

01161

# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA



COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURA METALICA  
DE 7 Y 17 NIVELES DISEÑADOS EN LAS ZONAS DE TRANSICION Y COMPRESIBLE DEL D. F.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRO EN INGENIERIA  
(ESTRUCTURAS)

P R E S E N T A  
HELIO GONZALEZ PRIEGO

ASESOR: MI. JORGE ARTURO AVILA RODRIGUEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA, MEXICO 2000

274370



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

---

*A mis padres:*

Helio González Rodríguez

y

Mireya Priego de González

---

---

A La Universidad Nacional Autónoma de México

A Fundación ICA

Al M. I. Jorge Arturo Avila Rodríguez

---

# ÍNDICE

## Capítulo 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes	1
1.2 Alcances y Objetivos	2

## Capítulo 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2.1 Introducción	5
2.2 Métodos de análisis sísmico	7
2.2.1 Método simplificado	7
2.2.2 Método estático	8
2.2.3 Métodos de análisis dinámico	9
2.3 Análisis dinámico modal espectral	9
2.3.1 Espectros de diseño	11
2.3.2 Espectros de diseño del D.F.	11
2.3.3 Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, Q	15
2.3.4 Revisión por cortante basal	16
2.3.5 Efectos de torsión	16
2.3.6 Efectos bidireccionales	17
2.4 Análisis dinámico paso a paso	17
2.5 Deformaciones laterales relativas permisibles entre altura de entrepiso, $\Delta_{ri}/h_i$	21
2.6 Efectos P- $\Delta$	21
2.7 Demandas de ductilidad local y global	22
2.8 Criterios de diseño de los elementos estructurales de acero	24
2.8.1 Tipos de secciones	24
2.8.2 Vigas	27
2.8.2.1 Diseño a flexión en vigas	28
2.8.2.2 Diseño por fuerza cortante	33
2.8.2.3 Requisitos de marcos dúctiles en vigas	35
2.8.3 Columnas	36
2.8.3.1 Requisitos de marcos dúctiles en columnas	40
2.8.4 Conexiones	41

---

## Capítulo 3. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

3.1 Descripción de las estructuras	43
3.1.1 Estructuración	43
3.1.2 Consideraciones generales para análisis y diseño	45
3.1.3 Cargas muertas y cargas vivas	46
3.1.4 Dimensionamiento de las estructuras	47
3.2 Análisis sísmicos elásticos y diseños	53
3.2.1 Análisis sísmicos estáticos	53
3.2.2 Características del programa ETABS-6	57
3.2.3 Modelado de las estructuras	58
3.2.4 Edificio de 7 niveles	61
3.2.4.1 Periodos de vibración	62
3.2.4.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entepiso, $\Delta_n/h_i$	65
3.2.4.3 Desplazamientos horizontales máximos totales	67
3.2.4.4 Fuerzas cortantes de entepiso	69
3.2.4.5 Revisión del cortante basal dinámico	71
3.2.4.6 Elementos mecánicos últimos	72
3.2.4.7 Diseños de elementos estructurales	75
3.2.4.8 Diseño manual de elementos estructurales, sin uso del programa de cómputo	80
3.2.4.8.1 Diseño de vigas tipo	81
3.2.4.8.2 Diseño de columnas tipo	90
3.2.5 Edificio de 17 niveles	98
3.2.5.1 Periodos de vibración	99
3.2.5.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entepiso, $\Delta_n/h_i$	102
3.2.5.3 Desplazamientos horizontales máximos totales	104
3.2.5.4 Fuerzas cortantes de entepiso	106
3.2.5.5 Revisión del cortante basal dinámico	107
3.2.5.6 Elementos mecánicos últimos	108
3.2.5.7 Diseños de elementos estructurales	112
3.2.5.8 Diseño manual de elementos estructurales, sin uso del programa de cómputo	116
3.2.5.8.1 Diseño de vigas tipo	116
3.2.5.8.2 Diseño de columnas tipo	117
3.3 Conexiones	118

<b>Capítulo 4. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS</b>	
4.1 Antecedentes	133
4.2 Características principales del programa DRAIN-2DX	134
4.3 Modelación	137
4.3.1 Características de los marcos a analizar	140
4.3.2 Efectos de amortiguamiento viscoso	148
4.3.3 Pruebas de calibración	149
4.4 Respuestas inelásticas	153
4.4.1 Edificio de 7 niveles	153
4.4.1.1 Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demandas de ductilidad global	153
4.4.1.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_n/h_i$	157
4.4.1.3 Historias de coeficientes sísmicos	160
4.4.1.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	162
4.4.1.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	166
4.4.1.6 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	174
4.4.1.7 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	176
4.4.2 Edificio de 17 niveles	181
4.4.2.1 Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demandas de ductilidad global	181
4.4.2.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_n/h_i$	185
4.4.2.3 Historias de coeficientes sísmicos	187
4.4.2.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	189
4.4.2.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	192
4.4.2.6 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	201
4.4.2.7 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	202

---

## Capítulo 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

5.1	Introducción	209
5.2	Análisis sísmicos elásticos	210
5.2.1	Dimensiones de secciones transversales	210
5.2.2	Periodos fundamentales de vibración	214
5.2.3	Desplazamientos horizontales máximos	221
5.2.4	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_{ri}/h_i$	224
5.2.5	Fuerzas cortantes basales	227
5.2.6	Elementos mecánicos últimos	230
5.3	Comparación de resultados inelásticos	232
5.3.1	Desplazamientos horizontales máximos totales y relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso	232
5.3.2	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	236
5.3.3	Historias en el tiempo de elementos mecánicos de vigas y columnas	237
5.3.3.1	Vigas	237
5.3.3.2	Columnas	238
5.3.4	Distribución global de rótulas plásticas y demandas máximas de ductilidad global	239
5.3.4.1	Distribución global de articulaciones plásticas	239
5.3.4.2	Demandas máximas de ductilidad local de vigas y columnas	240

## Capítulo 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1	Conclusiones	243
6.1.1	Análisis sísmico dinámico modal espectral (diseño)	243
6.1.2	Análisis dinámico paso a paso (inelástico)	246
6.2	Recomendaciones	249

## REFERENCIAS

251

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 Antecedentes

La ingeniería sísmica presenta grandes avances en países donde los movimientos telúricos son de considerable intensidad. El diseño sísmico de estructuras en la ciudad de México ha tenido un gran desarrollo en los últimos años; a raíz de la ocurrencia de los sismos de septiembre de 1985 se tuvieron muchas pérdidas humanas y materiales, pero también un importante auge de la ingeniería sísmica mexicana, lo cual se ve reflejado en el mayor presupuesto destinado a la investigación de esta área, mejoras de las Normas, y búsqueda de modelos y teorías que más se apeguen a lo que sucede en la realidad.

Con el afán de tratar de evitar lo sucedido por todos estos sismos de gran intensidad, se ha tratado de encontrar, explicar y solucionar los errores del pasado, modificando en su filosofía y en sus aspectos técnicos al Reglamento de Construcciones y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes, intentando que éstas sean más estrictas, en el sentido que se trate de sanar todas las fallas que se les han detectado. Después de 1985, muchos fueron los cambios que se le realizaron a las normas de construcción; por ejemplo, en lo referente a la seguridad estructural de las edificaciones, los coeficientes sísmicos de diseño de las zonas II (transición) y III (compresible) aumentaron de 0.16 a 0.32 y 0.24 a 0.40, respectivamente; los requisitos para diseñar y detallar estructuras dúctiles (factor de comportamiento sísmico  $Q=3$  ó  $4$ ) son más severos, etc.

---

Actualmente en nuestro país y en todos aquellos que sufren de alta actividad sísmica, se llevan a cabo numerosas investigaciones en ingeniería sísmica, entre ellas se encuentra el análisis y evaluación del comportamiento de distintos tipos de sistemas estructurales. El estudio desarrollado en el presente trabajo trata de comparar la respuesta sísmica elástica e inelástica de dos edificios de 7 y 17 niveles, que basan su sistema estructural en marcos de acero estructural, y que se ubican en las zonas compresible y de transición del Valle de México.

Un número aproximado de 60 edificios de estructura metálica construidos después de 1957 se encontraron expuestos al sismo del 19 de septiembre de 1985 en el Distrito Federal. En la mayoría de los casos, los daños observados en este tipo de estructuras fueron moderados; sin embargo, se encontraron casos críticos, en donde entre otros fenómenos, principalmente por problemas excesivos de torsión, las demandas de ductilidad impuestas por el sismo en dichas estructuras resultaron, por mucho, superiores a las que especificaba el código de diseño; por otra parte, en las estructuras que resultaron muy seriamente dañadas se aprendió, entre otras cosas (Osteraas J. et al., 1989), que se debe evitar la sobrecarga en las columnas, que la fluencia en los miembros estructurales es de suma importancia y debe de ser considerada explícitamente en el diseño, y que un cuidado especial se debe tener en las conexiones de los elementos. En otro temblor importante (Northridge, California-EUA, 1994), varias fueron las estructuras metálicas que resultaron seriamente dañadas en donde, entre otras causas, las fallas de soldadura en las conexiones de los elementos estructurales, contribuyeron grandemente en el mal comportamiento y colapso de algunas estructuras de dicho lugar. El tipo más común de fractura observada en las conexiones viga-columna en los edificios afectados por el sismo de Northridge (Anderson y Duan, 1998) aparece inicialmente en la soldadura ubicada al centro del patín inferior de la viga; esto se debe a que esta región es una zona de alta concentración de esfuerzos debido al incremento de rigidez causado por el alma de la columna y el alma de la viga, y principalmente a que es una región en donde, por cuestiones constructivas, se presenta soldadura discontinua.

Este trabajo pretende contribuir en el enorme campo de estudio que se tiene del comportamiento de estructuras metálicas sometidas a severas excitaciones sísmicas, en un caso que concierne al estudio de los sistemas estructurales desplazados en las zonas sísmicas más importantes de la Ciudad de México. La mayoría de los estudios hechos sobre este tema se han enfocado, principalmente, al comportamiento sismorresistente de estructuras de concreto reforzado.

## 1.2 Alcances y Objetivos

Se determina y compara el comportamiento sísmico elástico e inelástico de dos edificios de 7 y 17 niveles a base de marcos de acero estructural, desplazados en las zona II (transición) y III

---

(compresible) del Distrito Federal. El diseño de las estructuras se realiza de acuerdo a las especificaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, vigente desde 1993 (RDF-93) y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes. Se considera que los edificios son del grupo B (oficinas), y se adopta un factor de comportamiento sísmico de  $Q = 4$ . Para cumplir con el estado límite de servicio se revisa que las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso no rebasen el límite máximo permisible de 0.012.

Para ambos edificios se realizan los siguientes análisis sísmicos:

1. Análisis dinámico modal espectral, en el que se basa el diseño, siguiendo las especificaciones del RDF-93. Para este análisis se hace uso del programa para análisis y diseño de estructuras tridimensionales tipo edificios, ETABS versión 6.0. Se realizan análisis sísmicos estáticos, para fines comparativos. En estos análisis se incluyen los efectos de las cargas gravitacionales y los de segundo orden ( $P-\Delta$ ).
2. Análisis dinámicos paso a paso en el dominio del tiempo. Para la zona de transición se utilizan los acelerogramas VIVE-EW-85 y ROMA-EW-89, este último afectado por un factor que permite dar una aproximación de un acelerograma que tome en cuenta las condiciones sísmicas reales del sismo de septiembre de 1985 en dicho lugar de la ciudad. Para la zona compresible se hace uso del registro SCT-EW-85. Con este tipo de análisis se considera primero comportamiento elástico, asignando resistencias muy grandes a los elementos, y después comportamiento inelástico con las resistencias nominales de los elementos que provienen del diseño según el análisis modal espectral, incluyendo los efectos de cargas gravitacionales. Para este tipo de análisis se utiliza el programa DRAIN-2DX.

Como parte de los resultados importantes, con la realización de los anteriores análisis se pretende determinar cómo es la variación de la respuesta sísmica elástica e inelástica de edificios de acero estructural, tanto global como localmente, según se alejen o se acerquen los periodos de vibración de cada edificio en estudio, con respecto del periodo dominante del movimiento del suelo. Cabe recordar que no hay estudios similares sobre estructuras de acero, a raíz de los sismos de 1985; sólo se tienen resultados en la literatura que muestran qué pasa con los comportamientos globales, a base de sistemas de un grado de libertad, pero no a nivel local en los diversos miembros estructurales (vigas, columnas, etc.).

En el cap 2 se explican los criterios de análisis y diseño utilizados en este trabajo. Los caps 3 y 4 tratan sobre las respuestas elásticas e inelásticas, respectivamente. El cap 5 compara los resultados

obtenidos entre las respuestas elásticas e inelásticas. Finalmente, el cap 6 presenta las conclusiones y recomendaciones de este trabajo.

---

---

## 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

### 2.1 Introducción

El diseño de estructuras en zonas de alta sismicidad presenta uno de los problemas más grandes a los que debe hacer frente el ingeniero estructurista; primero, por las inmensas incertidumbres que se tienen en la predicción de sismos y tipos de éstos, y por otra parte, porque no es bien entendida, algunas veces, la manera en que las estructuras se comportan ante estas acciones. La acción y los efectos de un sismo en una estructura dependen de una compleja interacción entre el movimiento sísmico, las propiedades del subsuelo, y las de la estructura misma.

Las solicitaciones a las que se ve expuesta una estructura a causa de un sismo severo pueden ser muy elevadas, resultando no económico realizar un diseño para que las construcciones resistan sin daño este tipo de sismos, por lo general, con periodos de recurrencia grandes. Los criterios actuales del diseño sismorresistente obligan a que la estructura sea capaz de soportar sismos de poca intensidad sin que se presente algún tipo de daño, que resista sismos de intensidad moderada permitiéndose daños no estructurales menores, y que se tengan daños estructurales importantes en casos de sismos de fuerte intensidad, pero nunca el colapso, para así evitar la pérdida de vidas humanas.

De acuerdo con estos criterios, al diseñar una estructura se deberá tener presente qué hacer ante diferentes intensidades sísmicas, para así buscar lograr tener suficiente capacidad de rigidez y resistencia lateral, así como de disipación de energía a nivel global y local en cada uno de los

---

elementos estructurales individuales. Debe asegurarse que cada uno de los materiales y los elementos estructurales tengan la suficiente capacidad de resistir las demandas máximas exigidas, durante la acción de los sismos severos.

En el diseño sismorresistente es de gran importancia considerar la respuesta inelástica que pueda llegar a desarrollar la estructura, lo que resulta fundamental en lo que se basan los criterios actuales. El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal indica que las estructuras que entran al intervalo inelástico deben presentar articulaciones plásticas en los miembros estructurales con capacidad de fluir dúctilmente, y así formar el mecanismo de falla del tipo "viga", en caso de que así ocurra, evitando que las columnas se plastifiquen, y evitar fallas frágiles.

En el caso de edificios de varios niveles a base de marcos, las rótulas plásticas deben formarse en los extremos de vigas y extremos inferiores de columnas de planta baja, de tal modo que el mecanismo de colapso sea del tipo "viga"; lo anterior se prefiere debido al papel tan importante que juegan las columnas en la estructura, las cuales ante la acción de las cargas verticales no llegan a desarrollar grandes ductilidades. En estructuras metálicas, especial cuidado deberá tenerse para evitar fenómenos propios a este tipo de material, como son los casos del pandeo local u otros, que disminuyen la capacidad, principalmente, de los elementos tipo columna; la falla de las columnas de un mismo entrepiso puede ocasionar el colapso de todo el edificio. Investigaciones recientes y lo observado alrededor del mundo en edificios de varios niveles de estructura metálica, afectados por la acción sísmica, ha hecho a la ingeniería, en el diseño sismorresistente, buscar soluciones más comprensibles, apoyándose de gran manera en la ductilidad. A raíz de los sismos de 1985 en la ciudad de México, mucho se aprendió después de los daños en estructuras metálicas; ejemplos (Osteraas J. et al., 1989): evitar las sobrecargas de columnas, incluso bajo condiciones últimas; la fluencia de los miembros debe ser considerada en el diseño, ya que trae consigo una gran cantidad de disipación de energía, que resulta muy beneficiosa ante este tipo de eventos sísmicos; es de gran importancia la calidad de la fabricación de los miembros, así como un cuidadoso cumplimiento de los planos del diseñador; se debe proveer de suficiente resistencia a las conexiones, y el diseño deberá orientarse a que fluyan principalmente vigas, y en su caso las diagonales de la estructura. Se debe tener mucho cuidado en las conexiones después de lo observado en los sismos de México (1985) y, sobre todo, en el de Northridge de 1994. Un factor de gran relevancia resultó la fractura de soldadura de las conexiones de vigas con columnas, debido, entre otras cosas, a mala supervisión y deficientes prácticas durante la colocación de la soldadura (Bertero V. et al., 1994), y a la discontinuidad en la soldadura del patín inferior de las vigas, tal y como se explicó en el capítulo anterior (Anderson y Duan, 1998).

El comportamiento inelástico de los casos considerados en este trabajo dependerá tanto de la ductilidad de que dispone la estructura como de la cantidad de daños que se consideren *económicamente admisibles ante sismos severos. Como objetivo de gran importancia, se diseñará tomando en cuenta las condiciones de servicio, para evitar daños y pánico a los ocupantes durante sismos de intensidad moderada que puedan ocurrir a lo largo de la vida de la construcción; cada estructura contará con una rigidez adecuada ante las cargas laterales. Se toma en cuenta las tres propiedades indispensables que rigen el buen comportamiento sísmico de cualquier estructura: resistencia, rigidez y ductilidad.*

## 2.2 Métodos de análisis sísmico

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión última, RDF-93 (RCDF, 1993) propone tres métodos de análisis sísmico:

- Método simplificado
- Método estático
- Métodos dinámicos (modal espectral y paso a paso en el dominio del tiempo)

Para este trabajo los diseños se hacen con el análisis dinámico modal espectral, y la revisión del comportamiento inelástico con el dinámico paso a paso.

### 2.2.1 Método simplificado

Este método se debe utilizar para estructuras que cumplan con las siguientes condiciones, art 238 del RDF-93:

- 1) En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto, de mampostería de piezas macizas o de mampostería de piezas huecas que satisfagan las condiciones que establezca el Departamento del D.F. en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes.
- 2) En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados, estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50 por ciento de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.

- 3) La relación longitud a ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines del análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya dicha relación satisfaga esta restricción, y cada tramo resista según el criterio que marca el art 239 de este Reglamento.
- 4) La relación altura / dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5.
- 5) La altura del edificio no será mayor de 13 m.

### 2.2.2 Método estático

El art 238 del RDF-93 indica que se puede llevar a cabo un análisis sísmico estático en edificios con altura menor de 60 m. La aplicación de este método consta esencialmente de los siguientes pasos:

- 1) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.
- 2) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio, ya sea muros y/o marcos. Deben incluirse los efectos de torsión en planta.
- 3) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan

El RDF-93 presenta el procedimiento para llevar a cabo el análisis estático en su art 240, tanto para edificios sin y con apéndices. En el presente trabajo se hizo el análisis estático con fines meramente comparativos, contra los resultados del análisis dinámico modal espectral. En estos análisis la fuerza horizontal  $F_i$  aplicada en el centro de masa del nivel  $i$  está dada por la fórmula:

$$F_i = C_s \sum W_i \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \quad (2.1)$$

$W_i$  es el peso asociado al nivel  $i$ ;  $h_i$  la altura de la masa del nivel  $i$  a partir del nivel de desplante;  $C_s$  es el coeficiente de cortante basal, para cuya determinación el reglamento admite dos opciones, a saber: igual a la ordenada máxima del espectro reducida por ductilidad, o sea  $c / Q$ , donde  $c$  es el coeficiente sísmico del cual se hablará en el punto 2.3.2 y cuyos valores aparecen en la tabla 2.1,  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico, descrito en la parte 2.3.3. Para la segunda opción, el cálculo de  $C_s$ , se hace con base en una estimación aproximada del primer periodo natural de vibración de la estructura,  $T_1$ , y  $C_s$  queda en función de la ordenada espectral  $a$ ; para esta segunda opción,  $T_1 \leq T_a$ .

### 2.2.3 Métodos de análisis dinámico

Con estos métodos se idealiza a la estructura a base de masas y resortes.

- El análisis modal, método dinámico más empleado en la práctica, utiliza técnicas de espectro de respuesta.
- El análisis paso a paso consiste en la integración directa de las ecuaciones del movimiento en el dominio del tiempo, para una excitación correspondiente a un acelerograma representativo del sismo de diseño.

### 2.3 Análisis dinámico modal espectral

Las estructuras que no son de un grado de libertad (la mayoría) pueden suponerse compuestas por una serie de masas concentradas unidas por resortes (Meli P., 1994) , como se muestra en la fig 2.1 .

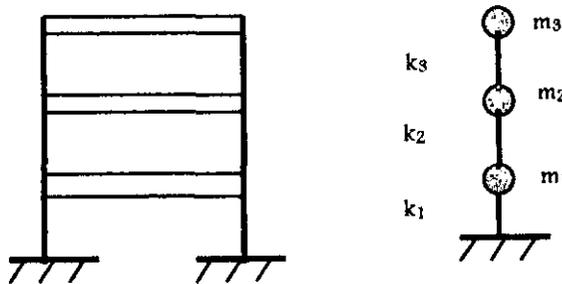


Fig 2.1. Representación de un edificio de tres niveles por un sistema equivalente de masas y resortes.

En el equilibrio de cada entrepiso intervienen las siguientes fuerzas:

- Fuerzas de inercia, proporcionales a la matriz de masas,  $M$ , y al vector de aceleraciones absolutas,  $\ddot{u}_T$ ; las aceleraciones absolutas son iguales a la suma del vector aceleración del terreno,  $\ddot{u}_g$ , más el de la aceleración relativa al terreno,  $\ddot{u}_o$ , tal que:

$$F_i = M\ddot{u}_T$$

- Las fuerzas que se generan en los elementos estructurales verticales por su rigidez lateral, igual al producto del vector de desplazamiento relativo de la masa con respecto del suelo, por la matriz de rigideces laterales de dichos miembros:

$$F_R = Ku$$

- Las fuerzas de amortiguamiento, que tratan de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración, proporcionales al vector velocidad de la masa de la estructura con respecto del suelo y al amortiguamiento viscoso disponible, como una proporción del crítico; a  $C$  se le conoce como matriz de amortiguamiento, que por ser igual en todos los entresijos se vuelve una constante, tal que:

$$F_A = C\dot{u}$$

Así, la ecuación de equilibrio dinámico se puede escribir como:

$$F_1 + F_A + F_R = 0$$

Al sustituir y desarrollar se obtiene la siguiente ecuación matricial:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g$$

Para el caso de vibración libre y amortiguamiento nulo, se tiene la siguiente forma:

$$M\ddot{u} + Ku = 0$$

Con base en esta suposición es posible estimar periodos de vibración y formas modales del sistema estructural. En movimiento armónico simple se sabe que  $u = a \sin \omega t$ , y  $\ddot{u} = -\omega^2 a \sin \omega t$ ;  $a$  representa la amplitud de vibración y  $\omega$  es la frecuencia circular del sistema no amortiguado, es decir, es la frecuencia con la que oscila el sistema cuando se le impone un movimiento y se le suelta.

Al sustituir  $n = a \sin \omega t$  en la ecuación diferencial anterior, se tiene:  $Ka - \omega^2 Ma = 0$ , donde para que  $a$  sea diferente de 0, entonces:  $|K - \omega^2 M| = 0$ ; este determinante permite encontrar los  $N$  valores de la frecuencia  $\omega$  que corresponden a cada modo natural de vibración del sistema (la estructura vibrará libremente adoptando una configuración de deformada que se denomina *forma modal*; existen tantos modos de vibrar como grados de libertad del sistema). Por otra parte, se podrán encontrar los  $N$  valores de  $a_i$  que corresponden a cada frecuencia natural de vibración. El desplazamiento del piso  $i$  se obtiene como la suma de las participaciones de cada modo de vibración a dicho desplazamiento:

$$u_i = \sum_{n=1}^N \phi_{in} y_{in}(t)$$

$y_{in}(t)$  es el desplazamiento en el nivel  $i$  del modo  $n$  en el instante  $t$ , y  $\phi_{in}$  es el factor de escala con que interviene el modo  $n$  en el movimiento del nivel  $i$ .

El máximo de la respuesta de la estructura se puede determinar de manera aproximada suponiendo los máximos de las repuestas de cada modo. Rosenblueth (Meli P., 1994) propone como criterio la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales, tal que la respuesta total será:

$$R_R = \left( \sum_{i=1}^N R_i^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

### 2.3.1 Espectros de diseño

El análisis dinámico modal se realiza llevando a cabo técnicas del espectro de respuestas. A continuación se explica en qué consiste. En el diseño estructural, por lo general, no interesa la historia completa de las respuestas de la estructura, sino solamente sus valores máximos. Esto es, si para un acelerograma (registro en el tiempo de la historia de aceleraciones que provoca el sismo en una dirección determinada) dado obtenemos la respuesta máxima del sistema de un grado de libertad con un amortiguamiento dado, variando el periodo de vibración, se pueden trazar gráficas (respuesta máxima contra periodo) que constituyen los *espectros de respuesta*. En el eje de las abscisas se representa el periodo del sistema, y en las ordenadas una medida de la respuesta máxima, ya sea aceleración, velocidad, desplazamiento, etc. En el siguiente punto se muestra un ejemplo de un espectro de diseño, típico a los propuestos por el RDF-93.

### 2.3.2 Espectro de diseño del D.F.

La forma general del espectro de diseño del D.F., según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S, 1993), se presenta en la fig 2.2

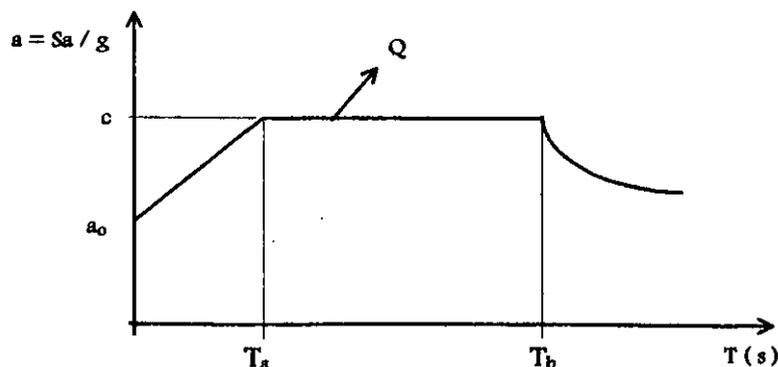


Fig 2.2.- Forma típica de los espectros de diseño para el Distrito Federal, dado un Q

Las partes que lo constituyen se presentan a continuación:

*La ordenada del espectro de aceleraciones* para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones, según las NTC-S:

$$\begin{aligned}
 a &= \left(1 + 3 \frac{T}{T_a}\right) \frac{c}{4} && \text{si, } T \text{ es menor que } T_a \\
 a &= c && \text{si, } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b \\
 a &= qc && \text{si, } T \text{ excede de } T_b \\
 q &= \left(\frac{T_b}{T}\right)^r
 \end{aligned}$$

$T$  es el periodo natural de vibración de la estructura,  $T_a$  y  $T_b$  son periodos característicos del espectro de diseño, según la zona sísmica;  $T$ ,  $T_a$  y  $T_b$  están expresados en segundos.  $c$  es el coeficiente sísmico, que toma en cuenta la intensidad de la acción sísmica introducida en la estructura, en el sitio de interés; es la fracción del peso total de la estructura entre la fuerza lateral en la base de ésta. El valor de  $c$  depende del riesgo sísmico del sitio, del tipo de suelo y del tipo de estructura. La Ciudad de México se ha dividido en tres zonas según el tipo de suelo; éstas se presentan con su correspondiente valor del coeficiente sísmico en la tabla 2.1. La delimitación de estas zonas se muestra en la fig 2.3.

Tabla 2.1.- Valores de c según la zonificación del Distrito Federal

Zona	Características	c (grupo B)
I	Suelo duro; terreno firme a profundidades menores de 3 m.	0.16
II	Zona de transición; terreno firme ubicado entre los 3 y 20 m.	0.32
III	Suelo compresible; estrato resistente ubicado a más de 20 m.	0.40

$T_a$ ,  $T_b$  y  $r$  son valores que depende de la zona en que se halla la estructura, y su valor se encuentra en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 .- Valores de  $T_a$ ,  $T_b$  y  $r$ 

Zona	$T_a$	$T_b$	$r$
I	0.2	0.6	1/2
II	0.3	1.5	2/3
III	0.6	3.9	1

Para fines de diseño, las fuerzas sísmicas se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo  $Q'$ , tomando en cuenta los efectos de la ductilidad a desarrollar por la estructura. Para las estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S,1993),  $Q'$  se calculará como sigue:

$$Q' = Q \text{ si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual que } T_a$$

$$Q' = 1 + \left( \frac{T}{T_a} \right) (Q - 1) \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

$Q$  es el factor de comportamiento sísmico (1, 2, 3 y 4); en el punto 2.3.3 se hablará al respecto.  $Q'$  se deberá reducir por 0.8 en caso de que no se satisfagan las condiciones de regularidad que especifica las NTC-S en su sección 6.

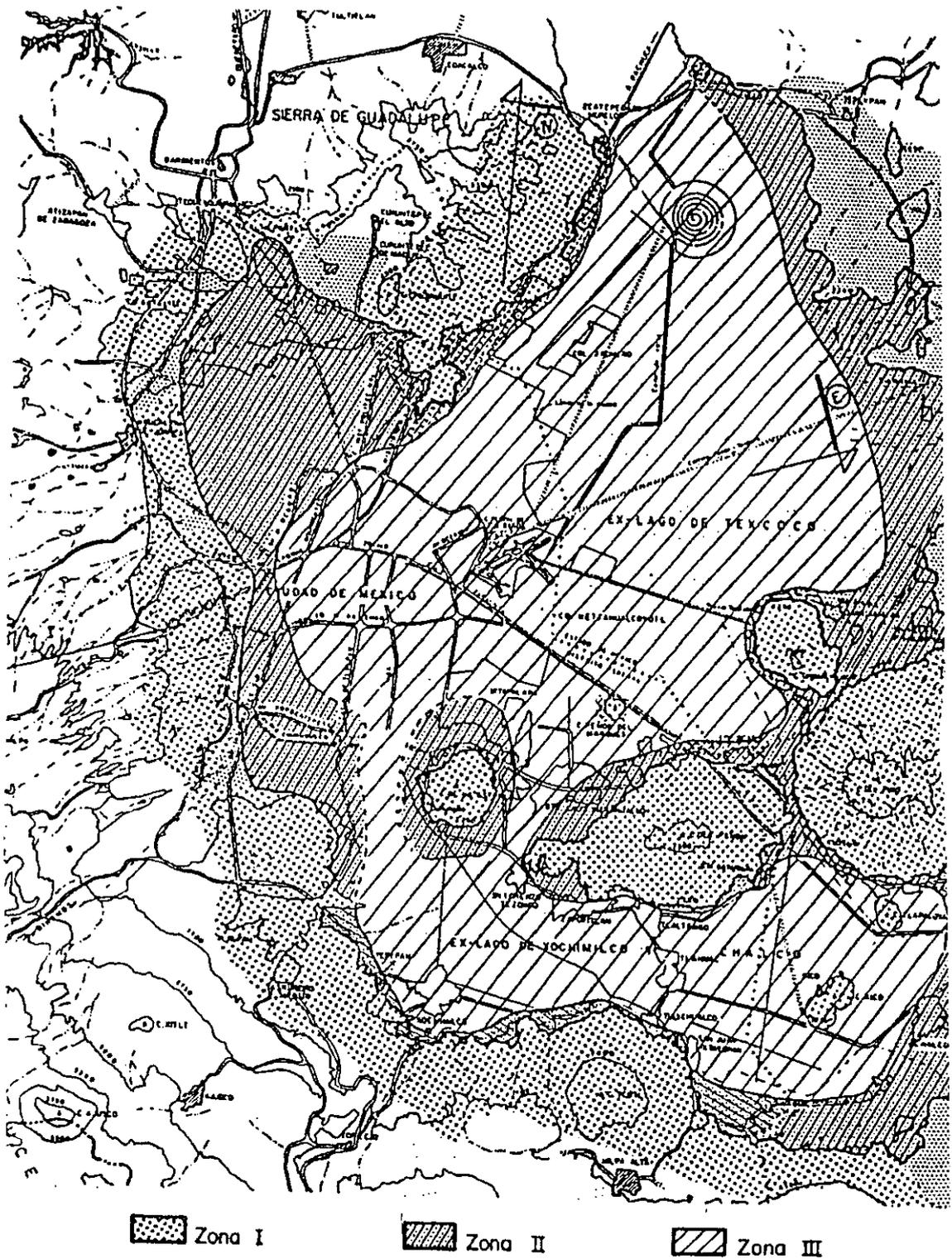


Fig 2.3.- Zonificación Sísmica del Distrito Federal (NTC-CIM,1993)

### 2.3.3 Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, $Q$

El coeficiente sísmico,  $c$ , puede reducirse por el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , que no sólo está asociado con la ductilidad de los elementos y de la estructura en general, sino también al deterioro (efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad) y a reservas de resistencia estructural que los métodos usuales de diseño no cuantifican. Los espectros de diseño admiten reducciones en las ordenadas espectrales, de acuerdo a  $Q$ , cuyo valor variará dependiendo del tipo de estructuración, de los detalles de armados y de dimensionamiento que se hayan adoptado en la estructura, así como de su capacidad a disipar energía del sismo en su fase intensa. El RDF-93 permite utilizar los valores de  $Q = 1, 2, 3$  y  $4$ . Las figs 2.4 y 2.5 presentan los espectros de diseño para las zonas II y III del D.F., respectivamente (NTC-S, 1993), de interés para este trabajo.

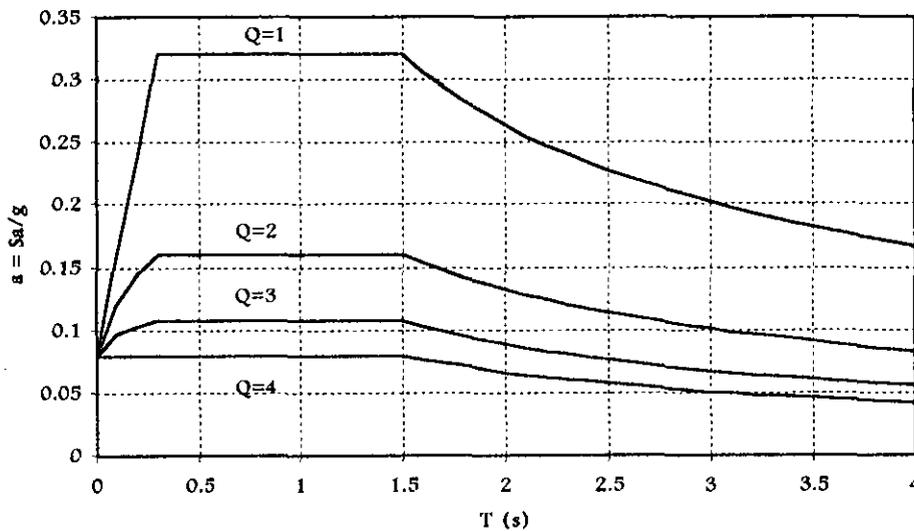


Fig 2.4.- Espectros de diseño para la zona II del Distrito Federal

En este estudio se tomó el valor de  $Q = 4$ , debido a que la estructura se diseñó considerando y respetando las condiciones de marcos dúctiles que indican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S, 1993) en su punto 5; esto es: la resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, capaces de soportar cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante. Además, los marcos rígidos de acero satisfacen todos los requisitos de marcos dúctiles que fijan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras Metálicas.

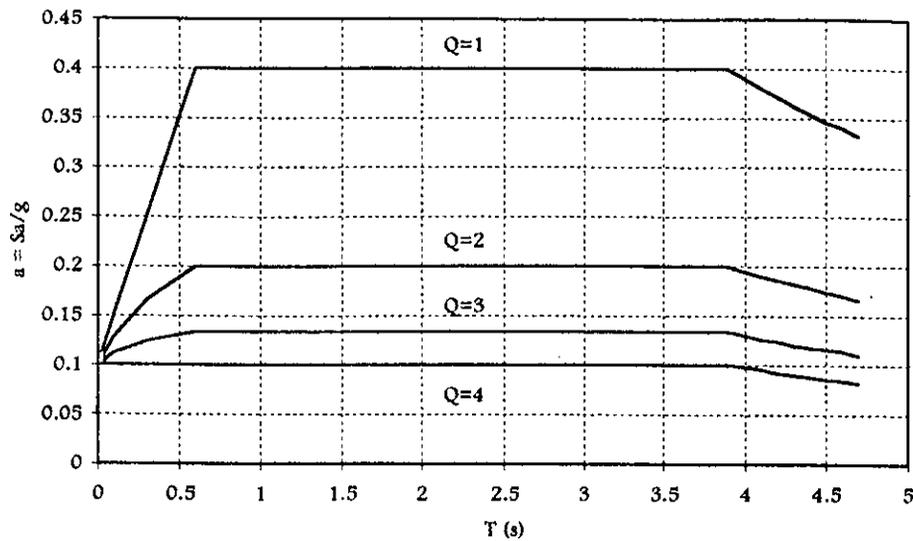


Fig 2.5.- Espectros de diseño para la zona III del Distrito Federal

### 2.3.4 Revisión por cortante basal

Las NTC-S especifican que el cortante basal dinámico,  $V_{oD}$ , determinado con el método modal espectral, no debe ser menor que  $\frac{0.8aW_o}{Q}$ ; si lo anterior no ocurre, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamiento laterales correspondientes en una proporción tal que  $V_{oD}$  iguale a dicho valor.

### 2.3.5 Efectos de torsión

En estructuras no regulares o asimétricas, en planta o elevación, los efectos de torsión pueden ser de consideración; dichos efectos son ocasionados por la excentricidad entre las fuerzas sísmicas actuantes y las fuerzas sísmicas resistentes que no son colineales; en estos casos se tiene un momento torsionante, que incrementará a su vez la fuerza cortante actuante en algunos elementos, además de los efectos del cortante directo. El efecto de torsión por su naturaleza dinámica es un problema difícil de resolver, y su solución se hace a partir de fuerzas estáticas, considerando únicamente los efectos por rigidez.

El RDF-93 especifica que el momento torsionante, para fines de diseño, debe tomarse con la excentricidad que resulte más desfavorable de las dos expresiones siguientes:

$$E_{d1} = 1.5e_c + 0.1b$$

$$E_{d2} = e_c - 0.1b$$

donde,  $e_c$  = excentricidad calculada a partir de los valores teóricos del centro de masa y el centro de torsión;  $b$  = dimensión máxima del edificio en dirección perpendicular al análisis.

### 2.3.6 Efectos bidireccionales

Al revisar o diseñar una estructura ante el sismo, deben incluirse los efectos bidireccionales del movimiento en la base de la estructura. Los efectos en la dirección vertical no se toman en cuenta, debido a que no son de consideración en lugares tales como el Distrito Federal, como consecuencia del tipo de temblores de foco lejano.

El criterio seguido por el código actual para tomar en cuenta estos efectos es el siguiente: además del máximo efecto sísmico en una dirección (100 por ciento), se debe considerar simultáneamente el treinta por ciento del efecto máximo en la dirección ortogonal; lo anterior se deduce a partir de estudios probabilísticos que se reportan en la literatura, para de esa forma incluir los efectos del sismo que actúan en una dirección inclinada con respecto de la base de la estructura.

## 2.4 Análisis dinámico paso a paso

Sea un sistema de un grado de libertad, fig 2.6, bajo una fuerza aplicada  $p(t)$  y con propiedades  $m$ ,  $k$  y  $c$ ; los efectos de la fuerza en el sistema se aprecian en la fig 2.7., mediante un diagrama de cuerpo libre.

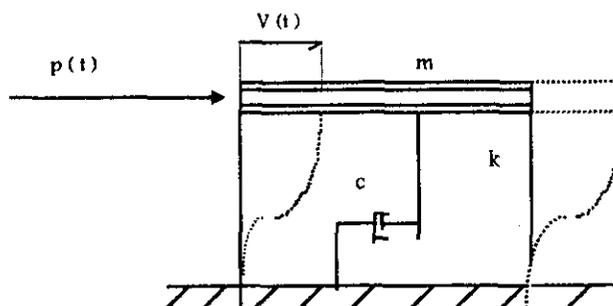


Fig 2.6.- Sistema de un grado de libertad.

