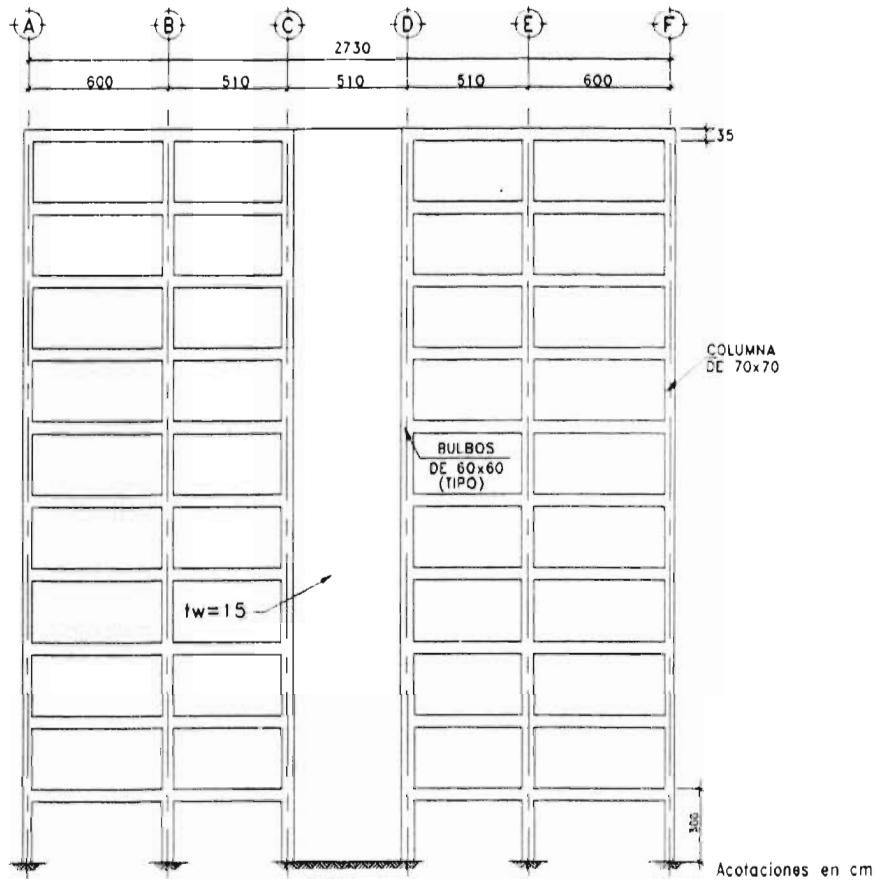


Figura 5.31 Dimensiones del marco 4a.

En la figura 5.33 se indica la distribución de las articulaciones plásticas. Se observó que la mayoría se presentaron en la losa y fueron suficientes para desarrollar un mecanismo de colapso a flexión. Al comparar los desplazamientos elásticos y los desplazamientos inelásticos, figura 5.34. Se observó que los desplazamientos inelásticos son en promedio 39 % mayores que los obtenidos elásticamente. Esto se debe a la pérdida de rigidez producto de las articulaciones plásticas en la losa.

Tabla 5.10 Resultados obtenidos del análisis inelástico.

Nivel	MARCO 4a			MARCO 4b			MARCO 4c		
	δ_i cm	F_i t	Δ_i %	δ_i cm	F_i t	Δ_i %	δ_i cm	F_i t	Δ_i %
N-10	14.1	38.0	0.53	12.1	33.8	0.45	8.4	23.7	0.31
N-9	12.5	24.4	0.55	10.7	26.5	0.47	7.5	18.5	0.33
N-8	10.9	27.5	0.57	9.3	27.1	0.48	6.5	19.7	0.34
N-7	9.2	25.6	0.57	7.8	26.0	0.49	5.5	18.7	0.33
N-6	7.5	24.1	0.57	6.4	25.2	0.48	4.5	17.7	0.33
N-5	5.8	23.0	0.53	4.9	23.8	0.47	3.5	16.8	0.32
N-4	4.2	22.1	0.51	3.5	22.4	0.42	2.5	15.9	0.30
N-3	2.7	21.1	0.42	2.3	21.7	0.36	1.6	15.2	0.25
N-2	1.4	20.7	0.31	1.2	20.7	0.27	0.9	14.4	0.19
N-1	0.5	19.3	0.16	0.4	17.8	0.13	0.3	13.0	0.09

5.4.2 Análisis del modelo diseñado por el método alternativo

a) Losa plana aligerada sin presfuerzo (marco 4b)

En la figura 5.35 se presentan las dimensiones de los muros, columnas y losa. En la figura 5.36 se muestran los diagramas de interacción para muros y columnas. Los factores de proporcionalidad α y β fueron 0.737 y 0.01, respectivamente, para obtener la matriz de amortiguamiento de Raleigh. La relación T/T_g fue de 0.625 para los marcos 4b y 4c. La resistencia de la viga equivalente a flexión fue:

$$M(-) = 41.74 \text{ t-m;}$$

$$M(+) = 24.90 \text{ t-m.}$$

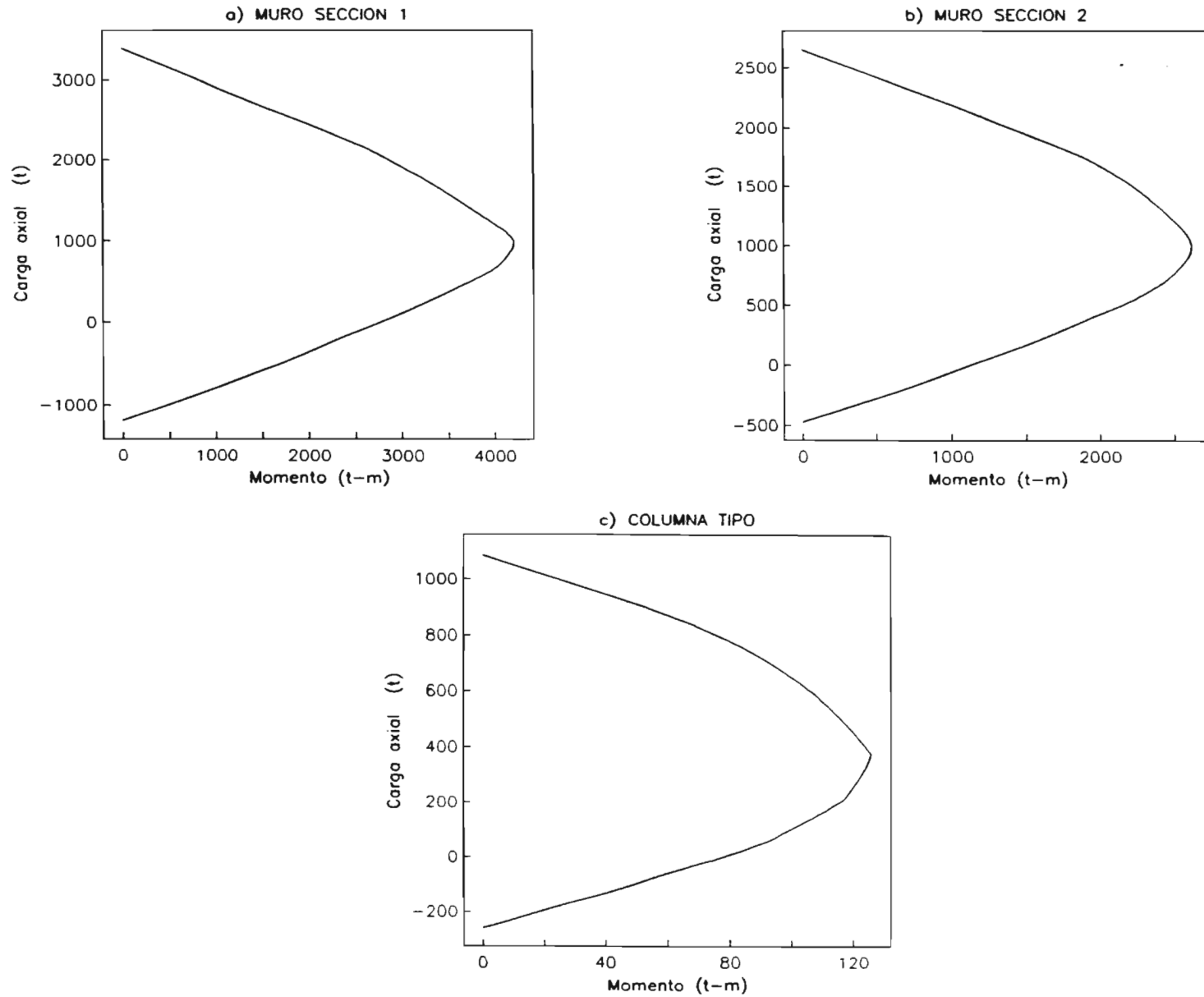


Figura 5.32 Diagramas de interacción de muros y columnas.

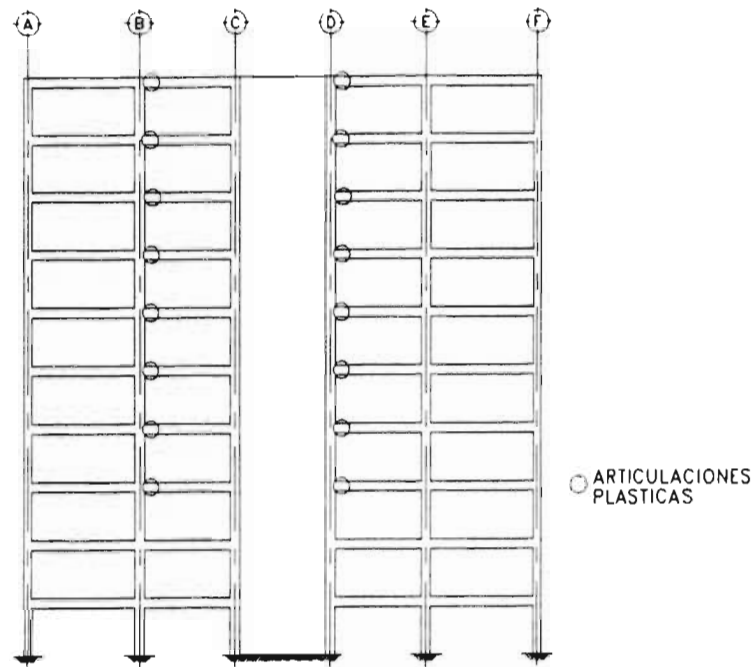


Figura 5.33 Distribución de articulaciones plásticas antes de la falla marco 4a.

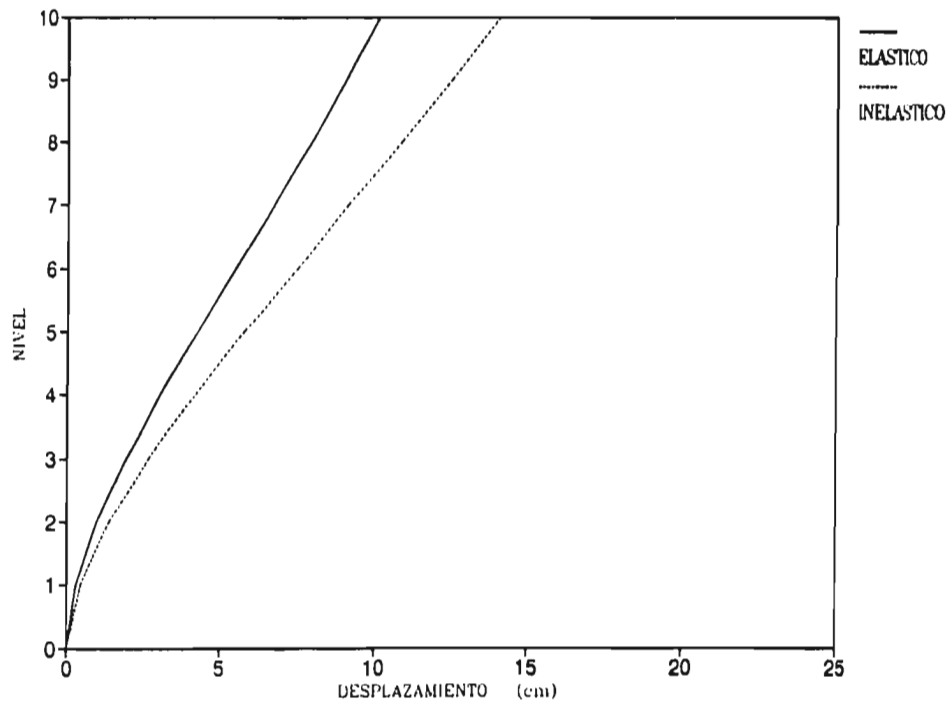


Figura 5.34 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 4a.

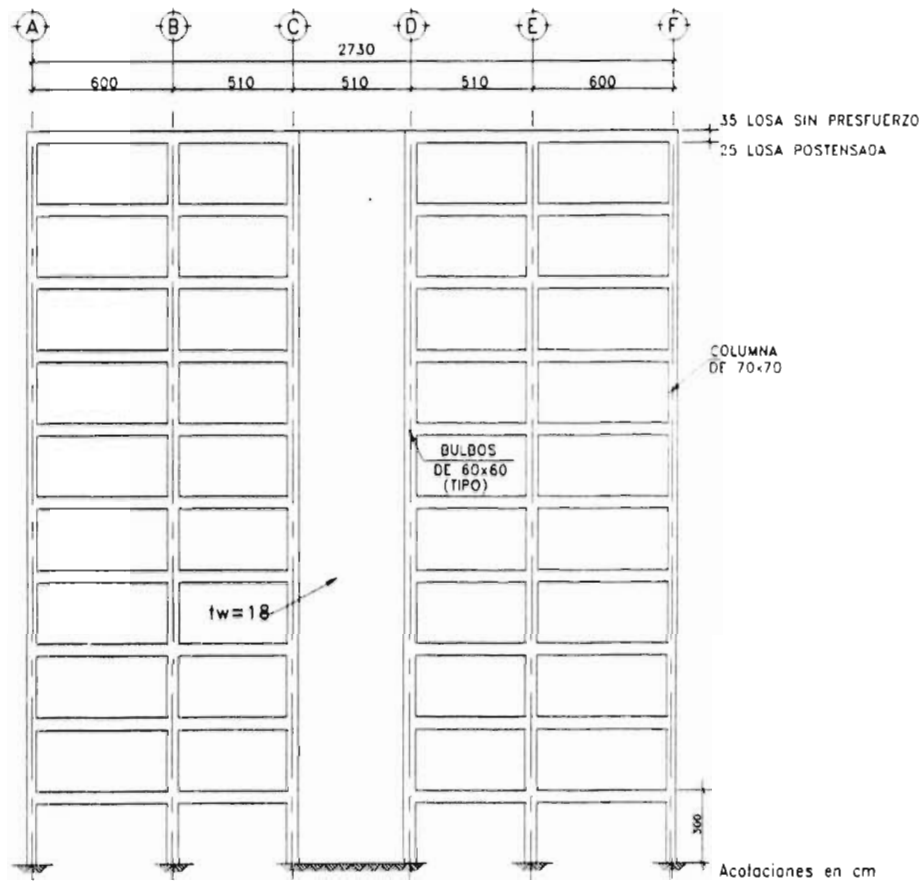


Figura 5.35 Dimensiones del marco 4b y 4c.

En la tabla 5.4 se presentan los resultados del análisis. No se formó el mecanismo de colapso a flexión debido a que se desarrollaron pocas articulaciones durante la excitación (figura 5.40). El comportamiento a cortante fue satisfactorio debido a que durante la excitación las fuerzas cortantes actuantes en los muros, columnas y vigas no fueron mayores a las resistentes obtenidos de acuerdo con el RCDF, sin aplicar los factores de reducción.

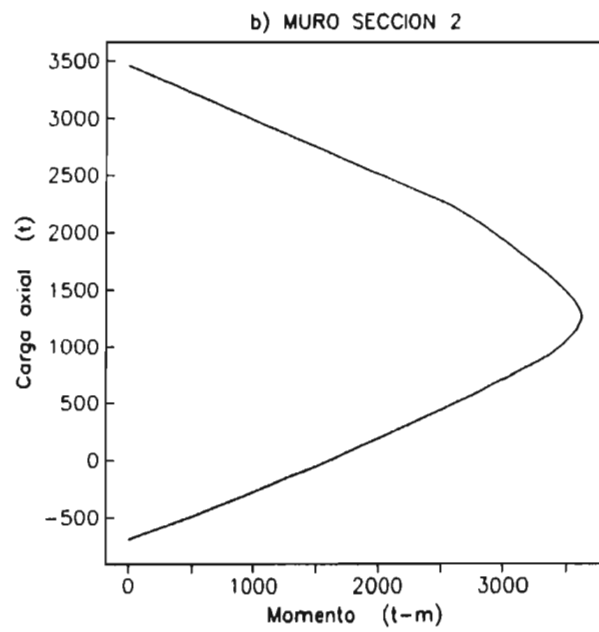
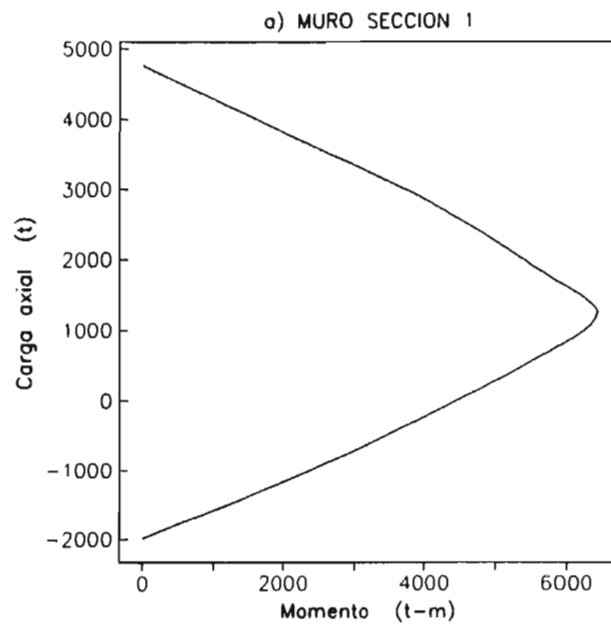


Figura 5.36 Diagramas de interacción del muro.