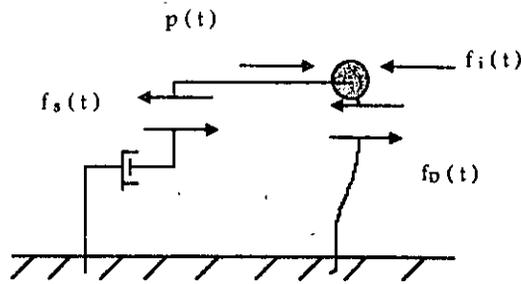


Fig 2.7.- Diagrama de cuerpo libre para el equilibrio de fuerzas

De acuerdo con la fig 2.7, se tienen las siguientes fuerzas (Clough y Penzien, 1993):

- $f_i(t)$  = Fuerza de inercia en el tiempo  $t$
- $f_D(t)$  = Fuerza de amortiguamiento en el tiempo  $t$
- $f_s(t)$  = Fuerza que resiste el resorte en el tiempo  $t$
- $p(t)$  = Fuerzas aplicadas al sistema en el tiempo  $t$

Las fuerzas de amortiguamiento y del resorte son de carácter no lineal. El equilibrio dinámico requiere que se cumpla con la siguiente ecuación de movimiento:

$$f_i(t) + f_D(t) + f_s(t) = p(t) \quad 2.2$$

Para el tiempo  $t + \Delta t$ , la ec 2.2 es:

$$f_i(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_s(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \quad 2.3$$

La ec 2.3 en función de incrementos está definida por:

$$\Delta f_i(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_s(t) = \Delta p(t) \quad 2.4$$

Así, las fuerzas incrementales de la ec 2.4, se expresan de la siguiente manera:

$$\Delta f_i(t) = \Delta f_i(t + \Delta t) - f_i(t) = m\Delta \ddot{v}(t) \quad 2.5$$

$$\Delta f_D(t) = \Delta f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t) \Delta \dot{v}(t) \quad 2.6$$

$$\Delta f_s(t) = \Delta f_s(t + \Delta t) - f_s(t) = k(t) \Delta v(t) \quad 2.7$$

$$\Delta p(t) = p(t + \Delta t) - p(t) \quad 2.8$$

$m$  es la masa que permanece constante,  $c(t)$  y  $k(t)$  representan las propiedades del amortiguamiento y de rigidez, en función del tiempo;  $c(t)$  toma el valor de (ver fig 2.8):

$$c(t) \equiv \left( \frac{df_D}{d\dot{v}} \right)_t \tag{2.9}$$

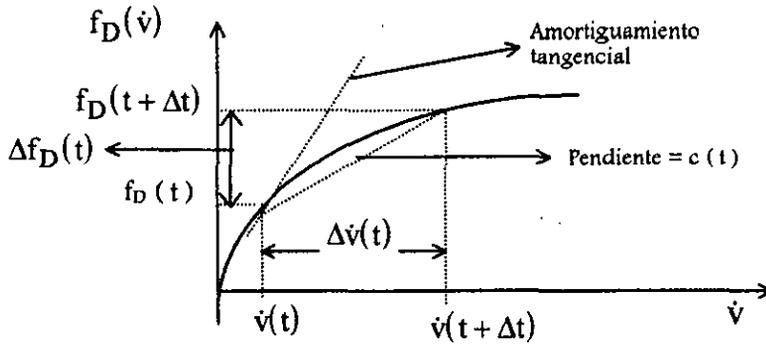


Fig 2.8 .- Gráfica de amortiguamiento no lineal

Según se observa en la fig 2.9,  $k(t)$  es igual a:

$$k(t) \equiv \left( \frac{df_s}{dv} \right)_t \tag{2.10}$$

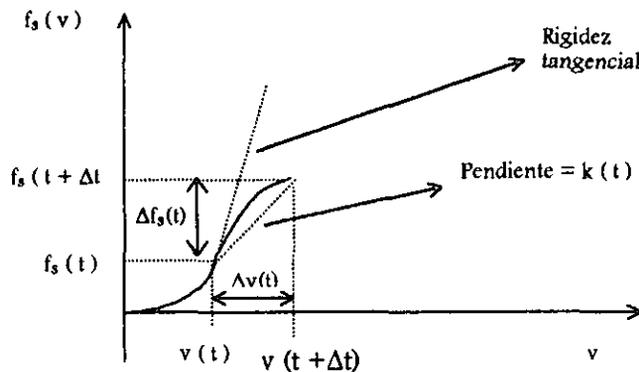


Fig 2.9 .- Gráfica de rigidez no lineal

Al sustituir las ecs 2.5 a 2.8 en 2.4, se tiene la ecuación incremental de equilibrio para un tiempo  $t$ , a saber:

$$m\Delta\ddot{v}(t) + c(t)\Delta\dot{v}(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t) \tag{2.11}$$

Existen varios procedimientos para evaluar la integración numérica de la ec 2.11. Un procedimiento consiste en hacer la suposición de que la aceleración varía linealmente durante

cada incremento del tiempo, y que además las propiedades estructurales del sistema son constantes en dicho intervalo de tiempo. De acuerdo con la relación entre aceleración, velocidad y desplazamiento, se puede demostrar que la velocidad y el desplazamiento varían en forma cuadrática y cúbica, respectivamente. Al evaluar la expresión final de la ec 2.11, para el intervalo  $\Delta t$ , se llega a las siguientes ecuaciones en función del incremento de velocidad y desplazamiento.

$$\Delta \dot{v}(t) = \ddot{v}(t)\Delta t + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t}{2} \quad 2.12$$

$$\Delta v(t) = \dot{v}(t)\Delta t + \Delta \dot{v}(t) \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t^2}{6} \quad 2.13$$

Al despejar  $\Delta \ddot{v}(t)$  de la ec 2.13 y substituyendo en 2.12, se tiene:

$$\Delta \ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \quad 2.14$$

$$\Delta \dot{v}(t) = \frac{3}{\Delta t} v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \quad 2.15$$

Al substituir las ecs 2.14 y 2.15 en 2.11 se tiene la siguiente ecuación del movimiento:

$$m \left[ \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[ \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] + k(t) \Delta v(t) = \Delta p(t) \quad 2.16$$

Por último, trasladando todos los términos asociados con las condiciones iniciales se obtiene:

$$\tilde{k}(t) \Delta v(t) = \Delta \tilde{p}(t) \quad 2.17$$

Donde  $\tilde{k}(t)$  es la rigidez efectiva, conocida como:

$$\tilde{k}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2} m + \frac{3}{\Delta t} c(t) \quad 2.18$$

y  $\Delta \tilde{p}(t)$  es:

$$\Delta \tilde{p}(t) = \Delta p(t) + m \left[ \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[ 3\dot{v}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] \quad 2.19$$

La ec 2.17 es equivalente a una relación incremental de equilibrio estático, y se resuelve para el incremento de desplazamiento, como la división del incremento de carga entre la rigidez.

Conocido  $\Delta v(t)$ , es posible calcular  $\Delta \dot{v}(t)$  y  $\Delta \ddot{v}(t)$ , y así establecer las condiciones iniciales para el siguiente incremento de tiempo  $[\dot{v}(t) + \Delta \dot{v}(t)$  y  $v(t) + \Delta v(t)]$ . El proceso se repite sucesivamente hasta terminar con el último  $\Delta t$  en que se discretizó la acción sísmica. El procedimiento se puede extender a sistemas de muchos grados de libertad; para ello convendría programar el procedimiento y utilizar como herramienta una computadora.

Para el trabajo numérico de este estudio, fue necesario apoyarse en el DRAIN-2DX (Prakash V. et. al., 1993), que es un programa para computadora para el análisis sísmico no lineal de edificios; considera a la estructura formada por marcos y/o muros planos ligados por los diafragmas del piso. Sobre este programa se hablará más ampliamente en el cap 3.

## 2.5 Deformaciones laterales relativas permisibles entre altura de entrepiso, $\Delta_{ri} / h_i$

El índice más importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños en estructuras tipo edificios ante la acción sísmica, es la distorsión de entrepiso,  $\gamma$ ; para su evaluación se puede calcular el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos,  $\Delta_{ri}$ , dividido entre la altura,  $h_i$  del entrepiso,  $\Delta_{ri} / h_i$ ;  $\Delta_{ri} = Q\Delta_{ric}$ , donde  $\Delta_{ric}$  son los desplazamientos laterales relativos de entrepiso calculados con las fuerzas reducidas por ductilidad, y  $Q$  es el factor que considera el comportamiento inelástico.

El RDF-93 exige que se compare la distorsión calculada con un valor admisible de 0.006, cuando los elementos no estructurales están ligados a la estructura, y 0.012, cuando no existan elementos frágiles que puedan ser dañados o cuando éstos están desligados de la estructura principal. Esta revisión sirve para evitar que la edificación resulte excesivamente flexible y se originen deformaciones laterales que causen pánico ante los sismos de servicio.

En el presente trabajo, los desplazamientos laterales relativos de diseño se controlaron dentro del rango permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso.

## 2.6 Efectos P- $\Delta$

Al analizar una estructura bajo cargas laterales y verticales, ver fig 2.10, deben revisarse los efectos adicionales de segundo orden, conocidos como efectos P- $\Delta$ , que se originan a raíz de las

cargas gravitacionales y los desplazamientos. Dichos efectos serán más importantes en estructuras esbeltas y/o con cargas verticales de consideración.

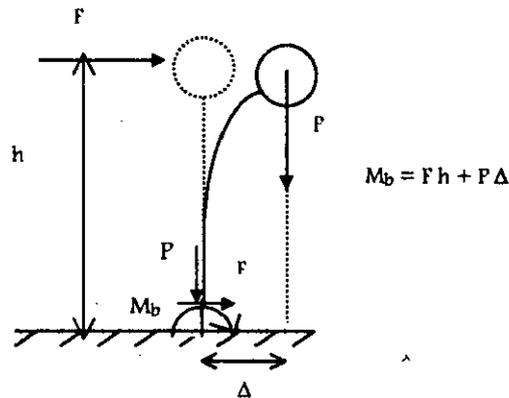


Fig 2.10. - Momento adicional originado por los efectos P-Δ

Los principales cambios que se pueden llegar a tener en la respuesta estructural cuando los efectos P-Δ son importantes son:

- Menor disipación de energía.
- Reducción de la rigidez lateral. El periodo de la estructura cambia, se incrementa, y la respuesta sísmica puede variar.
- Mayores demandas de ductilidad local. Los niveles de deformación inelástica cambian; esto es, puede haber un incremento en las demandas de ductilidad desarrolladas en las articulaciones plásticas de los miembros estructurales, ya que los giros inelásticos están directamente relacionados con las demandas de ductilidad local.

## 2.7 Demandas de ductilidad local y global

El término ductilidad se define como la capacidad que tiene la estructura o componentes de la misma (vigas y columnas) de deformarse más allá del límite elástico, sin excesivo deterioro de resistencia y degradación de rigidez.

Una articulación plástica es una zona del elemento estructural en el que se alcanza el nivel de fluencia; las rotaciones o giros que se presentan en las articulaciones plásticas, sirven para medir el nivel de deformación inelástica alcanzado en las estructuras. En otras palabras, para medir el grado de daños es importante relacionar las rotaciones por unidad de longitud que causan los momentos, debido a que la fluencia ocurre gradualmente en un tramo del elemento, y no de

forma concentrada en una sola sección transversal. Por lo anterior, resulta necesario definir el concepto de ductilidad de curvatura que está en función de las rotaciones plásticas que ocurren en una longitud plástica equivalente:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_y}$$

$\phi_m$  es la curvatura máxima a desarrollarse, y  $\phi_y$  es la curvatura de fluencia, que se presenta en el instante en que el acero inicia su fluencia (ver fig 2.11).

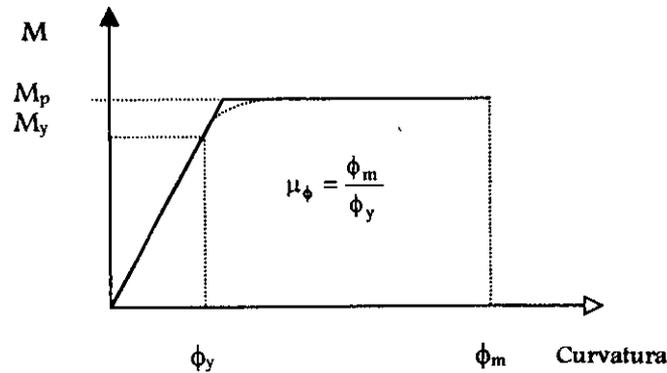


Fig 2.11. - Gráfica momento curvatura y definición de ductilidad de curvatura

En el presente trabajo se calcularán las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, a raíz de los análisis paso a paso, utilizando la siguiente expresión :

$$\mu_L = \frac{\phi_{m\acute{a}x}}{\phi_y} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} = \frac{\phi_p}{\phi_y} + 1$$

donde:

$\mu_L$  = Demanda de ductilidad local

$\phi_p = \theta_p / l_p$  = Curvatura plástica

$\phi_y = M_y / EI$  = Curvatura de fluencia

$\theta_p$  = Rotación plástica

$l_p$  = Longitud equivalente de articulación plástica, igual a un peralte efectivo (Salmon y Johnson, 1995)

$M_y$  = Momento de fluencia

$E$  = Módulo de elasticidad del acero estructural

$I$  = Momento de inercia de la sección transversal

El cálculo de las demandas de ductilidad global máximas desarrolladas,  $\mu_G$ , se hizo a partir de los resultados obtenidos con los análisis paso a paso; esto es, se detectó al máximo valor que entrara en el intervalo inelástico del desplazamiento lateral de azotea en la historia del tiempo, y dicho valor se dividió entre el correspondiente cuando se presenta la primera articulación plástica en la estructura, situación que ocurre en el momento en que las historias de desplazamientos elásticos e inelásticos difieren por primera ocasión. La relación entre estos dos valores,  $\mu_G$ , da una idea del comportamiento de ductilidad global que desarrolla la estructura ante un acelerograma dado.

## 2.8 Criterios de diseño de elementos estructurales de acero

Los siguientes requisitos de diseño se basan en lo que exige el RDF-93 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM, 1993). Por otra parte, con fines comparativos, se presentan las especificaciones correspondientes, según el Manual para Construcción de Acero del AISC para el diseño por factores de cargas y resistencia (AISC-LRFD, 1994).

### 2.8.1 Tipos de secciones

De la sección 2.3, "*Relaciones ancho/grueso y pandeo local*" de las NTC-EM, se definen en la tabla 2.3, los diferentes tipos de secciones.

Tabla 2.3.- Tipos de secciones

Sección Tipo	Características	Estado límite de resistencia
1	Secciones para diseño plástico. Pueden alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos de la estructura. Sus patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua; si está sometida a flexión debe tener un eje de simetría en el plano de carga; si trabaja en compresión axial o en flexocompresión debe tener dos ejes de simetría	Desarrollo del momento plástico en vigas y del momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, con capacidad de rotación suficiente para satisfacer las suposiciones del análisis plástico.
2	Secciones compactas. Pueden alcanzar el momento plástico, pero no tienen capacidad de rotación bajo momento constante de esa magnitud. En flexión deben tener un eje de simetría en el plano de carga, a menos que en el análisis se incluyan los efectos producidos por la asimetría.	Igual que las tipo 1, pero sin requisitos de capacidad de rotación.
3	Secciones no compactas. Pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico.	Desarrollo del momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, o de ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas.
4	Secciones esbeltas. Tienen como límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que la componen.	Pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

Las relaciones ancho/grueso máximas (NTC-EM, 1993) se presentan en la tabla 2.4; estas relaciones aseguran que las secciones de los tipos 1 a 3 podrán alcanzar sus estados límite de resistencia sin que se presenten fenómenos prematuros de pandeo local.

Tabla 2.4.- Valores máximos admisibles de relaciones ancho/grueso

Descripción del elemento	CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES		
	TIPO 1 (Diseño plástico)	TIPO 2 (Compactas)	TIPO 3 (No compactas)
Alas de ángulos sencillos y de ángulos dobles con separadores, en compresión; elementos comprimidos soportados a lo largo de uno solo de los bordes longitudinales.	-----	-----	$640/\sqrt{F_y}$ (2)
Atiesadores de traveses armados, soportados a lo largo de un solo borde longitudinal.	-----	-----	$800/\sqrt{F_y}$
Almas de secciones T	-----	$540/\sqrt{F_y}$	$1100/\sqrt{F_y}$
Patines de secciones I, H o T y de canales, en flexión.	$460/\sqrt{F_y}$	$540/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$
Patines de secciones I, H o T y de canales, en compresión pura, placas que sobresalen de miembros comprimidos (1).	$830/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$
Patines de secciones en cajón laminadas o soldadas, en flexión; cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, Atiesadores soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la fuerza.	$1600/\sqrt{F_y}$	$1600/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$
Almas de secciones I o H y placas de secciones en cajón, en compresión pura (1)	$2100/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$
Almas en flexión.	$3500/\sqrt{F_y}$	$5300/\sqrt{F_y}$	$8000/\sqrt{F_y}$
Almas flexocomprimidas.	Si $P_u/P_y \leq 0.28$ (3) y (4) $\frac{3500}{\sqrt{F_y}}$ (1-1.4 $P_u/P_y$ ) Si $P_u/P_y > 0.28$ $\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	Si $P_u/P_y \leq 0.15$ $\frac{5300}{\sqrt{F_y}}$ (1-2.7 $P_u/P_y$ ) Si $P_u/P_y > 0.15$ $\frac{3339}{\sqrt{F_y}}$ (1-.371 $P_u/P_y$ )	Si $P_u/P_y \leq 0.15$ $\frac{8000}{\sqrt{F_y}}$ (1-2.7 $P_u/P_y$ ) Si $P_u/P_y > 0.15$ $\frac{5228}{\sqrt{F_y}}$ (1-.598 $P_u/P_y$ )
Secciones circulares huecas en compresión axial.	$132000/\sqrt{F_y}$	$184000/\sqrt{F_y}$	$235000/\sqrt{F_y}$

- (1) En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones 1 a 3
- (2)  $F_y$  es el valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material ( $\text{kg/cm}^2$ )
- (3)  $P_u$  es la fuerza axial de diseño (kg)
- (4)  $P_y$  es la carga axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material (kg)

En el presente trabajo se trabaja con secciones tipo 2, es decir secciones compactas, debido a las características que poseen, que se describen en la tabla 2.3.

Para el AISC-LRFD94, se sigue un criterio similar al anterior. La resistencia nominal para compresión axial y flexión depende de la clasificación de la sección; esto es, si ésta es compacta, no compacta o esbelta. El criterio de clasificación de las secciones se resume en la tabla 2.5 (tabla LRFD B.5.1).

Tabla 2.5.- Límites de relaciones ancho-espesor para clasificación de secciones por flexión (LRFD B.5.1)

Tipo de sección	$\lambda$	COMPACTA $\lambda_p$	NO COMPACTA $\lambda_r$
<i>GENERAL</i>	-	Se considera NO COMPACTA	
<i>RECTANGULAR</i>	-	Se considera COMPACTA	
<i>PERFIL - I</i>	$b_f / 2 t_f$ (rolada)	$\leq 65 / \sqrt{F_y}$	$\leq 141 / \sqrt{F_y - 10.0}$
	$b_f / 2 t_f$ (Soldada)	$\leq 65 / \sqrt{F_{yf}}$	$\leq 162 / \sqrt{(F_{yf} - 16.5) / K_c}$
	$h_c / t_w$	Para $P_u / \phi P_y \leq 0.125$ , $\leq \frac{640}{\sqrt{f_y}} \left( 1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right)$ Para $P_u / \phi P_y > 0.125$ $\leq \frac{191}{\sqrt{F_y}} \left( 2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$	$\leq \frac{970}{\sqrt{F_y}} \left[ 1 - 0.74 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right]$
<i>CAJÓN</i>	$b / t_f$	$\leq 190 / \sqrt{F_y}$ (rolada)	$\leq 238 / \sqrt{F_y}$ (rolada)
	$b / t_f$	N/A para secciones soldadas	$\leq 253 / \sqrt{F_y}$ (soldada)
	$h_c / t_w$	Igual que secciones I	Igual que secciones I
<i>CANAL</i>	$b_f / t_f$	Igual que secciones I	Igual que secciones I
	$h_c / t_w$	Igual que secciones I	Igual que secciones I

Tabla 2.5 (continuación).- Límites de relaciones ancho-espesor para clasificación de secciones por flexión (LRFD B.5.1)

Tipo de sección	$\lambda$	COMPACTA $\lambda_p$	NO COMPACTA $\lambda_r$
<i>SECCIÓN - T</i>	$b_f / 2t_f$ $d / t_w$	Igual que secciones I No aplicable	Igual que secciones I $\leq 127 / \sqrt{F_y}$
<i>ÁNGULOS</i>	$b/t$	No aplicable	$\leq 76 / \sqrt{F_y}$
<i>VARILLA</i>	-	Se considera COMPACTA	
<i>TUBO</i>	$D / t$	$\leq 2070 / F_y$	$\leq 8970 / F_y$
<i>ÁNGULOS DOBLES</i> <i>(separados)</i>	$b/t$	No aplicable	$\leq 76 / \sqrt{F_y}$

Donde:

$b_f$  = Ancho del patín (in)

$t_f$  = Espesor del patín (in)

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el tipo de acero utilizado (ksi)

$F_{yf}$  = Esfuerzo de fluencia mínimo el patín (ksi)

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \text{ entre los valores de: } 0.35 \leq K_c \leq 0.763$$

$h_c$  = Peralte del alma de la viga (in)

$t_w$  = Espesor del alma (in)

$b$  = Ancho del elemento a compresión (in)

$d$  = Peralte total del miembro (in)

$D$  = Diámetro exterior de la sección (in)

$P_u$  = Fuerza axial de diseño (tensión o compresión) (kips)

$P_y$  = Fuerza axial de fluencia (kips)

$\phi$  = Factor de resistencia

$\phi_b$  = Factor de resistencia por flexión

### 2.8.2 Vigas

En la sección 3.3 de las NTC-EM se encuentran las siguientes disposiciones para miembros en flexión (vigas y trabes armadas).

Se deben considerar los siguientes estados límites de falla:

- Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas
- Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos.
- Iniciación del flujo plástico en la sección crítica.
- Pandeo local del patín comprimido.
- Pandeo local del alma, producido por flexión.
- Plastificación del alma por cortante.
- Pandeo local del alma por cortante.

- Tensión diagonal en el alma.
- Pandeo lateral por flexotorsión.
- Flexión y fuerza cortante combinados.
- Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales.
- Fatiga

Además, los estados límite de servicio, de deformaciones y de vibraciones excesivas.

### 2.8.2.1 Diseño a flexión en vigas

Lo referente a la resistencia para diseño a flexión, se dispone en la sección 3.3.2 de las NTC-EM; a continuación se presenta un breve resumen, a saber:

- Miembros soportados lateralmente ( $L \leq L_u$ )

- a) Para secciones 1 o 2:

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.1})$$

$L$  es la distancia entre puntos del patín comprimido de una viga soportados lateralmente.

$L_u$  es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico  $M_p$ .

$L_p$  es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico  $M_p$ , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso. Se calcula de la siguiente manera:

Para secciones I,

$$L_p = \frac{253000 + 155000 \left( \frac{M_1}{M_p} \right)}{F_y} r_y \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.2})$$

Para secciones rectangulares, macizas o en cajón,

$$L_p = \frac{352000 + 211000 \left( \frac{M_1}{M_p} \right)}{F_y} r_y \leq \frac{211000 r_y}{F_y} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.3})$$

$M_p$  es el momento plástico resistente del miembro en estudio

$M_1$  es el menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente

$r_y$  es el radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia

➤ Miembros no soportados lateralmente ( $L > L_u$ )

- a) Para secciones tipo I o Z con dos ejes de simetría, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_p, \quad (NTC-EM, \text{ ec 3.3.7})$$

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left( 1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right) \text{ pero no mayor que } F_R M_p$$

$$\text{Si } M_u \leq \left( \frac{2}{3} \right) M_p, M_R = F_R M_u \quad (NTC-EM, \text{ ec 3.3.8})$$

En vigas de sección transversal I o H, laminadas o hechas con tres placas soldadas,  $M_u$ , es el momento resistente nominal de la sección, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, y es igual a:

$$M_u = \frac{\pi}{CL} \sqrt{E I_y G J + \left( \frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_a} = \frac{\pi E}{CL} \sqrt{I_y \left[ \frac{J}{2.6} + \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]} \quad (NTC-EM, \text{ ec 3.3.9})$$

En secciones I o H laminadas o hechas con placas, de dimensiones semejantes a las laminadas, puede tomarse:

$$M_u = \left( \frac{1}{C} \right) \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2} \quad (NTC-EM, \text{ ec 3.3.10})$$

donde:

$$M_{c1} = \frac{EA_t}{\left( \frac{L}{r_y} \right)} \quad (NTC-EM, \text{ ec 3.3.11})$$

$$M_{c2} = \frac{4.7EAd}{\left( \frac{L}{r_y} \right)^2} \quad (NTC-EM, \text{ ec 3.3.12})$$

$$F_R = 0.90$$

A es el área total

d es el peralte

$I_y$  y  $r_y$  son el momento de inercia y radio de giro respecto al eje de simetría situado en el plano del alma

t es el grueso del patín comprimido

L es la separación entre puntos del patín comprimido fijos lateralmente

J y  $C_a$  son las constantes de torsión de Saint Venant y por alabeo de la sección

C está dado por lo indicado en la tabla 2.6:

Tabla 2.6.- Valores de C

$C = 0.60 + 0.40M_1/M_2$	Para tramos que se flexionan en curvatura simple
$C = 0.60 - 0.40M_1/M_2$	Pero no menor que 0.4, para tramos que se flexionan en curvatura doble.
$C = 1.0$	Cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que $M_2$ , o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo.

$M_1$  y  $M_2$  son el menor y el mayor de los momentos flexionantes en los extremos del tramo en estudio, respectivamente.

$L_u$  es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico.

$L_u$  y  $L_r$  se calculan con las siguientes expresiones:

Miembros de sección transversal I:

$$L_u = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_u} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.13})$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_r} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.14})$$

donde:

$$X_u = 4.293C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.220X_r$$

$$X_r = \frac{4}{3} C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

Por su parte, la resistencia nominal a flexión, según el AISC-LRFD94, resultará ser el valor más pequeño obtenido a partir de las revisiones por: fluencia, pandeo torsional-lateral, pandeo local en el patín y pandeo local en el alma; lo anterior se evalúa de la siguiente manera:

#### *Fluencia*

Para miembros compactos lateralmente restringidos con  $L_b \leq L_p$ ,

$$M_p = ZF_y \leq 1.5 S F_y \quad (\text{LRFD, F1-1})$$

$L_b$  = Longitud lateral no restringida

$L_p$  = Límite de longitud lateralmente no restringida para desarrollo completo de capacidad plástica =  $\frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$  para secciones I y canales (LRFD, F1-4)

### *Pandeo torsional-lateral*

#### Secciones doblemente simétricas y canales

Para secciones I, canales, cajones y varillas rectangulares que se flexionan alrededor de su eje mayor:

$$\text{si } L_b \leq L_r, M_{nx} = C_b \left[ M_{px} - (M_{px} - M_{rx}) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_{px} \quad (\text{LRFD, F1-2})$$

y si  $L_b > L_r$ ,

$$M_{nx} = M_{crx} \leq M_{px} \quad (\text{LRFD, F1-12})$$

donde

$M_{nx}$  = Resistencia nominal a flexión alrededor del eje mayor

$M_{px}$  = Momento plástico mayor,  $Z_x F_y \leq 1.5 S_x F_y$ ,

$M_{rx}$  = Momento mayor de límite de pandeo, igual a  $(F_y - F_r)S_x$  (LRFD, F1-7) para secciones I y canales, y  $F_y S_x$  (LRFD, F1-11) para varillas rectangulares y secciones cajón.

$M_{crx}$  = Momento elástico crítico

$$M_{crx} = \frac{C_b \pi}{L_b} \sqrt{EI_x GJ + \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \quad \text{para secciones I y canales, y} \quad (\text{LRFD, F1-13})$$

$L_b$  = Longitud lateralmente no restringida

$L_p$  = Límite de longitud lateralmente no restringida para completo desarrollo de capacidad

$$\text{plástica igual a } \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}} \quad \text{para secciones I y canales} \quad (\text{LRFD, F1-4})$$

$L_r$  = Límite de longitud lateralmente no restringida para pandeo lateral-torsional inelástico, definido por:

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r} \left\{ 1 + \left[ 1 + X_2 (F_y - F_r)^2 \right]^{1/2} \right\}^{1/2} \quad \text{para secciones I y canales} \quad (\text{LRFD, F1-6})$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (\text{LRFD, F1-8})$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (\text{LRFD, F1-9})$$

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{LRFD, F1-3})$$

donde,  $M_{\max}$ ,  $M_A$ ,  $M_B$ ,  $M_C$  son los valores absolutos de los momentos máximos, a 1/4, 1/2 y 3/4 del claro respectivamente.  $C_b$  toma el valor de uno para cantilivers.

La fig 2.12 presenta esquemáticamente las fórmulas que según el AISC-LRFD94 deben utilizarse, dependiendo de la longitud no restringida lateralmente, para calcular el valor del momento nominal,  $M_n$ , de secciones compactas sometidas a pandeo torsional-lateral.

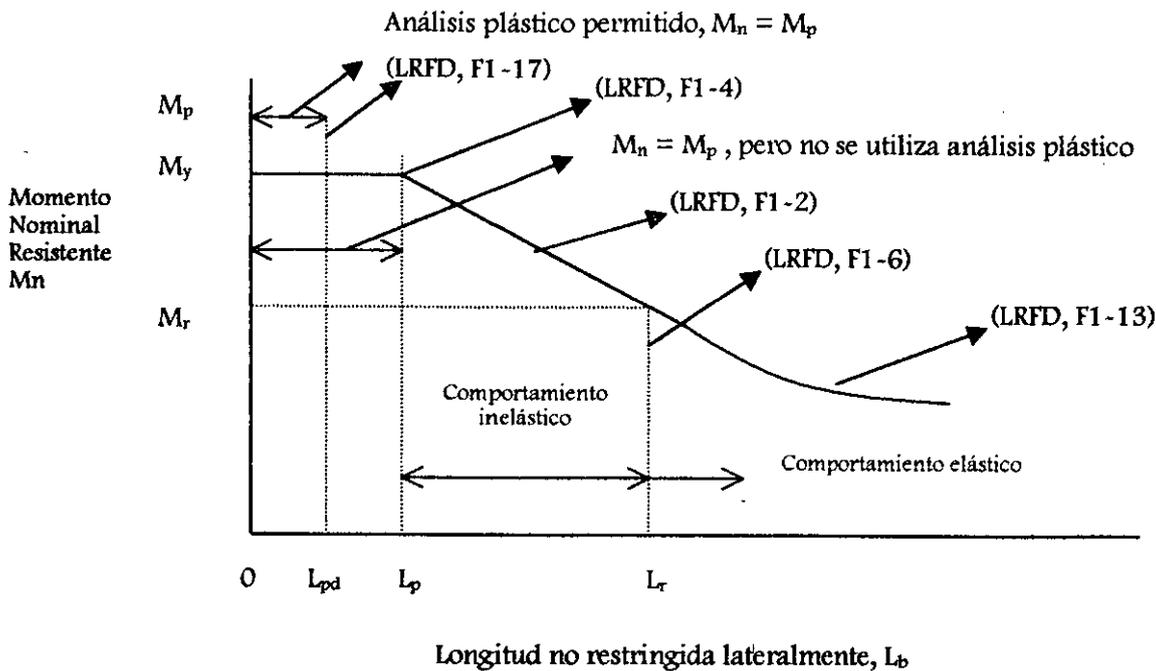


Fig 2.12.- Momento nominal,  $M_n$ , de secciones compactas afectadas por el pandeo torsional lateral

### *Pandeo local*

Para secciones I no compactas, canales y cajón, la resistencia nominal a flexión está dada por el valor menor calculado a partir de las siguientes expresiones, considerando los diversos posibles tipos de pandeo local.

La resistencia nominal a flexión  $M_n$  para el estado límite de pandeo local del alma y patín es:

$$M_{nx} = M_{px} - (M_{px} - M_{rx}) \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \text{ para flexión alrededor del eje mayor} \quad (\text{LRFD, A-F1-3})$$

$$M_{ny} = M_{py} - (M_{py} - M_{ry}) \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \text{ para flexión alrededor del eje menor} \quad (\text{LRFD, A-F1-3})$$

donde:

$M_{nx}$  = Resistencia nominal a flexión alrededor del eje mayor

$M_{ny}$  = Resistencia nominal a flexión alrededor del eje menor

$M_{px}$  = Momento plástico alrededor del eje mayor, igual a  $Z_x F_y \leq 1.5 S_x F_y$

$M_{py}$  = Momento plástico alrededor del eje menor, igual a  $Z_y F_y \leq 1.5 S_y F_y$

$M_{rx}$  = Momento límite de pandeo alrededor del eje mayor, igual a  $(F_y - F_r) S_x$  para pandeo de patines de secciones I y canales (LRFD, Tabla A-F1.1); igual a  $F_y S_x$  para pandeo del alma de secciones I y canales; e igual a  $F_y S_x$  para pandeo del alma y patines de secciones cajón

$M_{ry}$  = Momento límite de pandeo alrededor del eje menor, igual a  $F_y S_y$  ó pandeo de patines de secciones I, canales y cajón (LRFD, Tabla A-F1.1)

$\lambda$  = Parámetro de esbeltez

$\lambda_p$  = Valor más grande de  $\lambda$  para el cual  $M_n = M_p$

$\lambda_r$  = Valor más grande de  $\lambda$  para el cual el pandeo es inelástico

### 2.8.2.2 Diseño por fuerza cortante

Por otra parte, la resistencia de diseño al cortante,  $V_R$ , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón, es, según las NTC-EM, sección 3.3.3:

$$V_R = V_N F_R$$

$F_R = 0.90$  y  $V_N$  se obtiene de la siguiente manera:

a) Si  $h/t \leq 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$

$$V_n = 0.66 F_y A_a \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.22})$$

El alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación

b) Si  $1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$

$$V_n = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.23})$$

La falla es por plastificación del alma por cortante.

c) Si  $1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$ , se consideran dos casos:

➤ Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_n = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.24})$$

➤ Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_n = \left[ \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} \left( 1 - \frac{0.870}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \right] A_a \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.25})$$

a) Si  $2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t}$  se consideran dos casos:

➤ Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_n = \frac{1845000k}{(h/t)^2} A_a \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.26})$$

➤ Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_n = \left[ \frac{1845000k}{(h/t)^2} \left( 1 - \frac{0.870}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] A_a \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.27})$$

$A_a$  es el área del alma;  $d$ ,  $h$  y  $t$  se toman en cm y  $V_n$  se obtiene en kg;  $k$  es un coeficiente adimensional cuyo valor es:

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.28})$$

$k$  se toma igual a 5.0 cuando la relación  $a/h$  es mayor que 3 ó  $(260/(h/t))^2$ , y cuando no se emplean atiesadores. En almas no atiesadas  $h/t$  no debe exceder de 260.

La capacidad a cortante según el AISC-LRFD94 se calcula siguiendo las siguientes especificaciones

### Flexión en el eje mayor

La resistencia nominal,  $V_{ny}$ , para cortante en la dirección mayor en secciones I, cajón y canales se evalúa como sigue:

$$\text{Para } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}}$$

$$V_{ny} = 0.6 F_y A_w \quad (\text{LRFD, F2-1})$$

$$\text{Para } \frac{418}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} < \frac{523}{\sqrt{F_y}}$$

$$V_{ny} = 0.6 F_y A_w \frac{418}{\sqrt{F_y}} / \frac{h}{t_w} \quad (\text{LRFD, F2-2})$$

$$\text{Para } \frac{523}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 260$$

$$V_{ny} = 132000 \frac{A_w}{\left[ \frac{h}{t_w} \right]^2} \quad (\text{LRFD, F2-3 y A-F2-3})$$

La resistencia nominal a cortante para todas las otras secciones se toma como:

$$V_{ny} = 0.6 F_y A_{vy}$$

### 2.8.2.3 Requisitos de marcos dúctiles en vigas

Los siguientes requisitos de diseño se basan en lo que exige el RDF-93 en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM, 93) para todas aquellas estructuras que sean diseñadas dúctilmente, al utilizar  $Q=4$  y 3. Además de estos requisitos de marcos dúctiles, deben cumplirse los requisitos generales de diseño de dicho código.

Para miembros en flexión, punto 11.2.2:

$$P_u < P_y/10$$

Estos miembros deberán cumplir con ciertos requisitos geométricos, los cuales se presentan en la tabla 2.7.

Tabla 2.7.- Requisitos geométricos para miembros en flexión

Requisitos Geométricos	
1.	Todas las vigas deben ser de sección transversal I o rectangular hueca.
2.	El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna con la que se conecten.
3.	El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del eje de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.
4.	Las secciones transversales de las vigas deben ser tipo 1, y por consecuencia deberán cumplir con lo dispuesto para estas secciones en las NTC-EM-93.
5.	Las secciones transversales deben tener dos ejes de simetría.
6.	Si las vigas están formadas por placas soldadas, la soldadura entre almas y patines debe ser continua en toda la longitud de la viga.

Tabla 2.7 (continuación).- Requisitos geométricos para miembros en flexión

Requisitos Geométricos
7. Cuando se empleen vigas de resistencia variable, el momento resistente no será nunca menor que la cuarta parte del momento resistente máximo que se tendrá en los extremos.
8. Deben evitarse agujeros en zonas de formación de articulación plástica.
9. En estructuras atornilladas o remachadas los agujeros necesarios en la parte a tensión se punzonarán a un diámetro menor y luego, con un taladro o escarificador, se agrandarán.
10. No se permitirá la formación de articulaciones plásticas en zonas donde se haya reducido el área de los patines, cuando $F_u < 1.5 F_y$ .
En zonas de articulación plástica no se permitirán ningún tipo de empalmes.

### Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionarán de manera que no se presenten fallas por cortante antes que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

### 2.8.3 Columnas

El diseño de los miembros flexocomprimidos ( $P_u > P_y/10$ ), se diseñarán siguiendo lo señalado en el punto 3.4 de las NTC-EM, a saber:

- Métodos de análisis y diseño. Los elementos mecánicos pueden obtenerse por medio de un análisis de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, o con un análisis de segundo orden, en donde se tomen en cuenta, como mínimo, los incrementos de las fuerzas internas producidos por las cargas verticales al actuar sobre la estructura deformada.
- En el diseño de miembros flexocomprimidos deben considerarse los siguientes estados límite de falla:
  1. Pandeo de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical
  2. Pandeo individual de una o más columnas, bajo carga vertical.
  3. Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas.
  4. Falla individual de una o más columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas.
  5. Pandeo local.
- Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

#### Revisión de las secciones extremas:

- a) Secciones tipo 1 y 2  
En cada uno de los extremos de la columna se debe satisfacer la condición:

$$\left(\frac{M_{uox}}{M_{pcx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{pcy}}\right)^\alpha \leq 1.0 \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.1})$$

$M_{pcx}$  y  $M_{pcy}$  son los momentos resistentes de diseño de la sección flexionada alrededor de cada uno de los ejes centroidales principales, calculados teniendo en cuenta la presencia de la fuerza de diseño de compresión y suponiendo, en cada caso, que el otro momento es nulo. La tabla 2.8 presenta los valores de  $\alpha$  para diferentes tipos de secciones.

Para secciones I o H se usa:

$$M_{pcy} = 1.18F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right) \leq F_R M_{px} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.2})$$

$$M_{pcx} = 1.67F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right) \leq F_R M_{py} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.3})$$

Cuando la sección es en cajón,  $M_{pcx}$  y  $M_{pcy}$  se determinan con la primera ecuación.  
 $F_R = 0.90$

Tabla 2.8.- Valores de  $\alpha$

Secciones H	$\alpha = 1.60 - p/2L_n p$
Secciones en cajón, cuadradas	$\alpha = 1.70 - p/2L_n p$
Cualquier otra sección	$\alpha = 1.0$

$P_u$ ,  $M_{uox}$  y  $M_{uoy}$ , son la fuerza axial y los momentos de diseño.

$M_{px} = Z_x F_y$  y  $M_{py} = Z_y F_y$  son los momentos plásticos resistentes nominales de la sección transversal.

$P_y = A_t F_y$  es la fuerza axial nominal que, obrando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área  $A_t$ .

$$P = P_u / F_R P_y$$

➤ Revisión de la columna completa:

a) Secciones tipo 1 y 2

Debe satisfacerse la condición:

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}}\right)^\beta + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}}\right)^\beta \leq 1.0 \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.6})$$

$M_{ucx}$  y  $M_{ucy}$  son los momentos resistentes de diseño de la columna flexionada en cada uno de sus planos de simetría, reducidos por la presencia de la fuerza de compresión y por posible pandeo lateral; se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_{ucx} = M_m \left( 1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.7})$$

$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left( 1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.8})$$

- ✓ Para secciones H:  
 $\beta = 0.4 + p + B/D \geq 1.0$ , para  $B/D \geq 0.3$   
 $\beta = 1.0$  para  $B/D < 0.3$
- ✓ Para secciones en cajón, cuadradas:  
 $\beta = 1.3 + 1000p/(L/r)^2 \geq 1.4$
- ✓ Para cualquier otra sección:  
 $\beta = 1.0$

$P_u$ ,  $M_{uox}^*$ , y  $M_{uoy}^*$  son la fuerza axial y los momentos de diseño que obran sobre la columna.

$D$  es el peralte total de la sección y  $B$  el ancho de los patines.  $F_R = 0.90$ .

$M_m$  es el momento resistente de diseño; para flexión alrededor del eje  $x$ , secciones I o H, es igual a:

$$M_m = F_R \left[ 1.07 - \frac{\left( \frac{L}{r_y} \right) \sqrt{F_y}}{26500} \right] M_{px} \leq F_R M_{px}$$

$R_c$  es la resistencia de diseño a compresión (ver NTC-EM, inciso 3.2.2).

Por su parte, el AISC-LRFD94 propone el siguiente criterio:

La resistencia nominal a compresión axial,  $P_n$ , depende de la relación de esbeltez  $KL/r$ , siendo su valor crítico ( $\lambda_c$ ) la relación más grande de las dos direcciones.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{LRFD, E2-4})$$

$P_n$  para secciones compactas o no compactas, caso de pandeo bajo flexión, se calcula de la siguiente manera:

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (\text{LRFD, E2-1})$$

donde:

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y, \text{ para } \lambda_c \leq 1.5 \quad (\text{LRFD, E2-2})$$

$$F_{cr} = \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y, \text{ para } \lambda_c > 1.5 \quad (\text{LRFD, E2-3})$$

Para el diseño de miembros sometidos a flexión y fuerza axial:

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2,$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{LRFD, H1-1a})$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2,$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{LRFD, H1-1b})$$

donde:

$P_u$  = Carga axial de compresión factorizada

$P_n$  = Resistencia nominal axial a compresión (LRFD, E2)

$\phi_c$  = Factor de reducción de resistencia para miembros a compresión = 0.85

$M_{ux}$  = Momento flexionante factorizado actuando alrededor del eje x; incluye efectos de segundo orden

$M_{uy}$  = Momento flexionante factorizado actuando alrededor del eje y; incluye efectos de segundo orden

$M_{nx}$  = Momento resistente nominal alrededor del eje x (LRFD, F1)

$M_{ny}$  = Momento resistente nominal alrededor del eje y (LRFD, F1)

### 2.8.3.1 Requisitos de marcos dúctiles en columnas

Los siguientes requisitos de diseño se basan en lo que exige el RDF-93 en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM, 93) para todas aquellas estructuras que sean diseñadas dúctilmente, al utilizar  $Q=4$  y  $3$ . Además de estos requisitos de marcos dúctiles, deben cumplirse los requisitos generales de diseño de dicho código.

Para Miembros en flexocompresión,  $P_u > P_y/10$ , las NTC-EM (11.2..3) especifican los siguientes requisitos:

La tabla 2.9 presenta los requisitos geométricos que estos miembros deben cumplir.

Tabla 2.9.- Requisitos geométricos para miembros en flexocompresión

Requisitos geométricos	
1.	Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2.0, y la dimensión menor será de 20 cm o más.
2.	Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte ancho del patín no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 20 cm o más.
3.	La relación de esbeltez máxima de la columnas no excederá de 60.

### Resistencia mínima en flexión

Esta resistencia debe satisfacer a la ec 5.8.5 del inciso 5.8.5 de las NTC-EM, a saber:

$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) \geq \sum Z_v F_{yv}, \text{ para } f_a \geq 0 \quad (\text{NTC-EM, ec 5.8.5})$$

donde:

$\sum Z_c$  y  $\sum Z_v$  son la suma de los módulos de sección plásticos de las columnas y vigas que concurren en la junta en el plano del marco en estudio.

$f_a$  es el esfuerzo normal en cada una de las columnas, producido por la fuerza axial de diseño.

### Requisitos para fuerza cortante

Los elementos flexocomprimidos no deberán fallar prematuramente por cortante. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio de las resistencias a flexión del miembro,

considerando su longitud igual a la altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y de magnitud igual a los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen  $Z_c (F_{yc} - f_a)$ .  $F_R$  tendrá un valor de 0.70.

#### 2.8.4 Conexiones

Se deben satisfacer las recomendaciones de la sección 5.8 de las NTC-EM. Esto es, se debe garantizar que la resistencia de la conexión de cada viga sea suficiente para transmitir 1.25 veces los elementos mecánicos de diseño que haya en su extremo, sin que se exceda la menor de las cantidades siguientes:

- La resistencia a flexión de la viga.
- El momento requerido para inducir en el tablero del alma de la columna una fuerza cortante igual a:

$$0.8 F_y d_c t_c$$

donde  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna,  $d_c$  su peralte total y  $t_c$  el grueso del alma.

En lo referente a las conexiones viga-columna se deberá cumplir lo siguiente:

- Los patines de la viga están soldados a tope, con soldaduras de penetración completa, a los patines de la columna, y el alma de la viga está conectada a la columna, o a una placa vertical soldada a ella, por medio de soldaduras capaces de resistir, como mínimo, el 50 por ciento de la parte del momento plástico de la viga que corresponde al alma (ver fig 2.13).

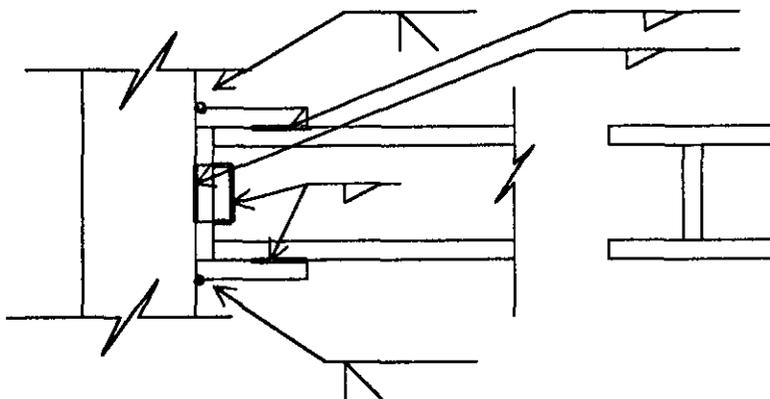


Fig 2.13.- Conexión Viga-Columna. Solución que cumple con los requisitos de las NTC-EM

- El módulo de sección plástico de los patines de la viga es mayor al 70 por ciento del módulo de sección plástico de la sección completa.
- Los patines de la viga deberán estar soldados a tope, con soldaduras de penetración completa, a los patines de la columna.
- El alma de la viga deberá estar conectada a la columna por medio de una conexión que transmita la fuerza cortante total.
- La fuerza cortante en la viga se transmite a la columna por medio de soldadura adicional.

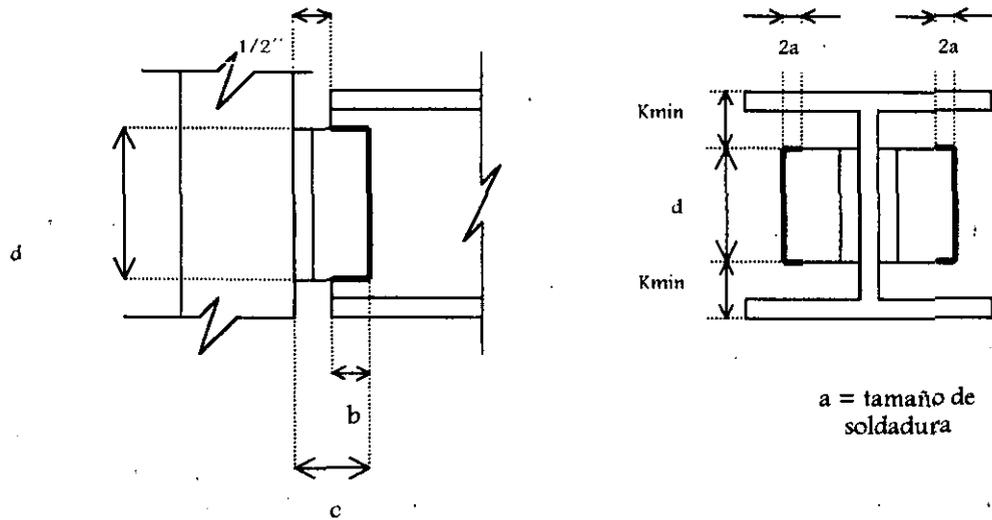


Fig 2.14.- Conexión del alma de la viga con la columna por medio de ángulos, para resistir la fuerza cortante. Solución que cumple con los requisitos de las NTC-EM

- Si la conexión se realiza de manera diferente a lo anterior estipulado, se deberá demostrar por medios experimentales o analíticos que se cumpla con la resistencia requerida.

## 3. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

### 3.1. Descripción de las estructuras

En este trabajo se estudia y compara el comportamiento sísmico elástico e inelástico de dos edificios de 7 y 17 niveles, situados en zonas de transición y compresible del Valle de México.

#### 3.1.1 Estructuración

Ambas estructuras poseen las mismas características, en planta y elevación, salvo por el número de niveles, éstas son:

- El sistema sismorresistente es a base de marcos de acero estructural (A-36), ambas direcciones.
  - Los marcos se encuentran constituidos por vigas de sección I, y por columnas de sección cajón (cuadradas).
  - Ambos edificios poseen la misma planta rectangular (ver fig 3.1); tienen tres claros iguales de 8 m en las direcciones X y Y. Cuentan con vigas secundarias en la dirección X, a la mitad de los claros. La planta es tipo para todos los niveles.
  - La altura de los entrepisos tipo es de 3.5 m, a excepción del entrepiso N1-NPB que es de 4.5 m. Las figs 3.2 y 3.3 muestran cortes en elevación de los edificios de 7 y 17 niveles, respectivamente.
  - Espesor de losa de 10 cm.
-

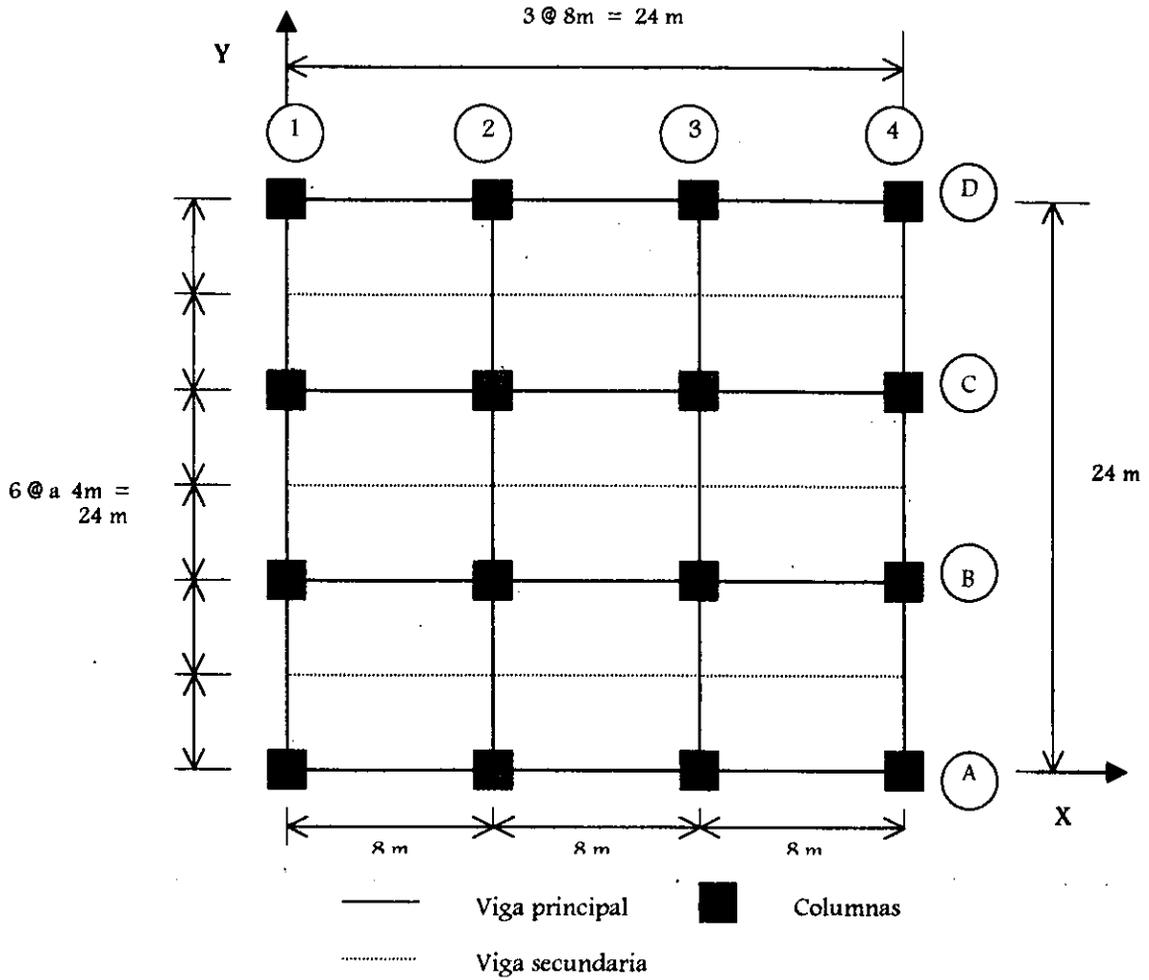


Fig 3.1.- Planta tipo, estructuras de 7 y 17 niveles

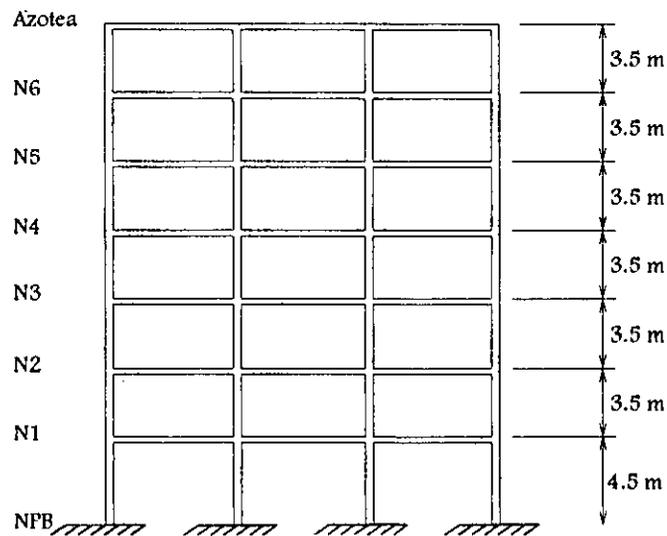


Fig 3.2.- Elevación, estructura de 7 niveles

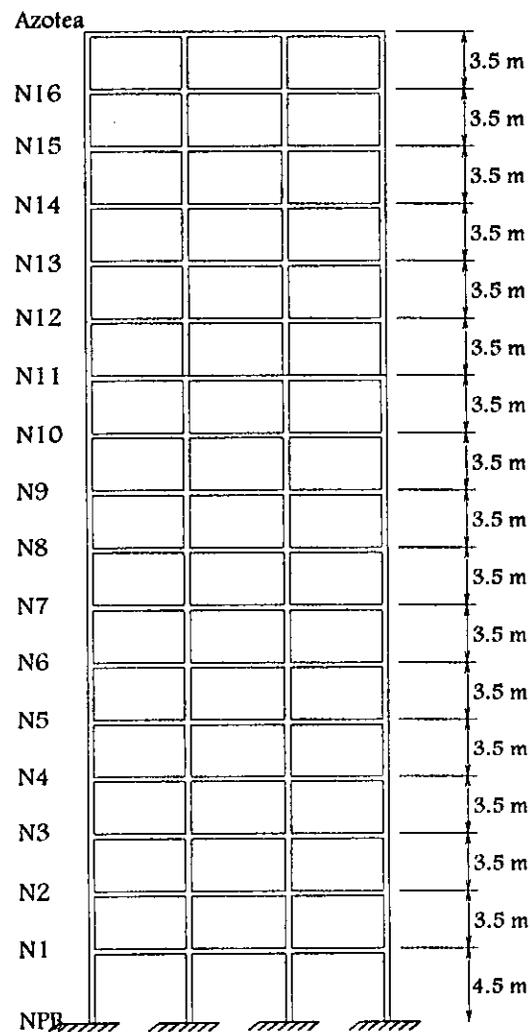


Fig 3.3.- Elevación, estructura de 17 niveles

### 3.1.2 Consideraciones generales para análisis y diseño

Para el cálculo de la respuesta elástica de los edificios de 7 y 17 niveles, se hicieron las siguientes consideraciones:

- Estructuras del grupo B, oficinas; ubicación en zonas compresible (zona III) y de transición (zona II) del D.F.

- Factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ , seleccionado según lo expuesto en la sección 2.3.3 del presente trabajo.
- La revisión de la seguridad sísmica ante el estado límite de servicio, ambas estructuras, se hizo de tal modo que el desplazamiento lateral relativo de entrepiso no excediera el valor permisible de 0.012 la altura de entrepiso, para así evitar daños generales en los elementos no estructurales, considerando a éstos desligados de la estructura principal.
- Se revisan las condiciones de regularidad establecidas por las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC-S, 93) en su sección 6. En dicha revisión, la estructura de 7 niveles cumple con las condiciones de regularidad, pero la de 17 niveles viola la condición 2, ya que la relación altura a dimensión menor de base excede a 2.5; esto es, para esta estructura resulta necesario reducir el factor de comportamiento sísmico por 0.8, tal que  $Q'=4 \times 0.8 = 3.2$ .
- Ambas estructuras se desplantarán, como ya se indicó anteriormente, en zonas II (transición) y III (compresible), por lo que se llega a un total de cuatro casos.
- Cada edificio se analiza bajo la condición de empotramiento a nivel de planta baja; lo anterior se hace para poder realizar comparaciones directas entre los resultados de la estructura desplantada en ambas zonas sísmicas.
- Para el diseño de las estructuras se utilizó al análisis dinámico modal espectral más los efectos de las cargas verticales (cargas muertas y vivas), considerando los efectos  $P-\Delta$  y los del comportamiento tridimensional.

### 3.1.3 Cargas muertas y cargas vivas

Las cargas muertas y vivas para un sistema de piso tipo, edificios de 7 y 17 niveles, son:

#### Cargas muertas

- Planta tipo

Concepto	Carga muerta kg/m <sup>2</sup>
Losa de concreto de 10 cm	$0.1 \text{ m}(2400 \text{ kg/m}^3) = 240$
Carga muerta adicional por losa	20
Firme de mortero de cemento de 3 cm	$0.03 \text{ m}(2200 \text{ kg/m}^3) = 66$
Carga muerta adicional por firme	20
Recubrimiento de piso (loseta vinílica)	5
Instalaciones y plafones	35
Paredes divisorias	100
<b>TOTAL</b>	<b>486 kg/m<sup>2</sup></b>

## ➤ Azotea

Concepto	Carga muerta kg/m <sup>2</sup>
Losa de concreto de 10 cm	0.1m(2400 kg/m <sup>3</sup> ) = 240
Carga muerta adicional por losa	20
Relleno e impermeabilización	150
Instalaciones y plafones	40
<b>TOTAL</b>	<b>450 kg/m<sup>2</sup></b>

Cargas vivas

Las cargas vivas máximas (diseño por cargas verticales) e instantáneas (diseño sísmico) a utilizar para un edificio con uso de oficinas, son las siguientes:

- Planta tipo            250 kg/m<sup>2</sup> (carga viva máxima)      180 kg/m<sup>2</sup> (carga viva instantánea)
- Azotea                    100 kg/m<sup>2</sup> (carga viva máxima)            70 kg/m<sup>2</sup> (carga viva instantánea)

Finalmente, las cargas totales para diseño por sismo (cargas muertas + cargas vivas instantáneas) por unidad de superficie, edificios de 7 y 17 niveles, se muestran en las tablas 3.1 y 3.2, respectivamente.

Tabla 3.1.- Cargas gravitacionales, edificio de 7 niveles (zonas II y III)

Nivel	Área (m <sup>2</sup> )	Carga muerta (kg/m <sup>2</sup> )	Carga viva inst. (kg/m <sup>2</sup> )	Carga Total (kg/m <sup>2</sup> )
N7	576	450.00	70.00	520.00
N1 a N6	576	486.00	180.00	666.00

Tabla 3.2.- Cargas gravitacionales, para edificio de 17 niveles (zonas II y III)

Nivel	Área (m <sup>2</sup> )	Carga muerta (kg/m <sup>2</sup> )	Carga viva inst. (kg/m <sup>2</sup> )	Carga Total (kg/m <sup>2</sup> )
N17	576	450.00	70.00	520.00
N1 a N16	576	486.00	180.00	666.00

## 3.1.4 Dimensionamiento de las estructuras

El primer dimensionamiento de columnas y vigas de acero se hizo por medio de tanteos cumpliendo con el estado límite de servicio, tal que la relación máxima de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, fuera del orden del valor permisible de 0.012. Las tablas 3.3 a 3.6 muestran las dimensiones que se obtuvieron para vigas y columnas para el edificio de 7

niveles, zonas II y III, que cumplieron con el estado límite de servicio. Las tablas 3.7 y 3.10 presentan las dimensiones correspondientes para el edificio de 17 niveles.

Tabla 3.3.-Dimensiones de vigas, edificio de 7 niveles, zona II.  
Revisión de estado límite de servicio

Vigas (en todos los niveles)	Sección* (mm x kg/m)	Dimensiones*
Principales	Perfil I rectangular IR 553 x 92.7	$d=533$ mm, $b_f=209$ mm, $t_f=15.6$ mm, $t_w=10.2$ mm
Secundarias	Perfil I rectangular IR 533 x 65.8	$d=525$ mm, $b_f=165$ mm, $t_f=11.4$ mm, $t_w=8.9$ mm

\* Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. (IMCA, 1993)

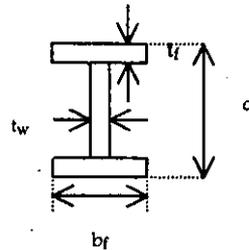


Tabla 3.4.- Dimensiones de vigas, edificio de 7 niveles, zona III.  
Revisión de estado límite de servicio

Vigas (en todos los niveles)	Sección* (mm x kg/m)	Dimensiones*
Principales	Perfil I rectangular IR 610 x 101.6	$d=603$ mm, $b_f=228$ mm, $t_f=14.9$ mm, $t_w=10.5$ mm
Secundarias	Perfil I rectangular IR 533 x 65.8	$d=525$ mm, $b_f=165$ mm, $t_f=11.4$ mm, $t_w=8.9$ mm

\* (IMCA, 1993)

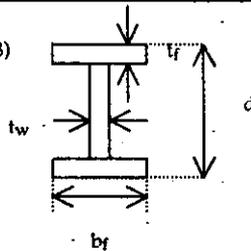


Tabla 3.5.- Dimensiones de columnas, edificio de 7 niveles, zona II.  
Revisión de estado límite de servicio

Entrepisos	Dimensiones
Azof-N4	$d=400$ mm, $b=400$ mm, $t_w=12.7$ mm, $t_f=12.7$ mm
N3-N1	$d=500$ mm, $b=500$ mm, $t_w=15.9$ mm, $t_f=15.9$ mm

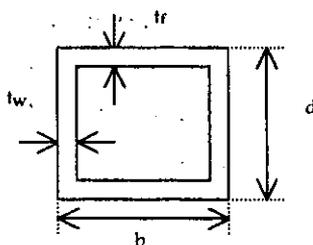


Tabla 3.6.- Dimensiones de columnas, edificio de 7 niveles, zona III.  
Revisión de estado límite de servicio

Entrepisos	Dimensiones
Azot-N4	$d= 400 \text{ mm}, b= 400 \text{ mm}, t_w = 12.7 \text{ mm}, t_f = 12.7 \text{ mm}$
N3-N1	$d= 500 \text{ mm}, b= 500 \text{ mm}, t_w = 15.9 \text{ mm}, t_f = 15.9 \text{ mm}$

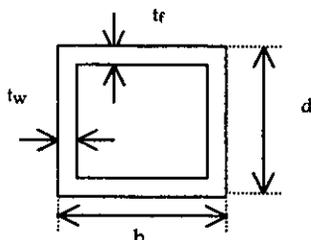


Tabla 3.7.- Dimensiones de vigas, edificio de 17 niveles, zona II.  
Revisión de estados límite de servicio y resistencia

Vigas	Sección* (mm x kg/m)	Dimensiones*
Principales (Niveles 1 a 5)	Perfil I rectangular IR 610 x 217.8	$d=628 \text{ mm}, b_f=328 \text{ mm},$ $t_f=27.7 \text{ mm}, t_w=16.5 \text{ mm}$
Principales (Niveles 6 a 10)	Perfil I rectangular IR 610 x 195	$d=622 \text{ mm}, b_f=327 \text{ mm},$ $t_f=24.4 \text{ mm}, t_w=15.4 \text{ mm}$
Principales (Niveles 11 a 14)	Perfil I rectangular IR 610 x 155	$d=611 \text{ mm}, b_f=324 \text{ mm},$ $t_f=19.1 \text{ mm}, t_w=12.7 \text{ mm}$
Principales (Niveles 15 a 17)	Perfil I rectangular IR 610 x 140.3	$d=617 \text{ mm}, b_f=230 \text{ mm},$ $t_f=22.2 \text{ mm}, t_w=13.0 \text{ mm}$
Secundarias (En todos los niveles)	Perfil I rectangular IR 610 x 195	$d=622 \text{ mm}, b_f=327 \text{ mm},$ $t_f=24.4 \text{ mm}, t_w=15.4 \text{ mm}$

\* (IMCA, 1993)

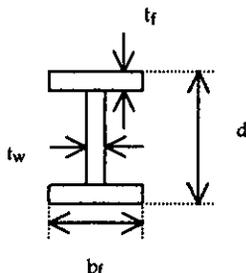


Tabla 3.8.- Dimensiones de vigas, edificio de 7 niveles, zona III.  
Revisión de estados límite de servicio y resistencia

Vigas	Sección* (mm x kg/m)	Dimensiones*
Principales (Niveles 1 a 10)	Perfil I rectangular IR 838 x 226.4	$d=851$ mm, $b_f=294$ mm, $t_f=26.8$ mm, $t_w=16.1$ mm
Principales (Niveles 11 a 14)	Perfil I rectangular IR 838 x 210.7	$d=846$ mm, $b_f=293$ mm, $t_f=24.4$ mm, $t_w=15.4$ mm
Principales (Niveles 15 a 17)	Perfil I rectangular IR 838 x 194	$d=840$ mm, $b_f=292$ mm, $t_f=21.7$ mm, $t_w=14.7$ mm
Secundarias (En todos los niveles)	Perfil I rectangular IR 610 x 195	$d=622$ mm, $b_f=327$ mm, $t_f=24.4$ mm, $t_w=13.4$ mm

\* (IMCA, 1993)

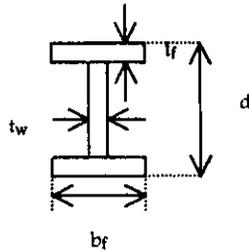


Tabla 3.9.- Dimensiones de columnas, edificio de 17 niveles, zona II.  
Revisión de estado límite de servicio

Entrepisos	Dimensiones
<i>Azot-N15</i>	$d=450$ mm, $b=450$ mm, $t_w=12.7$ mm, $t_f=12.7$ mm
<i>N14-N11</i>	$d=500$ mm, $b=500$ mm, $t_w=19.1$ mm, $t_f=19.1$ mm
<i>N10-N6</i>	$d=550$ mm, $b=550$ mm, $t_w=19.1$ mm, $t_f=19.1$ mm
<i>N5-n1</i>	$d=600$ mm, $b=600$ mm, $t_w=19.1$ mm, $t_f=19.1$ mm

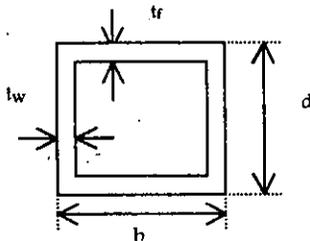
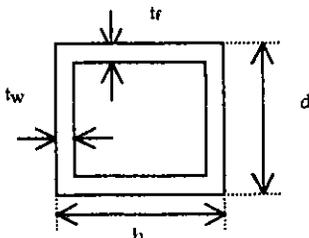


Tabla 3.10.- Dimensiones de columnas, edificio de 17 niveles, zona III.  
Revisión de estado límite de servicio

Entrepisos	Dimensiones
<i>Azot-N15</i>	$d=500$ mm, $b=500$ mm, $t_w=12.7$ mm, $t_f=12.7$ mm
<i>N14-N11</i>	$d=550$ mm, $b=550$ mm, $t_w=19.1$ mm, $t_f=19.1$ mm
<i>N10-N1</i>	$d=600$ mm, $b=600$ mm, $t_w=19.1$ mm, $t_f=19.1$ mm



Después de cumplir con el estado límite de servicio, con las dimensiones anteriores, se procedió a revisar el estado límite de falla (resistencias). Para el edificio de 7 niveles, ambas zonas sísmicas, se tuvieron que hacer cambios, tanto en vigas y columnas; las tablas 3.11 a 3.14 muestran los resultados finales. Para el edificio de 17 niveles, sólo se tuvieron cambios en las dimensiones de columnas, como se observa en las tablas 3.15 y 3.16.

Tabla 3.11.- Dimensiones de vigas, edificio de 7 niveles, zona II.  
Revisión de estado límite de resistencia

Vigas (en todos los niveles)	Sección* (mm x kg/m)	Dimensiones*
Principales	Perfil I rectangular IR 553 x 101.3	$d=537$ mm, $b_f=210$ mm, $t_f=17.4$ mm, $t_w=10.9$ mm
Secundarias	Perfil I rectangular IR 553 x 150.9	$d=543$ mm, $b_f=312$ mm, $t_f=20.3$ mm, $t_w=12.7$ mm

\* (IMCA, 1993)

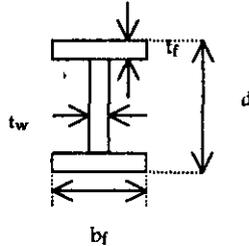


Tabla 3.12.- Dimensiones de vigas, edificio de 7 niveles, zona III.  
Revisión de estado límite de resistencia

Vigas (en todos los niveles)	Sección* (mm x kg/m)	Dimensiones*
Principales	Perfil I rectangular IR 610 x 101.6	$d=603$ mm, $b_f=228$ mm, $t_f=14.9$ mm, $t_w=10.5$ mm
Secundarias	Perfil I rectangular IR 553 x 150.9	$d=543$ mm, $b_f=312$ mm, $t_f=20.3$ mm, $t_w=12.7$ mm

\* (IMCA, 1993)

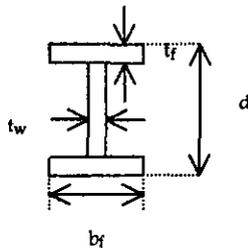


Tabla 3.13.- Dimensiones de columnas, edificio de 7 niveles, zona II.  
Revisión de estado límite de resistencia

Entrepisos	Dimensiones
<i>Azot-N4</i>	$d= 400 \text{ mm}, b= 400 \text{ mm}, t_w = 12.7 \text{ mm}, t_f = 12.7 \text{ mm}$
<i>N3-N1</i>	$d= 500 \text{ mm}, b= 500 \text{ mm}, t_w = 15.9 \text{ mm}, t_f = 15.9 \text{ mm}$

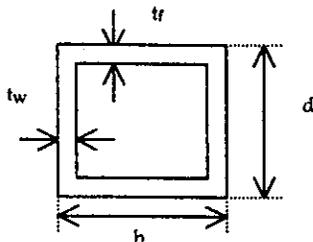
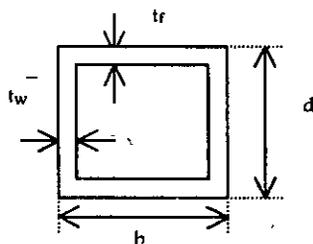


Tabla 3.14.- Dimensiones de columnas, edificio de 7 niveles, zona III.  
Revisión de estado límite de resistencia

Entrepisos	Dimensiones
<i>Azot-N4</i>	$d= 400 \text{ mm}, b= 400 \text{ mm}, t_w = 12.7 \text{ mm}, t_f = 12.7 \text{ mm}$
<i>N3-N1</i>	$d= 500 \text{ mm}, b= 500 \text{ mm}, t_w = 19.1 \text{ mm}, t_f = 19.1 \text{ mm}$



3.15.- Dimensiones de columnas, edificio de 17 niveles, zona II.  
Revisión de estado límite de resistencia

Entrepisos	Dimensiones
<i>Azot-N15</i>	$d= 450 \text{ mm}, b= 450 \text{ mm}, t_w = 12.7 \text{ mm}, t_f = 12.7 \text{ mm}$
<i>N14-N11</i>	$d= 500 \text{ mm}, b= 500 \text{ mm}, t_w = 19.1 \text{ mm}, t_f = 19.1 \text{ mm}$
<i>N10-N6</i>	$d= 600 \text{ mm}, b= 600 \text{ mm}, t_w = 19.1 \text{ mm}, t_f = 19.1 \text{ mm}$
<i>N5-n1</i>	$d= 700 \text{ mm}, b= 700 \text{ mm}, t_w = 25.4 \text{ mm}, t_f = 25.4 \text{ mm}$

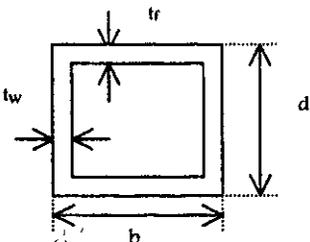
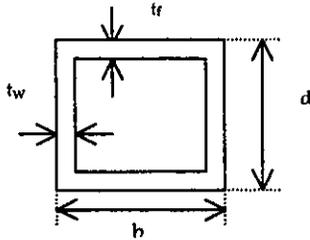


Tabla 3.16.- Dimensiones de columnas, edificio de 17 niveles, zona III.  
Revisión de estado límite de resistencia

Entrepisos	Dimensiones
<i>Azot-N15</i>	$d= 500 \text{ mm}, b= 500 \text{ mm}, t_w = 12.7 \text{ mm}, t_f = 12.7 \text{ mm}$
<i>N14-N11</i>	$d= 550 \text{ mm}, b= 550 \text{ mm}, t_w = 19.1 \text{ mm}, t_f = 19.1 \text{ mm}$
<i>N10-N6</i>	$d= 650 \text{ mm}, b= 650 \text{ mm}, t_w = 22.2 \text{ mm}, t_f = 22.2 \text{ mm}$
<i>N5-n1</i>	$d= 750 \text{ mm}, b= 750 \text{ mm}, t_w = 25.4 \text{ mm}, t_f = 25.4 \text{ mm}$



### 3.2 Análisis sísmicos elásticos y diseños

Los criterios actuales de diseño por sismo se basan en análisis elásticos, tomando en cuenta el comportamiento inelástico de las estructuras por medio del factor de comportamiento sísmico  $Q$ , que se utiliza para reducir las fuerzas sísmicas de los análisis estáticos, y las ordenadas de los espectros de respuesta elástica en un análisis dinámico. El criterio anterior, no es del todo válido, pero si proporciona buenos resultados para fines de diseño, de acuerdo a lo que se reporta en la literatura.

Para fines de este trabajo se analizará cada una de las estructuras de interés por medio del programa para computadora de análisis y diseño estructural ETABS-6.0, descrito posteriormente en la parte 3.2.2.

#### 3.2.1 Análisis sísmicos estáticos

Este tipo de análisis sólo se hizo con fines comparativos, ya que el diseño se hizo con los resultados del análisis sísmico dinámico modal espectral. Las tablas 3.17 y 3.18 muestran las fuerzas sísmicas del edificio de 7 niveles, obtenidas bajo este método, zonas II y III, respectivamente. Asimismo, las tablas 3.19 y 3.20 tienen las fuerzas sísmicas estáticas resultantes para la estructura de 17 niveles, ambas zonas, respectivamente.

Tabla 3.17.- Análisis sísmico estático, edificio de 7 niveles, zona II,  $c=0.32$ ,  $Q'=4$ 

Nivel	Entrepiso	H (m)	Wi(t)	Wihi	Fi (t)	Vi(t)
N7		25.5	333.88	8513.82	46.53	
	N6-N7					46.53
N6		22	422.30	9290.51	50.77	
	N5-N6					97.30
N5		18.5	422.30	7812.47	42.70	
	N4-N5					140.00
N4		15	422.30	6334.44	34.62	
	N3-N4					174.62
N3		11.5	424.74	4884.49	26.69	
	N2-N3					201.31
N2		8	427.18	3417.45	18.68	
	N1-N2					219.99
N1		4.5	429.12	1931.02	10.55	
	NPB-N1					230.54
			2881.80	42184.20		

Tabla 3.18.- Análisis sísmico estático, edificio de 7 niveles, zona III,  $c=0.4$ ,  $Q'=4$ 

Nivel	Entrepiso	H (m)	Wi(t)	Wihi	Fi (t)	Vi(t)
N7		25.5	333.92	8515.01	58.24	
	N6-N7					58.24
N6		22	422.34	9291.54	63.55	
	N5-N6					121.79
N5		18.5	422.34	7813.34	53.44	
	N4-N5					175.24
N4		15	422.34	6335.14	43.33	
	N3-N4					218.57
N3		11.5	426.09	4900.08	33.52	
	N2-N3					252.08
N2		8	429.85	3438.76	23.52	
	N1-N2					275.60
N1		4.5	432.15	1944.68	13.30	
	NPB-N1					288.90
			2889.04	42238.54		

Tabla 3.19.- Análisis sísmico estático, edificio de 17 niveles, zona II  
 $c=0.32$ ,  $Q=4$ ,  $F_i=0.8$ ,  $Q'=3.2$

Nivel	Entrepiso	H (m)	Wi(t)	W <sub>ih</sub>	F <sub>i</sub> (t)	Vi(t)
N17		60.5	345.02	20873.83	65.77	
	N16-N17					65.77
N16		57	434.00	24738.05	77.94	
	N15-N16					143.71
N15		53.5	434.00	23219.05	73.16	
	N14-N15					216.86
N14		50	440.16	22008.04	69.34	
	N13-N14					286.20
N13		46.5	443.31	20614.05	64.95	
	N12-N13					351.15
N12		43	443.31	19062.46	60.06	
	N11-N12					411.21
N11		39.5	443.31	17510.86	55.17	
	N10-N11					466.38
N10		36	452.72	16297.94	51.35	
	N9-N10					517.73
N9		32.5	454.39	14767.71	46.53	
	N8-N9					564.26
N8		29	454.39	13177.34	41.52	
	N7-N8					605.78
N7		25.5	454.39	11586.97	36.51	
	N6-N7					642.28
N6		22	454.39	9996.61	31.50	
	N5-N6					673.78
N5		18.5	459.75	8505.39	26.80	
	N4-N5					700.58
N4		15	465.11	6976.65	21.98	
	N3-N4					722.56
N3		11.5	465.11	5348.77	16.85	
	N2-N3					739.41
N2		8	465.11	3720.88	11.72	
	N1-N2					751.14
N1		4.5	469.41	2112.36	6.66	
	NPB-N1					757.79
NPB			7577.90	240516.97		

Tabla 3.20.- Análisis sísmico estático, edificio de 17 niveles, zona III  
 $c=0.32$ ,  $Q=4$ ,  $F_i=0.8$ ,  $Q=3.2$

Nivel	Entrepiso	H (m)	Wi(t)	Wih	Fi (t)	Vi(t)
N17		60.5	338.53	20481.00	80.94	
	N16-N17					80.94
N16		57	428.07	24399.76	96.42	
	N15-N16					177.36
N15		53.5	428.07	22901.53	90.50	
	N14-N15					267.86
N14		50	452.00	22599.50	89.31	
	N13-N14					357.17
N13		46.5	455.42	21176.99	83.69	
	N12-N13					440.86
N12		43	455.42	19583.02	77.39	
	N11-N12					518.24
N11		39.5	455.42	17989.06	71.09	
	N10-N11					589.33
N10		36	461.85	16626.56	65.70	
	N9-N10					655.04
N9		32.5	465.23	15120.05	59.75	
	N8-N9					714.79
N8		29	465.23	13491.73	53.32	
	N7-N8					768.11
N7		25.5	465.23	11863.42	46.88	
	N6-N7					814.99
N6		22	465.23	10235.11	40.45	
	N5-N6					855.43
N5		18.5	469.16	8679.46	34.30	
	N4-N5					889.73
N4		15	473.09	7096.32	28.04	
	N3-N4					917.78
N3		11.5	473.09	5440.51	21.50	
	N2-N3					939.28
N2		8	473.09	3784.71	14.96	
	N1-N2					954.23
N1		4.5	477.71	2149.70	8.50	
	NPB-N1					962.73
NPB			7701.82	243618.45		

### 3.2.2 Características del programa ETABS-6

El ETABS (Three Dimensional Analysis of Building System) en su versión 6.0 es un programa para computadora personal, creado para el análisis tridimensional de estructuras tipo edificios (Wilson y Habibullah, 1995). Este programa presenta muchas ventajas para este tipo de construcciones, que ayudan en el proceso del modelado e interpretación de resultados. En general, algunas de sus características se mencionan a continuación.

- Es un programa de cómputo para el análisis lineal y no lineal, estático y dinámico de estructuras tipo edificios. La no-linealidad sólo incluye la participación de elementos tipo disipadores, entre otros.
- Los edificios son idealizados como un ensamble de elementos tipo: columnas, vigas, diagonales y muros interconectados por un diafragma de piso horizontal, que puede ser rígido o flexible en su propio plano.
- Los edificios a modelar pueden ser no simétricos o no rectangulares en planta.
- El comportamiento torsional de los diafragmas y la compatibilidad de los entrepisos son considerados en los resultados finales.
- Los diafragmas de piso semi-rígidos pueden ser modelados utilizando un elemento de piso que considere los efectos de las deformaciones en el plano del diafragma. Es posible, también, el modelaje de diafragmas parciales tales como mezzanines, atrios y aberturas en la losa; se pueden considerar situaciones de múltiples diafragmas en cada nivel, y por tanto permitir el modelado de edificios compuestos de varias torres que se eleven desde una estructura combinada en su parte inferior.
- Existen elementos diagonales para poder modelar marcos contraventeados.
- Se dispone de un elemento llamado panel que es utilizado para modelar muros de cortante en tres dimensiones y con diferentes configuraciones. Los efectos de torsión y alabeo son también considerados en los análisis de estos muros tridimensionales. El elemento panel se basa en la formulación de una membrana de elemento finito isoparamétrica, lo cual trae consigo la ventaja que cualquier viga o columna que llegue al elemento panel, en el plano del muro, recibirá continuidad total sin necesidad de algún tipo de modelaje especial. El usuario puede utilizar la versatilidad del método del elemento finito para modelar sistemas de muros de cortante tan complejos como él lo desee, y los resultados que se obtengan del análisis de éstos pueden ser directamente aplicados en el diseño de muros.
- Las columnas y vigas pueden ser no prismáticas; las vigas pueden ser parcialmente continuas en sus extremos.
- Las vigas pueden tener cargas uniformemente repartidas, parcialmente repartidas o trapezoidales.
- Las deformaciones de los elementos tipo columna, viga, diagonales y panel incluyen efectos axiales, de flexión y cortante.

- Es posible el uso de cargas verticales y laterales en el piso o nivel, especificadas por el usuario. Además, es posible la generación de cargas laterales por sismo y viento definidas a partir de los requerimientos de diferentes códigos de construcción.
- Es posible realizar análisis de esfuerzos térmicos a partir de distribuciones especificadas de temperatura.
- Las frecuencias y formas modales tridimensionales, los factores de participación modal y los porcentajes de masa participante son calculados utilizando diagonalización de Jacobi.
- Los efectos P-delta son incluidos en la formulación básica de la matriz de rigideces lateral, como una corrección geométrica; lo cual trae consigo la no utilización de iteraciones y cálculos adicionales en el cálculo de estos efectos.
- El análisis modal espectral se basa en el método de superposición modal, utilizando la técnica de combinación modal cuadrática completa (CQC). La estructura puede ser excitada en dos direcciones horizontales diferentes, y cada una con diferentes espectros.
- El análisis lineal en la historia del tiempo utiliza una técnica de integración de paso variable para la evaluación de las coordenadas modales. El análisis no-lineal en la historia del tiempo se basa en un esquema eficiente de integración iterativa de un vector de superposición.
- Los resultados de las varias condiciones de cargas estáticas pueden ser combinados con los resultados de los análisis dinámicos espectrales y de historia en el tiempo.
- Los archivos de salida incluyen información de los desplazamientos estáticos y dinámicos de cada piso, desplazamientos relativos de entrepiso, desplazamientos de nudos, así como reacciones y fuerzas internas en los miembros.
- Incluye una serie de post-procesadores para graficación, y diseño de elementos estructurales de acero y concreto (STEELER y CONKER).

### 3.2.3 Modelado de las estructuras

Para modelar estructuras tipo edificios con el ETABS-6, es necesario editar un archivo de datos que pueda leer dicho programa. El archivo de datos creado para el análisis de las estructuras de este trabajo consta, en general, de las siguientes partes:

#### ➤ CONTROL PRINCIPAL DE DATOS

En este bloque se preparan datos tales como: el nombre de la estructura a analizar, número de niveles, número de marcos con diferente propiedad que conforman a la estructura, número de casos de carga, así como número de diferentes propiedades de los elementos tipo viga, columna, diagonal, panel (estos dos últimos elementos, no considerados en este estudio); además se especifica por medio de un código el tipo de análisis lateral estático ó dinámico que se realiza, si se incluyen efectos P-delta, el tipo de zonas rígidas a considerar, el peso propio y las unidades a utilizar. Se indican parámetros tales como la aceleración de la gravedad, tolerancia en el cálculo de los Eigenvalores, entre otros.

➤ DATOS DE PISO

Se identifica con un nombre a cada piso que conforma a la estructura, definiendo cada altura de entrepiso, y las características de: masa rotacional, traslacional, coordenadas del centro de masa, entre otras.

➤ DATOS DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Se le indica al programa los diferentes tipos de propiedades de los materiales; para este estudio se seleccionó acero, y se agregaron los datos de módulo de elasticidad, relación de Poisson, peso específico, densidad, entre otros.

➤ DATOS DE LAS PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

En este bloque de datos se especifican las propiedades geométricas de los diferentes elementos estructurales; para las columnas de este trabajo se utilizó una sección tipo cajón, y para los elementos viga el tipo de sección elegida fue de forma I.

➤ DATOS DE LOS MARCOS

Este bloque consta de los datos de cada marco diferente, definiéndose: marco, identificador del tipo de marco, número de líneas de columnas, número de vigas en el marco, número de pisos en el marco, número de cargas concentradas en el marco, número de cargas sobre vigas en el marco, número de cargas sobre piso en el marco, número de elementos diagonales, número de elementos tipo panel, número de elementos tipo unión, entre otros datos.

Se definen las coordenadas con respecto del sistema global X-Y, y orientación de las líneas de cada una de las columnas en que se discretizó el modelo estructural. Se preparan la conectividad de las vigas, ubicando cada crujía entre dos hilera de columnas (reales o ficticias).

Se determina la distribución de cargas en las vigas, definiendo el valor de la intensidad de la carga y su respectiva posición a lo largo de la viga; las cargas pueden ser: concentradas, distribuidas ó uniformemente distribuidas. Si existen cargas en piso, se pueden preparar los datos para definir la distribución de las cargas uniformes por unidad de área.

Se define la ubicación de todas las columnas (reales y ficticias) de arriba hacia abajo, utilizando los generadores disponibles y las propiedades correspondientes. La fig 3.4 presenta la generación de columnas, utilizada en este estudio, igual para los dos tipos de edificios (7 y 17 niveles).