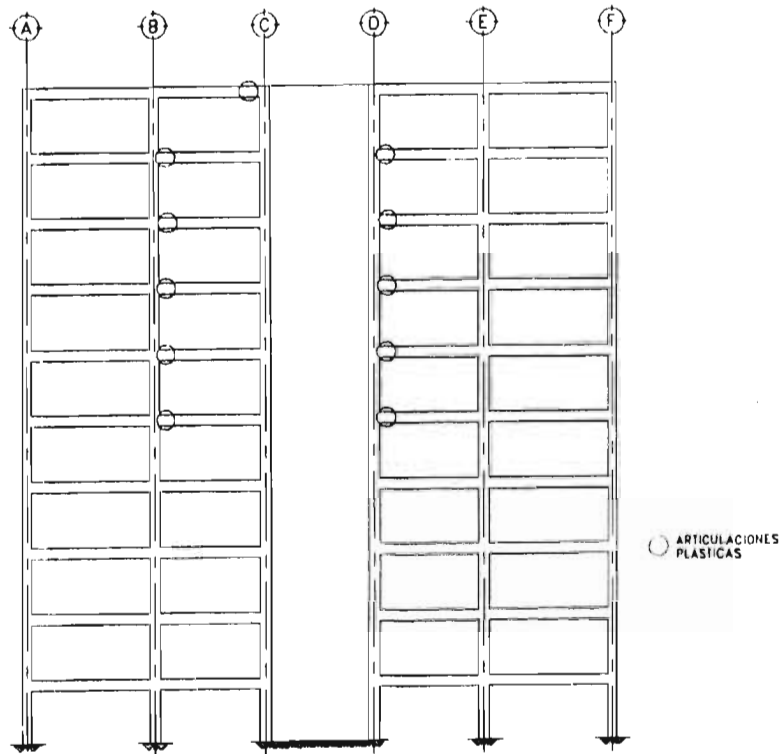


Figura 5.37 Distribución de articulaciones plásticas en el marco 4b.

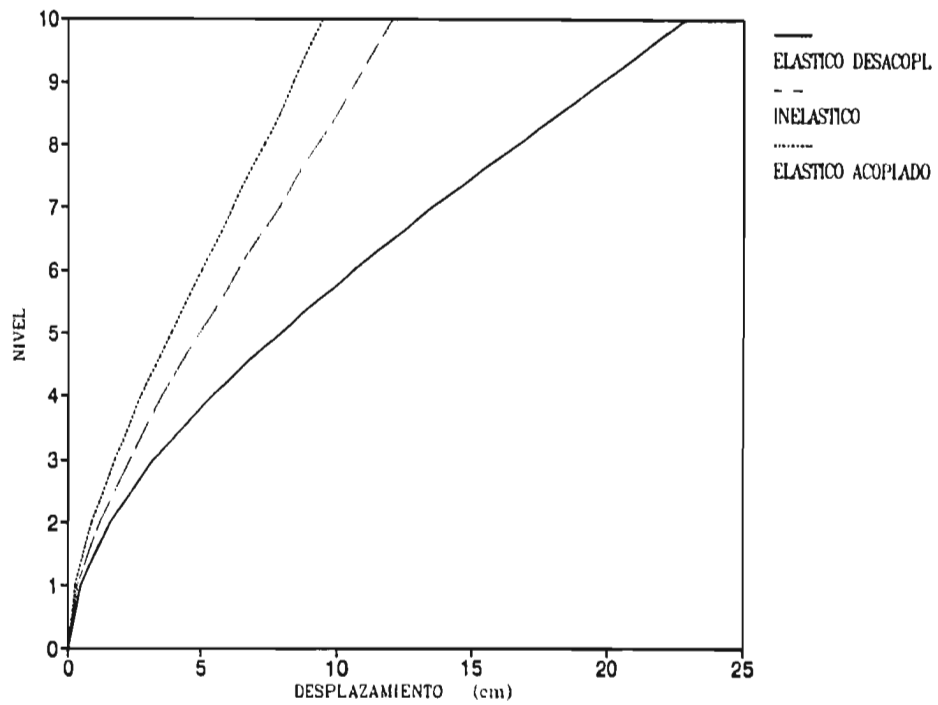


Figura 5.38 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 4b.

Los desplazamientos inelásticos son en promedio 28 % mayores que los obtenidos elásticamente con el sistema acoplado y menores un 53 %, en promedio, que los obtenidos elásticamente con el sistema desacoplado (figura 5.41). El cortante basal inelástico (244.9 t) fue mayor al elástico con el sistema desacoplado (198.5 t) en un 23 %. Las distorsiones de entrepiso en el análisis inelástico fueron en promedio 22 % mayores que las elásticas con el sistema acoplado.

b) Losa plana aligerada con presfuerzo (marco 4c).

Los momentos resistentes de la viga equivalente fueron:

$$M(-) = 34.13 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 20.2 \text{ t-m}.$$

Los resultados del análisis se presentan en la tabla 5.12. En la figura 5.39 se presenta la distribución de articulaciones plásticas que se desarrollaron y que no fueron suficientes para formar un mecanismo de colapso.

Los desplazamientos inelásticos son en promedio 17 % mayores que los obtenidos elásticamente con el sistema acoplado y menores 37 %, en promedio que los obtenidos elásticamente con el sistema desacoplado (figura 5.40). El cortante basal inelástico (173.6 t) resultó mayor que el obtenido elásticamente con el sistema desacoplado (139.0 t) en un 25 %. Las distorsiones de entrepiso en el análisis inelástico fueron en promedio 18 % menores que las elásticas con el sistema acoplado.

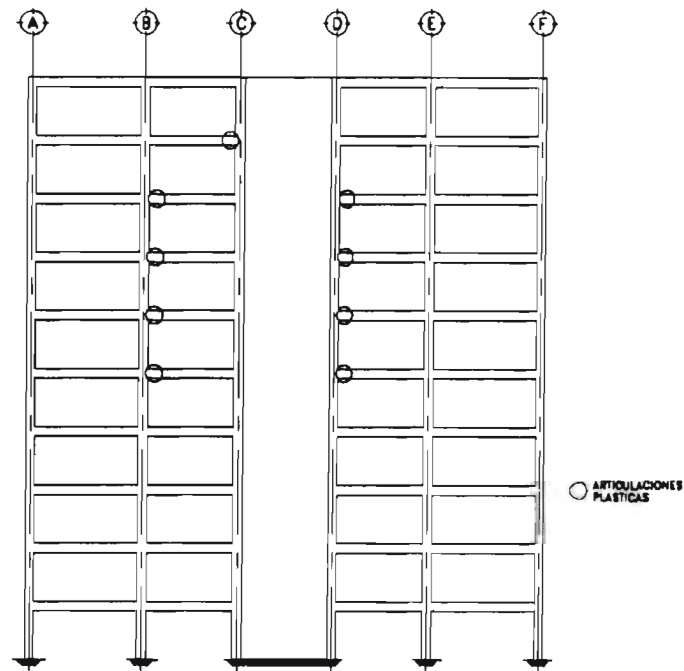


Figura 5.39 Distribución de articulaciones plásticas en el marco 4c.

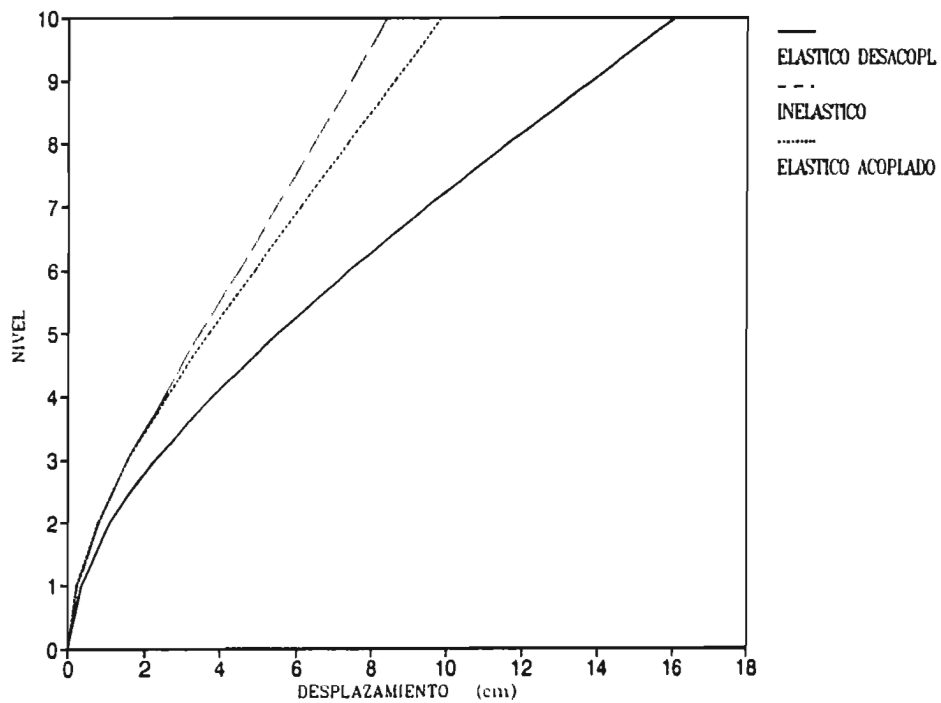


Figura 5.40 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 4c.