Para asignar vigas, se procede de forma similar, generándolas de arriba hacia abajo, de acuerdo al tipo de propiedad. Tanto en vigas como en columnas se puede indicar si los extremos de dichos miembros son articulados, continuos o una combinación de éstos.

La fig 3.4 tiene la ubicación de vigas, utilizada en este estudio para los dos tipos de edificios (7 y 17 niveles).

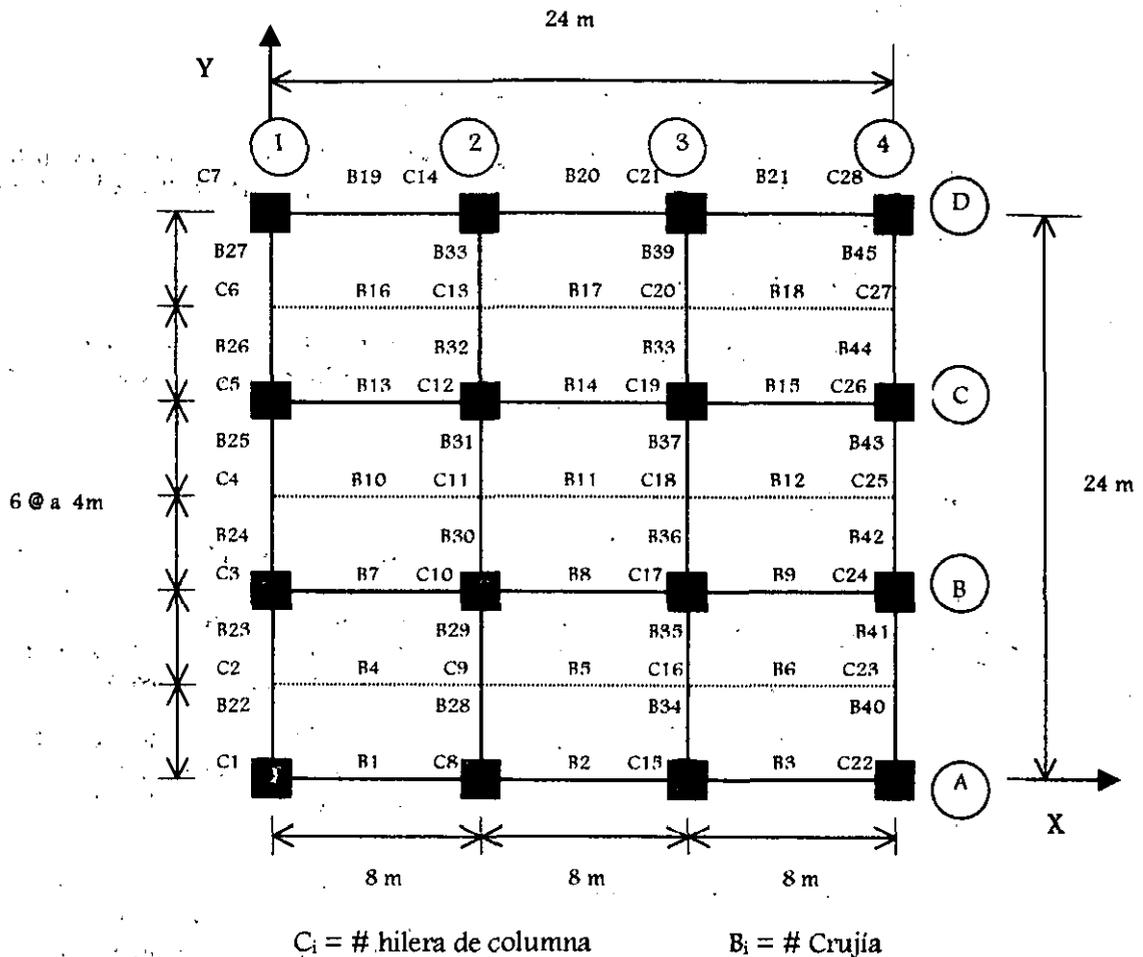


Fig 3.4.- Asignación de vigas y columnas para el modelo en ETABS-6, edificios de 7 y 17 niveles

La asignación de las cargas sobre las vigas se hace de manera similar a la generación de dichos miembros; indicándole a cada viga de cada piso, el tipo de modelo de carga vertical; el programa maneja tres condiciones de carga vertical.

#### ➤ DATOS DE LOCALIZACIÓN DEL MARCO

Para ubicar a cada tipo de marco tridimensional que se haya definido para modelar a la estructura global, se utilizan las coordenadas X y Y del origen local del marco, así como su orientación, con respecto del sistema global (único)  $X_G-Y_G$ . Lo anterior permite que se pueda llevar a cabo el acoplamiento de los diferentes marcos existentes, y así obtener la respuesta de la estructura en conjunto.

#### ➤ DATOS DE LAS CARGAS LATERALES ESTÁTICAS

Si se desea realizar un análisis lateral estático, los datos proporcionados deben identificar el nivel y el diafragma en donde se aplica la carga, la condición de carga, la dirección (X o Y), las coordenadas  $X_G$  y  $Y_G$  del punto de aplicación, así como el momento alrededor del eje vertical Z.

#### ➤ DATOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL LATERAL

Para realizar el análisis dinámico modal espectral se preparan datos que contienen: la dirección del sismo en grados, la técnica de combinación modal que se prefiera (en este estudio se eligió CQC), el porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso y los datos correspondientes al espectro que se pretende utilizar. Los espectros de diseño utilizados fueron los correspondientes a las zonas II y III que proponen las NTC-S, reduciendo las ordenadas de dichos espectros por el factor de comportamiento sísmico Q de 4; para la estructura de 17 niveles se incluyeron los efectos de irregularidad, multiplicando a Q=4 por un factor de 0.8 (ver figs 2.4 y 2.5).

#### ➤ DATOS DE COMBINACIONES DE CARGAS PARA DISEÑO

Los casos de combinaciones de cargas para el diseño de los diferentes miembros estructurales de cada edificio se definen aprovechando las diferentes opciones básicas de carga definidas por el programa, a saber: condiciones de carga vertical estática (I, II y III); condiciones de carga lateral estática (A,B y C); condiciones de carga lateral dinámica (D1 y D2).

Los resultados que ofrece el ETABS-6 son: periodos de vibración, configuraciones y factores de participación modal, desplazamientos a nivel de piso y a nivel de entrepiso, elementos mecánicos últimos de diseño, etc.

### 3.2.4 Edificio de 7 niveles

Una vez determinadas las dimensiones de las secciones transversales de vigas y columnas, que satisfacen las condiciones de los estados límite de servicio y resistencia, enseguida se presentan los resultados del diseño del edificio de 7 niveles, zonas sísmicas II y III. La fig 3.5 presenta el modelo matemático tridimensional de la estructura en estudio, utilizando al ETABS-6.

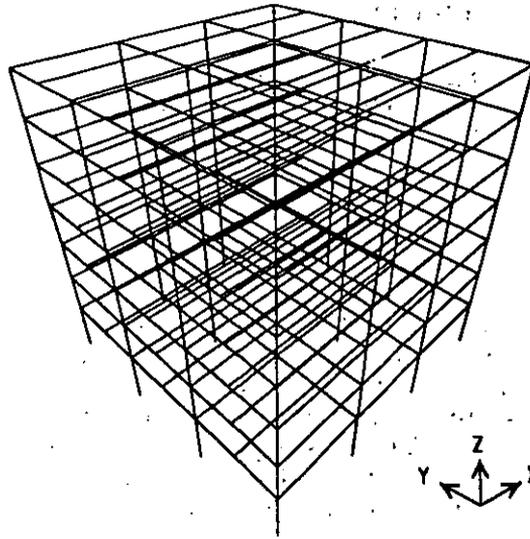


Fig 3.5.- Modelo matemático de la estructura de 7 niveles, zonas sísmicas II y III

#### 3.2.4.1 Periodos de vibración

Las tablas 3.21 y 3.22 tienen los periodos de los tres primeros modos de vibración de la estructura de 7 niveles, zonas II y III, respectivamente, después de satisfacer las deformaciones laterales permisibles, según la revisión del estado límite de servicio que especifica el código. Se incluye en dichas tablas, el porcentaje de masa modal efectiva para identificar la dirección dominante y la contribución de cada uno de los modos en la respuesta global.

Tabla 3.21.- Periodos de vibración del edificio de 7 niveles, zona sísmica II.  
Revisión ante el estado límite de servicio

Dirección	Periodo (s)		
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
X = Y	1.498 (82.26)	0.487 (10.79)	0.266 (3.62)
θ	1.142 (82.32)	0.374 (10.75)	0.206 (3.61)

( ) Masa modal efectiva, en %

Tabla 3.22.-Periodos de vibración del edificio de 7 niveles, zona sísmica III.  
Revisión ante el estado límite de servicio

Dirección	Periodo (s)		
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
X=Y	1.336 (82.87)	0.441 (10.82)	0.245 (3.33)
θ	1.021 (82.99)	0.339 (10.72)	0.189 (3.32)

( ) Masa modal efectiva, en %

Ante la simetría existente en las direcciones X y Y, los periodos de ambas direcciones resultan iguales, con periodos fundamentales de 1.50 s en zona II y de 1.34 s en zona III; el edificio diseñado en zona II resulta un poco más flexible con respecto del diseñado en zona III, ya que en este último, las ordenadas del espectro de diseño son mayores y, por tanto, mayores las exigencias de satisfacer un nivel permisible de deformaciones laterales.

A continuación, las tablas 3.23 y 3.24 presentan los periodos de los tres primeros modos de vibración de la estructura de 7 niveles, zonas II y III, respectivamente, después de satisfacer el estado límite de falla (resistencias).

Tabla 3.23.- Periodos de vibración del edificio de 7 niveles, zona sísmica II.  
Revisión ante el estado límite de falla

Dirección	Periodo (s)		
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
X = Y	1.459 (82.46)	0.477 (10.81)	0.263 (3.52)
θ	1.113 (82.34)	0.366 (10.75)	0.203 (3.51)

( ) Masa modal efectiva, en %

Tabla 3.24.- Periodos de vibración del edificio de 7 niveles, zona sísmica III.  
Revisión ante el estado límite de falla

Dirección	Periodo (s)		
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
X=Y	1.326 (82.05)	0.439 (11.12)	0.244 (3.49)
θ	1.013 (82.13)	0.337 (11.06)	0.188 (3.48)

( ) Masa modal efectiva, en %

Después de satisfacer las condiciones de diseño de la revisión del estado límite de resistencia, la estructura desplazada en zona II reduce ligeramente el periodo fundamental de 1.50 s del estado límite de servicio a 1.46 s, por el pequeño incremento de las secciones transversales de los elementos estructurales. La estructura situada en zona III presenta un aumento de rigidez casi nulo, con un cambio en el periodo fundamental de 1.34 s a 1.32 s; la reducción fue menor, en el

valor del periodo, para la estructura situada en zona III, como era de esperarse, debido a que durante la revisión del estado límite de servicio dicha estructura quedó más reforzada; así pues, el edificio diseñado en zona II, resulta más flexible que el diseñado en zona III. Las figs 3.6 a 3.8, muestran una vista global en planta de los tres primeros modos de vibrar de la estructura de 7 niveles.

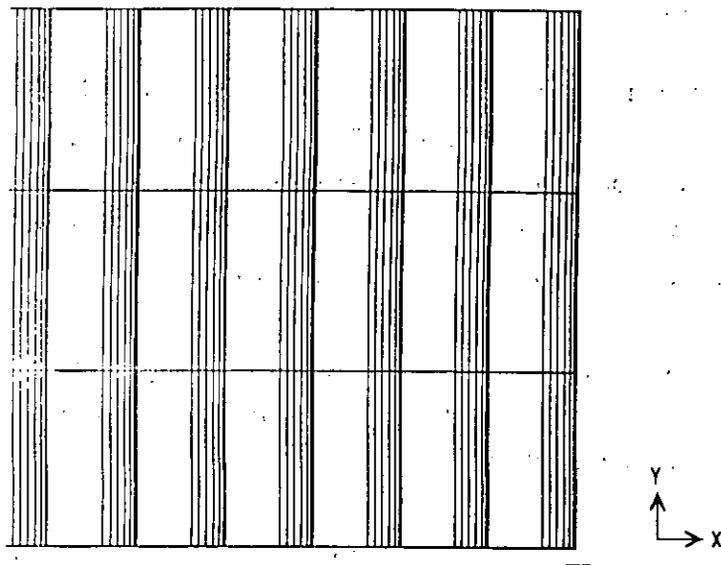


Fig 3.6.- Deformada del primer modo de vibrar, planta, edificio 7 niveles

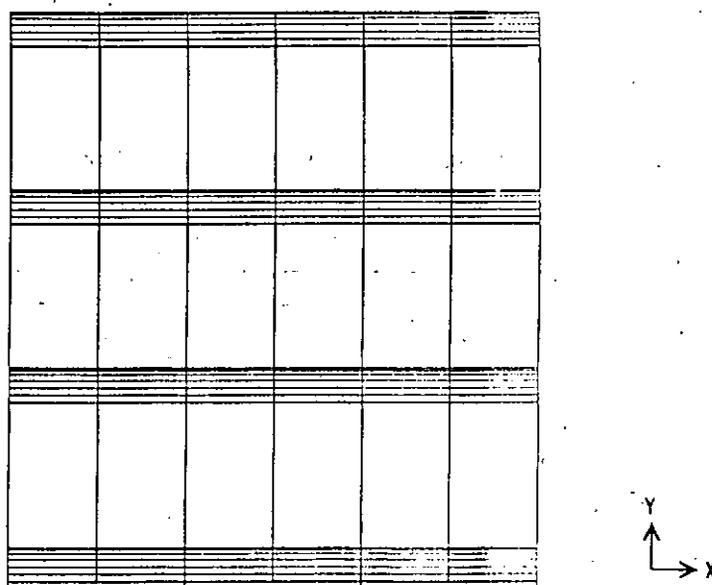


Fig 3.7.- Deformada del segundo modo de vibrar, planta, edificio 7 niveles

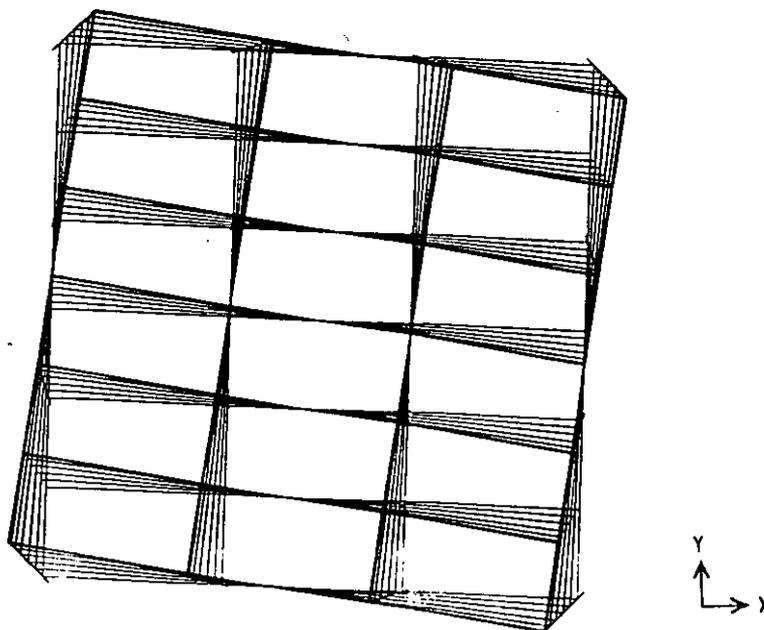


Fig 3.8.- Deformada del tercer modo de vibrar, planta, edificio 7 niveles

#### 3.2.4.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso $\Delta_{ri} / h_i$

La revisión de la seguridad ante el estado límite de servicio, como ya anteriormente se había explicado, se hizo de tal modo que el desplazamiento lateral relativo,  $\Delta_{ri}$ , no excediera el valor permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso; asimismo, también se hizo la revisión ante el estado límite de falla (resistencias). La tabla 3.25 muestra los valores máximos de las relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$  de la estructura diseñada en ambas zonas sísmicas, para las revisiones de estados límite de servicio y de falla, para fines comparativos; la estructura quedó diseñada bajo los resultados que se obtienen con la revisión del estado límite de falla. Todos los valores aquí presentados, han sido previamente multiplicados por el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , igual a 4.

La fig 3.9 presenta las respuestas dinámicas de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso después de la revisión para los dos estados límite, zona II; la fig 3.10 muestra los mismos resultados, pero para la zona III. En dichas figuras se observa que las respuestas dinámicas cumplen con el valor permisible de 0.012, y que el análisis estático tiene resultados demasiado conservadores.

Tabla 3.25.- Valores máximos dinámicos y estáticos de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio de 7 niveles, zonas II y III .  
Revisión ante los estados límite de servicio y de falla

Zona	Revisión	Análisis	$\Delta_{ri}/h_{ri}$ máx	Entrepiso
II Transición	Estado límite de Servicio	Estático	0.0144	N3-N4
		Dinámico	0.0120	N3-N4
	Estado límite de Resistencia	Estático	0.0135	N3-N4
		Dinámico	0.0116	N3-N4
III Compresible	Estado límite de Servicio	Estático	0.0141	N3-N4
		Dinámico	0.0122	N3-N4
	Estado límite de resistencia	Estático	0.0140	N3-N4
		Dinámico	0.0121	N3-N4

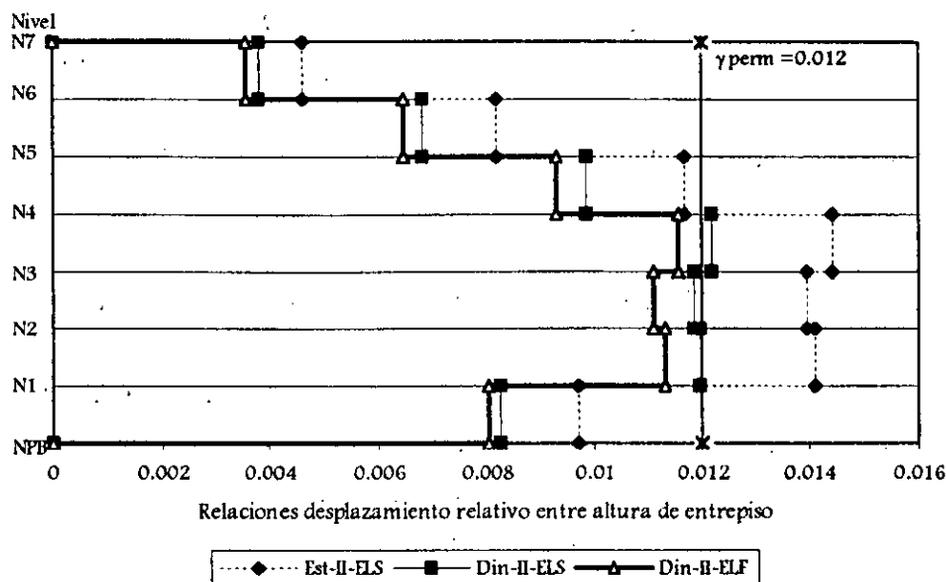


Fig 3.9.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, edificio 7 niveles, análisis sísmico dinámico modal espectral y estático, zona II.  
Revisión de los estados límite de servicio (ELS) y de falla (ELF)

Al revisar la seguridad ante el estado límite de falla, después de haber proporcionado las dimensiones para cumplir con las condiciones de servicio, se tuvieron que aumentar las dimensiones de las secciones transversales, para ambas zonas sísmicas. El entrepiso en donde se presentan las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso resulta ser el N3-N4, debido, principalmente, al cambio de sección en las columnas de dicho entrepiso.

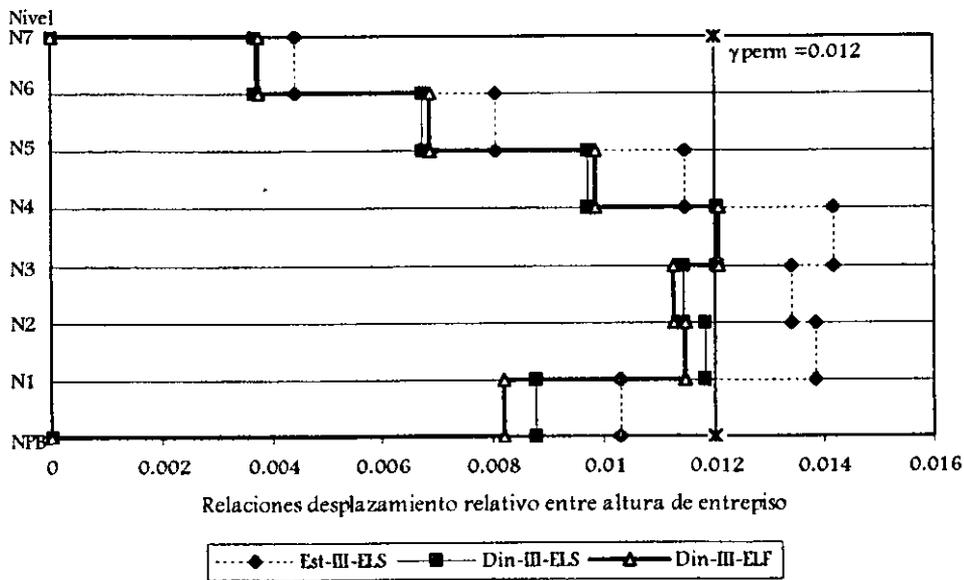


Fig 3.10.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, edificio 7 niveles, análisis sísmico dinámico modal espectral y estático, zona III.  
Revisión de los estados límite de servicio (ELS) y de falla (ELF)

### 3.2.4.3 Desplazamientos horizontales máximos totales

Los desplazamientos horizontales máximos por nivel, análisis sísmicos estáticos y dinámicos, del edificio de 7 niveles desplantado en las zonas de transición y compresible, revisión para ambos estados límite, se presentan en las figs 3.11 y 3.12; se corrobora que el edificio diseñado para la zona III continúa siendo más rígido.

La tabla 3.26 muestra los valores de los desplazamientos horizontales máximos de azotea, para todos los casos. Al pasar del estado límite de servicio al de falla, ante un aumento de la dimensiones de las secciones, la estructura se vuelve más rígida, disminuyendo los desplazamientos con respecto de los resultados determinados al cumplir con las condiciones de servicio, tanto para el análisis dinámico como para el estático.

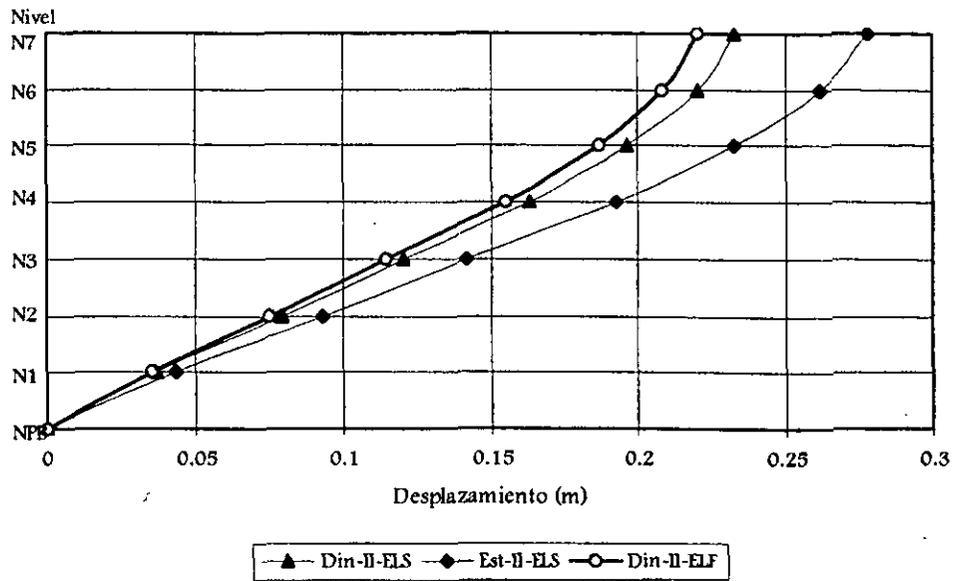


Fig 3.11.- Desplazamientos laterales máximos dinámicos y estáticos, edificio 7 niveles, zona II. Revisión de los estados límite de servicio (ELS) y de falla (ELF)

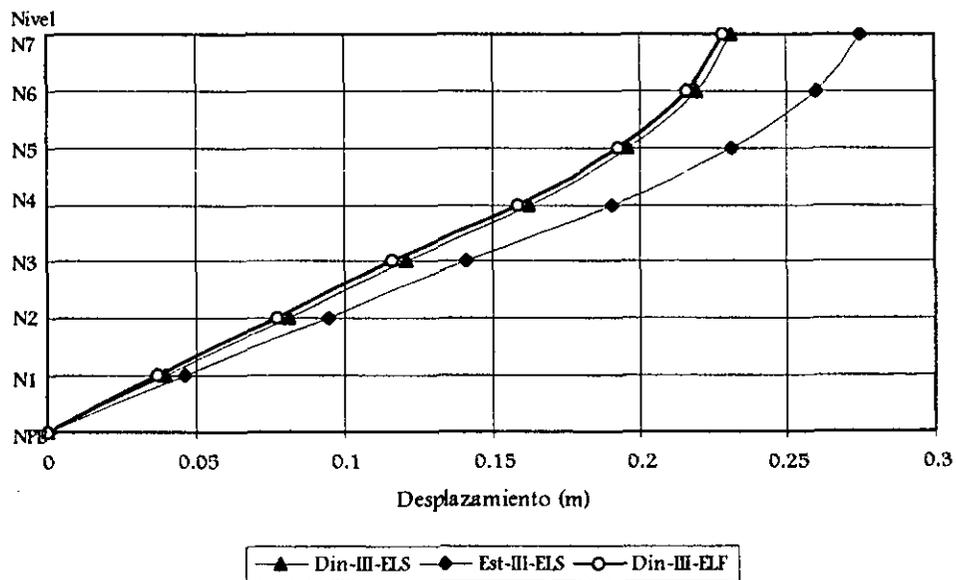


Fig 3.12.- Desplazamientos laterales máximos dinámicos y estáticos, edificio 7 niveles, zona III. Revisión de los estados límite de servicio (ELS) y de falla (ELF)

Tabla 3.26.- Desplazamiento horizontales máximos en azotea, edificio de 7 niveles, zonas II y III, condición que cumple con los estados límite de servicio y falla

Zona	Revisión	Análisis	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)
Transición II	Estado límite de Servicio	Estático	27.80
		Dinámico	23.32
	Estado límite de Resistencia	Estático	26.20
		Dinámico	22.08
Compresible III	Estado límite de Servicio	Estático	27.52
		Dinámico	23.16
	Estado límite de Resistencia	Estático	27.28
		Dinámico	22.88

#### 3.2.4.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs 3.13 y 3.14 presentan la distribución en elevación de las fuerzas cortante de entrepiso de la estructura de 7 niveles, diseñada para las zonas sísmicas de transición y compresible, ante la revisión de las condiciones de los estados límite de servicio y de falla, análisis dinámico y estático, para fines comparativos.

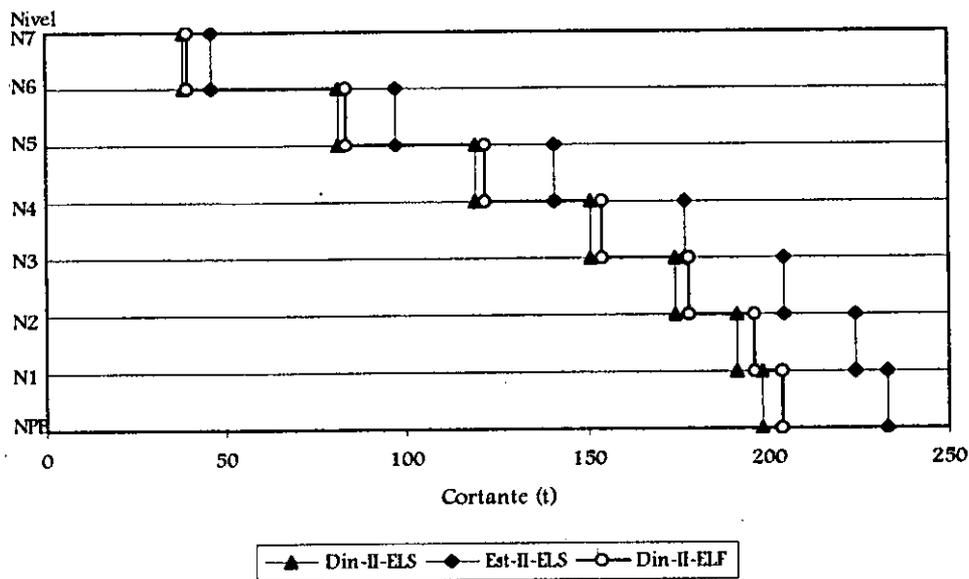


Fig 3.13.- Fuerzas cortantes de entrepiso, edificio 7 niveles, zona II. Revisión de los estados límite de servicio (ELS) y de falla (ELF)

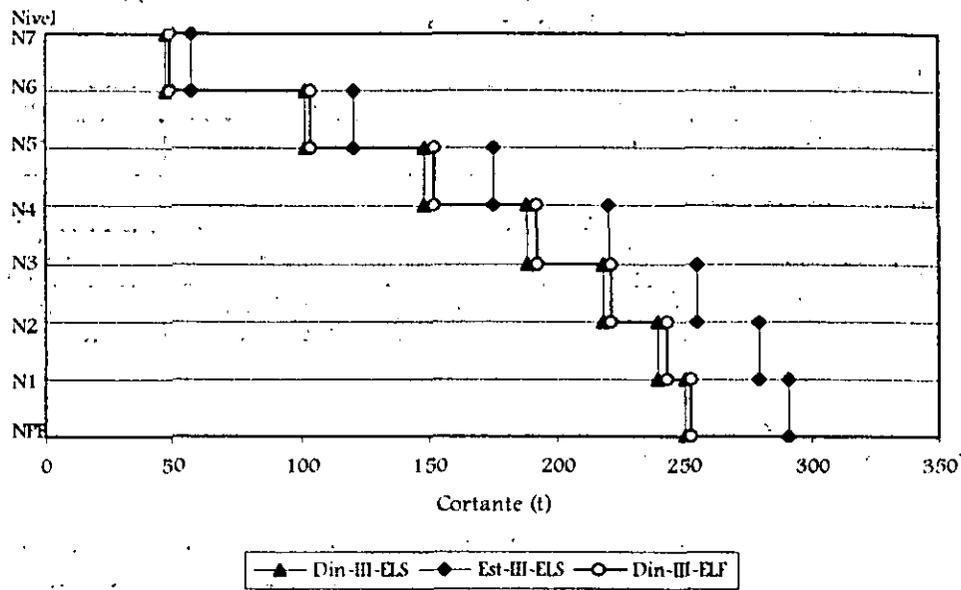


Fig 3.14.- Fuerzas cortantes de entrepiso, edificio 7 niveles, zona III.  
Revisión de los estados límite de servicio (ELS) y de falla (ELF)

Para esta estructura de 7 niveles, al revisar la magnitud del cortante basal dinámico no hubo necesidad de hacer algún incremento en los elementos mecánicos de diseño, así como tampoco en los desplazamientos, ya que como se muestra en el punto 3.2.4.5 se cumple con la revisión por este concepto. La tabla 3.27 presenta los valores máximos de la fuerza cortante basal para los casos en estudio.

Tabla 3.27.- Fuerzas cortantes basales, edificio 7 niveles, zonas sísmicas de diseño II y III.  
Revisión ante los estados límite de servicio y de falla

Zona	Revisión	Análisis	V <sub>basal</sub> (t)
Transición II	Estado límite de Servicio	Estático	233.19
		Dinámico	198.51
	Estado límite de Resistencia	Estático	237.49
		Dinámico	203.71
Compresible III	Estado límite de Servicio	Estático	291.40
		Dinámico	250.10
	Estado límite de Resistencia	Estático	298.10
		Dinámico	253.00

Como era de esperarse, se tiene un ligero incremento en el cortante basal, al comparar los resultados de la revisión de los estados límite de servicio y de falla; el incremento para el edificio

de la zona II , análisis dinámico, es mayor en 12.6%, y del orden del 1.2% para el caso en la zona III.

### 3.2.4.5 Revisión del cortante basal dinámico

Según lo establece el RDF-93 en sus NTC-Sismo, la fuerza cortante basal dinámica  $V_{oD}$  debe ser mayor o igual que:

$$\frac{0.8aW_o}{Q'}$$

donde:  $W_o$  es el peso total del edificio por arriba del nivel de planta baja;  $a$  es la ordenada espectral correspondiente al periodo de vibración del edificio, correspondiente a la dirección de análisis;  $y$ ,  $Q'$  es el factor de reducción por ductilidad que depende del factor de comportamiento sísmico  $Q$ , y del factor de irregularidad.

➤ Revisión del edificio 7 niveles, zona sísmica II

$$W_o = 2881.80 \text{ ton}$$

$$T_a = 0.3 \text{ s}, T_b = 1.5 \text{ s}, c = 0.32$$

$$T_1 = 1.459 \text{ s}, V_{oD} = 203.71 \text{ t}, Q' = 4$$

$$\text{Como } T_a < T_1 < T_b \Rightarrow a = c = 0.32$$

Sustituyendo,

$$V_{oD} = 203.71 \text{ t} > \frac{0.8(0.32)(2881.80)}{4} = 184.44 \text{ t} \therefore \text{CUMPLE}$$

➤ Revisión del edificio 7 niveles, zona sísmica III

$$W_o = 2889.04 \text{ ton}$$

$$T_a = 0.6 \text{ s}, T_b = 3.9 \text{ s}, c = 0.40$$

$$T_1 = 1.326 \text{ s}, V_{oD} = 253.00 \text{ t}, Q' = 4$$

$$\text{Como } T_a < T_1 < T_b \Rightarrow a = c = 0.40$$

Sustituyendo,

$$V_{oD} = 253.00 \text{ t} > \frac{0.8(0.40)(2889.04)}{4} = 231.12 \text{ t} \therefore \text{CUMPLE}$$

Por tanto, en ambos casos, zonas sísmicas II y III, no es necesario modificar los resultados de diseño obtenidos del análisis dinámico modal espectral.

#### 3.2.4.6 Elementos mecánicos últimos

En las siguientes figuras se muestran los elementos mecánicos últimos de vigas y columnas del edificio de 7 niveles, diseñado en las zonas sísmicas II y III. Dichos resultados se obtienen de la combinación crítica de cargas gravitacionales y por sismo, considerando los factores de carga del código, a raíz del análisis estructural hecho con el ETABS-6, a saber:

- **Vigas:** momentos flexionantes y cortantes últimos
  
- **Columnas:** momentos flexionantes últimos en los extremos superior e inferior, para las direcciones mayor (dirección X) y menor (dirección Y); cortantes últimos en ambas direcciones y carga axial última.

Estos resultados se presentan únicamente para el eje B (interior) de la estructura (ver fig 3.1); debido a la simetría de la estructura, a dicho eje se le considera como representativo de lo que sucede en el resto del edificio.

Los elementos mecánicos últimos incluyen la influencia de los efectos sísmicos dinámicos espectrales bidireccionales, con el 100 por ciento del sismo en una dirección, más el 30 por ciento del sismo en la otra dirección.

La fig 3.15 muestra los elementos mecánicos últimos (momento flexionante y fuerza cortante) de los extremos de las vigas del eje B.

Las figs 3.16 y 3.17 presentan los elementos mecánicos últimos (momento flexionante, carga axial y cortantes) de los extremos superior e inferior de las columnas del eje B.

---

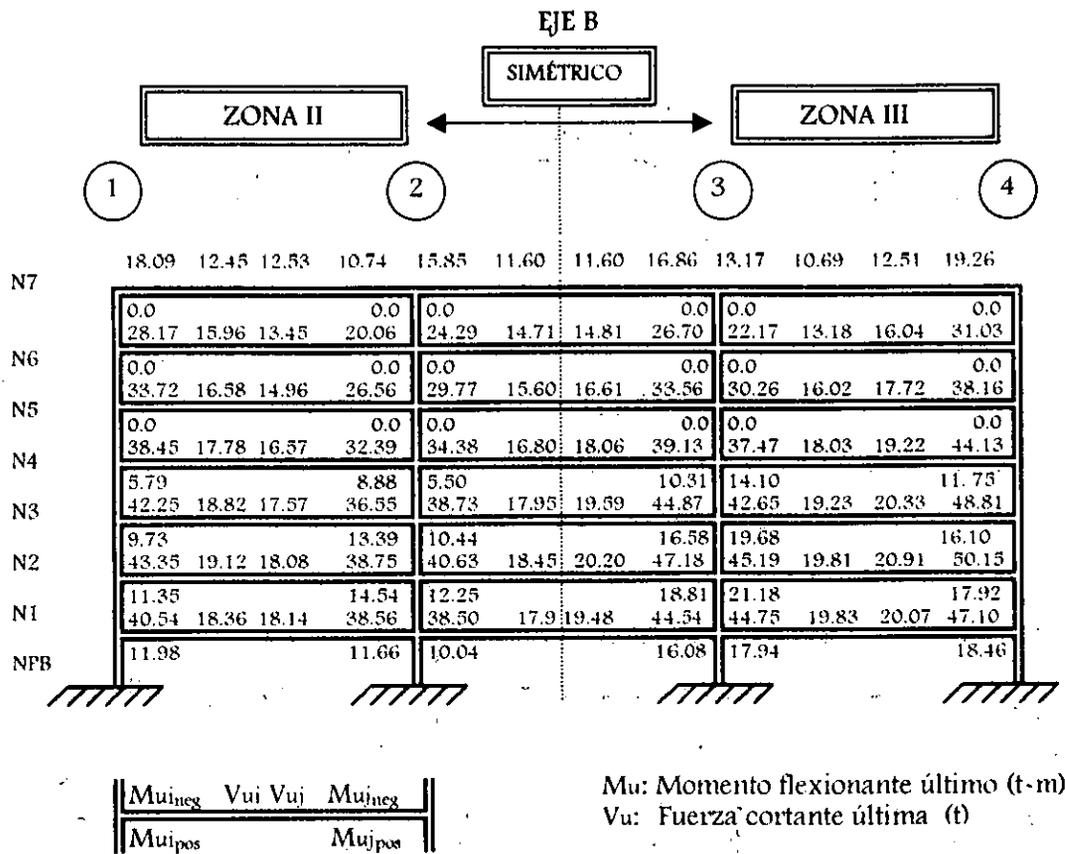


Fig 3.15.- Elementos mecánicos últimos de las vigas del eje B, edificio 7 niveles, zonas sísmicas II y III

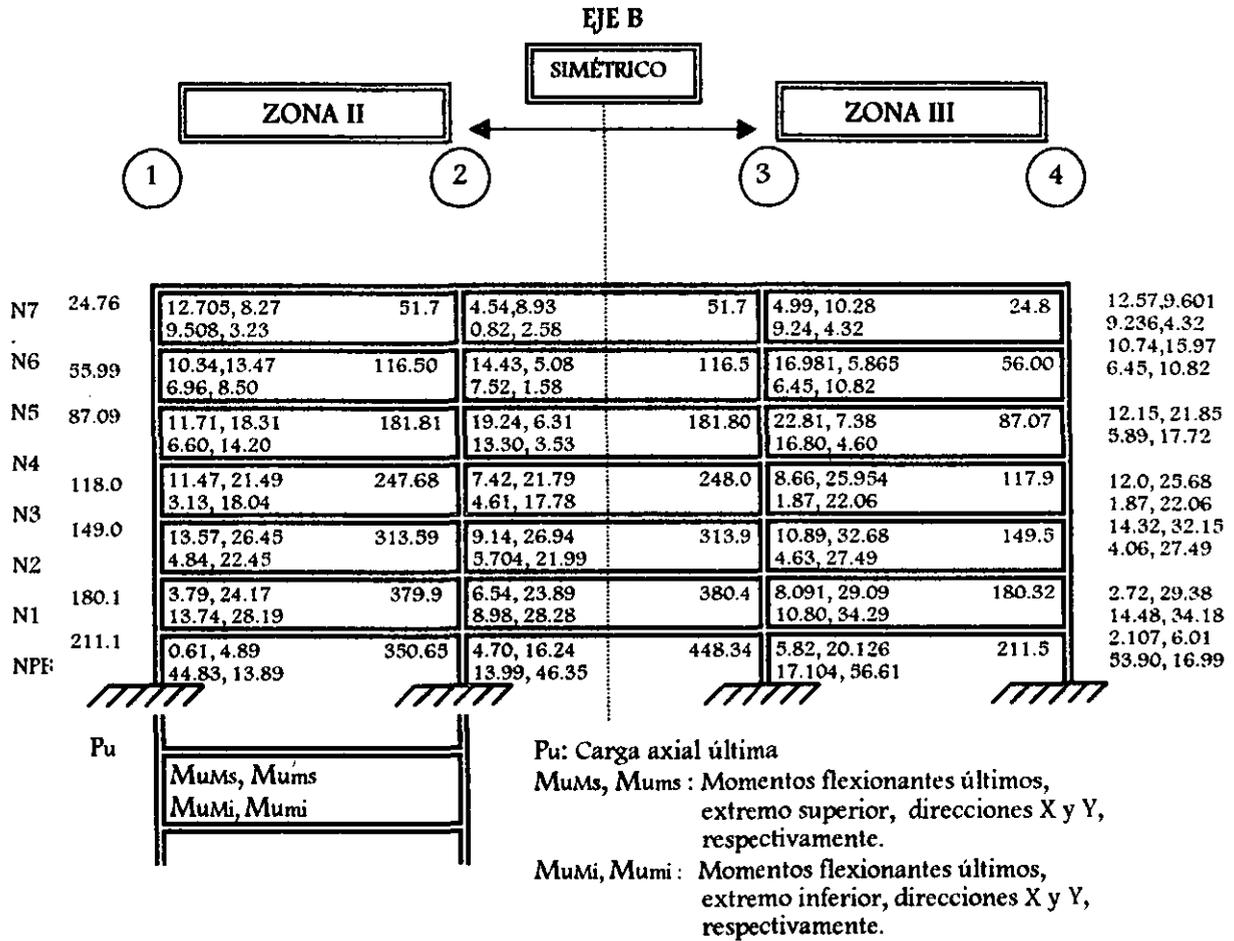


Fig 3.16.- Momentos flexionantes y carga axial últimas de las columnas del eje B, edificio 7 niveles, zonas sísmicas II y III

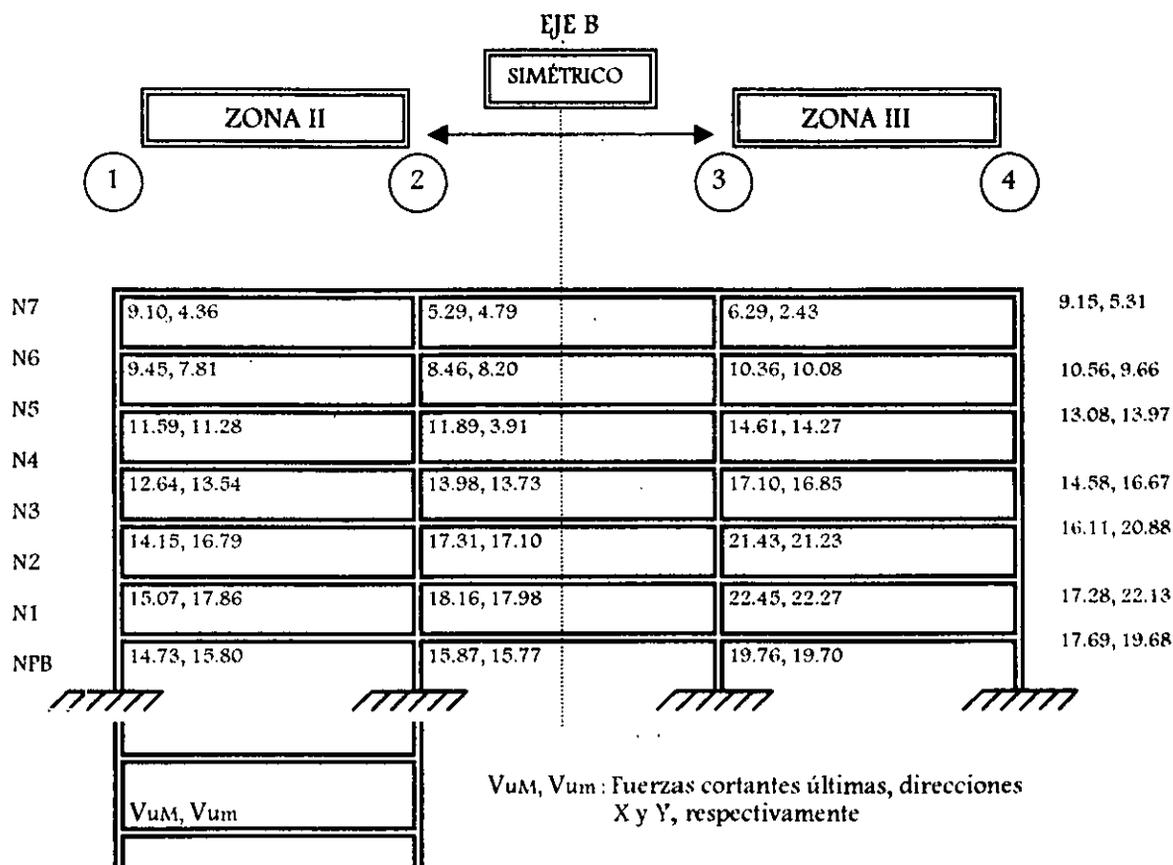


Fig 3.17.- Fuerzas cortantes últimas de las columnas del eje B, edificio 7 niveles, zonas sísmicas II y III

### 3.2.4.7 Diseños de elementos estructurales

El diseño de los elementos estructurales se hizo según el criterio de factores de carga y por resistencia que recomiendan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras Metálicas (NTC-EM, 93). Las resistencias de diseño incluyen los efectos del factor de reducción de resistencia,  $F_R$ , correspondiente, y las acciones internas últimas toman en cuenta el factor de carga aplicable a cada tipo de combinación de cargas, según el código

El diseño de los elementos estructurales de este trabajo fue realizado con la ayuda del programa STEELER, que es un postprocesador del ETABS-6. El STEELER sigue los lineamientos especificados por el AISC en su manual de diseño por factores de cargas y resistencias (LRFD, 1994), similar a la filosofía de diseño de las NTC-EM. Sin embargo, para fines de verificar los diseños hechos con

dicho postprocesador, también fueron realizados manualmente algunos diseños de elementos estructurales tipo. El algoritmo que utiliza el STEELER para el diseño de elementos es el siguiente:

Primero, para cada sección, a lo largo de cada miembro, y para cada combinación de carga se calculan las componentes (fuerzas y momentos) de carga factorizadas y sus correspondientes relaciones de capacidad por resistencia. Posteriormente, se evalúa la relación acción última entre resistencia para cada sección de cada elemento estructural, considerando cada una de las combinaciones de carga de diseño, y utilizando las correspondientes ecuaciones que especifica el AISC-LRFD (ver sección 2.8). Una relación acción última entre resistencia mayor a la unidad indica que se ha excedido algún límite del reglamento.