5.4.3 Comparación entre los resultados de los análisis inelásticos de los marcos 3 y 4 correspondientes al modelo II

Los resultados obtenidos de los análisis para cada alternativa se resumen a continuación:

a) Del análisis inelástico del marco diseñado con el método tradicional se encontró lo siguiente:

- Al igual que en los marcos del modelo I, la fuerza cortante máxima actuante en muros y columnas fue mayor que la resistente. Los desplazamientos y distorsiones de entrepiso también son mayores que las obtenidas elásticamente.
- El 90 % de las articulaciones plásticas se formaron en la losa.

b) Del análisis inelástico del marco diseñado con el método alternativo se encontró que:

- El comportamiento fue el mismo que se observó para los marcos del modelo I donde la fuerza cortante máxima actuante en los muros, columnas y vigas fue menor que la resistente y los desplazamientos y distorsiones de entrepiso no fueron mayores que los elásticos.
- El total de articulaciones plásticas se produjo en la losa, debido a la distribución de los claros entre muros, tres claros de 5.10 m, diferente a la de los marcos 1 y 2 donde existe un claro entre muros.

c) Del análisis inelástico del marco diseñado con el método alternativo con losa plana aligerada postensada se encontró lo siguiente:

El comportamiento del marco constituido por losa plana postensada diseñado con el método alternativo es semejante al marco de la losa aligerada sin presfuerzo diseñado con el mismo método.

El método de diseño alternativo presentó las mismas ventajas que se observaron para los marcos 1 y 2 del edificio I sobre el método tradicional.

5.5 Marco 5 del modelo III

El marco 5 corresponde al eje I de modelo III con dirección de análisis en el eje Y, ver figura 4.5. Los análisis que se llevaron a cabo corresponden a las siguientes condiciones de diseño:

- a) Diseño por el método tradicional (RCDF);
- b) Diseño por el método alternativo con sus dos versiones de losa
 - Aligerada sin presfuerzo y;
 - Aligerada postensada.

La masa por nivel fue de 0.230785 t-s²/cm para la losa de 35 cm de peralte, losa no presforzada, y de 0.16155 t-s²/cm cuando la losa fue de 25 cm de peralte, losa postensada.

5.5.1 Análisis del marco 5 diseñado por método tradicional, RCDF, (marco 5a)

Las dimensiones de los muros, columnas y peralte de losa se muestran en la figura 5.41. Los diagramas de interacción de la columna y muro se presentan en la figura 5.42. Las resistencias a flexión de la viga equivalente fueron:

$$M(-) = 33.65 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 28.29 \text{ t-m}.$$

Los factores de proporcionalidad que se aplicaron a las matrices de masas y rigideces fueron: $\alpha = 1.134$ y $\beta = 0.01$ para obtener la matriz de amortiguamiento de Raleigh. La relación T/T_g fue de 0.29.

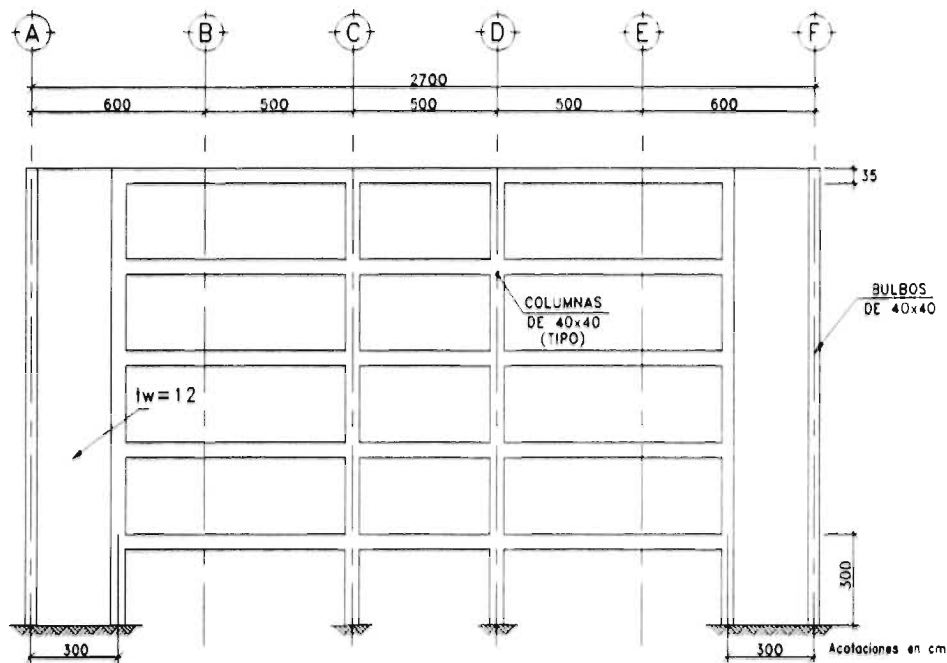


Figura 5.41 Dimensiones del marco 5a.

En la tabla 5.5 se muestran los resultados obtenidos del análisis en tiempo $t = 41.36$ s en el cual se presentó la falla del modelo, al igual que en los otros marcos diseñados con el método del reglamento la falla fue por cortante. El cortante basal inelástico (236.8 t) fue mayor que el obtenido en el análisis elástico (183.8 t) en un 28 %. Las distorsiones de entrepiso en el análisis inelástico fueron en promedio 14 % mayores que las elásticas.

Se observó que la mayoría de las articulaciones plásticas se presentaron en las columnas (figura 5.43). Los desplazamientos inelásticos son en promedio 15 % mayores que los obtenidos elásticamente (figura 5.44).

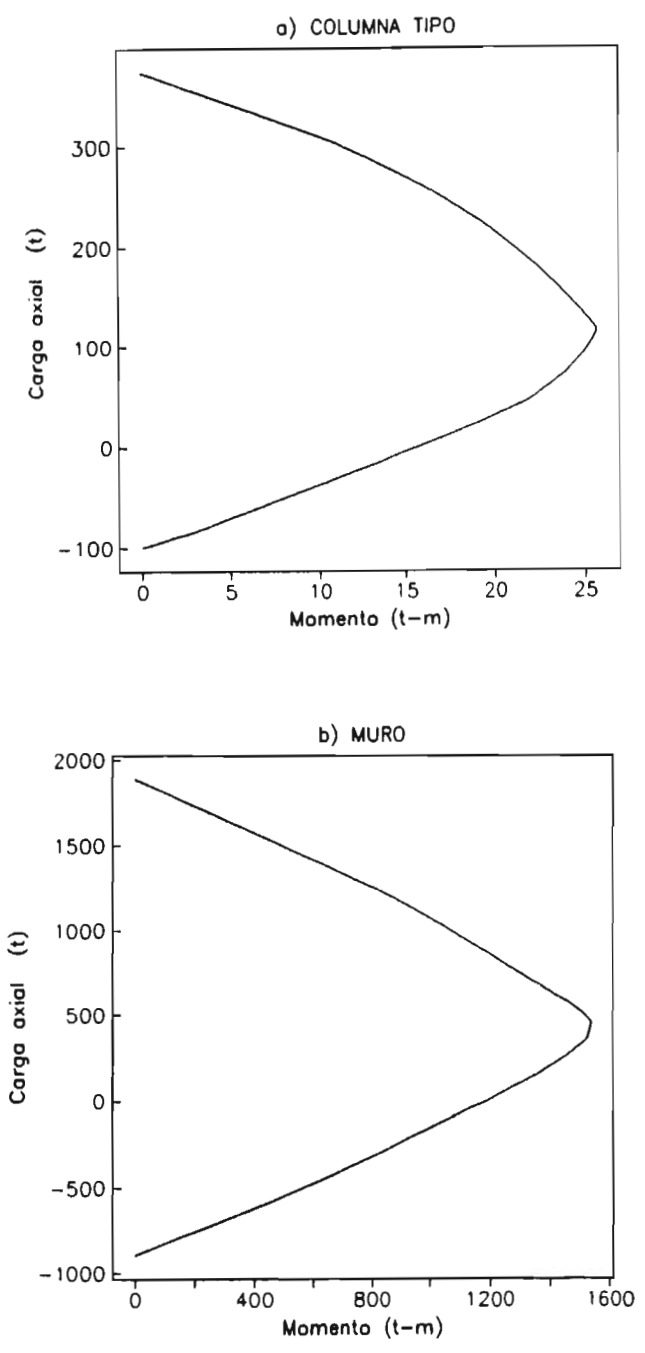


Figura 5.42 Diagramas de interacción de muros y columnas.