#### Cálculo de momentos y fuerzas con el STEELER

El momento factorizado  $M_u$  se amplifica para considerar los efectos de segundo orden, ante combinaciones de carga que producen compresión en el elemento. El momento factorizado con respecto de una dirección particular se calcula haciendo uso de la siguiente expresión:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (\text{LRFD, C1-1})$$

donde:

$B_1$  = Factor de amplificación de momentos para condiciones sin desplazamiento lateral, igual a:

$$B_1 = \frac{C_m}{\left(1 - P_u/P_e\right)} \geq 1.0 \quad (\text{LRFD, C1-2})$$

$P_e$  es la carga de pandeo de Euler =  $\frac{\pi^2 EA}{\left(Kl/r\right)^2}$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_a}{M_b} \quad (\text{LRFD, C1-3})$$

$M_a / M_b$  es la relación del momento más pequeño con respecto del más grande en el extremo del miembro.  $M_a / M_b$  será positivo para flexión con doble curvatura, y negativo para curvatura simple. Para miembros a compresión con carga transversal,  $C_m$  se considera igual a la unidad.

Cuando  $M_b$  es cero,  $C_m$  es 1. Por otra parte,  $B_1$  debe ser positivo, de tal forma que  $P_u$  sea siempre menor que  $P_e$ .

$B_2$  = Factor de amplificación de momentos para la condición con desplazamiento lateral no nulo;  $B_2$  puede ser tomado como 1.0 si se realiza un análisis P-Delta (El ETABS-6 asume que se realiza el análisis P-Delta, y toma a  $B_2$  como la unidad).

$M_{nt}$  = Momento factorizado sin considerar efectos de desplazamiento lateral (sólo condiciones de carga por gravedad; tipo I, II, III para el programa de computadora).

$M_{lt}$  = Momento factorizado con efectos de desplazamiento lateral (condiciones de cargas laterales; tipos A, B, Dyn-2 y Dyn-3 para el ETABS-6).

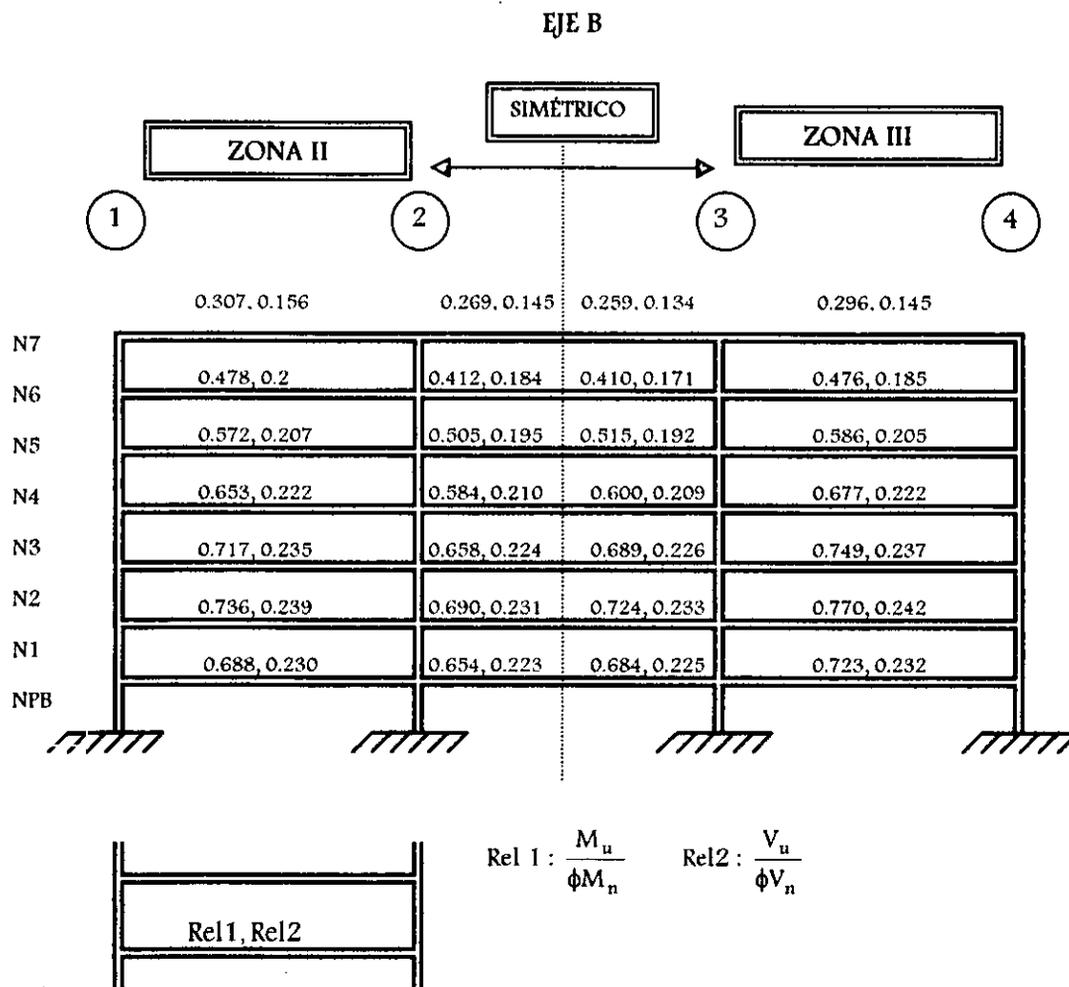


Fig 3.18.- Relaciones acción última entre resistencia para flexión y fuerza cortante de las vigas del eje B, edificio 7 niveles, zonas sísmicas II y III

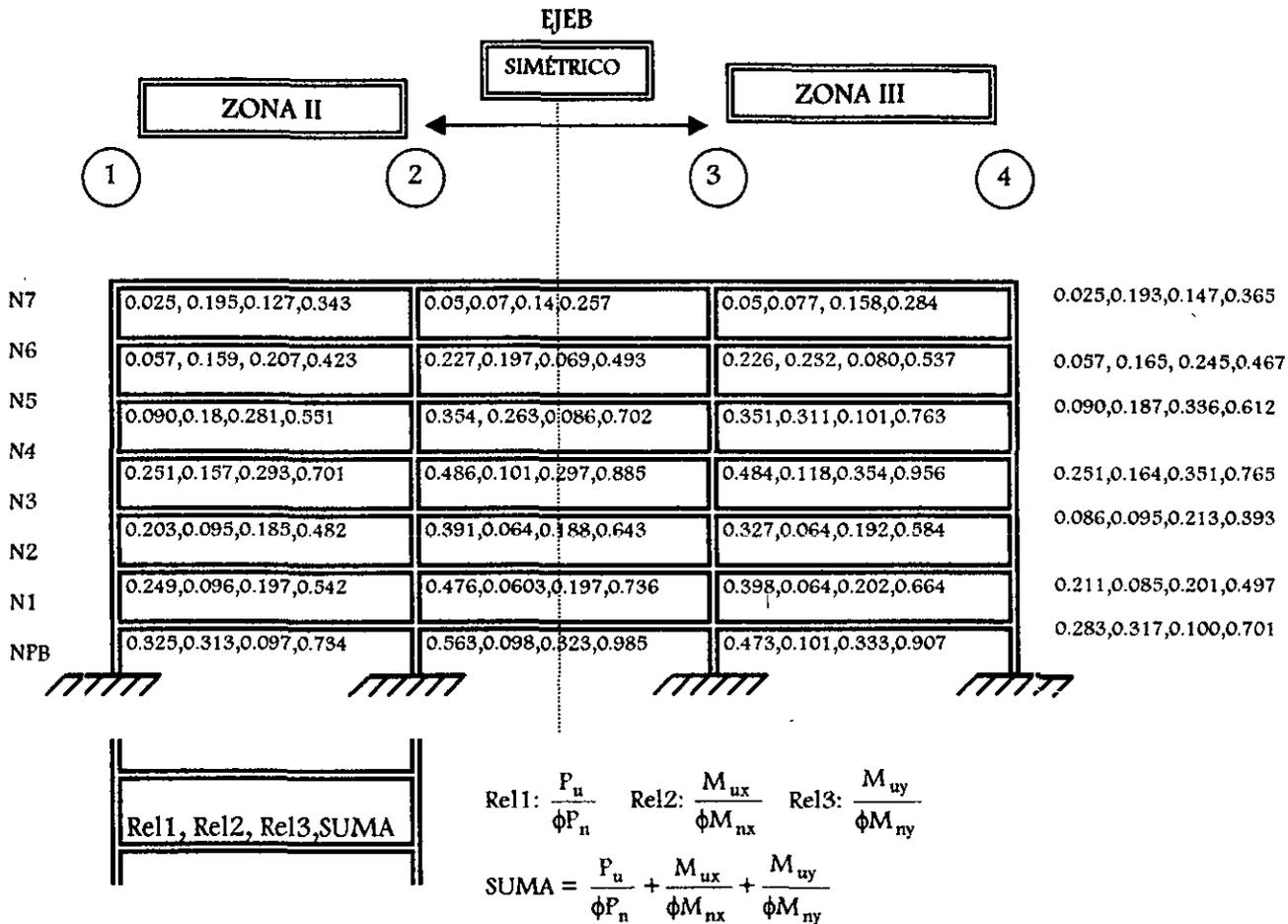


Fig 3.19.- Relaciones acción última entre resistencia para flexocompresión biaxial de las columnas del eje B, edificio 7 niveles, zonas sísmicas II y III

La fig 3.18 presenta los valores resultantes del diseño de las relaciones acción última ante resistencia en flexión y fuerza cortante (esto es,  $\frac{M_u}{\phi M_n}$  y  $\frac{V_u}{\phi V_n}$ , respectivamente) para el extremo más esforzado de las vigas del eje B del edificio de 7 niveles, zonas sísmicas II y III.

La fig 3.19 muestra, ahora, las relaciones acción última entre resistencia por separado y sumando efectos, del extremo más esforzado, de las columnas ante los efectos de flexocompresión biaxial;

esto es:  $\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}}$ . El objetivo del diseño consiste que la suma de estos cocientes sea

similar a la unidad, según la ecuación de interacción del código (AISC-LRFD, H1-1b y H1-1a).

En el diseño de columnas de acero que conforman marcos, resulta particularmente importante el cálculo de su longitud efectiva, para evitar problemas de inestabilidad. El STEELER calcula los factores de longitud efectiva, K, de la siguiente manera:

Existen dos factores  $K_x$  y  $K_y$ , correspondientes a las direcciones mayor o menor del elemento estructural. Para el cálculo del factor K es necesario determinar las relaciones de rigidez  $G^{\text{arriba}}$  y  $G^{\text{abajo}}$  de los apoyos superior e inferior de la columna, en la dirección en estudio; estas relaciones se calculan de la siguiente manera:

$$G^{\text{arriba}} = \frac{\frac{E_{ca} I_{ca}}{L_{ca}} + \frac{E_{cb} I_{cb}}{L_{cb}}}{\sum_{n=1}^{nb} E_{gn} \frac{I_{gn}}{L_{gn}} \cos^2 \theta_n}$$

donde :

- $E_{ca}$  = Módulo de elasticidad de la columna arriba del punto de apoyo lateral superior
- $E_{cb}$  = Módulo de elasticidad de la columna abajo del punto de apoyo lateral superior
- $I_{ca}$  = Momento de inercia de la columna arriba del punto de apoyo lateral superior
- $I_{cb}$  = Momento de inercia de la columna abajo del punto de apoyo lateral superior
- $L_{ca}$  = Longitud no arriostrada de la columna en la dirección considerada arriba del punto de apoyo lateral superior
- $L_{cb}$  = Longitud no arriostrada de la columna en la dirección considerada abajo del punto de apoyo lateral superior
- $E_{gn}$  = Módulo de elasticidad de la viga, n, en el punto de apoyo lateral superior
- $I_{gn}$  = Momento de inercia mayor de la viga, n, en el punto de apoyo lateral superior
- $L_{gn}$  = Longitud no arriostrada de la viga, en la dirección mayor de la viga, n, en el punto de apoyo superior de la columna
- nb = Número de vigas que se conectan a la columna, en el apoyo analizado
- $\theta_n$  = Ángulo entre la dirección de la columna bajo consideración y la viga, n.

Para el cálculo de  $G^{\text{inferior}}$  (relación de rigidez en la parte inferior de la columna) se sigue el mismo procedimiento, pero correspondiente al punto de apoyo lateral inferior.

El factor K para columnas se calcula resolviendo la siguiente relación para  $\alpha$ :

$$\frac{\alpha^2 G^{\text{arriba}} G^{\text{abajo}} - 36}{6(G^{\text{arriba}} + G^{\text{abajo}})} = \frac{\alpha}{\tan \alpha}$$

donde :  $K = \frac{\pi}{\alpha}$

**ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA**

La anterior formulación matemática para el cálculo del factor K considera al desplazamiento lateral como no permitido. Dada la importancia del factor de longitud efectiva, la fig 3.20 presenta los valores resultantes de los factores de longitud efectiva para el marco B del edificio de 7 niveles, diseño en ambas zonas sísmicas, según los cálculos del STEELER.

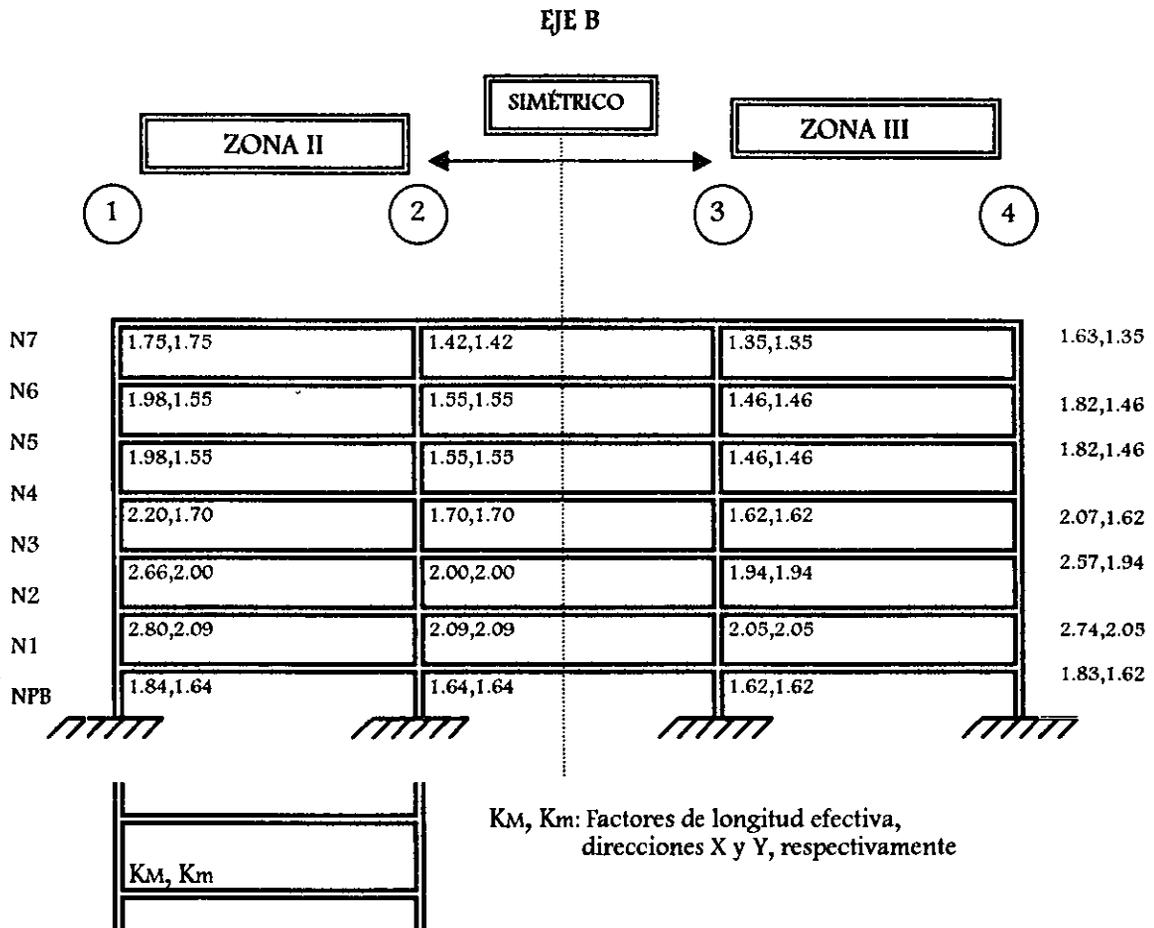


Fig 3.20.- Factores de longitud efectiva para las columnas del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

#### 3.2.4.8 Diseño manual de elementos estructurales, sin uso del programa de cómputo

Si bien el STEELER realiza el diseño de los elementos estructurales bajo una filosofía similar a la de las NTC-EM, dicho diseño se basa en el reglamento del AISC (LRFD, 1994). El objetivo de esta sección es verificar manualmente, sin uso del programa de cómputo:

1. La veracidad de los resultados del programa STEELER al aplicar las especificaciones del AISC (LRFD, 1994).
2. La similitud de resultados obtenidos bajo las especificaciones del AISC (LRFD,1994) y los derivados por el RDF en sus Normas Técnicas correspondientes (NTC-EM, 1993).

Para cumplir con los objetivos anteriores, en las siguientes secciones se procederá a realizar el diseño detallado de una viga y una columna del eje B del edificio de 7 niveles, siguiendo las especificaciones del AISC y de las NTC-EM, para ambas zonas sísmicas II y III. Posteriormente, se resume, en tablas, los resultados de los diseños.

3.2.4.8.1 Diseño de vigas tipo

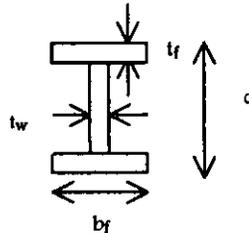
Se presenta el diseño detallado de una viga principal del eje B, del edificio de 7 niveles localizado en la zona III (compresible).

Diseño según AISC (LRFD, 1994)

<i>Datos generales</i>	<i>Elementos mecánicos</i>	<i>Material</i>
Edificio 7 niveles, zona III Viga B7, nivel N1 (ver fig 3.1)	$M_u = 4\,710\,297.00 \text{ kg-cm}$ $V_u = 20\,076.00 \text{ kg}$	Acero A36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 = 36 \text{ ksi}$ $E = 2\,040\,000 \text{ kg/cm}^2 = 29\,000 \text{ ksi}$ $G = 784\,615 \text{ kg/cm}^2 = 11\,160 \text{ ksi}$ $F_r = 703 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ ksi}$

*Propiedades Geométricas*

Perfil I rectangular 610x101.6 (IMCA, 1993)



$d = 60.3 \text{ cm} = 23.74 \text{ in}$	$A = 129.7 \text{ cm}^2 = 20.10 \text{ in}^2$	$I_x = 76\,170 \text{ cm}^4$ $= 1\,829.9 \text{ in}^4$	$I_y = 2930 \text{ cm}^4$ $= 70.39 \text{ in}^4$
$t_w = 1.05 \text{ cm} = 0.413 \text{ in}$	$J = 78 \text{ cm}^4 = 1.874 \text{ in}^4$	$S_x = 2524 \text{ cm}^3$ $= 154.02 \text{ in}^3$	$S_y = 257 \text{ cm}^3$ $= 15.68 \text{ in}^3$
$b_f = 22.8 \text{ cm} = 8.976 \text{ in}$	$C_w^* = 2\,663\,435.9 \text{ cm}^6$ $= 9\,918.36 \text{ in}^6$	$r_x = 24.3 \text{ cm} = 9.57 \text{ in}$	$r_y = 4.7 \text{ cm} = 1.85 \text{ in}$
$t_f = 1.49 \text{ cm} = 0.587 \text{ in}$		$Z_x = 2900 \text{ cm}^3$ $= 176.97 \text{ in}^3$	$Z_y = 401 \text{ cm}^3$ $= 24.47 \text{ in}^3$

\*  $C_w = \text{constante de alabeo} = \frac{I_f h^2}{2}$  (Salmon y Johnson, 1996)

*Relaciones de esbeltez*

Se revisa que no se presente pandeo local en el alma, ni en el patín. De acuerdo con la tabla B5.1 del AISC (LRFD,1994), se tiene:

## ➤ Revisión del patín

$$\frac{b_f}{2t_f} = 7.651 < \frac{65}{\sqrt{f_y}} = 10.83 \quad \therefore \text{CUMPLE}$$

## ➤ Revisión del alma

$$\frac{h}{t_w} = 57.43 < \frac{640}{\sqrt{f_y}} = 106.67 \quad \therefore \text{CUMPLE}$$

Por tanto, se tiene una sección compacta.

*Cálculo de la resistencia por flexión*

La resistencia nominal a flexión,  $M_n$ , según el AISC (LRFD, 1994) resulta ser el valor más pequeño obtenido a partir de la revisión por: fluencia, pandeo torsional-lateral, pandeo local en el patín y pandeo local en el alma; para este caso el pandeo local del patín y del alma queda descartado, porque la sección transversal es compacta, como se demostró anteriormente.

## ➤ Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y \quad (\text{AISC-LRFD, F1-1})$$

$$M_y = F_y S_x = 36 \text{ ksi} (154.02 \text{ in}^3) = 5\,544.72 \text{ kips-in}$$

$$M_p = F_y Z_x = 36 \text{ ksi} (176.97 \text{ in}^3) = 6\,370.92 \text{ kips-in} < 1.5(5\,544.72) = 8\,317.08 \text{ kips-in}$$

$$\therefore \phi_b M_n = 0.9(6\,370.92) = 5\,733.79 \text{ kips-in} = 6\,606\,042.00 \text{ kg-cm} \approx 66.06 \text{ t-m}$$

## ➤ Pandeo torsional-lateral

Será necesario calcular los siguientes parámetros, definidos en la sección 2.8.2.1 del presente trabajo:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJ_A}{2}} \quad (\text{AISC-LRFD, F1-8})$$

al sustituir se obtiene:  $X_1 = 1\,592.97 \text{ ksi}$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (\text{AISC-LRFD, F1-9})$$

al sustituir se obtiene:  $X_2 = 0.03057 \text{ in}^4/\text{kips}^2$

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{AISC-LRFD, F1-4})$$

al sustituir:  $L_p = 92.52 \text{ in}$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r} \left\{ 1 + \left[ 1 + X_2 (F_y - F_r)^2 \right]^{1/2} \right\}^{1/2} \quad (\text{AISC-LRFD, F1-6})$$

al sustituir:  $L_r = 269.59 \text{ in}$

$L_b$  se define como la longitud lateralmente no restringida, para este caso vale:

$$L_b = 750 \text{ cm} = 295.28 \text{ in}$$

Como se explicó en la sección 2.8.2.1, dado que:  $L_p = 92.52 \text{ in} < L_b = 295.28 \text{ in} > L_r = 269.59 \text{ in}$ , por tanto, se tiene que:

$$M_n = M_{cr} \leq M_p, \quad (\text{AISC-LRFD, F1-12})$$

donde:

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi}{L_b} \sqrt{EIGJ + \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2 IC_w} \quad (\text{AISC-LRFD, F-13})$$

De la anterior ecuación se desconoce el valor de  $C_b$ , que se calcula con la expresión:

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{AISC-LRFD, F1-3})$$

$M_{\max}$ ,  $M_A$ ,  $M_B$ ,  $M_C$  son los valores absolutos de los momentos flexionantes máximos, a 1/4, 1/2 y 3/4 del claro, respectivamente, a saber:

$M_{\max}$ kip-in	$M_A$ kip-in	$M_B$ kip-in	$M_C$ kip-in
4088.05	1284.98	590.22	1120.18

Con estos valores, se obtiene:  $C_b = 2.58$

Al sustituir en el AISC-LRFD (F-13)

$$M_{cr} = 8\,915.90 \text{ kips-in} \Rightarrow \phi M_{cr} = 0.9(8\,915.90) = 8\,024.31 \text{ kips-in}$$

Se sabe que  $\phi_b M_p = 5\,733.79 \text{ kips-in}$

$$\text{Como } \phi M_{cr} > \phi_b M_p \Rightarrow \phi M_n = 5\,733.79 \text{ kips-in} = 6\,606\,042.00 \text{ kg-cm} \approx 66.06 \text{ t-m}$$

Además, como  $\phi M_n > M_u = 4\,710\,297.00 \text{ kg-cm}$ , se cumple con el diseño.

*Relaciones de capacidad (acción última entre resistencias) para flexión*

$\frac{M_u}{\phi M_n} = 0.713$ ; la relación de capacidad para esta viga, según el STEELER (ver fig 3.18), es 0.723.

Dado que:  $\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right)_{\text{sin computadora}}$  es prácticamente igual a  $\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right)_{\text{STEELER}}$ , se corrobora la veracidad del STEELER, y, por tanto, se aceptan los valores determinados con la computadora.

*Diseño por cortante*

$$A_w = \text{área del alma} = 8.67 \text{ in}^2$$

$$h/t_w = 53.3/1.05 = 50.76$$

Como:  $\frac{h}{t_w} = 50.76 \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}} = 69.67$ , entonces  $V_n = 0.6F_y A_w$  (AISC-LRFD, F2-1); al sustituir:

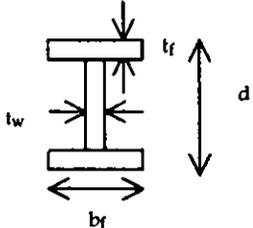
$$\phi V_n = 0.90(0.6)(36)(8.67) = 168.54 \text{ kips} = 76\,450 \text{ kg} \gg V_u = 20\,076 \text{ kg}$$

*Relaciones de capacidad (acción última entre resistencias) para cortante*

Dado que:  $\left(\frac{V_u}{\phi V_n}\right)_{\text{sin computadora}} = 0.263$  es muy similar a  $\left(\frac{V_u}{\phi V_n}\right)_{\text{STEELER}} = 0.232$  (ver fig 3.18), se

corroboran los resultados del STEELER, y, por tanto, se aceptan los resultados determinados con la computadora.

Diseño según las NTC-EM, RDF-93

<i>Datos generales</i>	<i>Elementos mecánicos</i>	<i>Material</i>	
Edificio 7 niveles, zona III Viga: B7, nivel N1 (ver fig 3.1)	$M_u = 4\,710\,297.00 \text{ kg-cm}$ $V_u = 20\,076.00 \text{ kg}$	Acero A36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ $E = 2\,040\,000 \text{ kg/cm}^2$ $G = 784\,615 \text{ kg/cm}^2$	
<i>Propiedades Geométricas</i>			
Perfil I rectangular 610x101.6 (IMCA, 1993)			
$d = 60.3 \text{ cm}$	$A = 129.7 \text{ cm}^2$	$I_x = 76\,170 \text{ cm}^4$	$I_y = 2930 \text{ cm}^4$
$t_w = 1.05 \text{ cm}$	$J = 78 \text{ cm}^4$	$S_x = 2524 \text{ cm}^3$	$S_y = 257 \text{ cm}^3$
$b_f = 22.8 \text{ cm}$	$C_a^* = 2\,663\,435.9 \text{ cm}^6$	$r_x = 24.3 \text{ cm}$	$r_y = 4.7 \text{ cm}$
$t_f = 1.49 \text{ cm}$		$Z_x = 2900 \text{ cm}^3$	$Z_y = 401 \text{ cm}^3$

$$* C_a = \text{constante de alabeo} = \frac{I_f h^2}{2} \quad (\text{Salmon y Johnson, 1996})$$

*Relaciones de esbeltez*

Se revisará que no se presente pandeo local en el alma, ni en el patín. De acuerdo a la tabla 2.3.1 de las NTC-EM, se tiene:

## ➤ Revisión del patín

$$\frac{b_f}{2t_f} = 7.65 < \frac{540}{\sqrt{f_y}} = 10.74 \quad \therefore \text{CUMPLE}$$

## ➤ Revisión del alma

$$\frac{h}{t_w} = 57.43 < \frac{5300}{\sqrt{f_y}} = 105.37 \quad \therefore \text{CUMPLE}$$

Por tanto, se tiene una sección compacta, Tipo 2.

*Cálculo de la resistencia por flexión*

Para secciones tipo 2, y miembros no soportados lateralmente, como se explica en la sección 2.8.2.1:

$$M_P = Z F_y$$

(NTC-EM, ec 3.3.1)

$$M_p = Z F_y = (2900)(2530) = 7\,337\,000.00 \text{ kg-cm} = 73.37 \text{ t-m}$$

$L_u$  y  $L_r$  se definen en la sección 2.8.2.1, y se calculan como:

$$L_u = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_u} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.13})$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_r} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.14})$$

Donde:

$$X_u = 4.293C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.220X_r$$

$$X_r = \frac{4}{3} C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

Al sustituir:

C puede está dado por:

$$C = 0.60 + 0.40M_1/M_2$$

$$C = 0.60 - 0.40M_1/M_2$$

$$C = 1.0$$

Para tramos que se flexionan en curvatura simple.

Pero no menor que 0.4, para tramos que se flexionan en curvatura doble.

Cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que  $M_2$ , o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo.

$M_1$  y  $M_2$  son el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo en estudio, respectivamente. En este caso, en particular, se trata de un tramo en curvatura doble, donde  $M_1 = 680\,052 \text{ kg-cm}$  y  $M_2 = 4\,710\,297 \text{ kg-cm}$ , entonces:

$$C = 0.6 - 0.4 \frac{680052}{4710297} = 0.54 > 0.4 \therefore c = 0.4$$

Los valores de  $X_u$  y  $X_r$  son:

$$X_u = 6.212 \text{ y } X_r = 1.9293$$

Al utilizar estos valores en las ecs 3.3.13 y 3.3.14, se obtiene:

$L_u = 575.67 \text{ cm}$  y  $L_r = 1222.76 \text{ cm}$

Dado que:  $L = 750 \text{ cm} > L_u$ , según se indica en la sección 3.3.2.2-a de las NTC-EM:

$$M_u = \frac{\pi}{CL} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y C_a} = \frac{\pi E}{CL} \sqrt{I_y \left[ \frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 C_a \right]} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.9})$$

Al sustituir en 3.3.9  $\Rightarrow M_u = 10\,129\,369 \text{ kg-cm} \approx 101.29 \text{ t-m}$

Como  $M_u = 10\,129\,369 \text{ kg-cm} > (2/3) M_p = (2/3)(7\,337\,000) = 4\,891\,333 \text{ kg-cm}$ , entonces:

Como  $M_u > \frac{2}{3} M_p$ ,

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left( 1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right), \text{ pero no mayor que } F_R M_p \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.7})$$

Al sustituir en la anterior expresión:  $M_R = 6\,053\,680.50 \text{ kg-cm} < F_R M_p = 6\,603\,300 \text{ kg-cm}$

Finalmente,  $M_R = 6\,053\,680.50 \text{ kg-cm} > M_u = 4\,710\,297 \text{ kg-cm} \therefore \text{CUMPLE}$

*Relaciones de capacidad (acción última entre resistencia) por flexión*

Dado que:

$$\left( \frac{M_u}{\phi M_n} \right)_{\text{sin computadora}}^{\text{AISC-LRFD94}} = 0.713 \cong \left( \frac{M_u}{\phi M_n} \right)_{\text{STEELER}}^{\text{AISC-LRFD94}} = 0.723 = \left( \frac{M_u}{F_R M_n} \right)_{\text{sin computadora}}^{\text{RDF-NTC-EM93}} = 0.723$$

Por tanto, se corrobora la veracidad de los resultados del STEELER y la similitud entre el AISC-LRFD94 y el RDF-NTC-EM93.

*Revisión por cortante*

Según las NTC-EM, en su sección 3.3.3:

$$V_R = V_N F_R$$

$F_R = 0.90$  y  $V_N$  se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Si } \frac{h}{t} \leq 1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}} \Rightarrow V_N = 0.66F_y A_a \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.22})$$

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.28})$$

$a$  = separación entre atiesadores transversales

$k$  se toma igual a 5.0 cuando la relación  $a/h$  es mayor que 3 o que  $(260/(h/t))^2$ , y cuando no se emplean atiesadores.

$$h = 57.32 \text{ cm}$$

Si se considera que la relación  $a/h$  es mayor que 3 (por ejemplo,  $a = 400 \text{ cm} \Rightarrow a/h = 400/57.32 = 6.97 > 3$ ), entonces  $K = 5.0$

$$A_a = \text{área del alma} = 60.186 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como } \frac{h}{t_w} = 54.59 < 1400 \sqrt{\frac{5}{2530}} = 62.24, \text{ entonces:}$$

$$V_N = 0.66F_y A_a = 100\,498.58 \text{ kg} \approx 100.50 \text{ t} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.3.22})$$

$$\therefore V_R = 0.9(100\,498.58) = 90\,448 \text{ kg} \approx 90.45 \text{ t} > V_u = 20\,076 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

#### *Relaciones de capacidad por cortante*

Dado que:

$$\left( \frac{V_u}{\phi V_n} \right)_{\substack{\text{sin computadora} \\ \text{AISC-LRFD94}}} = 0.263 \cong \left( \frac{V_u}{\phi V_n} \right)_{\substack{\text{STEELER} \\ \text{AISC-LRFD94}}} = 0.232 \cong \left( \frac{V_u}{F_R V_n} \right)_{\substack{\text{sin computadora} \\ \text{RDF-NTC-EM93}}} = 0.222, \text{ se}$$

corroborar la veracidad de los resultados del STEELER y la similitud entre el AISC-LRFD94 y el RDF-NTC-EM93.

De la misma manera en que se diseñó esta viga, bajo los códigos AISC-LRFD94 y RDF-NTC-EM93, se diseñaron también una viga secundaria para el edificio desplantado en la zona sísmica III, y 2 vigas (una principal y otra secundaria) para el edificio ubicado en la zona sísmica II. Los resultados de las relaciones de capacidad (acción última entre resistencia) se reportan en las tablas 3.28 y 3.29

Tabla 3.28.- Resumen de relaciones de capacidad en flexión del diseño de vigas tipo, edificio 7 niveles

Viga (ver fig 3.1)	$\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right)$ STEELER AISC-LRFD94	$\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right)$ Sin computadora AISC-LRFD94	$\left(\frac{M_u}{F_R M_n}\right)$ Sin computadora RDF-NTC-EM93
Viga principal B7, Nivel 1, zona II Sección IR 553x101.3 Compacta	0.688	0.679	0.734
Viga secundaria B4, Nivel 1, zona II Sección IR 553x150.9 Compacta	0.984	0.948	0.944
Viga secundaria B4, Nivel 1, zona III Sección IR 553x150.9 Compacta	1.0	0.965	0.960

Tabla 3.29.- Resumen de relaciones de capacidad en fuerza cortante del diseño de vigas tipo, edificio 7 niveles

Viga (ver fig 3.1)	$\left(\frac{V_u}{\phi V_n}\right)$ STEELER AISC-LRFD94	$\left(\frac{V_u}{\phi V_n}\right)$ Sin computadora AISC-LRFD94	$\left(\frac{V_u}{F_R V_n}\right)$ Sin computadora RDF-NTC-EM93
Viga principal B7, Nivel 1, zona II Sección IR 553x101.3 compacta	0.23	0.25	0.22
Viga secundaria B4, Nivel 1, zona II Sección IR 553x150.9 compacta	0.197	0.152	0.135
Viga secundaria B4, Nivel 1, zona III Sección IR 553x150.9 compacta	0.198	0.218	0.194

Resumiendo, con base en lo observado en las tablas 3.28 y 3.29, y los cálculos manuales anteriormente presentados, se corrobora la veracidad de los resultados del STEELER y la similitud entre el AISC-LRFD94 y el RDF-NTC-EM93; esto es, se aceptan los diseños determinados con la ayuda del programa de computadora.

## 3.2.4.8.2 Diseño de columnas tipo

Diseño según AISC (LRFD, 1994)*Datos generales*

Edificio 7 niveles, zona III  
Columna: 10, entrepiso NPB-N1  
(ver fig 3.1)

*Elementos mecánicos*

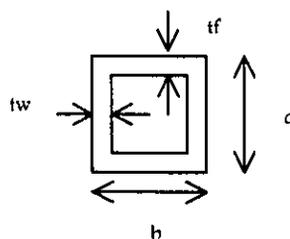
$P_u = 352\,594\text{ kg} = 777.34\text{ kips}$   
 $M_{ux} = 1\,710\,400\text{ kg-cm} = 1\,484.56\text{ kips-in}$   
 $M_{uy} = 5\,661\,000\text{ kg-cm} = 4\,913.53\text{ kips-in}$

*Material*

Acero A36  
 $F_y = 2530\text{ kg/cm}^2 = 36\text{ ksi}$   
 $E = 2\,040\,000\text{ kg/cm}^2 = 29\,000\text{ ksi}$   
 $G = 784\,615\text{ kg/cm}^2 = 11\,160\text{ ksi}$   
 $F_r = 703\text{ kg/cm}^2 = 10\text{ ksi}$

*Propiedades Geométricas*

## Sección cajón



$$d = 50\text{ cm} = 19.685\text{ in}$$

$$A = 367.4\text{ cm}^2 = 56.94\text{ in}^2$$

$$I_x = 141\,837.47\text{ cm}^4 = 3407.66\text{ in}^4$$

$$I_y = 141\,837.47\text{ cm}^4 = 3407.66\text{ in}^4$$

$$t_w = 1.91\text{ cm} = 0.752\text{ in}$$

$$J = 212\,421.12\text{ cm}^4 = 5103.44\text{ in}^4$$

$$S_x = 5673.50\text{ cm}^3 = 346.22\text{ in}^3$$

$$S_y = 5673.50\text{ cm}^3 = 346.22\text{ in}^3$$

$$b_f = 50\text{ cm} = 19.685\text{ in}$$

$$C_w^* = 0$$

$$r_x = 19.65\text{ cm} = 7.74\text{ in}$$

$$r_y = 19.65\text{ cm} = 7.74\text{ in}$$

$$t_f = 1.91\text{ cm} = 0.752\text{ in}$$

$$Z_x = 6629.22\text{ cm}^3 = 404.54\text{ in}^3$$

$$Z_y = 6629.22\text{ cm}^3 = 404.54\text{ in}^3$$

\*  $C_w =$  constante de alabeo = 0 (Timoshenko y Gere, 1961)

*Relaciones de esbeltez*

Se revisará que no se presente pandeo local. De acuerdo con la tabla B5.1 del AISC-LRFD, se tiene:

$$\frac{b}{t} = 24.17 < \frac{190}{\sqrt{f_y}} = 31.66 \therefore \text{CUMPLE}$$

Por tanto, se trata de una sección compacta

*Revisión por compresión*

La resistencia nominal a compresión axial,  $P_n$ , depende de la relación de esbeltez  $KL/r$ , siendo su valor crítico ( $\lambda_c$ ) la relación más grande de las dos direcciones; para el caso en estudio, dicha relación es la misma para ambas direcciones.