Tabla 5.5 Resultados obtenidos del análisis inelástico.

MARCO 5a			MARCO 5b			MARCO 5c			
Nivel	δ_i cm	F_i t	Δ_i %	δ_i cm	F_i t	Δ_i %	δ_i cm	F_i t	Δ_i %
N-5	4.6	59.9	0.38	4.9	61.1	0.40	4.0	43.7	0.35
N-4	3.5	52.7	0.37	3.7	52.7	0.41	3.0	37.6	0.34
N-3	2.3	45.5	0.35	2.5	46.5	0.37	2.0	31.7	0.30
N-2	1.3	41.5	0.28	1.4	40.5	0.30	1.1	26.5	0.24
N-1	0.4	37.0	0.15	0.5	35.7	0.16	0.4	23.0	0.12

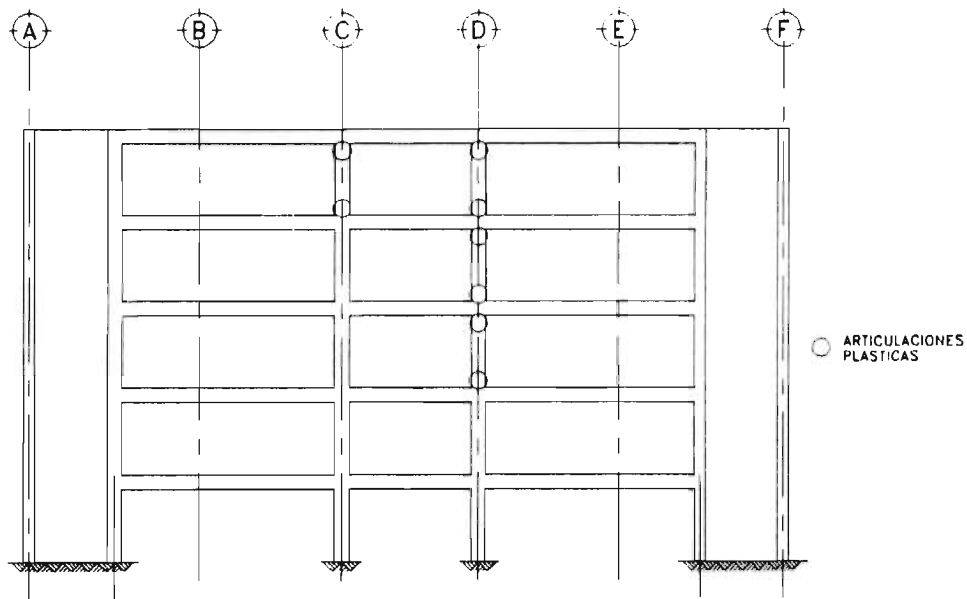


Figura 5.43 Distribución de articulaciones plásticas antes de la falla marco 5a.

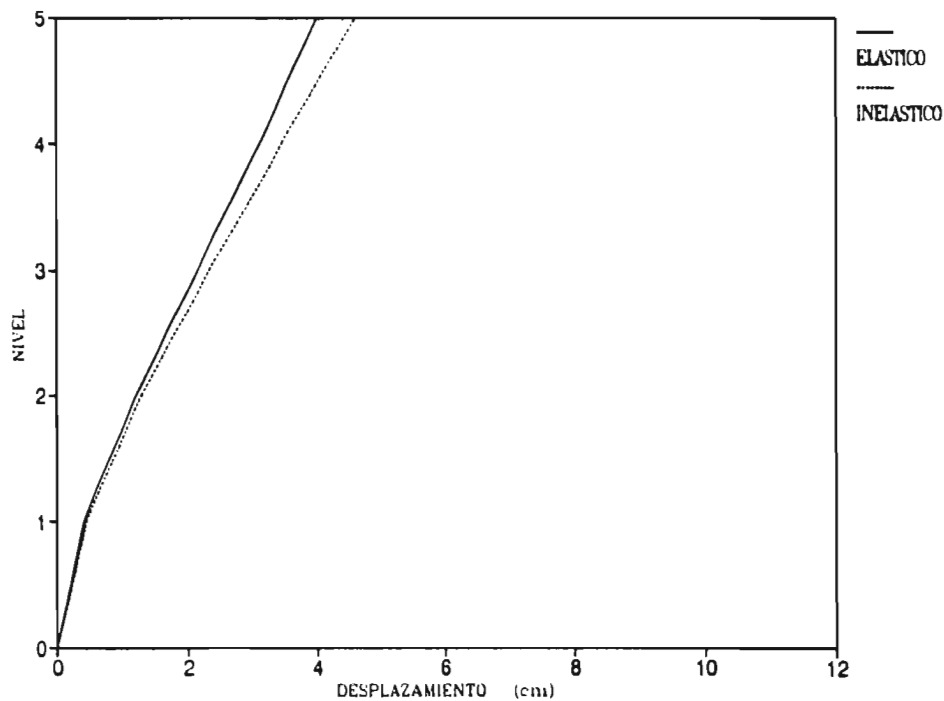


Figura 5.44 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 5a.

5.5.2 Análisis del modelo diseñado por el método alternativo

a) Losa plana aligerada sin presfuerzo (marco 5b)

En la figura 5.49 se muestran las dimensiones de los muros, columnas y losa. El diagrama de interacción para el muro se muestra en la figura 5.50, el diagrama de interacción para la columna es el mismo de la figura 5.46. Los factores de proporcionalidad α y β para obtener la matriz de amortiguamiento fueron 1.134 y 0.010, respectivamente. La relación T/T_g para los marcos 5b y 5c fue de 0.45. La resistencia a flexión de la viga equivalente fue:

$$M(-) = 30.2 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 24.3 \text{ t-m}.$$

Los resultados de este análisis se resumen en la tabla 5.5. En la figura 5.51 se presentan las articulaciones plásticas que se desarrollaron durante la excitación.

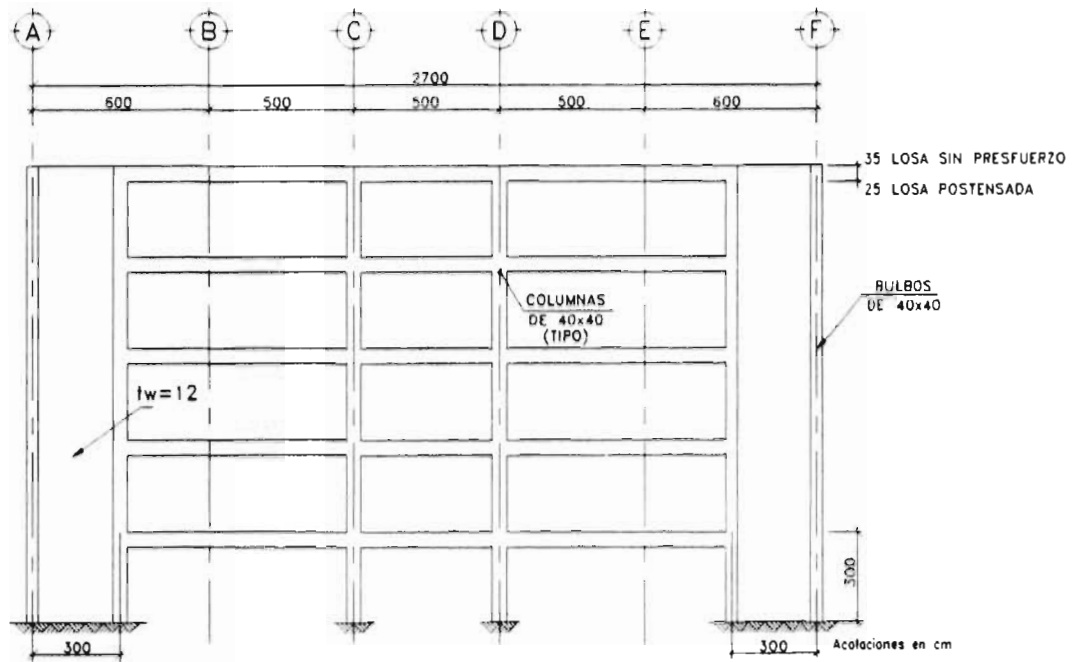


Figura 5.45 Dimensiones del marco 5b y 5c.