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

(AISC-LRFD, E2-4)

En la expresión anterior, K es el factor de longitud efectiva, que según la fig 3.20, es  $K_x = K_y = 1.62$ . L es la longitud no arriostrada de la columna, que en este caso (descontando el peralte de la viga, como lo toma en cuenta el STEELER) tiene el valor de:  $L = 390 \text{ cm} = 153.54 \text{ in}$ . Al sustituir en la ec E2-4 (AISC-LRFD), ambas direcciones, esta relación toma el valor de:

$$\lambda_c = 0.36$$

El cálculo de  $P_n$  para secciones compactas, para el caso de pandeo bajo flexión, es de la siguiente manera:

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (\text{AISC-LRFD, E2-1})$$

donde,

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y, \text{ para } \lambda_c \leq 1.5 \quad (\text{AISC-LRFD, E2-2})$$

$$F_{cr} = \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y, \text{ para } \lambda_c > 1.5 \quad (\text{AISC-LRFD, E2-3})$$

dado que  $\lambda_c < 1.5$ , se usa la expresión E2-2, tal que:  $F_{cr} = 34.09 \text{ ksi}$

Como  $\phi_c = 0.85$ , finalmente:

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr} = 0.85(56.94)(34.09) = 1650.34 \text{ kips} = 748583.54 \text{ kg} \approx 748.58 \text{ t}$$

#### *Revisión por fuerza axial y flexión*

Tal como se explico en la sección 2.8.3 de este trabajo, para el diseño de miembros sometidos a flexión y fuerza axial se revisan dos posibles casos:

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2,$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{AISC-LRFD, H1-1a})$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2,$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{AISC-LRFD, H1-1b})$$

Como:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{777.34}{1650.34} = 0.47 > 0.2$$

se usa, entonces, la expresión de interacción H1-1a. Para ello, resulta necesario conocer los valores de  $M_{nx}$  y  $M_{ny}$ ; estas resistencias nominales a flexión se obtienen de la misma manera que para una viga sometida a flexión, con respecto de cada uno de sus ejes, tal y como se hizo en la sección 3.2.4.8.1 de este trabajo. Para la columna tipo cajón de interés, se calculan los siguientes parámetros, a saber:

$$M_p = F_y Z = 36(404.54) = 14\,563.44 \text{ kips-in}$$

$$L_p = \frac{3750r_y}{M_p} \sqrt{JA} \quad (\text{AISC-LRFD, F1-5})$$

Al sustituir:  $L_p = 1073 \text{ in}$

Como se explicó en la sección 2.8.2.1, dado que  $L_b = 153.51 \text{ in} < L_p = 1073 \text{ in}$ , se tiene, entonces, que:

$$M_{nx} = M_{ny} = M_p = 14\,563.44 \text{ kips-in}$$

Conocidos estos valores, es posible hacer uso de la expresión H1-1a, tal que:

$$\frac{777.34}{1650.34} + \frac{8}{9} \left( \frac{1484.56}{0.9(14563.44)} + \frac{4913.53}{0.9(14563.44)} \right) = 0.471 + 0.101 + 0.333 = 0.905 < 1.0 \therefore \text{CUMPLE}$$

*Relaciones de capacidad (acción última entre resistencia) por flexocompresión biaxial*

A continuación se comparan los valores de las relaciones de capacidad obtenidas anteriormente contra los determinados por el programa de computadora STEELER (ver tabla 3.30).

Tabla 3.30.- Comparación de relaciones de capacidad después de aplicar el AISC-LRFD y STEELER, columna 10, entrepiso NPB-N1, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III

Relación de capacidad (acción última/resistencia)	Sin uso de computadora AISC-LRFD94	STEELER AISC-LRFD94 (ver fig 3.25)
$\frac{P_u}{\phi P_n}$	0.471	0.473
$\frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \right)$	0.101	0.101
$\frac{8}{9} \left( \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right)$	0.333	0.333
$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \right) + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right)$	0.905	0.907

Los valores de la anterior tabla permiten corroborar la veracidad de los resultados que se derivan del programa STEELER, y, por tanto, asegurar que los diseños hechos con dicho programa, satisfacen los requerimientos necesarios utilizados en este trabajo.

Diseño según NTC-EM RDF-93

*Datos generales*

Edificio 7 niveles, zona III  
 Columna: 10, entrepiso NPB-N1  
 (ver fig 3.1)

*Elementos mecánicos*

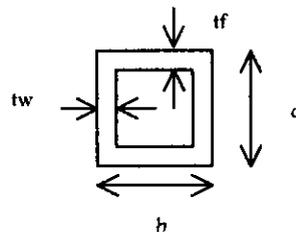
$P_u = 352\ 594\ \text{kg}$   
 $M_{ux} = 1\ 710\ 400\ \text{kg-cm}$   
 $M_{uy} = 5\ 661\ 000\ \text{kg-cm}$

*Material*

Acero A36  
 $F_y = 2530\ \text{kg/cm}^2$   
 $E = 2\ 040\ 000\ \text{kg/cm}^2$   
 $G = 784\ 615\ \text{kg/cm}^2$

*Propiedades Geométricas*

Sección cajón



$d = 50\ \text{cm}$	$A = 367.4\ \text{cm}^2$	$I_x = 141\ 837.47\ \text{cm}^4$	$I_y = 141\ 837.47\ \text{cm}^4$
$t_w = 1.91\ \text{cm}$	$J = 212\ 421.12\ \text{cm}^4$	$S_x = 5673.50\ \text{cm}^3$	$S_y = 5673.50\ \text{cm}^3$
$b_f = 50\ \text{cm}$	$C_a^* = 0$	$r_x = 19.65\ \text{cm}$	$r_y = 19.65\ \text{cm}$
$t_f = 1.91\ \text{cm}$		$Z_x = 6629.22\ \text{cm}^3$	$Z_y = 6629.22\ \text{cm}^3$

\*  $C_a$  = constante de alabeo = 0 (Timoshenko y Gere, 1961)

*Relaciones de esbeltez*

Se revisará que no se presente pandeo local. De acuerdo con la tabla 2.3.1 de las NTC-EM, se tiene que:

$$\frac{b}{t} = 24.17 < \frac{1600}{\sqrt{f_y}} = 31.81 \quad \therefore \text{CUMPLE}$$

Por tanto, se trata de una sección compacta, tipo 2

*Revisión de la resistencia por compresión*

Según lo establecido en el capítulo 3.2.2..1,

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

En la expresión anterior, K es el factor de longitud efectiva, que según la fig 3.20, vale  $K_x = K_y = 1.62$ . L es la longitud no arriostrada de la columna, que en este caso (descontando el peralte de la viga, como lo toma el STEELER) tiene el valor de:  $L = 390$  cm.

Al sustituir, se obtiene:  $\lambda = 0.3605$  (ambas direcciones).

Para conocer la resistencia de compresión axial,  $R_c$ , se debe emplear la siguiente expresión:

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \quad (\text{NTC-EM, ec 3.2.1})$$

donde,  $A_t$  es el área total de la sección transversal de la columna,  $F_R = 0.9$ , y n es un valor adimensional que toma el valor de 1.4, para secciones tipo 2. Al sustituir, se obtiene que:

$$R_c = 806\,560.49 \text{ kg} \approx 806.56 \text{ t}$$

*Revisión de la resistencia a flexocompresión*Revisión de las secciones extremas

Esta revisión se debe realizar, según la sección 3.4.3.1, para secciones tipo 2, de la siguiente manera:

Para una sección cajón, cuadrada:

$$M_{pcx} = M_{pcy} = 1.18F_R M_{px} \left( 1 - \frac{F_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_p \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.2})$$

En la expresión anterior:

$$F_R = 0.9$$

$$M_p = F_y Z = (2530)(6629.22) = 16\,771\,928.48 \text{ kg-cm} \approx 167.72 \text{ t-m}$$

$$F_u = \text{fuerza axial de diseño} = 352\,594 \text{ kg} \approx 352.59 \text{ t}$$

$$F_y = A_t F_y = 367.40(2530) = 929\,522 \text{ kg} \approx 929.52 \text{ t}$$

Al sustituir en la ec 3.4.2, se tiene que:

$$M_{pcx} = M_{pcy} = 10\,304\,704.14 \text{ kg-cm} < F_R M_p = 15\,094\,735 \text{ kg-cm}$$

Para cumplir con la revisión de las secciones extremas se debe satisfacer que:

$$\left( \frac{M_{oux}}{M_{pcx}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right)^\alpha \leq 1.0 \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.1})$$

$M_{oux}$ ,  $M_{uoy}$  son los momentos de diseño del extremo de la columna de interés con respecto de los dos planos de simetría, a saber:

$$M_{oux} = 1\,710\,400 \text{ kg-cm}$$

$$M_{uoy} = 5\,661\,000 \text{ kg-cm}$$

$\alpha$  para una sección cajón cuadrada toma el valor de:

$$\alpha = 1.70 - \frac{p}{2Lnp}$$

$$\text{donde: } p = \frac{P_u}{F_R P_y} = 0.42 \Rightarrow \alpha = 1.94$$

Así pues, al sustituir en la ec 3.4.1 de las NTC-EM, se obtiene:  $0.3425 < 1.0 \therefore$  CUMPLE

### Revisión de la columna completa

Esta revisión se especifica en la sección 3.4.3.2 de las NTC-EM. Se debe satisfacer la siguiente condición de interacción.

$$\left( \frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}} \right)^\beta + \left( \frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.6})$$

Si se toma  $\beta = 1.0$  (lo cual es conservador), la anterior expresión se transforma en:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.9})$$

$M_{ucx}$  y  $M_{ucy}$  son los momentos resistentes de diseño de la columna flexionada con respecto de cada uno de sus planos de simetría, reducidos por la presencia de la fuerza de compresión y por posible pandeo lateral; se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_{ucx} = M_m \left( 1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.7})$$

Al sustituir:  $M_{ucx} = 8\,495\,958.14 \text{ kg-cm} \approx 84.96 \text{ t-m}$

$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left( 1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \quad (\text{NTC-EM, ec 3.4.8})$$

Al sustituir ( $F_R = 0.90$ ):  $M_{ucy} = 8\,495\,958 \text{ kg-cm} \approx 84.96 \text{ t-m}$

$P_u$ ,  $M_{uox}^*$ , y  $M_{uoy}^*$  son la fuerza axial, y los momentos flexionantes de diseño que obran sobre la columna.

$M_m$  es el momento resistente de diseño, flexión alrededor del eje x, y se calcula como se indica en el inciso 3.3.2 de las NTC-EM; esto es, se obtiene el momento resistente considerando a la

columna como una viga, sometida sólo a flexión. Las NTC-EM, indican que cuando se requiera capacidad de rotación en la columna,  $M_m$  puede tomarse como:

$$F_R M_p = 0.9(16\ 771\ 928.48) = 15\ 094\ 735.63\ \text{kg-cm} \approx 150.95\ \text{t-m}$$

$R_c$  es la resistencia de diseño a compresión, calculada anteriormente:  $R_c = 806\ 560.49\ \text{kg} \approx 806.56\ \text{t}$

Sustituyendo en la ec 3.4.9 de la NTC-EM, se tiene que:

$$\frac{352594}{806560.49} + \frac{1710400}{15094735.63} + \frac{5661000}{15094735.63} = 0.437 + 0.113 + 0.375 = 0.925 < 1.0 \therefore \text{CUMPLE}$$

*Relaciones de capacidad (acción última entre resistencia) por flexocompresión biaxial*

La siguiente tabla muestra una comparación de los valores de las relaciones acción última entre resistencia, de la columna 10, entrepiso NPB-N1, calculadas con los diferentes criterios utilizados en este trabajo.

Tabla 3.31.- Comparación de relaciones de capacidad entre RDF, AISC y STEELER, columna 10, entrepiso NPB-N1, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III

Sin uso de computadora NTC-EM-RDF93	Sin uso de computadora AISC-LRFD94	STEELER AISC-LRFD94 (ver fig 3.19)
$\frac{P_u}{R_c} = 0.437$	$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.471$	$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.473$
$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_m}\right) = 0.113$	$\frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}}\right) = 0.101$	$\frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}}\right) = 0.101$
$\left(\frac{M_{uoy}^*}{F_R M_p}\right) = 0.375$	$\frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}}\right) = 0.333$	$\frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}}\right) = 0.333$
<b>SUMA = 0.925</b>	<b>SUMA = 0.905</b>	<b>SUMA = 0.907</b>

Con base en los números de la tabla anterior, se corrobora la veracidad de los valores que se derivan del programa STEELER, así como también se comprueba la similitud de los resultados entre los reglamentos AISC-LRFD94 y NTC-EM-RDF93. Así como se diseñó la columna anterior, bajo los códigos AISC-LRFD94 y NTC-EM-RDF93, se dimensionó también la misma columna, pero ahora para el edificio ubicado en la zona sísmica II. Los resultados de las relaciones acción última entre resistencia se reportan en la tabla 3.32

Tabla 3.32.- Comparación de relaciones de capacidad entre RDF, AISC y STEELER, columna 10, entrepiso NPB-N1, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II

Sin uso de computadora NTC-EM-RDF93	Sin uso de computadora AISC-LRFD94	STEELER AISC-LRFD94 (ver fig 3.19)
$\frac{P_u}{R_c} = 0.520$	$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.560$	$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.563$
$\left( \frac{M_{uox}^*}{M_m} \right) = 0.110$	$\frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \right) = 0.098$	$\frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \right) = 0.098$
$\left( \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_p} \right) = 0.364$	$\frac{8}{9} \left( \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) = 0.323$	$\frac{8}{9} \left( \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) = 0.323$
<i>Suma = 0.994</i>	<i>Suma = 0.981</i>	<i>Suma = 0.984</i>

Con base en los resultados de la tabla 3.32 se corrobora la veracidad de los valores que se derivan del programa STEELER, así como también se comprueba la similitud de los cálculos hechos utilizando ambos reglamentos.

### 3.2.5 Edificio de 17 niveles

Esta sección presenta las respuestas del edificio de 17 niveles, diseños de zonas sísmicas II y III; el análisis sísmico utilizado en el diseño es el dinámico modal espectral. La fig 3.21 muestra el modelo matemático tridimensional de la estructura en estudio; se utiliza el ETABS-6.

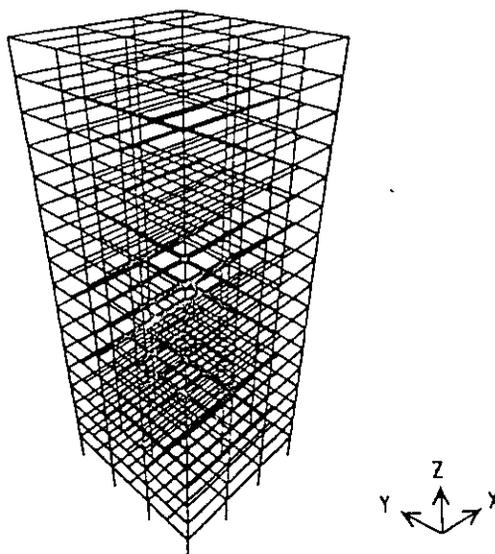


Fig 3.21.- Modelo matemático de la estructura de 17 niveles

## 3.2.5.1 Periodos de vibración

Las tablas 3.33 y 3.34 tienen los valores de los tres primeros periodos de vibración de la estructura de 17 niveles, diseñada en las zonas sísmicas II y III, respectivamente, después de satisfacer las condiciones de deformaciones laterales permisibles, según el estado límite de servicio que especifica el código.

Tabla 3.33.- Periodos de vibración del edificio de 17 niveles, zona sísmica II.  
Revisión ante el estado límite de servicio

Dirección	Periodo (s)		
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
X = Y	2.395 (79.23)	0.834 (11.40)	0.478 (3.86)
θ	1.751 (80.67)	0.624 (10.05)	0.367 (3.81)

( ) Masa modal efectiva, en %

Tabla 3.34 .-Periodos de vibración del edificio de 17 niveles, zona sísmica III.  
Revisión ante el estado límite de servicio

Dirección	Periodo (s)		
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
X=Y	1.859 (80.35)	0.624 (11.70)	0.355 (3.52)
θ	1.323 (82.95)	0.456 (9.31)	0.272 (3.37)

( ) Masa modal efectiva, en %

Después de hacer la revisión del estado límite de servicio, se obtienen periodos fundamentales de 2.39 s para el diseño de la zona sísmica II, y de 1.86 s para el diseño de la zona III; el edificio desplantado en la zona sísmica II, resulta más flexible.

A continuación, las tablas 3.35 y 3.36 presentan los periodos de vibración de la estructura de 17 niveles, zonas sísmicas II y III, respectivamente, pero ahora para las condiciones después de satisfacer la revisión del estado límite de falla (resistencias).

Tabla 3.35.- Periodos de vibración del edificio de 17 niveles, zona sísmica II.  
Revisión ante el estado límite de falla

Dirección	Periodo (s)		
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
X = Y	2.237 (76.90)	0.798 (11.88)	0.456 (4.22)
θ	1.648 (77.92)	0.599 (10.91)	0.357 (4.21)

( ) Masa modal efectiva, en %

Tabla 3.36.- Periodos de vibración del edificio de 17 niveles, zona sísmica III.  
Revisión ante el estado límite de falla

Dirección	Periodo (s)		
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
X=Y	1.673 (77.69)	0.582 (12.17)	0.335 (4.03)
θ	1.211 (79.57)	0.432 (10.45)	0.257 (3.93)

( ) Masa modal efectiva, en %

Después de llevar a cabo la revisión ante las condiciones del estado límite de falla, la estructura desplantada en la zona sísmica II reduce ligeramente su periodo fundamental de 2.39 s (estado límite de servicio) a 2.23 s; lo anterior se debe al pequeño incremento de las secciones transversales de los elementos estructurales, que hicieron a la estructura más rígida. Para la estructura diseñada en la zona sísmica III, también hubo una reducción ligeramente mayor a la del edificio de la zona sísmica II; el periodo fundamental pasa de 1.86 s a 1.67 s. El edificio diseñado en la zona sísmica II, continúa más flexible que el diseño resultante en la zona III.

Las figs 3.22 a 3.24 presentan las deformadas en planta de los tres primeros modos de vibrar de la estructura de 17 niveles.

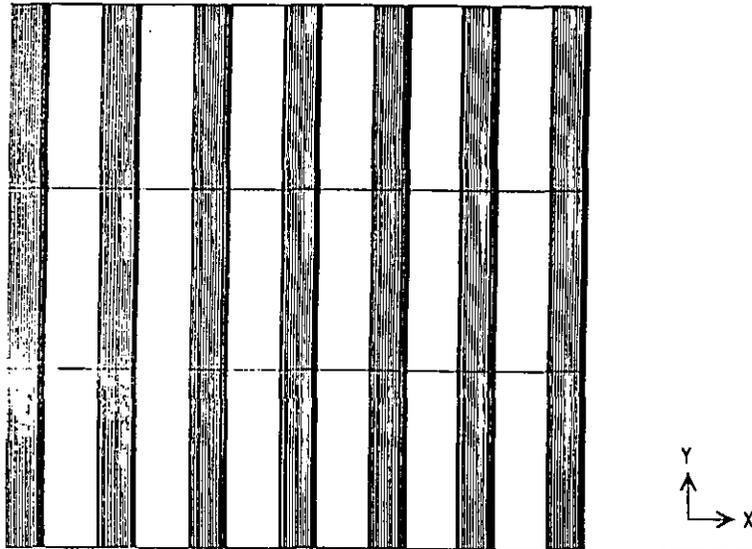


Fig 3.22.- Primer modo de vibrar, planta, edificio 17 niveles

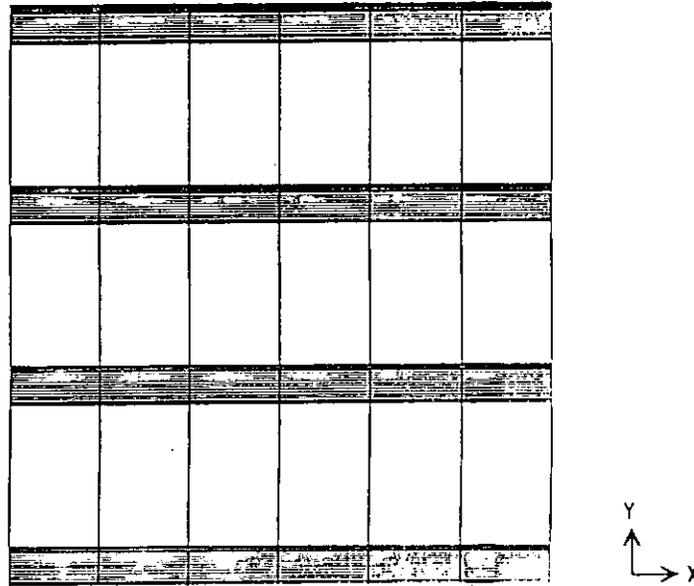


Fig 3.23.- Segundo modo de vibrar, planta, edificio 17 niveles

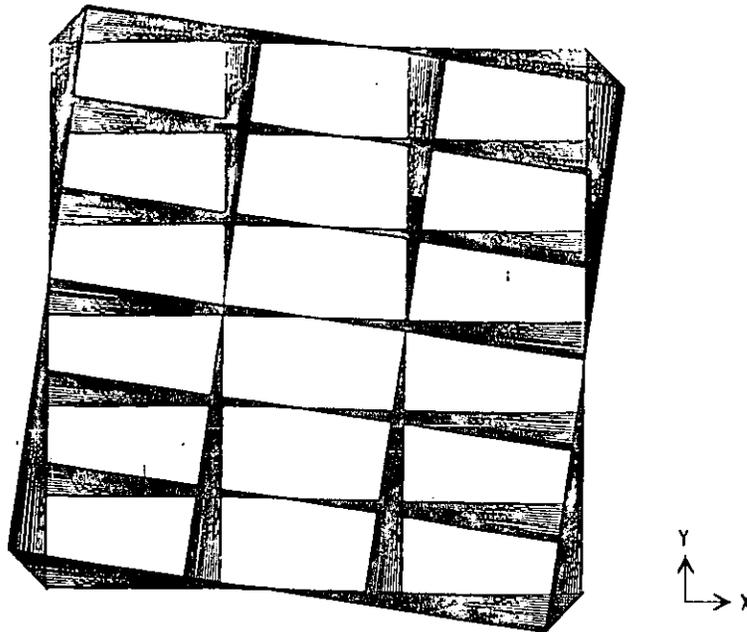


Fig 3.24.- Tercer modo de vibrar, planta, edificio 17 niveles

### 3.2.5.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_{ri}/h_i$

La revisión de la seguridad ante el estado límite de servicio se hizo de tal modo que el desplazamiento lateral relativo no excediera el valor permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso. Posteriormente, con las dimensiones de las condiciones de servicio, se revisó el estado límite de falla (resistencias), y si era necesario se aumentaban dichas dimensiones. La tabla 3.37 muestra los valores máximos de las relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$ , ambos diseños en zonas sísmicas II y III, para las revisiones de estado límite de servicio y de falla. Todos los valores aquí presentados, han sido previamente multiplicados por el factor de comportamiento sísmico  $Q = 4$ , utilizado en este trabajo. Se presentan los valores máximos estáticos de  $\Delta_{ri}/h_i$ , para fines comparativos.

La fig 3.25 presenta las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso de la revisión ante los estados límite de servicio y falla, análisis dinámico, zona II; la fig 3.26 muestra los mismos resultados, pero para el diseño en la zona sísmica III. Para ambos casos de zona sísmica, análisis dinámico, se cumple con el valor permisible de 0.012; del análisis estático se obtienen resultados demasiado conservadores. La estructura diseñada en la zona compresible, como era de esperarse, resulta ser más rígida.

**Tabla 3.37.-** Valores máximos dinámicos y estáticos de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, edificio de 17 niveles, zonas sísmicas II y III. Revisión ante los estados límite de servicio y falla.

Zona	Revisión	Análisis	$\Delta_{ri}/h_i$ máx	Entrepiso
II Transición	Estado límite de Servicio	Estático	0.0195	N5-N6
		Dinámico	0.0118	N5-N6
	Estado Límite de Resistencia	Estático	0.0178	N5-N6
		Dinámico	0.0111	N5-N6
III Compresible	Estado límite de Servicio	Estático	0.0144	N5-N6
		Dinámico	0.0121	N5-N6
	Estado límite de Resistencia	Estático	0.0122	N5-N6
		Dinámico	0.0100	N5-N6

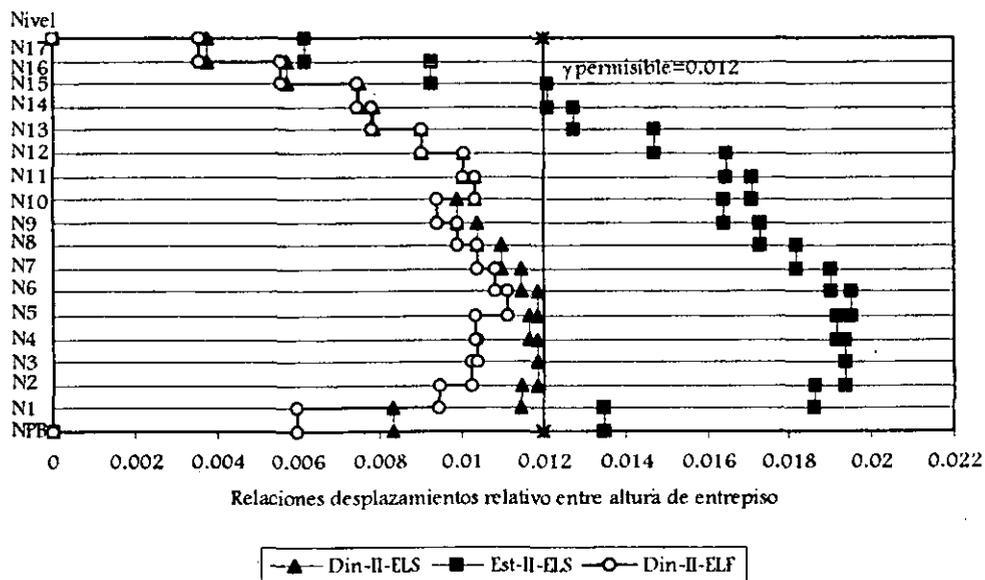


Fig 3.25.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, edificio 17 niveles, zona sísmica II, revisión ante los estados límite de servicio (ELS) y de falla (ELF)

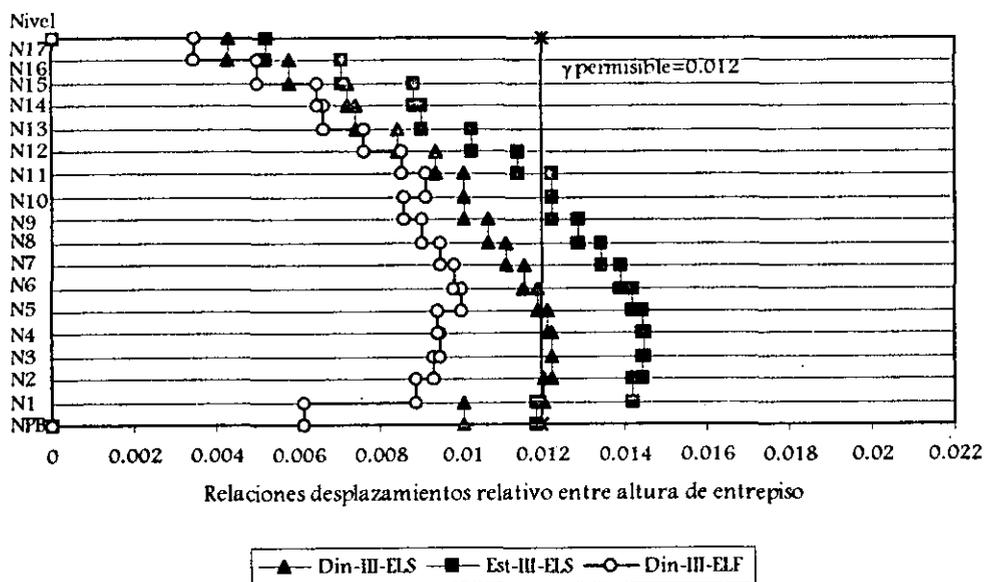


Fig 3.26.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, edificio 17 niveles, zona sísmica III, revisión ante los estados límite de servicio (ELS) y de falla (ELF)

Al comparar las respuestas  $\Delta_{ri}/h_i$  de los dos estados límite (servicio y falla), se aprecia que al aumentar las secciones para cumplir con las resistencias necesarias, ambas zonas sísmicas, resultó que las relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$ , disminuyeran; lo anterior es más notorio en el edificio diseñado para la zona sísmica compresible. Los cambios (aumentos) que se hicieron en las secciones fueron realizados pensando en cambios no muy bruscos de las relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$ , con respecto de la altura del edificio. El entrepiso más desfavorable resulta ser el N5-N6, debiéndose esto, principalmente, al cambio de sección transversal en columnas en dicho entrepiso.

### 3.2.5.3 Desplazamientos horizontales máximos totales

Los desplazamientos horizontales máximos por nivel del edificio de 17 niveles, desplantado en las zonas sísmicas de transición y compresible, ante la revisión de los estados límite de servicio y de falla (resistencias), se presentan en las figs 3.27 y 3.28; sólo se muestran los resultados estáticos de la condición de servicio, para fines comparativos. En dichas figuras, se sigue observando que el edificio diseñado en la zona III continúa siendo el más rígido.

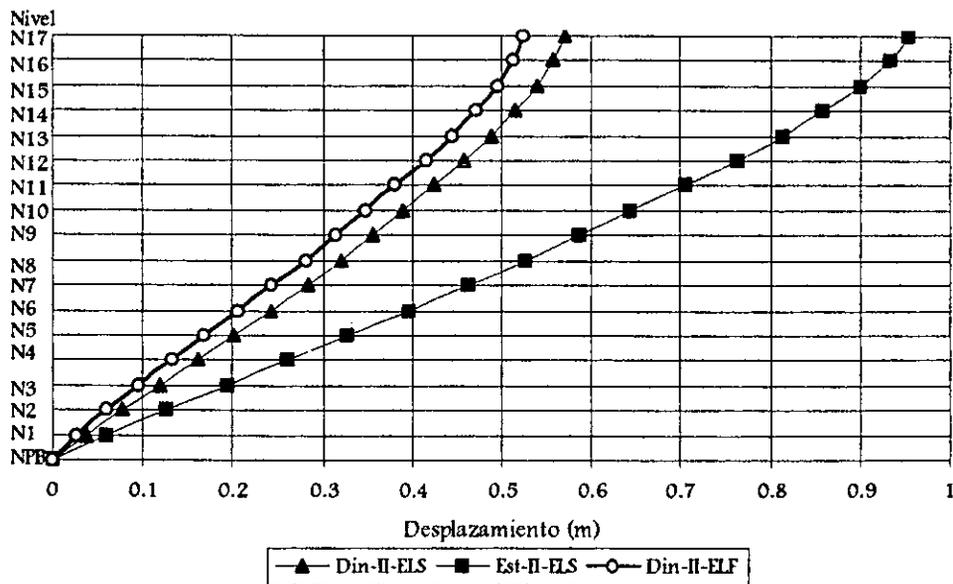


Fig 3.27.- Desplazamientos horizontales máximos dinámicos y estáticos, edificio 17 niveles, zona sísmica II, revisión ante los estados límite de servicio (ELS) y de falla (ELF)

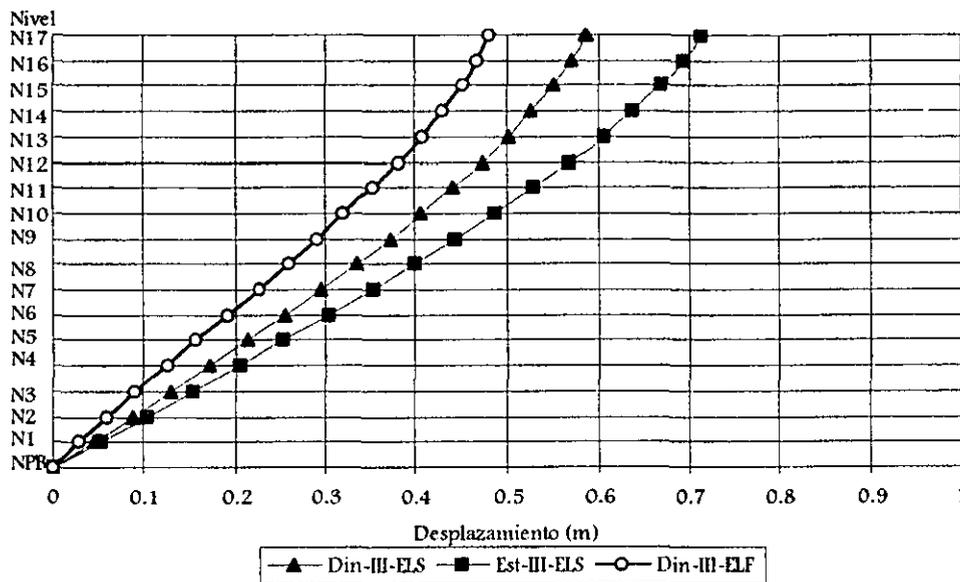


Fig 3.28.- Desplazamientos horizontales máximos dinámicos y estáticos, edificio 17 niveles, zona sísmica III, revisión ante los estados límite de servicio (ELS) y de falla (ELF)

La tabla 3.38 muestra los desplazamientos horizontales máximos de azotea para todos los casos. Al haber un aumento de las secciones transversales de los miembros estructurales, al pasar del estado límite de servicio al de falla, la estructura se vuelve más rígida, presentando una disminución de los desplazamientos laterales, tanto para el análisis dinámico como para el estático; lo anterior es más notorio para el edificio diseñado en la zona sísmica III, donde el desplazamiento lateral máximo del edificio diseñado en la zona sísmica de transición presenta una disminución del 7.85 por ciento, mientras que en el edificio diseñado bajo la condición de la zona compresible, la disminución fue del 18.12 por ciento.

Tabla 3.38.- Desplazamiento horizontales máximos de azotea, edificio de 17 niveles, zonas sísmicas II y III, revisión ante los estados límite de servicio y de falla

Zona	Revisión	Análisis	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)
Transición II	Estado límite de Servicio	Estático	95.44
		Dinámico	57.00
	Estado límite de Resistencia	Estático	85.16
		Dinámico	52.52
Compresible III	Estado límite de Servicio	Estático	71.20
		Dinámico	58.72
	Estado límite de Resistencia	Estático	59.12
		Dinámico	48.08

## 3.2.5.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs 3.29 y 3.30 presentan la distribución en elevación de las fuerzas cortante de entrepiso de la estructura de 17 niveles, diseños de las zonas sísmicas de transición y compresible, ante la revisión de los estados límite de servicio y de falla, análisis dinámico modal espectral; los resultados del análisis estático sólo se presentan para la condición de servicio.

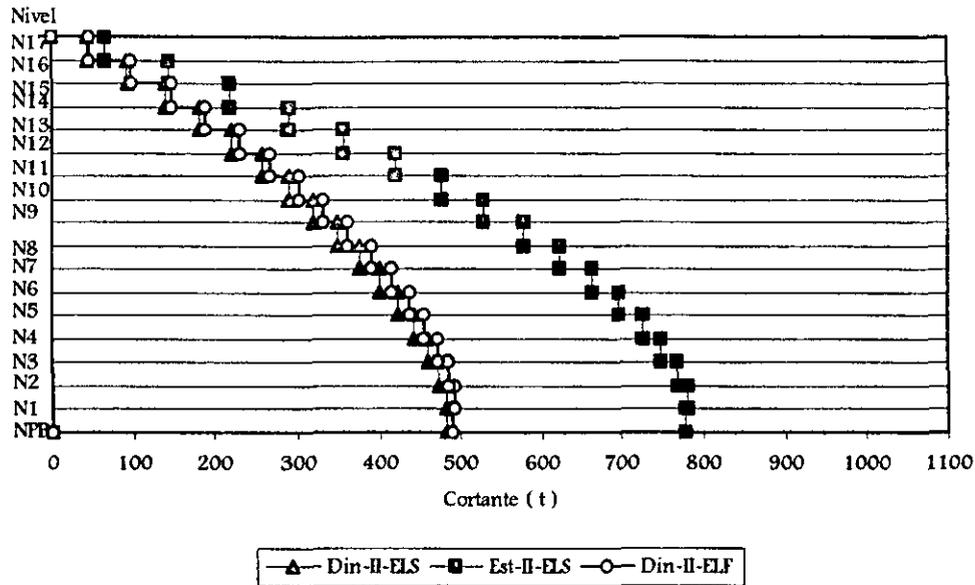


Fig 3.29.- Fuerzas cortantes de entrepiso, edificio 17 niveles, zona sísmica II. Revisión ante los estados límite de servicio (ELS) y de falla (ELF)

Al revisar el cortante basal dinámico, no hubo necesidad de ajustar los valores de elementos mecánicos de diseño y de desplazamientos laterales, ya que como se muestra en el punto 3.2.5.5 se cumple con la revisión por este concepto. La tabla 3.39 tiene los valores de la fuerza cortante basal para los casos en estudio del edificio de 17 niveles.

Tabla 3.39.- Fuerzas cortantes basales, edificio 17 niveles, zonas sísmicas II y III. Revisión ante los estados límite de servicio y de falla.

Zona	Revisión	Análisis	Vbasal (t)
Transición II	Estado límite de Servicio	Estático	778.40
		Dinámico	482.38
	Estado límite de Resistencia	Estático	776.47
		Dinámico	490.29
Compresible III	Estado límite de Servicio	Estático	975.66
		Dinámico	832.03
	Estado límite de Resistencia	Estático	977.75
		Dinámico	810.24

Como era de esperarse, el incremento del cortante basal, después de revisar ambos estados límite de servicio y de falla, es poco significativo.

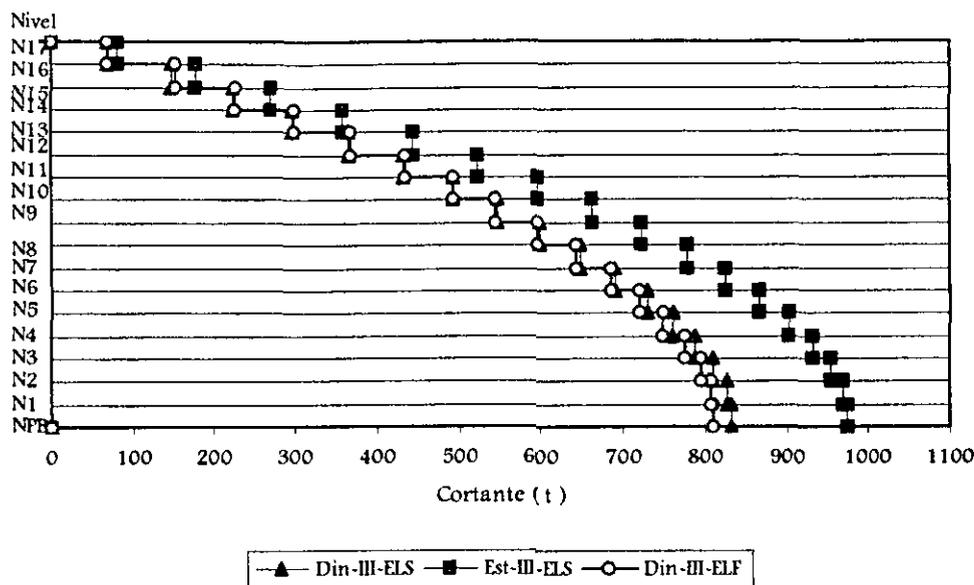


Fig 3.30.- Fuerzas cortantes de entrepiso, edificio 17 niveles, zona sísmica III. Revisión ante los estados límite de servicio (ELS) y de falla (ELF)

### 3.2.5.5 Revisión del cortante basal dinámico

La fuerza cortante basal dinámica, según las NTC-Sismo del RDF-93,  $V_{0D}$  debe ser mayor o igual que:

$$\frac{0.8aW_0}{Q'}$$

y, en caso contrario ajustar los resultados obtenidos de los elementos mecánicos de diseño, así como también los desplazamientos laterales.

#### ➤ Revisión edificio 17 niveles, zona II

$$W_0 = 7577.90 \text{ ton}$$

$$\text{Espectro de zona II} \Rightarrow T_a = 0.3 \text{ s}, T_b = 1.5 \text{ s}, c = 0.32$$

Del análisis elástico de la estructura:  $T_1 = 2.24$  s,  $V_{oD} = 490.29$  t,  $Q' = 4 \times 0.8 = 3.2$

Como  $T_1 > T_b \Rightarrow a = 0.2452$

Al sustituir:

$$V_{oD} = 490.29t > \frac{0.8(0.2452)(7577.90)}{3.2} = 464.53 t \therefore \text{CUMPLE}$$

➤ Revisión edificio 17 niveles, zona III

$$W_o = 7701.92 t$$

Espectro de zona III  $\Rightarrow T_a = 0.6$  s,  $T_b = 3.9$ s,  $c = 0.40$

Del análisis elástico de la estructura:  $T_1 = 1.67$  s,  $V_{oD} = 810.239$  t,  $Q' = 4 \times 0.8 = 3.2$

Como  $T_a < T_1 < T_b \Rightarrow a = c = 0.40$

Al sustituir:

$$V_{oD} = 810.24 t > \frac{0.8(0.40)(7701.92)}{3.2} = 770.192 t \therefore \text{CUMPLE}$$

Por tanto, para este edificio, diseño en ambas zonas sísmicas, no es necesario hacer corrección alguna por el resultado del cortante basal dinámico.

### 3.2.5.6 Elementos mecánicos últimos

Se muestran en esta sección los elementos mecánicos últimos de vigas y columnas del edificio de 17 niveles, diseño en ambas zonas sísmicas, de forma similar a lo presentado en el edificio de 7 niveles. Los resultados se presentan únicamente para el eje B de la estructura (ver fig 3.1).

Los elementos mecánicos últimos se seleccionaron de todas las posibles combinaciones de carga, tomando en cuenta los efectos de las cargas verticales y los efectos sísmicos dinámicos espectrales, así como también considerando simultáneamente el 100 por ciento del sismo en una dirección, más el 30 por ciento del sismo en la otra dirección. La fig 3.31 tiene los elementos mecánicos últimos (momentos flexionantes y fuerzas cortantes) de los extremos de las vigas del eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas de transición y compresible. Las figs 3.32 y 3.33 presentan los elementos mecánicos últimos (momentos flexionantes en ambas direcciones, carga axial y fuerzas cortantes) de los extremos superior e inferior de las columnas del eje B, estructura de 17 niveles, diseños en ambas zonas sísmicas.

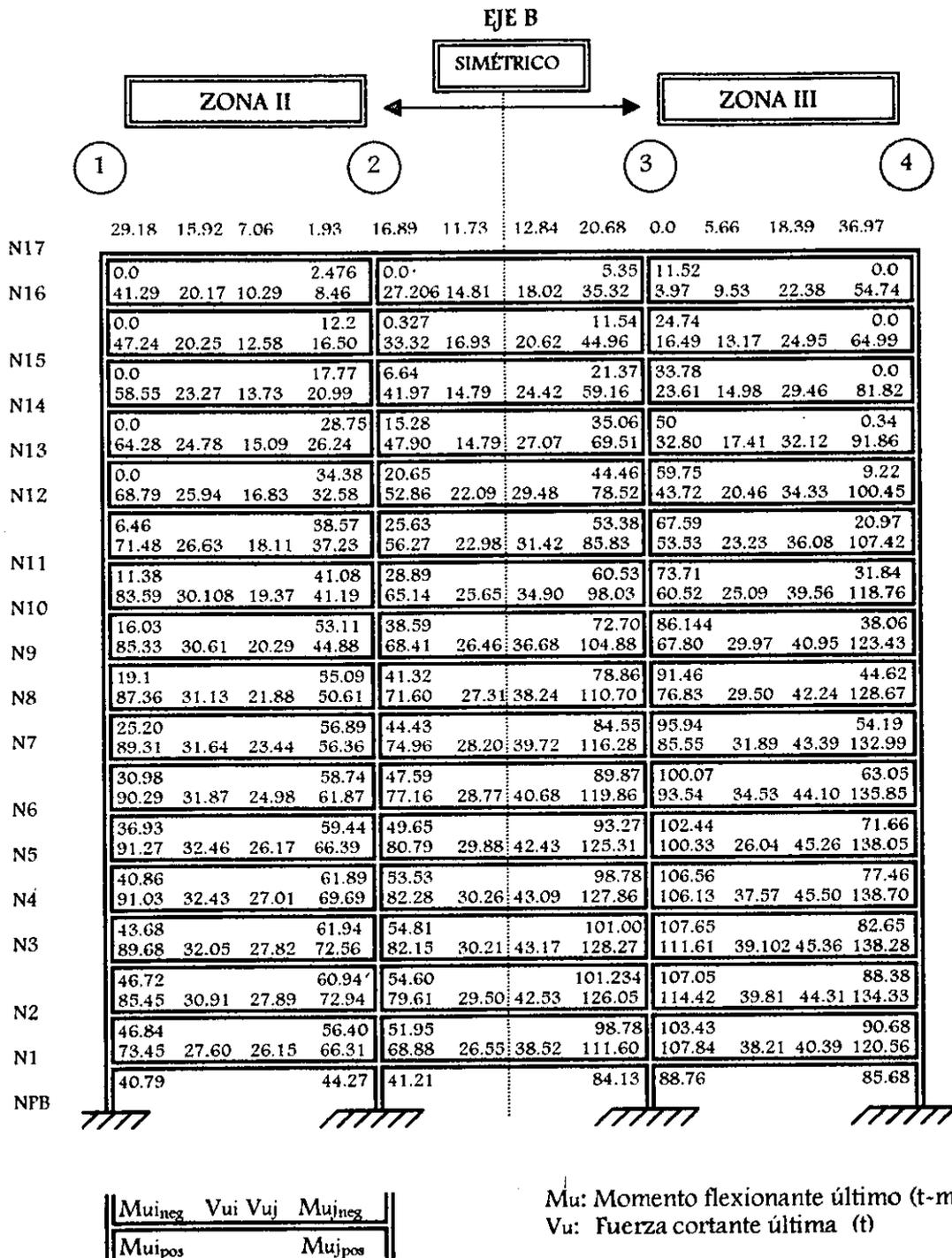


Fig 3.31.- Elementos mecánicos últimos de las vigas del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

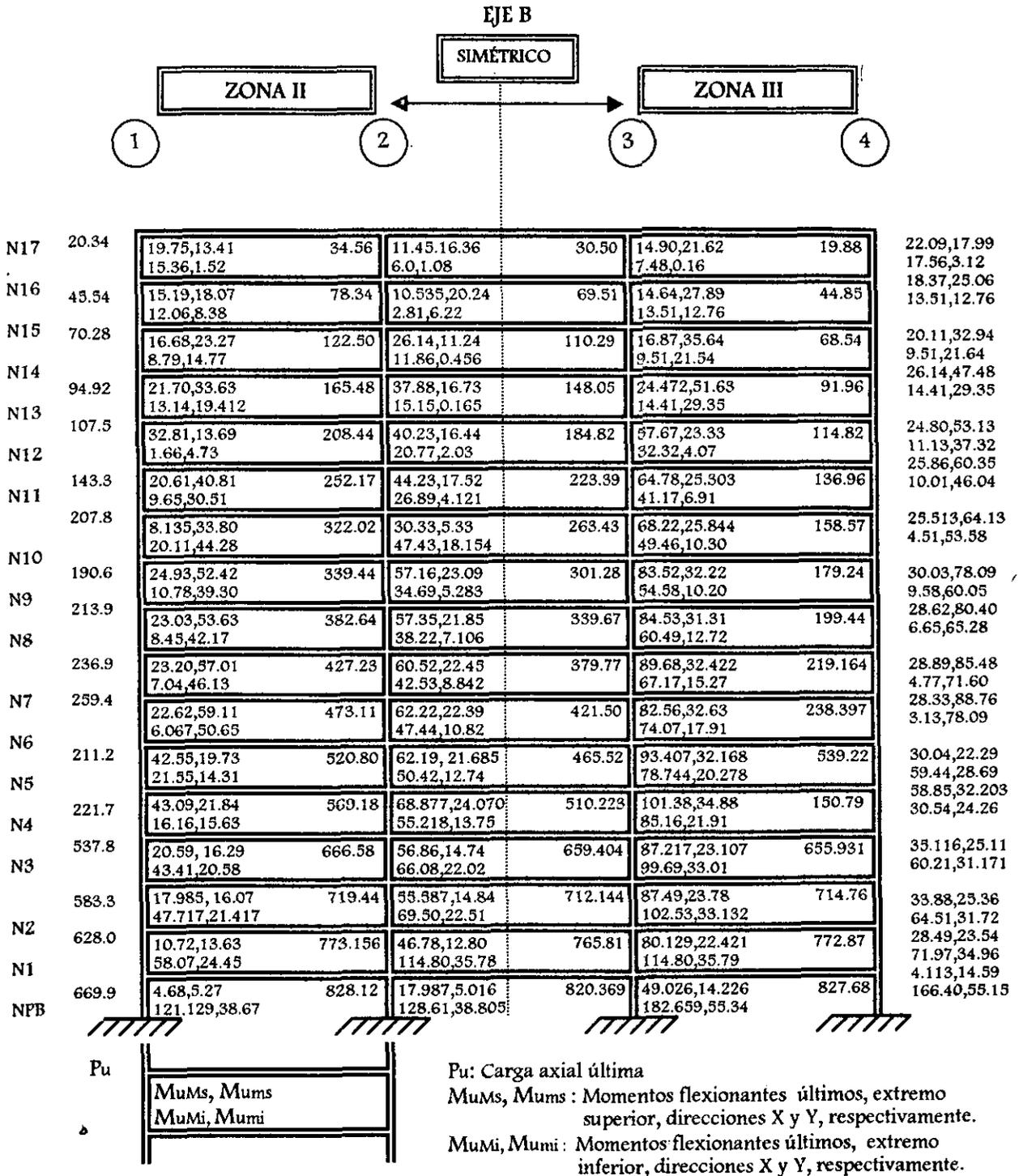


Fig 3.32.- Momentos flexionantes y carga axial últimos de las columnas del eje B, edificio 17 niveles, diseños zonas sísmicas II y III

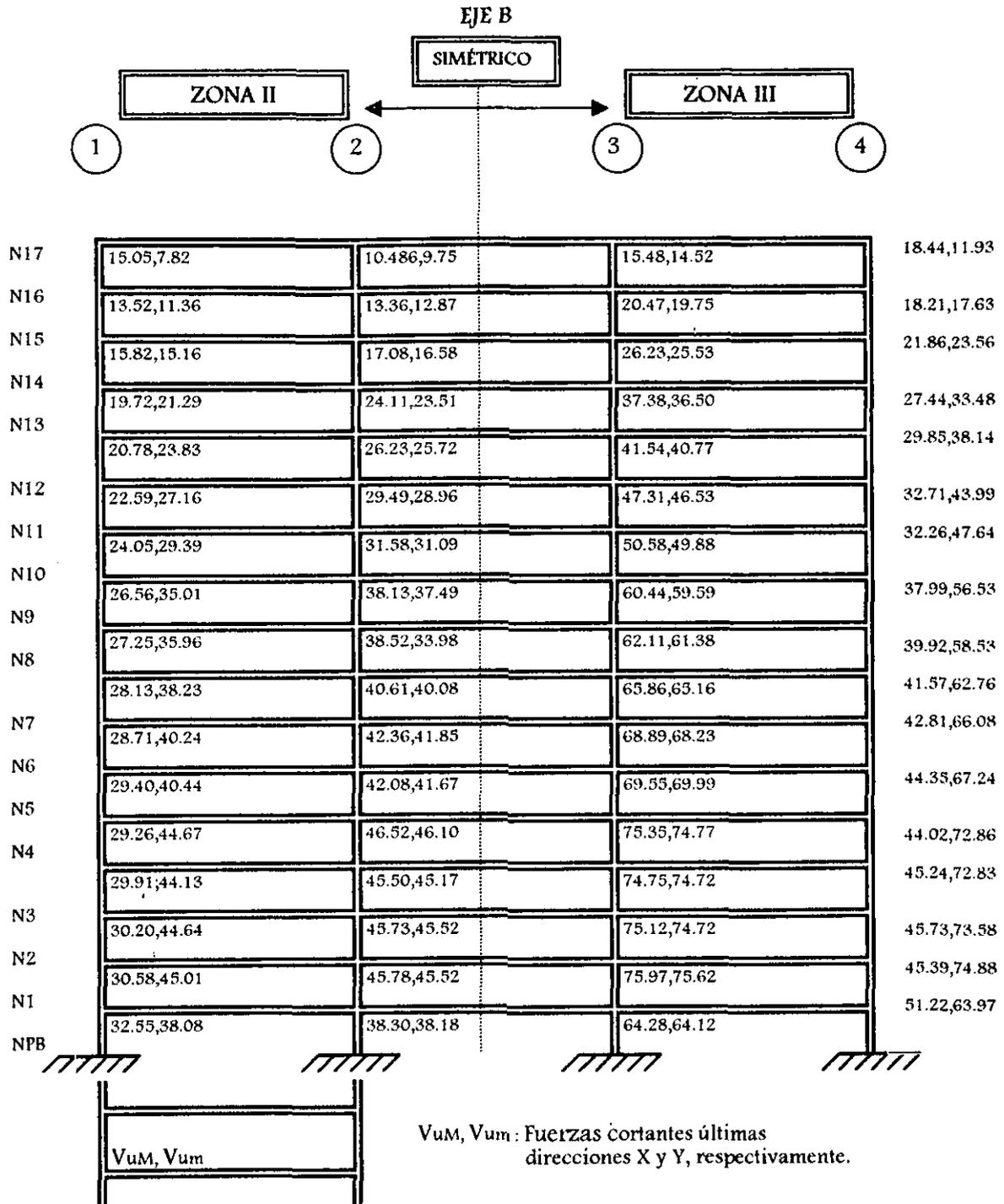


Fig 3.33.- Fuerzas cortantes últimas de las columnas del eje B, edificio 17 niveles, diseños de zonas sísmicas II y III

### 3.2.5.7 Diseños de elementos estructurales

Apoyándose en la misma filosofía de diseño utilizada para el edificio de 7 niveles, sección 3.2.4.7 de este trabajo, a continuación se presentan las relaciones de acción última entre resistencia de los diferentes miembros estructurales del edificio de 17 niveles, diseños para ambas zonas sísmicas (II y III). Los siguientes resultados, se determinan con la ayuda del programa STEELER, que se basa en los lineamientos propuestos por el Manual de Construcción de Acero del AISC-LRFD (1994).

También se realizan algunos cálculos de forma manual, sin uso de la computadora, con lo dispuesto por el RDF-93, en sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias (NTC-EM, 93) para corroborar los resultados del STEELER, y verificar su similitud.

La fig 3.34 presenta las relaciones de acción última entre resistencia de flexión y fuerza cortante

( $\frac{M_u}{\phi M_n}$  y  $\frac{V_u}{\phi V_n}$ , respectivamente) para el extremo más esforzado de las vigas del edificio de 17

niveles, diseño en ambas zonas sísmicas. La fig 3.35 muestra, ahora, las relaciones acción última entre resistencia por separado, y sumando efectos del extremo más esforzado de las columnas

ante los efectos de flexocompresión biaxial (esto es:  $\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}}$ ). El objetivo del diseño

consiste en que la suma de estos cocientes sea menor (o lo más cercano posible) a la unidad, según la ecuación de interacción del código (AISC-LRFD, H1-1b y H1-1a).

Por la importancia del factor de longitud efectiva,  $K$ , en el diseño de columnas, la fig 3.36 presenta los valores determinados de este factor para las columnas del marco B, edificio de 17 niveles, diseño en ambas zonas sísmicas, según los cálculos del STEELER.

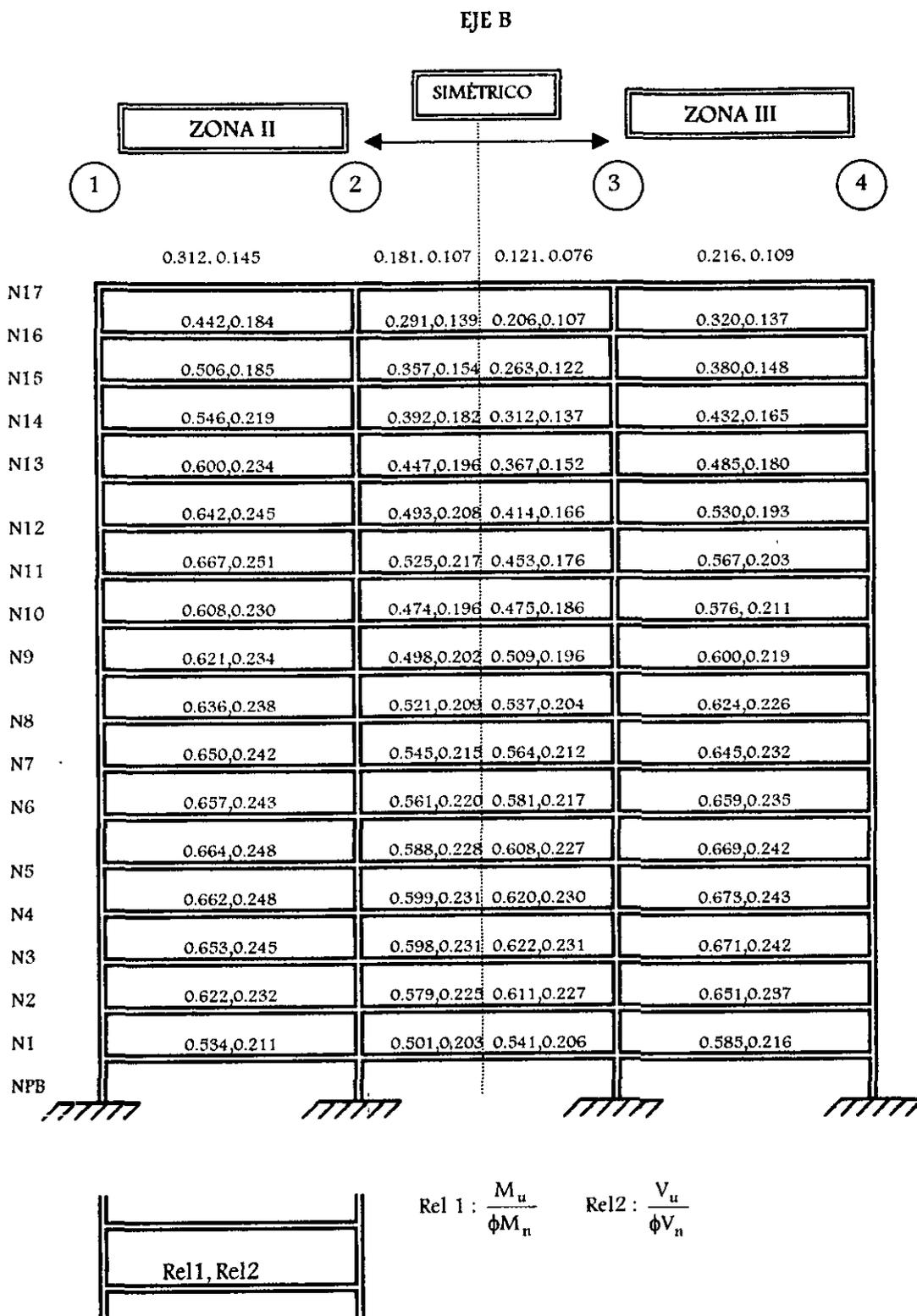


Fig 3.34.- Relaciones acción última entre resistencia (flexión y fuerza cortante) de las vigas del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

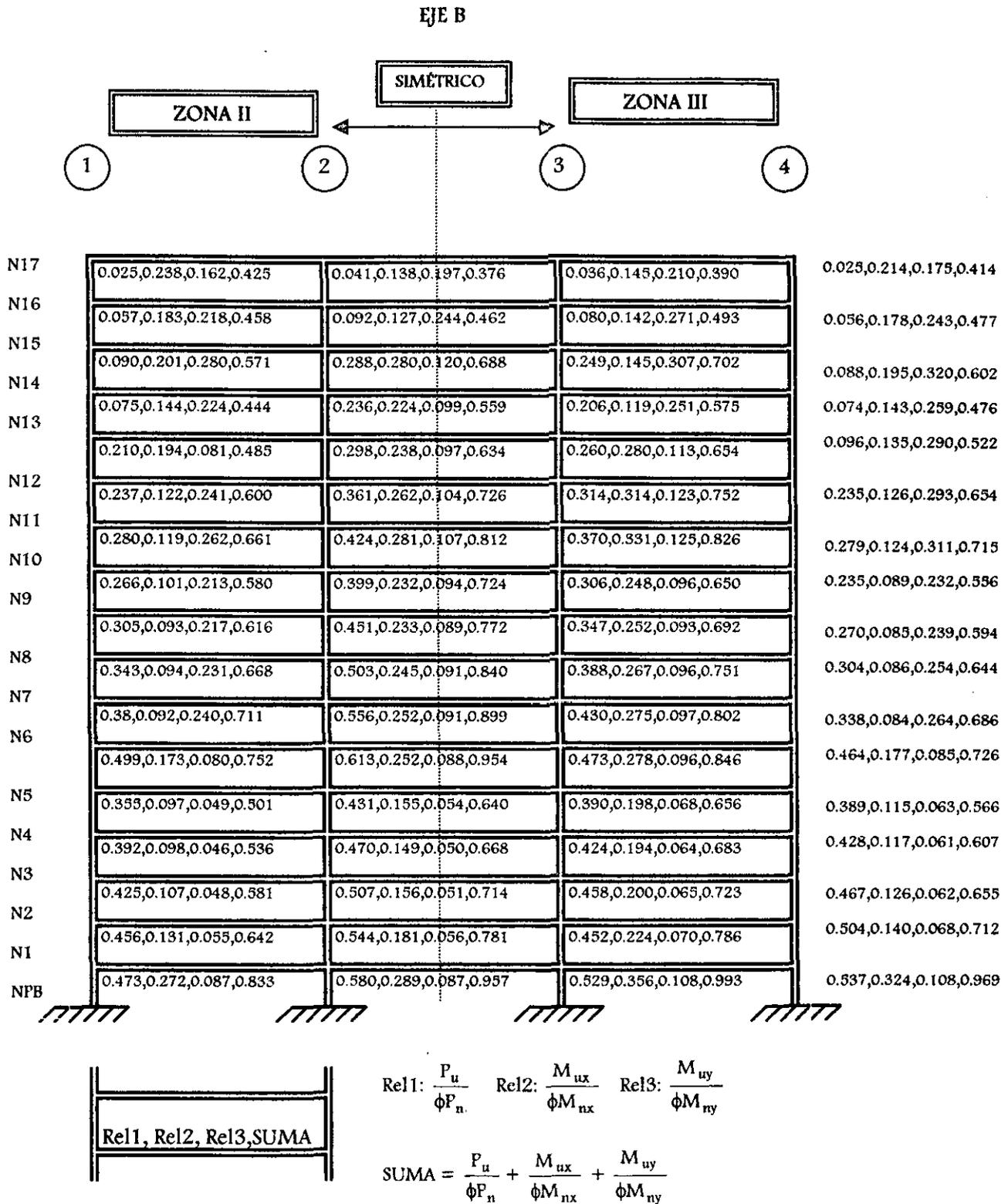


Fig 3.35.- Relaciones acción última entre resistencia en flexocompresión biaxial de las columnas del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

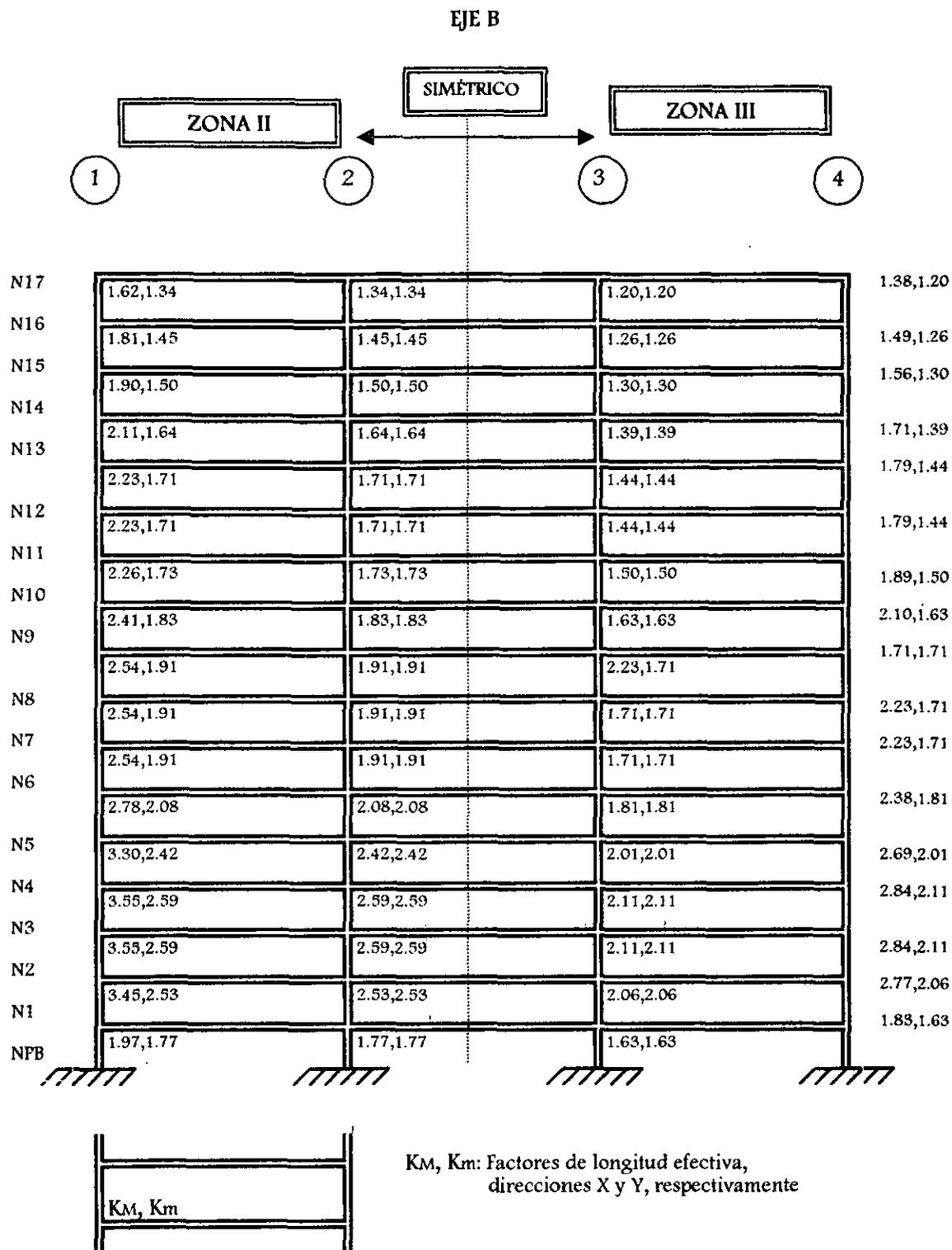


Fig 3.36.- Factores de longitud efectiva para las columnas del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

### 3.2.5.8 Diseño manual de elementos estructurales, sin uso del programa de cómputo

Si bien el STEELER realiza el diseño de los elementos estructurales bajo la misma filosofía de las NTC-EM del RDF-93, dicho diseño se basa en el LRFD del reglamento del AISC. El objetivo de esta sección, al igual que se hizo en el edificio de 7 niveles, es verificar, sin uso de dicho programa de cómputo: la veracidad de los resultados del programa STEELER en la aplicación de las especificaciones establecidas por el AISC (LRFD, 1994), y corroborar la similitud de los resultados obtenidos bajo las especificaciones del AISC (LRFD,1994) y los determinados con el RDF-93 y sus Normas Técnicas Correspondientes (NTC-EM).

En las siguientes secciones se presenta el diseño de algunas vigas y columnas del edificio de 17 niveles, diseño para ambas zonas sísmicas, según las especificaciones del AISC-LRFD y de las NTC-EM.

#### 3.2.5.8.1 Diseño de vigas tipo

De acuerdo a las mismas consideraciones con las que diseñó detalladamente una viga tipo del edificio de 7 niveles (sección 3.2.4.8.1), bajo los códigos AISC-LRFD94 y RDF-NTC-EM93, en las tablas 3.40 y 3.41 se presenta el resumen de resultados de las relaciones acción última entre resistencia de algunas vigas tipo de la estructura de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, respectivamente.

Tabla 3.40.- Resumen de relaciones acción última entre resistencia en flexión de vigas tipo del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

Viga (ver fig 3.1)	$\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right)$ STEELER AISC-LRFD94	$\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right)$ Sin computadora AISC-LRFD94	$\left(\frac{M_u}{F_R M_n}\right)$ Sin computadora RDF-NTC-EM93
Viga principal B7, Nivel 1, zona II Sección IR 610x217.8 Compacta	0.530	0.471	0.506
Viga secundaria B4, Nivel 1, zona II Sección IR 610x195 Compacta	0.639	0.625	0.620
Viga principal B7, Nivel 1, zona III Sección IR 838x226.4 Compacta	0.585	0.578	0.578
Viga secundaria B4, Nivel 1, zona III Sección IR 610x195 Compacta	0.658	0.643	0.638

Tabla 3.41.- Resumen de relaciones acción última entre resistencia al cortante de vigas tipo del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

Viga (ver fig 3.1)	$\left(\frac{V_u}{\phi V_n}\right)$ STEELER AISC-LRFD94	$\left(\frac{V_u}{\phi V_n}\right)$ Sin computadora AISC-LRFD94	$\left(\frac{V_u}{F_R V_n}\right)$ Sin computadora RDF-NTC-EM93
Viga principal B7, Nivel 1, zona II Sección IR 610x217.8 Compacta	0.211	0.219	0.194
Viga secundaria B4, Nivel 1, zona II Sección IR 610x195 Compacta	0.145	0.161	0.143
Viga principal B7, Nivel 1, zona III Sección IR 838x226.4 Compacta	0.216	0.234	0.209
Viga secundaria B4, Nivel 1, zona III Sección IR 610x195 Compacta	0.145	0.161	0.143

Con base en estos cálculos, se corrobora la veracidad de los resultados obtenidos con el programa STEELER, y la similitud entre el AISC-LRFD94 y el RDF-NTC-EM93.

### 3.2.5.8.2 Diseño de columnas tipo

Se hacen las mismas consideraciones con las que diseñó detalladamente una columna en la sección 3.2.4.8.2 de este trabajo para el edificio de 7 niveles, bajo los códigos AISC-LRFD94 y RDF-NTC-EM93. Las tablas 3.42 y 3.43 presentan un resumen de resultados de relaciones acción última entre resistencia de una columna diseñada por flexocompresión biaxial, estructura de 17 niveles, diseño de zonas II y III, respectivamente.

Tabla 3.42.- Comparación de relaciones acción última entre resistencia a flexocompresión biaxial entre RDF, AISC y STEELER de la columna 10, entrepiso NPB-N1, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II

Sin uso de computadora RDF-NTC-EM93	Sin uso de computadora AISC-LRFD94	STEELER AISC-LRFD94
$\frac{P_u}{R_c} = 0.539$	$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.580$	$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.580$
$\left(\frac{M_{uox}}{M_m}\right) = 0.326$	$\frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}}\right) = 0.289$	$\frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}}\right) = 0.289$
$\left(\frac{M_{uoy}}{F_R M_p}\right) = 0.098$	$\frac{8}{9} \left(\frac{M_{ny}}{\phi M_{ny}}\right) = 0.087$	$\frac{8}{9} \left(\frac{M_{ny}}{\phi M_{ny}}\right) = 0.087$
<b>SUMA = 0.963</b>	<b>SUMA = 0.957</b>	<b>SUMA = 0.956</b>

Tabla 3.43.- Comparación de relaciones acción última entre resistencia a flexocompresión biaxial entre RDF, AISC y STEELER de la columna 10, entrepiso NPB-N1, edificio 17 niveles diseño de zona sísmica III

Sin uso de computadora RDF-NTC-EM93	Sin uso de computadora AISC-LRFD94	STEELER AISC-LRFD94
$\frac{P_u}{R_c} = 0.493$	$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.529$	$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.529$
$\left( \frac{M_{uox}}{M_m} \right) = 0.389$	$\frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \right) = 0.356$	$\frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \right) = 0.356$
$\left( \frac{M_{uoy}}{F_R M_p} \right) = 0.119$	$\frac{8}{9} \left( \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) = 0.108$	$\frac{8}{9} \left( \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) = 0.108$
<i>Suma</i> = 1.001	<i>Suma</i> = 0.993	<i>Suma</i> = 0.993

Las diferencias casi nulas de los resultados de las tablas anteriores, permiten corroborar la veracidad de los cálculos que se derivan del programa STEELER, así como también, sirven para comprobar la similitud de los valores obtenidos aplicando los dos reglamentos utilizados en este trabajo (AISC-LRFD94 y RDF-NTC-EM93).

### 3.3 Conexiones

Como ya anteriormente se había mencionado, lo observado alrededor del mundo en el comportamiento de estructuras metálicas ante los últimos eventos sísmicos importantes, ha llevado a tener cuidados adicionales en los diseños y detalles de las conexiones de los elementos estructurales, debido al tipo de fallas que en éstas se han presentado.

Las conexiones están formadas básicamente por: atiesadores, placas, ángulos, ménsulas que constituyen los elementos de unión, y por los conectores que pueden ser: soldadura, tornillos ó remaches.

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos de diseño calculados en los miembros que logren ligar, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis estructural (NTC-EM, 93).

Según las NTC-EM, las uniones viga-columna deben satisfacer las recomendaciones de su sección 5.8, esto es: "Conexiones rígidas entre vigas y columnas". En general, en dicha sección se especifica lo siguiente:

- La resistencia en la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir 1.25 veces los elementos mecánicos de diseño que llegan al extremo de la viga.
- La resistencia se considerará adecuada si se cumple alguna de las siguientes condiciones:
  1. Los patines de la viga están soldados a tope, con soldaduras de penetración completa, a los patines de la columna, y el alma de la viga está conectada a la columna, o a una placa vertical soldada a ella, por medio de soldaduras capaces de resistir, como mínimo, 50 por ciento de la parte del momento plástico de la viga que corresponde al alma. La fuerza cortante en la viga se transmite a la columna por medio de soldadura adicional o con tornillos de alta resistencia que trabajen por fricción, colocados en el alma de la viga.
  2. El módulo de sección plástico de los patines de la viga es mayor que el 70 por ciento del módulo de sección plástico de la sección completa. Los patines de la viga están soldados a tope, con soldaduras de penetración completa, a los patines de la columna, y el alma está conectada a la columna por medio de soldaduras o tornillos de alta resistencia que transmiten la fuerza cortante total.
  3. Si la conexión tiene características diferentes a las señaladas en los puntos anteriores, será permitida si se demuestra por medios analíticos o experimentales, que cuenta con la resistencia requerida.

Se diseña enseguida la conexión correspondiente a la unión de la viga B7 con la columna C3 (ver fig 3.1) del entrepiso NPB-N1, edificio de 17 niveles ubicado y diseñado bajo las condiciones de la zona sísmica compresible. La viga en dicho extremo tiene los siguientes elementos mecánicos últimos:

$$M_u^- = -120.56 \text{ t-m}$$

$$M_u^+ = 85.68 \text{ t-m}$$

$$V_u = 40.39 \text{ t}$$

Se propone el tipo de conexión mostrada en la fig 3.37. Se trata de una conexión rígida, tal que los patines de la viga se unen a la columna por medio de dos placas, superior e inferior, capaces de resistir los momentos negativo y positivo, respectivamente; y, ángulos que unen el alma de la viga con la columna para resistir la fuerza cortante actuante. Las placas se encuentran unidas a los patines de la viga por medio de soldadura de filete, y la columna se une a las placas por medio de soldadura a tope de penetración completa. Los ángulos se unen al alma y a la columna por medio de soldadura de filete.

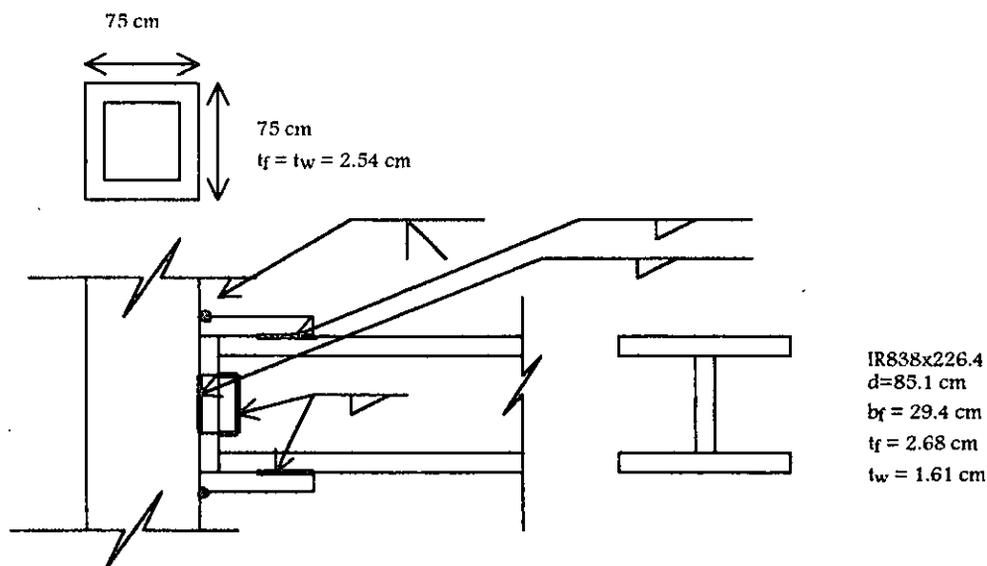


Fig 3.37.- Conexión propuesta para la unión de la viga B7 con la columna C3 del entrepiso NPB-N1, edificio de 17 niveles, zona sísmica III

Se demuestra enseguida, por medio de métodos analíticos, que la conexión propuesta posee la resistencia requerida, según lo dispuesto por las NTC-EM del RDF-93.

### Conexión con ángulos

La finalidad de la colocación de los ángulos que unen el alma de la viga con la columna, es la de resistir la fuerza cortante actuante de diseño. La figura 3.38 muestra en detalle esta unión; las medidas (acotaciones) ahí presentadas son las recomendadas por el Manual de Construcción de Acero del AISC-LRFD (1994).

#### Soldadura A

##### *Definición de dimensiones:*

Para el perfil IR838x226.4 propuesto,  $K = 4.8 \text{ cm} \Rightarrow T = 75.5 \text{ cm}$  (IMCA, 1993); por tanto, se recomienda  $L = 75 \text{ cm} = 29.53 \text{ in.}$

El manual del AISC sugiere utilizar ángulos de  $4'' \times 3 \frac{1}{2}''$ . Al considerara la disponibilidad de perfiles que ofrece el Manual de Construcción en Acero del IMCA (IMCA, 1993), se seleccionan 2

ángulos de 4'' x 3'' x 3/8'' (102 mm x 76 mm x 10 mm), de tal forma que:  $b = c - 1/2'' = 3'' - 1/2'' = 2 1/2''$

Por otra parte, de las partes a unir, la de menor espesor resulta ser los ángulos con 3/8'' o 0.953 cm; con la ayuda de la tabla J2.4 (tamaño mínimo para soldaduras de filete) del manual de AISC ó bien de la tabla 5.2.5 de las NTC-EM, se tiene que  $a_{\min} = 3/16'' = 0.48 \text{ cm}$

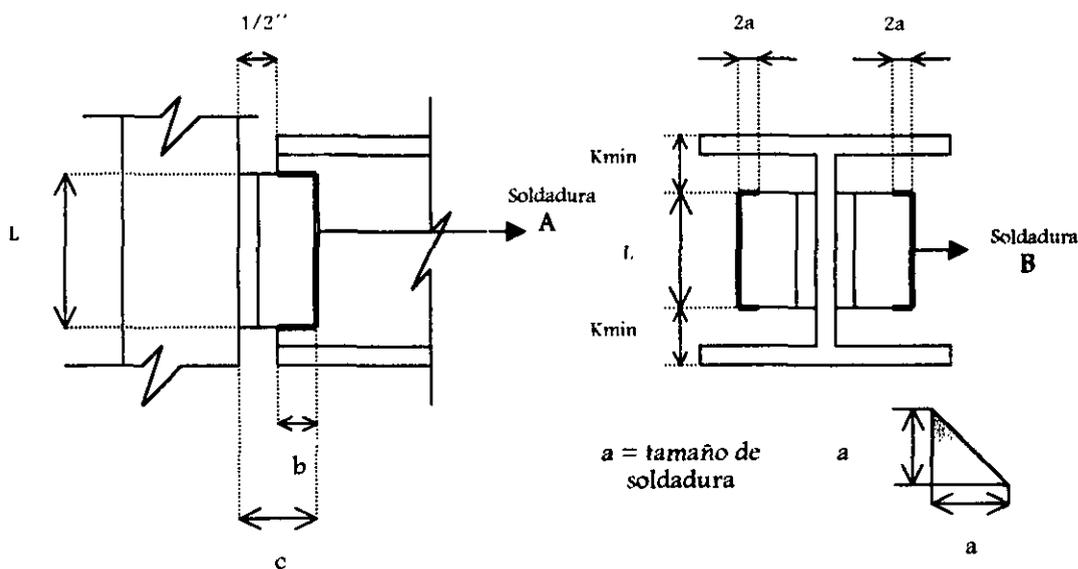


Fig 3.38.- Conexión del alma de la viga con la columna por medio de ángulos, para resistir la fuerza cortante actuante de diseño

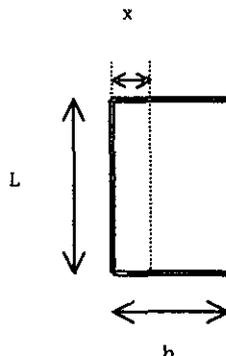
### Cálculo del cortante resistente

Para el cálculo de la fuerza cortante resistente se hará uso del análisis elástico vectorial; algunas de las hipótesis que maneja dicho método son:

1. Cada segmento de la soldadura, del mismo tamaño, resiste con una fuerza igual a una carga aplicada concéntricamente.
2. La rotación causada por un momento torsionante ocurre alrededor del centroide de la configuración soldada.
3. La carga en el segmento de soldadura causada por el momento torsionante se considera proporcional a la distancia desde el centroide de la configuración soldada.

4. La dirección de la fuerza en el segmento soldado causada por torsión se considera perpendicular a la distancia radial desde el centroide de la configuración soldada.
5. Las componentes de las fuerzas causadas por carga directa y por torsión se combinan vectorialmente para obtener una fuerza resultante.

Se sabe que (Salmon y Johnson, 1995):



$$x = \frac{b^2}{2b + L}$$

$$I_p = \frac{8b^3 + 6bL^2 + L^3}{12} - \frac{b^4}{2b + L}$$

Ya anteriormente se explicó que:  $d = 29.53$  in,  $b = 2.5$  in;  $I_p$  es el momento polar de inercia con respecto del centro de cortante.

Al sustituir datos:

$$x = \frac{2.5^2}{2(2.5) + 29.53} = 0.181 \text{ in}$$

$$I_p = \frac{8(2.5)^3 + 6(2.5)(29.53)^2 + (29.53)^3}{12} - \frac{2.5^4}{2(2.5) + 29.53} = 3245.21 \text{ in}^3$$

Al suponer que los segmentos de soldadura tienen un ancho unitario, la componente por cortante directo es, por cada ángulo:

$$R_v = \frac{V_R}{A} = \frac{V_R}{2(1)(29.53 + 2.5)} = 0.0156V_R \downarrow$$

Las componentes X y Y de la fuerza debida al momento torsionante son:

$$R_{tx} = \frac{V_R(3 - 0.1810)\left(\frac{29.53}{2}\right)}{2(3245.21)} = 0.0064V_R \rightarrow$$

$$R_{ty} = \frac{V_R (3 - 0.1810)(2.5 - 0.1810)}{2(3245.21)} = 0.001V_R \downarrow$$

$$R = \sqrt{(0.001V_R + 0.0156V_R)^2 + (0.0064V_R)^2} = 0.0178V_R$$

La resistencia de diseño por pulgada de soldadura resulta, entonces, igual a:

$$\phi R_n = \phi(0.7071a)(0.60F_{EXX})$$

Al utilizar un electrodo con clasificación  $F_{EXX} = 70$  ksi, y con el tamaño de soldadura mínimo, se tiene:

$$\phi R_n = 0.75(0.707) \left( \frac{3}{16} \right) 0.60(70) = 4.18 \text{ kips/in}$$

Por tanto:  $0.0178V_R = 4.18 \Rightarrow V_R = 234.56 \text{ kips} = 106394 \text{ kg} \gg V_u = 40390 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$

La fig 3.39 presenta el diseño de esta conexión.

### Soldadura B

La resistencia de diseño por pulgada de soldadura resulta ser:

$$\phi R_n = \phi(0.7071a)(0.60F_{EXX})$$

Si se utiliza un electrodo con clasificación  $F_{EXX} = 70$  ksi, con el tamaño de soldadura mínimo, se tiene:

$$\phi R_n = 0.75(0.707) \left( \frac{3}{16} \right) 0.60(70) = 4.18 \text{ kips/in}$$

Se propone la siguiente expresión para el cálculo de la resistencia (Salmon y Johnson, 95):

$$R = \frac{V}{2L^2} \sqrt{L^2 + 20.25e_1^2}$$

Donde:

$$L = 29.53 \text{ in}$$

$$e_i = 3 - x = 3 - 0.1810 = 2.819 \text{ in (excentricidad que toma en cuenta los retornos de soldadura)}$$

Al sustituir valores, se tiene:

$$R = 0.0184V_R$$

$$\text{Por tanto: } 0.0184V_R = 4.18 \Rightarrow V_R = 226.827 \text{ kips} = 102887 \text{ kg} \gg V_u = 40390 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

La fig 3.39 muestra esquemáticamente los diseños anteriores.