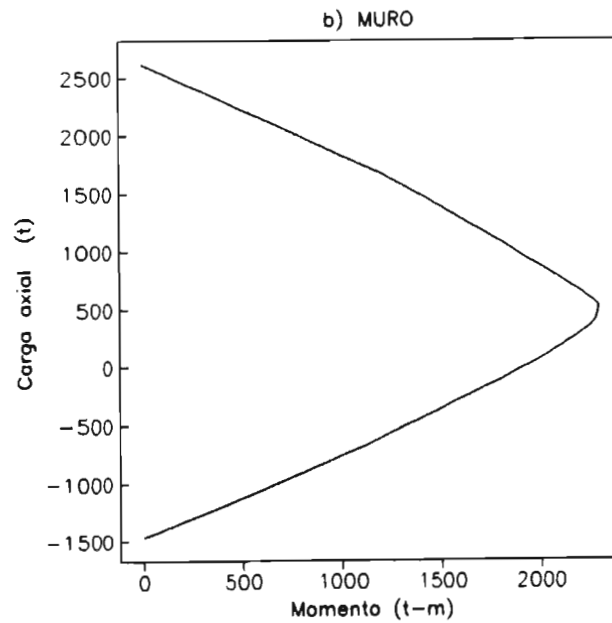


Figura 5.46 Diagramas de interacción del muro.

Los desplazamientos inelásticos son en promedio 31 % mayores que los obtenidos elásticamente con el sistema acoplado y menores en promedio un 45 % que los obtenidos elásticamente con el sistema desacoplado (figura 5.48). El cortante basal inelástico (236.5 t) fue mayor que el obtenido elásticamente con el sistema desacoplado (182.2 t) en un 30 %. Las distorsiones de entrepiso en el análisis inelástico fueron en promedio 31 % mayores que las elásticas con el sistema acoplado.

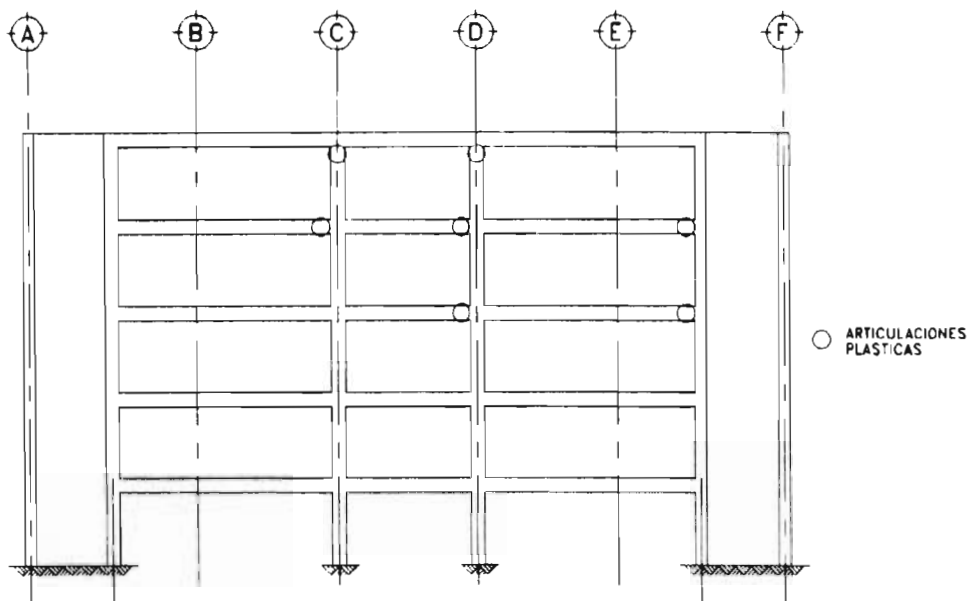


Figura 5.47 Distribución de articulaciones plásticas en el marco 5b.

b) Losa plana aligerada postensada (marco 5c)

Los diagramas de interacción de las columnas y muros fueron los obtenidos en el inciso anterior, figura 5.46, los factores de proporcionalidad α y β para obtener la matriz de amortiguamiento de Raleigh fueron 1.134 y 0.01, respectivamente. Los momentos resistentes de la viga equivalente fueron:

$$M(-) = 27.91 \text{ t-m};$$

$$M(+) = 17.91 \text{ t-m}.$$

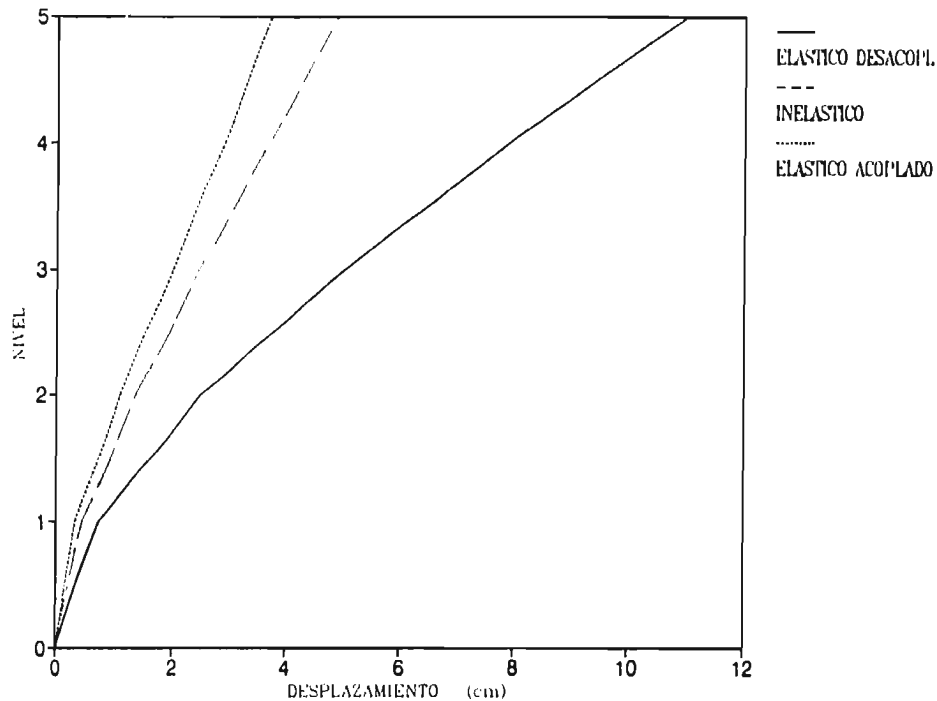


Figura 5.48 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 5b.

Los resultados de este análisis se resumen en la tabla 5.15. El modelo no desarrolló un mecanismo de colapso debido a que se formaron pocas articulaciones plásticas durante la excitación, figura 5.49.

Los desplazamientos inelásticos son muy semejantes a los obtenidos elásticamente con el sistema acoplado y son en promedio menores un 63 % que los obtenidos elásticamente con el sistema desacoplado (figura 5.50). El cortante basal inelástico fue de 162.5 t y resultó mayor que el obtenido elásticamente con el sistema desacoplado, 127.6 t, en un 27 %. Las distorsiones de entrepiso en el análisis inelástico fueron en promedio 27 % mayores que las elásticas con el sistema acoplado.

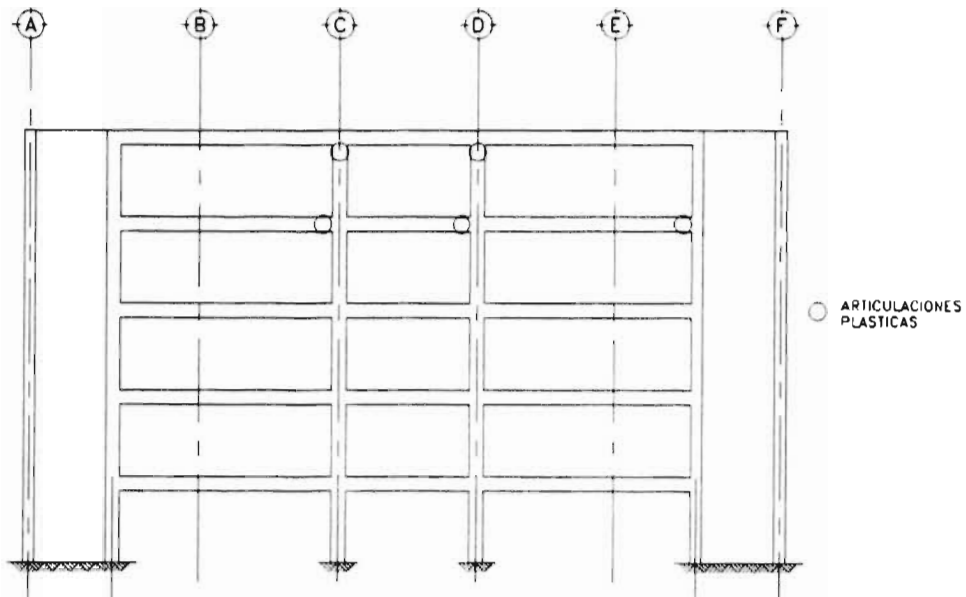


Figura 5.49 Distribución de articulaciones plásticas en el marco 5c.

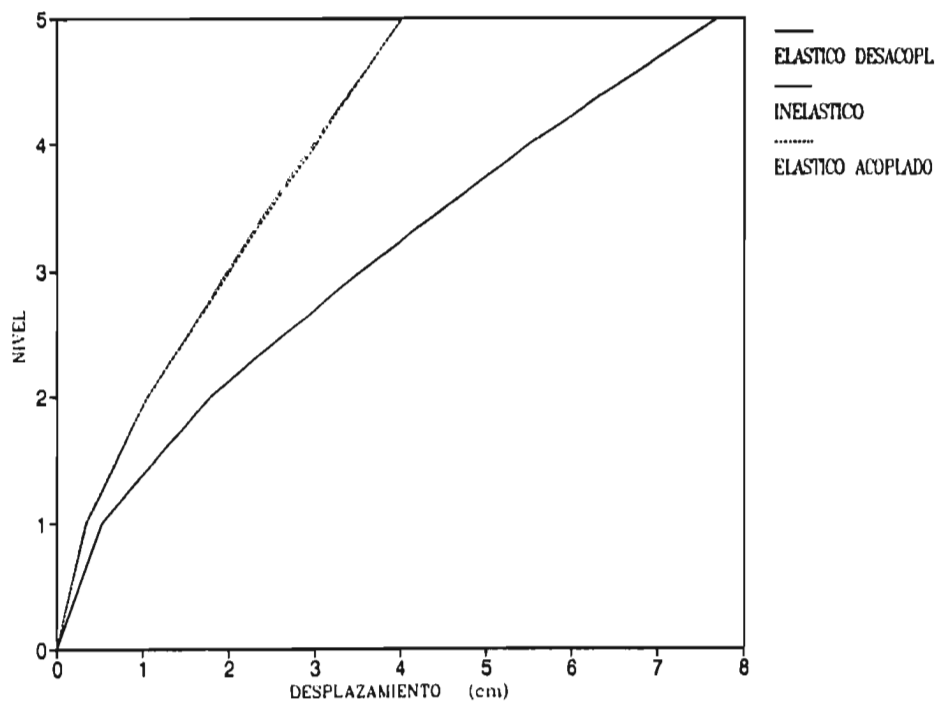


Figura 5.50 Comparación entre desplazamientos elásticos e inelásticos marco 5c.

5.5.3 Comparación entre los resultados de los análisis inelásticos del marco 5

Los marcos analizados en este edificio se comportaron de manera semejante a los marcos de los edificios I y II. Las ventajas que el métodos alternativo presentó sobre el método tradicional son las mismas que se encontraron en los modelos de los edificios I y II.

En la tabla 5.6 se muestra que la fracción de momento transmitido por cortante y torsión (α) obtenida de acuerdo con lo establecido por Rodríguez y Díaz (1987), ecuaciones (5.1a), (5.1b) y (5.2), es en la mayoría de los casos diferente de la determinada con el reglamento, ecuación (5.3).

Cuando el valor de α es mayor que el obtenido con el reglamento implica que una mayor cantidad del momento actuante se transmita por cortante y torsión y que se reduzca el momento que se transmite por flexión, por lo que el cortante será quien controle el modo de falla de estos elementos y el refuerzo por flexión posiblemente no fluya. Por el contrario, cuando el valor de α es menor que el obtenido con el reglamento la cantidad de momento que se transmite por cortante y torsión se reduce y la cantidad de momento que se transmite por flexión aumenta, y en estos casos la flexión controla la falla y se garantiza la fluencia del acero de refuerzo.

En los marcos 1a, 1b, 2a, 2c, 5b y 5c se presentan algunos casos en los que el valor de α es mayor que el calculado con el reglamento, por lo cual es posible que nos e presenten articulaciones plásticas en las vigas equivalentes. Lo anterior es una limitación para la aplicación del DRAIN a estructuras constituidas por sistemas de piso a base de losas planas ya que en dicho programa se supone que siempre fluye el acero de refuerzo por flexión.

En los marcos restantes los valores de α no fueron mayores al determinado con el reglamento por lo que se considera que para estos marcos los resultados son satisfactorios y la aplicación del DRAIN puede llevarse a cabo.

Tabla 5.6 Valores de α de acuerdo con lo propuesto por Rodríguez y Díaz (1987)

Marco	Momento	$\alpha M_0/2$	α
1a	+30.92	15.96	0.51
	-44.10	15.96	0.36
1b	+34.60	15.96	0.46
	-49.44	15.96	0.32
1c	+26.00	6.15	0.24
	-32.60	6.15	0.19
2a	+35.77	17.05	0.47
	-50.11	17.05	0.34
2b	+41.58	17.05	0.41
	-55.92	17.05	0.31
2c	+15.00	6.81	0.45
	-27.80	6.81	0.28
3a	+40.92	16.43	0.40
	-50.70	16.43	0.36
3b	+43.67	16.43	0.38
	-55.37	16.43	0.30
3c	+24.20	9.08	0.38
	-31.10	9.08	0.29
4a	+25.00	9.50	0.38
	-46.78	9.50	0.20
4b	+24.90	9.50	0.38
	-41.74	9.50	0.23
4c	+20.20	8.43	0.41
	-34.13	8.43	0.25
5a	+28.29	10.40	0.37
	-33.65	10.40	0.31
5b	+24.30	10.40	0.42
	-30.20	10.40	0.35
5c	+17.91	8.61	0.48
	-27.91	8.61	0.31

$$\alpha = 1 - \frac{1}{0.67 \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}} = 0.401 \quad (5.3)$$

Debe señalarse que en pruebas de uniones losa plana postensada - columna, sujetas a carga vertical y lateral, realizadas por Hawkins (1981) en las que se adiciono a la losa acero de refuerzo no presforzado, se presentaron articulaciones plásticas en la losa aun cuando el cortante actuante medido en las secciones a una distancia de $d/2$ del paño de la columna fue mayor que el resistente calculado con el ACI sin factores de reducción de resistencia.

Por otra parte pruebas realizadas por Martínez (1993) en uniones losa plana postensada - columna, sujetas a carga vertical y cargas laterales biaxiales se encontró que el comportamiento del sistema se mejora sustancialmente cuando se adiciona acero de refuerzo no presforzado y que el mecanismo de falla se asemeja al aceptado en zonas sísmicas para marcos constituidos bajo el concepto de viga débil columna fuerte.

6. Conclusiones

Los tres métodos se aplicaron a tres edificios diferentes constituidos por sistemas a base de muros de concreto y losas planas aligeradas. En el caso del método alternativo, se diseñó adicionalmente, un sistema a base de muros de concreto y losa plana aligerada postensada. De los resultados obtenidos se observó que:

- El método tradicional de diseño produce estructuras con dimensiones menores de muros respecto a las resultantes con los métodos por control de desplazamientos y alternativo, así como cuantías de refuerzo menores en los extremos de los muros. La consideración del acoplamiento de la losa se tradujo en una reducción de los desplazamientos, la distorsión de entrepiso y el periodo fundamental de la estructura, debido al incremento de la rigidez lateral del sistema.
- El método alternativo produjo estructuras con muros de iguales dimensiones a los obtenidos con el método por control de desplazamientos. Al aplicar el método alternativo, las cuantías de refuerzo en los extremos de los muros resultaron mayores que las obtenidas con el método por control de desplazamientos, producto de la consideración del endurecimiento por deformación del acero que redujo la cuantía en este último. Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro fueron menores que las determinadas con el método por control de desplazamientos. Los desplazamientos, distorsiones de entrepiso y período fundamental se aproximan entre sí debido a que en ambos métodos se desprecia la participación de la losa en la rigidez lateral de la estructura.
- El peralte de la losa plana aligerada resultó ser el mismo para los tres métodos de diseño y se encontró que las cuantías de refuerzo para el caso del método tradicional y alternativo fueron iguales aun cuando las dimensiones de los muros fueron mayores en este último. En el método por control de desplazamientos se obtuvieron cuantías de refuerzo inferiores a las determinadas con los métodos anteriores, debido a que no se consideró el efecto de sismo sobre ésta.

- Cuando la losa fue postensada su peralte se redujo en un 30 % con respecto a la no presforzada. Las cuantías de refuerzo adherido no presforzado también se redujeron y fueron sólo las necesarias para resistir los efectos producidos por sismo ya que el presfuerzo adicionado fue solo para resistir los efectos producidos por cargas verticales. Las dimensiones y cuantías de refuerzo en los muros fueron las mismas obtenidas cuando la losa no fue postensada.

Se llevo a cabo una comparación de las cantidades de materiales resultantes con cada uno de los métodos de diseño para los tres edificios, encontrándose que no es significativa la variación del volumen de concreto entre el método del RCDF y el método alternativo con losa reforzada (1.07 % y 1.01 %), mientras que la variación en las cantidades de acero de refuerzo si fueron significativas entre ambos métodos (1.15 % y 1.21 %). Esto indica que una variación en el tamaño de los muros no repercute de una manera importante en el volumen de concreto debido a que esta regida por las dimensiones y peralte de la losa, por otro lado el incremento en las cantidades de acero de refuerzo en los muros si influyó en el total de la cantidad de acero, esto se debió a que el refuerzo de la losa fue el mismo en ambos diseños. En el caso del edificio diseñado con el método alternativo y losa postensada las cantidades de concreto y acero se redujeron de manera importante (hasta un 22%) respecto de los edificios diseñados con el RCDF, pero se presentó la necesidad de adicionar otros elementos para proporcionar el presfuerzo requerido a la losa, como son torones y sistemas de anclaje.

También se llevaron a cabo análisis inelásticos de cinco marcos (dos marcos del edificio I, dos del edificio II y uno del edificio III) representativos del comportamiento de los tres edificios diseñados con los métodos tradicional y alternativo, encontrándose los siguientes resultados:

a) Comportamiento inelástico de los marcos diseñados con el método tradicional.

- La fuerza cortante inelástica máxima actuante en los muros y columnas fue mayor que la resistente sin aplicar factores de reducción y se presentó antes de la formación del mecanismo de colapso a flexión.

- Los desplazamientos y distorsiones de entrepiso son mayores que las determinadas con los análisis elásticos, producto de la pérdida de acoplamiento.
- En todos los casos la mayor parte de las articulaciones plásticas se formaron en la losa, con excepción del marco correspondiente al edificio III (de cinco niveles) en el cual todas las articulaciones plásticas se formaron en las columnas.

b) Comportamiento inelástico de marcos diseñados con el método alternativo con sistema de piso a base de losa plana aligerada no presforzada.

- La fuerza cortante inelástica máxima actuante en muros, columna y losa fue menor que la resistente.
- No se alcanzó a presentar el mecanismo de colapso debido al número de articulaciones plásticas que se formaron.
- Los desplazamientos y distorsiones de entrepiso son menores que los elásticos con el sistema acoplado.
- Cuando los claros entre muro-columna fueron pequeños, menores a 3.0 m, no se presentaron articulaciones plásticas en la losa, sin embargo, cuando los claros entre muro - columna o columna - columna fueron superiores a 5.0 m, la mayoría de las articulaciones plásticas se formaron en la losa.

c) Comportamiento inelástico de marcos diseñados con el método alternativo con sistema de piso a base de losa plana aligerada postensada.

- La fuerza inelástica máxima actuante en los muros, columnas y losa fue menor que la resistente.
- No se alcanzó a presentar el mecanismo de colapso, debido a que se formaron pocas articulaciones plásticas.

- Los desplazamientos y distorsiones de entrepiso se aproximan a las obtenidas elásticamente con el sistema acoplado.

El comportamiento de los marcos constituidos por losa plana aligerada postensada fue semejante al observado en los marcos de losa plana aligerada no presforzada diseñados con el método alternativo.

Al comparar los resultados obtenidos con el método tradicional y los obtenidos con el método alternativo, se puede observar que este último presenta las siguientes ventajas con respecto al tradicional:

- La fuerza cortante inelástica en muros, columna y losa es menor que la resistente.
- El número de articulaciones plásticas en la losa y columnas aplicando el método alternativo se reduce significativamente respecto a las obtenidas con el método tradicional.
- Los desplazamientos y distorsiones de entrepiso en el método alternativo en la mayoría de los casos resultaron menores que los elásticos con el sistema acoplado aun cuando se presentaron articulaciones plásticas.

De lo anterior se puede concluir que los métodos por control de desplazamientos y alternativo producen estructuras más rígidas que las obtenidas con el método tradicional.

En el caso de los edificios estudiados, el método alternativo demostró ser una buena opción de diseño ya que el número de articulaciones plásticas se reduce considerablemente y los desplazamientos y distorsiones de entrepiso permanecen en el rango elástico, así como el cortante actuante en muros y columnas que en ningún caso fueron mayores a los resistentes. Aún cuando presenta el inconveniente de requerir de mayores cantidades de acero de refuerzo en los muros.

En todos los casos el cortante basal inelástico fue mayor que el determinado con el análisis modal espectral según indica el RCDF, esto debido a que los coeficientes sísmicos propuestos por el RCDF subestiman a los coeficientes que se presentaron para el caso del acelerograma de SCT dirección EW.

También se llevo a cabo una comparación de los diagramas de interacción de los muros considerando las propiedades reales de los materiales, así como el endurecimiento por deformación del acero y el confinamiento del concreto con los diagramas de interacción calculados de acuerdo con las NTC del RCDF encontrándose que la capacidad a flexión se incrementa mientras que la capacidad a cortante se mantiene lo que provoca que esta última sea quien controla el tipo de falla que se presenta, por lo que se recomienda llevar a cabo un diseño por capacidad para el diseño de estos elementos ya que en este tipo de estructuras son la parte principal del sistema resistente a cargas laterales y la falla por cortante de estos debe evitarse.

Referencias

- 1.- **Meli R. y Rodríguez M. (1979)**, "Diseño sísmico de edificios con losas reticulares", memorias del V congreso de ingeniería sísmica en Guadalajara, No 460, 1979.
- 2.- **Rodríguez M. y Santiago A. (1993)**, "Ensayes ante cargas laterales cíclicas de una estructura de losa plana reticular", informe del instituto de ingeniería, UNAM, No 570, México mayo de 1993.
- 3.- **Rodríguez M. y Meli R.**, " Studies on the seismic response of waffle-flat plate buildings",
- 4.- **Meli R. y Rodríguez M. (1988)**, "Seismic behavior of waffle-flat plate buildings", ACI Concrete International, vol. 10, No 7, July 1988, pp 33-41.
- 7.- **Reglamento del departamento del Distrito Federal 1993 y sus normas técnicas complementarias para sismo y diseño de estructuras de concreto (1995)**, gaceta oficial del Distrito Federal, febrero de 1995.
- 8.- **Moehle, J. (1992)**, " Displacement based design of RC structures subject to earthquakes.", Journal Earthquake Spectra, Vol. 8, 403-428.
- 9.- **Wallace J. W. and Thomsen J. H. (1993)**, " Seismic design of RC structural wall.", Report No CU/CEE-93/16, Department of civil engineering Clarkson University Potsdam, New York 13699-5710.
- 10.- **Bonelli P. y Leiva G. (1993)**, " Fundamentos de un método de diseño sismo-resistente basado en el control de los desplazamientos y capacidad de deformación.", VI Jornadas de Achisina, Santiago de Chile 1993.
- 11.- **Rodríguez M. y Diaz C. (1987)**, "Criterios de análisis sísmico no lineal de edificios con sistemas de piso a base de losas planas reticulares", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, 1987, pp C79-C92.

- 12.- **Moehle, J. and Wallace J. W. (1992)**, " Ductility and detailing requirements of bearing wall building. ", Journal of structural engineering, june 1992.
- 13.- **Clough R. and Penzien J. (1993)**, " Dynamic of structures. ", Second edition, Mc Graw Hill, segunda edición, 1993.
- 14.- **Meli R. y Alcocer S. (1994)**, " Sistemas de losas postensadas con cables no adheridos evaluación de la seguridad estructural para su uso en México. ", informe interno del II de la UNAM, enero de 1994.
- 15.- **Paulay T. and Priestley N. (1993)**, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley & Sons, 1993.
- 16.- **Kanaan A. E. and Powell G. H. (1973)**, "Drain 2D: Inelastic dynamic response of plane structures", University of California, Berkeley (1973).
- 17.- **Wilson E. and Habibullah A. (1990)**, "ETABS:Extended three-dimensional analysis of building system", Computer and structures, Berkeley (1990).
- 18.- **Rodríguez M. and Diaz C. (1989)**, "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 Analysis of the Seismic Performace of Medium Rise, Waffle Flat Plate Building", Earthquake Spectra, February 1989, Vol. 5, Number 1.
- 19.- **Gerber L. L. and Burns N. A. (1971)**, "Ultimate Strength test of post-tensioned flat plates", PCI Journal, Noviembre - Diciembre, 1971, pp 40 - 58.
- 20.- **Hawkins N. M. (1981)**, "Lateral load resistance of unbonded, post - tensioned flat plate construction", PCI Journal, Vol 26, No 1, Enero - Febrero, 1981, pp 94 - 116.
- 21.- **Smith S. W. (1974)**, "Post - tensioned flat plate to column connection behavior", PCI Journal, Mayo - Junio, 1974, pp 74 -91.
- 22.- **Martínez J. A. (1993)**, " Experimental study of post - tensioned slab - column connections subjected to gravity and biaxial loading. ", U. C. Berkeley, 1993, Tesis Doctoral.

Agradecimientos

Al Dr. Roberto Meli por el valioso tiempo otorgado para la realización de esta tesis, al Dr Sergio Alcocer por los comentarios y observaciones así como el apoyo proporcionado durante el desarrollo de este trabajo. Al Instituto de Ingeniería de la UNAM y al Dr. David Muria por los recursos prestados y al CONACYT por el apoyo económico para la realización de este trabajo.