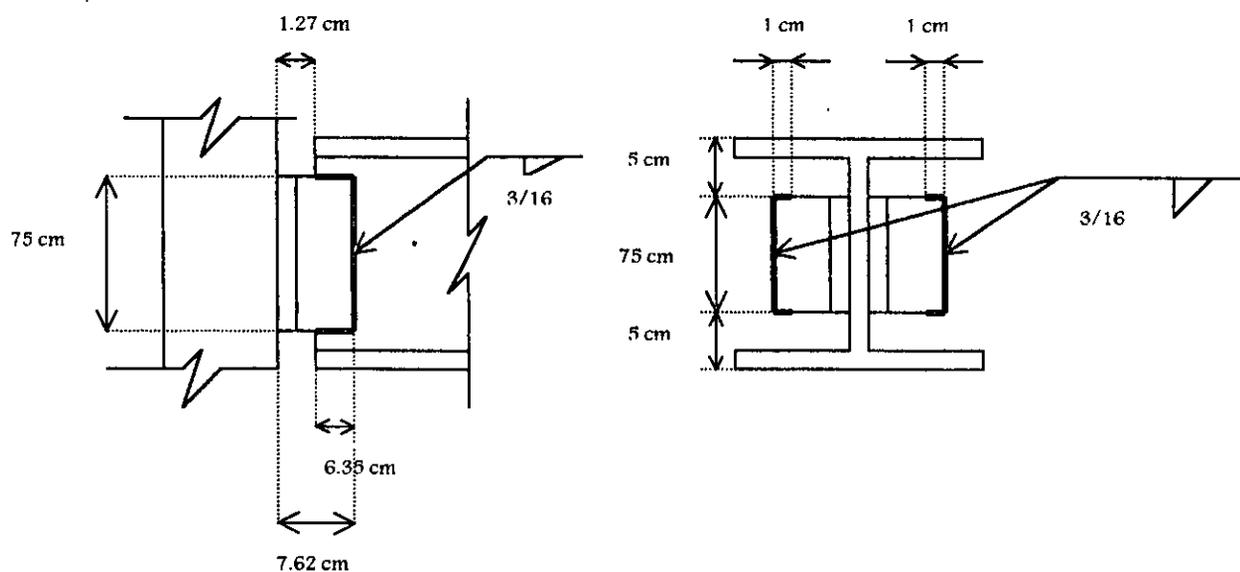


Fig 3.39.- Detalle de la conexión soldada del alma de la viga con la columna por medio de ángulos, para resistir la fuerza cortante actuante de diseño

### Placas superior e inferior

Las placas superior e inferior se colocan para ayudar a resistir a los momentos flexionantes últimos negativo y positivo, respectivamente. El valor de dichos momentos son:  $M_u^- = -120.56 \text{ t-m}$  y  $M_u^+ = 85.68 \text{ t-m}$ . Para fines prácticos, ambas placas se diseñarán para el momento flexionante último mayor, esto es:  $M_u^- = 120.56 \text{ t-m}$ .

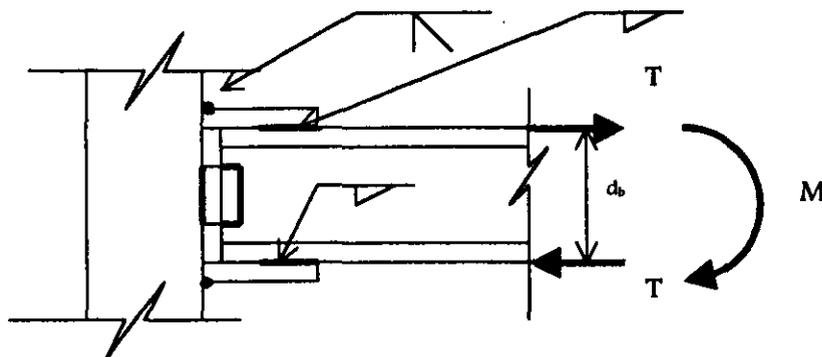


Fig 3.40.- Placas superior e inferior para resistir momento flexionante, unión de la viga B7 con la columna C10 del entrepiso NPB-N1, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III

Las NTC-EM especifican que la resistencia en la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir 1.25 veces los elementos mecánicos de diseño que actúan en el extremo de la viga. Por lo tanto, para este caso se diseñará para  $M = 1.25 (120.56 \text{ t-m}) = 150.70 \text{ t-m}$ .

De la fig 3.40,  $d_b = 85.1 \text{ cm}$ ; el par de fuerzas T toma el valor de:

$$T = \frac{150.703}{0.851} = 177.09 \text{ t}$$

Al diseñar la conexión por medio de soldadura y, por tanto, no existir agujeros, el estado límite de flujo plástico en la sección total regirá sobre el estado límite de fractura de la sección neta.

Así pues, la resistencia de la sección total en el estado límite de flujo plástico, según las NTC-EM del RDF-93, es:

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (\text{NTC-EM, ec 3.1.1})$$

Las placas requerirán de la siguiente área total:

$$A_t = \frac{177089}{0.90(2530)} = 77.77 \text{ cm}^2$$

El ancho de la placa debe ser menor que el ancho del patín de la sección I, esto es, menor a  $b_f = 29.4$  cm; para ello se propone usar placas de 11'' de ancho por 1 3/16'' de espesor, ( 27.94 cm x 3.02 cm), con un área total de  $A_t = 84.27 \text{ cm}^2 > 77.77 \text{ cm}^2$ .  $\therefore$  cumple

Por otra parte, de las partes a unir, la placa de menor espesor resulta ser la del patín de la viga, con 2.69 cm; con la ayuda de la tabla J2.4 (tamaño mínimo para soldaduras de filete) del Manual del AISC ó bien de la tabla 5.2.5 de las NTC-EM (NTC-EM, 1993), se tiene que  $a_{\min} = 5/16'' = 0.79$  cm

Del AISC-LRFD, sección J2-2b, ó de las NTC-EM, sección 5.2.8, el tamaño máximo de soldadura resulta:  $a_{\max} = 2.69 - 0.16 = 2.53 \text{ cm} \approx 1''$

Así pues, la resistencia de diseño por pulgada de soldadura es:

$$\phi R_n = \phi(0.707 I_a)(0.60 F_{EXX})$$

Si se utiliza un electrodo con clasificación  $F_{EXX} = 70$  ksi y un tamaño de soldadura de 1/2'', se tiene:

$$\phi R_n = 0.75(0.707) \left( \frac{1}{2} \right) 0.60(70) = 11.135 \frac{\text{kips}}{\text{in}} = 1988.53 \text{ kg/cm}$$

Entonces la longitud requerida de soldadura es:

$$L_w = 177089/1988.53 = 90 \text{ cm}$$

Se propone una longitud de 28 cm en el extremo de la placa y longitudes de 31 cm a cada lado de la placa (ver fig 3.41).

La placa es conectada a la columna por medio de soldadura a tope de penetración completa, utilizando placa de respaldo.

### Atiesadores

Cuando los patines de la viga, o las placas horizontales ligadas a ellos para transmitir el momento, están soldados a tope al patín de una columna de sección I, H o cajón, conviene colocar frente a

ellos un par de atiesadores, a uno y otro lado del alma de la columna en secciones I o H o entre las dos almas de la sección cajón. Los atiesadores tienen por objeto evitar el flujo plástico del acero del alma de la columna frente a cada uno de los patines de la viga (NTC-EM, 93).

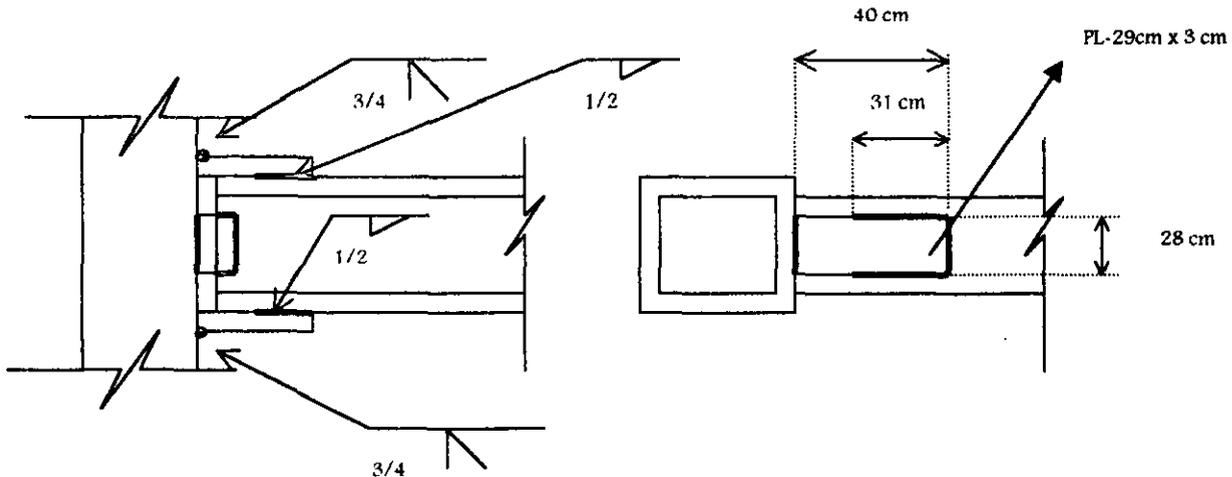


Fig 3.41.- Placas superior e inferior para resistir el momento flexionante último, unión de la viga B7 con la columna C10 del entrepiso NPB-N1, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III

La fuerza que transmite el patín de la viga o la placa horizontal a la columna se define por  $P_{pv}$ , y cuyo valor, cuando interviene el sismo, es el menor de (NTC-EM):

$$1.25M_{pv}/d_v$$

$$1.25A_pF_{yv}$$

Donde:

$M_{pv}$  = Momento plástico resistente de la viga =  $ZF_y = 9160(2530) = 23171800 \text{ kg-cm} \approx 231.72 \text{ t-m}$

$d_v$  = Peralte de la viga = 85.1 cm

$A_p$  = Área del patín de la viga =  $29.4\text{cm} \times 2.68\text{cm} = 78.79 \text{ cm}^2$

$F_{yv}$  = Esfuerzo de fluencia del patín de la viga =  $2530 \text{ kg/cm}^2$

Al Sustituir valores:

$$1.25M_{pv}/d_v = 340405 \text{ kg} \approx 340.41 \text{ t}$$

$$1.25A_pF_{yv} = 249173 \text{ kg} \approx 249.71 \text{ t}$$

Por tanto,  $P_{pv} = 249173 \text{ kg}$ ; en las NTC-EM se indica que este valor no debe exceder a:

$$1.25(\text{área de la placa de conexión})(F_y) = 1.25(84)(2530) = 265650 \text{ kg} > 249173 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

Los atiesadores, según especifica la sección 3.7.8 de las NTC-EM, deben cumplir con las siguientes revisiones:

#### *Revisión del flujo plástico local del alma*

A partir de la sección 3.7.3 (NTC-EM), se tiene que la resistencia nominal en la región crítica del alma de una viga de sección transversal I, en donde actúan cargas concentradas que producen tensiones o compresiones en el alma, se calcula según:

$$R_N = (5k + N)F_y t_a \quad (\text{NTC-EM, ec 3.7.2})$$

Donde:

$k$  = Distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma, y su valor es  $k = 4.8 \text{ cm}$  (IMCA, 1993)

$N$  = Longitud del apoyo, en este caso el grueso de la placa =  $3 \text{ cm}$

$t_a$  = Grueso del alma de la columna =  $2.54 \text{ cm}$

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Al Sustituir en la ec 3.7.2, la resistencia de diseño (con  $F_R = 1.0$ ) es:

$$F_R R_N = 173507 \text{ kg} < P_{pv} = 249173 \text{ kg}$$

Por tanto, no cumple y se necesitan atiesadores.

#### *Pandeo del alma con desplazamiento lateral*

Según la sección 3.7.4 de las NTC-EM, cuando los patines no están restringidos contra movimiento lateral por medio de atiesadores, la resistencia nominal del alma de miembros sujetos a cargas concentradas de compresión se calcula como:

$$R_N = \frac{843700t_a^3}{h} \left[ 1 + 0.4 \left( \frac{d_c/t_a}{L/b} \right)^3 \right] \quad (\text{NTC-EM, 93})$$

Donde:

$h$  = Peralte total de la columna = 75 cm

$d_c = d - 2k = 85.1 - 2(4.8) = 75.5$  cm

$t_a$  = Grueso del alma de la columna = 2.54 cm

$L$  = Longitud no contraventeada lateralmente = 75 cm

$b$  = Ancho del patín, en este caso de la placa = 28cm

Como la relación  $\frac{d_c/t_a}{L/b} = 11.10 > 2.3$ , las NTC-EM permiten no revisar por este concepto.

El manual del AISC-LRFD sugiere una revisión adicional por invalidez del alma; dicha revisión se realiza usando la siguiente expresión.

$$P_{br} = \phi 135 t_{wc}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{t_{fb}}{d} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (\text{AISC-LRFD, K1-4})$$

Donde,

$t_{wc}$  = Grueso del alma de la columna = 2.54 cm = 1 in

$t_{fb}$  = Grueso del patín de la viga = 2.68 cm = 1.06 in

$d$  = Peralte de la columna = 75 cm = 29.53 in

$t_{fc}$  = Grueso del patín de la columna = 2.54 cm = 1 in

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 = 36 \text{ ksi}$

$\phi = 0.75$

Al sustituir valores en la ecuación anterior, se obtiene  $P_{br} = 672.91 \text{ kips} = 305231 \text{ kg} > P_{pw} = 249173 \text{ kg}$   $\therefore$  CUMPLE, y por este concepto no se necesitaran atiesadores.

*Revisión del pandeo del alma como columna:*

A partir de la sección 3.7.6, NTC-EM, se tiene que:

$$F_R = 0.85$$

$$R_N = \frac{34400t_a^3 \sqrt{F_y}}{d_c} \quad (\text{NTC-EM, ec 3.7.6})$$

Donde:

$$d_c = d - 2k = 85.1 - 2(4.8) = 75.5 \text{ cm}$$

$$t_a = \text{Grueso del alma de la columna, } t_a = 2.54 \text{ cm}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

Al sustituir valores,  $F_R R_N = 0.85(375554) = 319221 \text{ kg} > P_{pv} = 249173 \text{ kg} \therefore$  CUMPLE, y por tanto, por este concepto no se necesitaran atiesadores.

Con base en las revisiones anteriores, la del flujo plástico local del alma es la única que no se cumple, ya que:  $F_R R_N = 171515 \text{ kg} < P_{pv} = 249173 \text{ kg}$ . Por este concepto se necesitan atiesadores. La sección 5.8.3 de las NTC-EM indica que la sección transversal total de estos atiesadores debe tener un área  $A_{at}$ , no menor que la determinada por la siguiente ecuación:

$$A_{at} = \frac{P_{pv} - F_{yc} t_c (t_v + 5k)}{F_{yat}} \quad (\text{NTC-EM, ec 5.8.1})$$

Donde:

$$F_{yc} \text{ y } F_{yat} = \text{Esfuerzos de fluencia de los aceros de la columna y de los atiesadores, respectivamente} \\ = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \text{Distancia de la cara exterior del patín de la columna a la terminación de la curva entre ella y el alma, cuando la columna es un perfil laminado, o la distancia equivalente si está hecha con placas soldadas} = 4.8 \text{ cm (IMCA, 1993)}$$

$$t_c = \text{Grueso del alma de la columna} = 2.54 \text{ cm}$$

$$t_v = \text{Grueso del patín de la placa que aplica la fuerza a la columna} = 3 \text{ cm}$$

$$P_{pv} = \text{Fuerza que transmite el patín de la viga o la placa horizontal a la columna} = \\ 249173 \text{ kg}$$

Al sustituir los valores anteriores en la ec 5.8.1 (NTC-EM), se tiene que:

$$A_{at} = 29.90 \text{ cm}^2$$

tal que, por cada atiesador se tendría  $A_{atu} = 14.95 \text{ cm}^2$

*Tamaño de los atiesadores*

La sección 3.7.8 de las NTC-EM presenta las siguientes restricciones para el tamaño de atiesadores, a saber:

1. La suma del ancho de cada atiesador más la mitad del grueso del alma del miembro sobre el que actúa la carga concentrada no será menor que un tercio del ancho del patín o de la placa de conexión a través de los que se aplica la carga, esto es:

$$\text{ancho atiesador} \geq \frac{\text{ancho de la placa}}{3} - \frac{\text{grueso del alma columna}}{2}$$

$$b_{at} \geq \frac{28}{3} - \frac{2.54}{2} = 8 \text{ cm}$$

2. El grueso de los atiesadores no será menor que la mitad del grueso del patín del elemento atiesado (en este caso, grueso de la placa de unión), esto es:

$$t_{at} \geq 3/2 = 1.5 \text{ cm}$$

3. Los atiesadores que trabajen a compresión se dimensionarán de manera que no fallen por pandeo local. Para ello deben satisfacer los requisitos de la sección 2.3 de las NTC-EM; tales requisitos son:

$$\frac{b_{at}}{t_{at}} \leq \frac{800}{\sqrt{2530}} = 15.90$$

Se proponen atiesadores con  $b_{at} = 10 \text{ cm}$  y  $t_{at} = 1.5 \text{ cm}$ ; estas dimensiones cumplen con lo dispuesto en los tres puntos anteriores.

Y, el área obtenida es  $(10)(1.5) = 15 \text{ cm}^2 > A_{atu} = 14.95 \text{ cm}^2 \therefore$  CUMPLE.

Independientemente de los anteriores cálculos, las NTC-EM exigen colocar un par de atiesadores frente al patín de la viga en tensión cuando el grueso del patín de la columna  $t_{pc}$  sea menor que:

$$0.4 \sqrt{\frac{P_{pv}}{F_{yc} F_R}}$$

(NTC-EM, ec 5.8.3)

Donde :  $F_{yc} = 2530 \text{ kg/cm}^2$  ,  $P_{pv} = 249173 \text{ kg}$  y  $F_R = 0.90$ ; al sustituir valores, entonces:  $t_{pc} = 4.18 \text{ cm}$ ; dado que el espesor del patín de la columna ( $t = 2.54 \text{ cm}$ ) es menos de lo requerido, son necesarios atiesadores por tensión. Para fines prácticos, se utilizarán los mismos atiesadores para compresión, previamente diseñados, para satisfacer este concepto. La fig 3.42 presenta la disposición de los atiesadores.

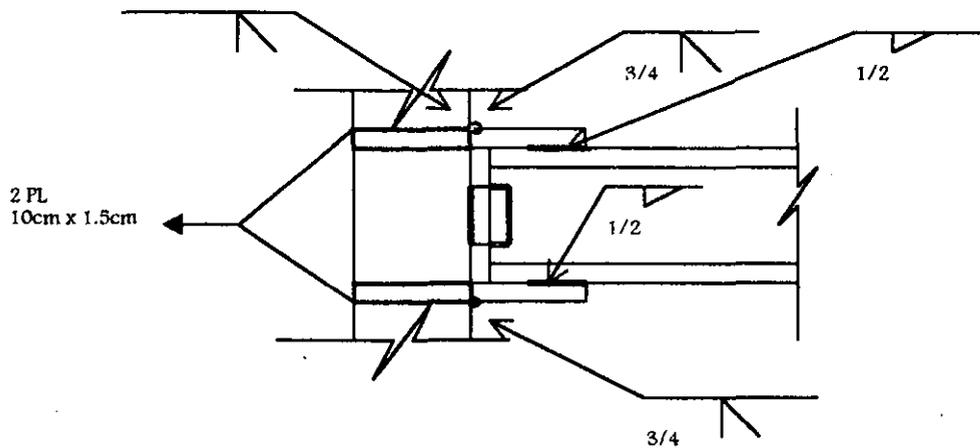


Fig 3.42.- Colocación de los atiesadores en la conexión de la viga B7 con la columna C10, entrepiso NPB-N1, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III

## 4. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

### 4.1. Antecedentes

Actualmente es común que el diseño sísmico de una estructura se lleve a cabo haciendo un análisis dinámico elástico, utilizando un espectro de diseño reducido por medio del factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , con lo que supuestamente se está considerando un comportamiento inelástico. El uso de este método es satisfactorio sólo para fines de diseño, ya que si se quisiera conocer el comportamiento real (o por lo menos el comportamiento que más se acerca a la realidad) de la estructura frente a un sismo, es necesario someter a la estructura a un análisis dinámico inelástico paso a paso. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S, 1996) incluyen el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos como un método aceptable de análisis sísmico dinámico, y prescriben que al utilizar este método para representar al temblor de diseño podrá acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se use no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consigna el reglamento. El método de análisis inelástico más utilizado se basa en un análisis paso a paso de la respuesta, mediante la integración directa de las ecuaciones de equilibrio dinámico, como se explicó brevemente en el cap 2. En la actualidad existen varios programas de cómputo para este tipo de análisis inelástico, desde los muy simples hasta los muy sofisticados. Algunos de ellos consideran el comportamiento tridimensional de la estructura, pero son demasiado complicados, además de que las hipótesis hechas en sus modelos analíticos no son aún completamente confiables (Gillies, 1979; Bazan y Meli, 1995); no son muy prácticos por el

---

gran tiempo que consumen, tanto en la preparación de datos como en la interpretación de resultados de computadora. Para este trabajo se utilizó el DRAIN-2DX que es un programa que sólo considera a las estructuras en dos dimensiones; se debe tener cuidado al interpretar este tipo de resultados y asociar las respuestas con respecto del comportamiento tridimensional real de la estructura. El DRAIN-2DX es, posiblemente, el programa que actualmente más se utiliza en el área de investigación. A continuación se presentan algunas de sus principales características.

## 4.2. Características principales del programa DRAIN-2DX

Con el programa DRAIN-2DX, versión 1.10 (Prakash V. et al, 1993), se puede determinar la respuesta sísmica dinámica inelástica de cualquier tipo de estructura plana, utilizando el método de integración directa paso a paso de aceleración constante. Cuenta con las siguientes características:

- La estructura se modela como un ensamble en dos dimensiones de elementos no lineales conectados por nudos.
- Cada nudo tiene tres grados de libertad: traslaciones globales en X y Y, y rotación alrededor del eje Z.
- Los elementos estructurales deben ser divididos en grupos, de tal forma que los elementos en un grupo sean del mismo tipo.
- La masa de la estructura se concentra en los nudos y la matriz de masas es de tipo diagonal.
- Si un nudo es restringido o esclavizado a un nudo maestro, éste deberá tener menos de tres grados de libertad y los nudos que están esclavizados tendrán sus masas transformadas a masas equivalentes en el nudo maestro.
- La tabla 4.1 presenta los diferentes tipos de análisis que se pueden realizar con el DRAIN2-DX.

TABLA 4.1.- Tipos de análisis con el DRAIN-2DX

Tipo de análisis	Características
<i>Gravedad</i>	Análisis estático para combinación de cargas en los elementos o en los nudos. Para este tipo de análisis la estructura debe permanecer lineal.
<i>Estático</i>	Análisis estático no-lineal, sólo para cargas nodales y para obtener mecanismos de falla
<i>Regreso al estado estático</i>	Al final de un análisis dinámico, la estructura generalmente se seguirá moviendo, y por tanto no estará en equilibrio estático. Este análisis permite que la estructura regrese al estado de equilibrio estático.
<i>Formas modales y periodos</i>	Se calculan las formas modales y periodos, en el estado inicial o en cualquier otro estado posterior.
<i>Espectro de respuesta</i>	Análisis lineal para un espectro de respuesta especificado en X o Y, utilizando las formas modales y periodos calculados para el estado inicial.
<i>Aceleración nueva del suelo</i>	Análisis dinámico no-lineal para movimientos del suelo definidos para registros de aceleraciones en X, Y y/o R. Todos los apoyos se deben mover en fase.

TABLA 4.1.- Tipos de análisis con el DRAIN-2DX (continuación)

Tipo de análisis	Características
<i>Resumen de aceleraciones del suelo</i>	Continúa el análisis de aceleraciones del suelo precedente para un segmento adicional de tiempo. Si se desea, las formas modales y periodos pueden ser calculados entre estos dos análisis.
<i>Desplazamiento nuevo del suelo</i>	Análisis dinámico no-lineal para movimientos del suelo definidos para registros de desplazamientos en X, Y y/o R en los puntos de apoyo, incluyendo diferentes movimientos en diferentes apoyos fuera de fase.
<i>Resumen de desplazamientos del suelo</i>	Continúa el análisis de desplazamiento del suelo precedente para un segmento adicional de tiempo. Si se desea, las formas modales y periodos pueden ser calculados entre estos dos análisis.
<i>Nueva fuerza dinámica</i>	Análisis dinámico no-lineal para fuerzas dinámicas definidas a partir de registros de fuerzas en X, Y y/o R en los nudos
<i>Resumen de fuerzas dinámicas</i>	Continúa el análisis de fuerzas dinámico precedente para un segmento adicional de tiempo. Si se desea, las formas modales y periodos pueden ser calculados entre estos dos análisis.
<i>Nueva velocidad inicial</i>	Análisis dinámico no-lineal para velocidades nodales iniciales especificadas. Este análisis puede ser usado para calcular la respuesta siguiente a un impacto o para evaluar la capacidad de absorción de energía.
<i>Resumen de velocidad inicial</i>	Continúa el análisis de velocidad inicial precedente para un segmento adicional de tiempo. Si se desea, las formas modales y periodos pueden ser calculados entre estos dos análisis.

- Las cargas se proporcionan en forma de un modelo (cargas estáticas) o como registros (cargas dinámicas). Existen siete diferentes tipos de cargas, como se muestra en la tabla 2.

TABLA 4.2.- Diferentes tipos de cargas

CARGA	Características
<i>Modelos de cargas estáticas en elementos</i>	Las cargas en elementos que componen un modelo son definidas por grupo de elemento. Los tipos de carga (gravedad, presfuerzo, etc.) que son permitidas dependen del tipo de elemento. Las cargas en los elementos deben ser sólo aplicadas en los segmentos de análisis de gravedad, y el comportamiento debe ser lineal.
<i>Modelos de cargas estáticas en nudos</i>	Cada modelo consiste en cargas aplicadas en los nudos. Las cargas nodales pueden ser aplicadas en segmentos de análisis de gravedad y/o estáticos.
<i>Registros de aceleración del suelo</i>	Pueden ser especificados registros traslacionales y rotacionales; pueden ser definidos tantos registros como se deseen, pero un máximo de tres (en cada una de las direcciones X, Y y R) deben ser usados para el análisis de aceleración del suelo.
<i>Registros de desplazamientos del suelo</i>	Pueden ser especificados registros de desplazamiento del suelo para traslación y rotación. Existen dos tipos de apoyos: de restricción rígida y apoyos de resortes. Las aceleraciones del suelo pueden ser aplicadas en ambos tipos de apoyos, pero los desplazamientos del suelo sólo en los apoyos tipo resorte. Tantos registros como se deseen pueden ser definidos, pero sólo un máximo de 36 pueden ser utilizados en el análisis.
<i>Registros de fuerzas dinámicas</i>	Los registros de fuerzas dinámicas consisten en parejas de fuerza-tiempo que actúan sobre los nudos, y que pueden ser aplicados en análisis de fuerzas dinámicas.
<i>Modelos de velocidad inicial</i>	Los modelos de velocidad inicial consisten en velocidades nodales de traslación y rotación.
<i>Espectros de respuesta</i>	Se pueden especificar espectros de respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración; se pueden especificar tantos espectros como se desee, pero sólo dos se pueden utilizar en el análisis de espectro de respuesta.

- Los efectos P- $\Delta$  pueden ser considerados. Esto se realiza añadiendo una matriz de rigidez geométrica a la matriz de rigidez de cada elemento, de tal forma que se considere los efectos P- $\Delta$  en los cálculos de la fuerza resistente.
- Los cálculos de energía pueden ser realizados tanto para análisis estáticos como dinámicos. Los cálculos consideran el trabajo externo en los nudos, el trabajo elasto-plástico estático en los elementos, la energía cinética, y el trabajo del amortiguamiento viscoso.
- Se pueden especificar cortes seccionales planos en toda la estructura, de tal forma que las fuerzas resultantes y momentos puedan ser calculados para cada sección.
- Hasta 8 desplazamientos pueden ser combinados para conformar un valor simple de desplazamiento *generalizado*. Por ejemplo un desplazamiento relativo de entrepiso puede ser obtenido especificando un desplazamiento generalizado como el desplazamiento horizontal del piso superior menos el del piso inferior.
- Trabaja con cinco tipos de elementos estructurales. El elemento a utilizar en este trabajo es el llamado: viga-columna con articulación plástica, que es un elemento inelástico que sirve para el modelado de vigas y vigas-columnas de acero. Este elemento posee las siguientes características:
  - Consiste, en esencia, de una viga elástica y dos articulaciones plásticas en sus extremos.
  - Los elementos de sección transversal variable se pueden definir por medio de los coeficientes de rigidez.
  - La fluencia toma lugar sólo en las articulaciones plásticas. Los momentos de fluencia en las articulaciones, pueden ser diferentes en ambos extremos, tanto positivos como negativos.
  - El efecto de la interacción de la carga axial y momento flexionante se toma en cuenta proporcionándole al programa los respectivos diagramas de interacción; sin embargo, la articulación plástica sólo aparece bajo flexión, sin deformación axial inelástica. En este trabajo se emplean dos tipos de diagramas de interacción, para columnas y vigas, ver fig 4.1.
  - En el caso de vigas, la articulación plástica se forma cuando el momento actuante alcanza el momento resistente de fluencia; en columnas, cuando alguna combinación de carga axial y momento flexionante llega a la frontera de la superficie de interacción indicada.
  - La etapa de endurecimiento por deformación en flexión se modela considerando superpuestas una componente elástica y otra elastoplástica (ver fig 4.2). Las articulaciones en la componente elastoplástica fluyen bajo momento constante, mientras que en la componente elástica el momento continúa creciendo.

- Las cargas estáticas se toman en cuenta especificando fuerzas aplicadas en los extremos de los miembros.

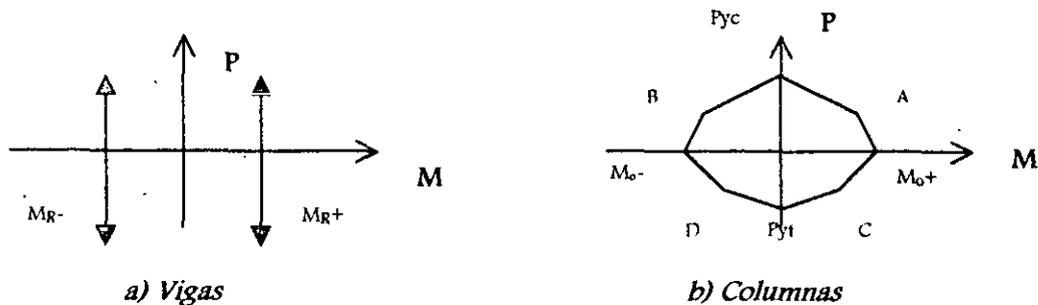
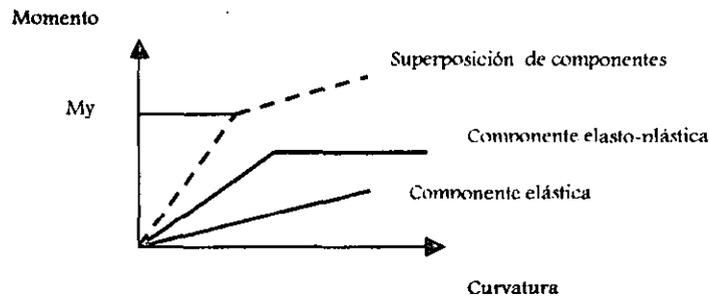


Fig 4.1.- Diagramas de interacción para vigas y columnas



#### 4.2.- Descomposición de las componentes elásticas y elasto-plásticas

- Se cuenta con la posibilidad de poder especificar una matriz de amortiguamiento viscoso, proporcional a las rigideces de los elementos y de las masas nodales; la forma de esta matriz es:

$$C = \sum \alpha M + \sum \beta K_{\beta}$$

donde las constantes  $\alpha$  y  $\beta$  se determinan dependiendo de los valores de los dos primeros periodos de vibración lateral del edificio en estudio.

### 4.3 Modelación

Se excitó a las estructuras de 7 y 17 niveles, diseñadas para las condiciones sísmicas de la zona II del Valle de México, ante los acelerogramas VIVE-EW-85 (ver fig 4.3) y ROMA-EW(Modificado),

representativos de la zona de transición. Desafortunadamente, ante la ausencia de algún registro del sismo de 1985 en la colonia Roma, el registro ROMA-EW(Modificado) se obtuvo del registro del sismo del 25 de abril de 1989; para poder contar con un acelerograma de dicha zona que representara al sismo de 1985, se procedió por medio de un factor (Newmark y Rosenblueth, 1976; Clough y Penzien, 1993), a multiplicar las aceleraciones del acelerograma ROMA-EW de 1989. Este factor de 3.17, resulta de considerar una relación lineal de la aceleración máxima del terreno del acelerograma SCT-EW-85 con respecto de la del registro de 1989 (SCT-EW-89). La fig 4.4 compara los registros ROMA-EW-89 y el ROMA-EW modificado (ROMA-EW-Mod) por el factor de 3.17. Contar con este registro modificado de la Cól. Roma así como con el VIVE-EW-85, permite poder hacer análisis inelásticos paso a paso más representativos de la zona de transición del Valle de México.

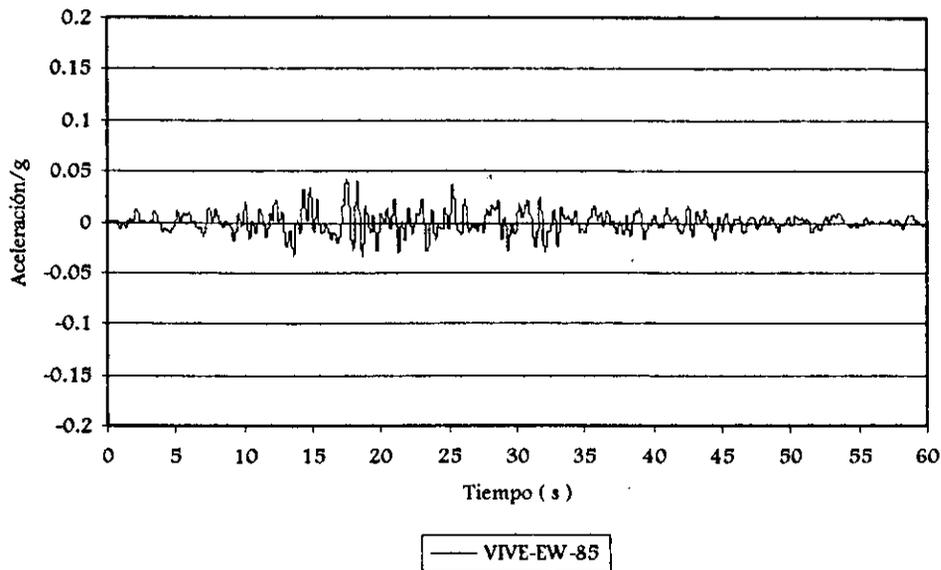


Fig 4.3.- Acelerograma VIVE-EW-85

Por otro lado, los edificios de 7 y 17 niveles, diseñados para las condiciones sísmicas de la zona III del Valle de México, se excitaron ante el acelerograma SCT-EW-85 (ver fig 4.5), representativo de la zona compresible. Las siguientes secciones explican brevemente las características estructurales de los marcos planos considerados representativos del comportamiento tridimensional de cada una de los edificios de interés, así como las pruebas de calibración a las que fueron sometidos para asegurar que éstos representaran adecuadamente dicho comportamiento tridimensional.

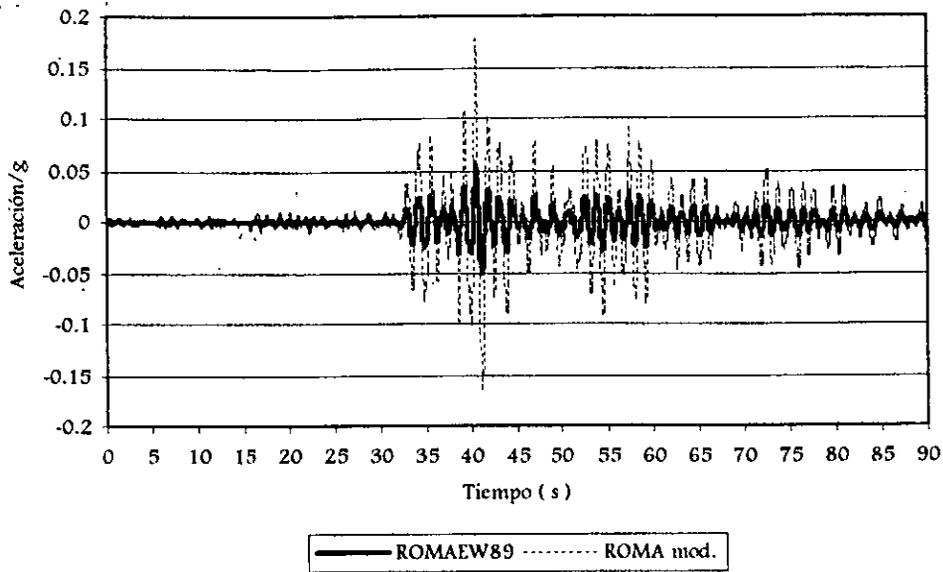


Fig 4.4.- Acelerograma ROMA-EW-89 y ROMA-Modificado

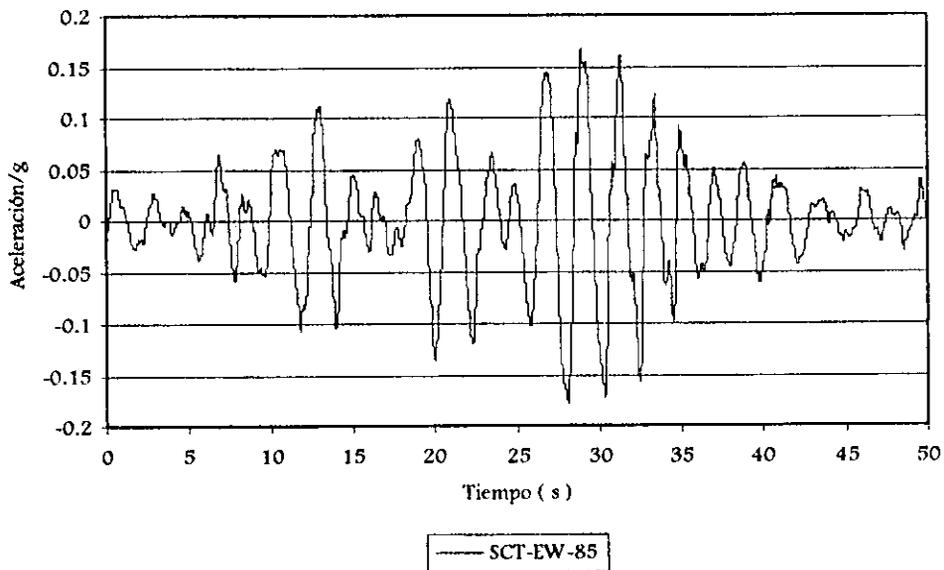


Fig 4.5.- Acelerograma SCT-EW-85

### 4.3.1 Características de los marcos a analizar

Como ya anteriormente se indicó, los análisis inelásticos de las estructuras se realizaron con el programa de computadora DRAIN-2DX. Para estos análisis se eligió el marco plano interior del eje B (ver fig 3.1), dirección X, debido a la geometría y simetría de las estructuras.

Las tablas 4.3 a 4.10 muestran las resistencias de las vigas ( $M_{R^+}$  y  $M_{R^-}$ ) y columnas (puntos representativos de los diagramas de interacción, ver fig 4.1b) utilizadas en los análisis dinámicos paso a paso. Dichas resistencias son nominales ( $F_R = 1.0$ ), y fueron calculadas según los procedimientos descritos en el cap 3.

Tabla 4.3.- Momentos flexionantes resistentes de las vigas del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II

Tipo	$M_{R^+} = M_{R^-}$ (t - m)
1	65.47
2	65.44
3	65.47
4	65.42
5	65.50
6	65.51
7	65.47

Tabla 4.4.- Momentos flexionantes resistentes de las vigas del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica III

Tipo	$M_{R^+} = M_{R^-}$ (t - m)
1	72.39
2	72.41
3	72.41
4	72.46
5	72.41
6	72.43
7	72.33

Tabla 4.5.- Valores representativos de los diagramas de interacción de las columnas del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II

Tipo	$M^+{}_o = M^-{}_o$ (t - m)	$P_{yc}$ (t)	$P_{yt}$ (Kg)
1	141.46	725.55	778.96
2	141.36	710.48	778.96
3	141.08	716.91	778.96
4	72.28	463.29	497.77
5	72.32	470.67	497.77
6	141.03	736.28	778.96
7	141.46	740.16	778.96
8	141.05	743.38	778.96
9	72.56	472.16	497.77
10	72.25	476.42	497.77
11	72.34	476.42	497.77
12	72.06	476.42	497.77

$P_{yc}$  = Carga resistente máxima de compresión

$P_{yt}$  = Carga resistente máxima de tensión

$M_o$  = Momento resistente de flexión pura

En todos los casos  $P/P_{yt}$  (en C) =  $P/P_{yc}$  (en A) = 0.5, y  $M/M^+{}_o$  (en C) =  $M/M^+{}_o$  (en A) = 0.5 (ver fig 4.1b)

En todos los casos  $P/P_{yt}$  (en D) =  $P/P_{yc}$  (en B) = 0.5, y  $M/M^-{}_o$  (en D) =  $M/M^-{}_o$  (en B) = 0.5 (ver fig 4.1b)

Tabla 4.6.- Valores representativos de los diagramas de interacción de las columnas del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica III

Tipo	$M^+{}_o = M^-{}_o$ (t - m)	$P_{yc}$ (t)	$P_{yt}$ (t)
1	167.72	867.56	929.54
2	167.72	853.25	929.54
3	167.72	862.12	929.54
4	72.32	469.65	497.77
5	72.32	469.65	497.77
6	167.26	880.69	929.54
7	167.72	890.66	929.54
8	72.32	475.40	497.77
9	72.30	482.19	497.77

$P_{yc}$  = Carga resistente máxima de compresión

$P_{yt}$  = Carga resistente máxima de tensión

$M_o$  = Momento resistente de flexión pura

En todos los casos  $P/P_{yt}$  (en C) =  $P/P_{yc}$  (en A) = 0.5, y  $M/M^+{}_o$  (en C) =  $M/M^+{}_o$  (en A) = 0.5 (ver fig 4.1b)

En todos los casos  $P/P_{yt}$  (en D) =  $P/P_{yc}$  (en B) = 0.5, y  $M/M^-{}_o$  (en D) =  $M/M^-{}_o$  (en B) = 0.5 (ver fig 4.1b)

Tabla 4.7.- Momentos flexionantes resistentes de las vigas del eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II

Tipo	$M^+_R = M^-_R$ (t - m)
1	152.82
2	152.77
3	152.63
4	152.79
5	152.72
6	152.81
7	152.83
8	152.70
9	152.68
10	152.77
11	119.09
12	119.15
13	119.05
14	119.16
15	103.74
16	103.88
17	103.92

Tabla 4.8.- Momentos flexionantes resistentes de las vigas del eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica III

Tipo	$M^+_R = M^-_R$ (t - m)
1	229.21
2	229.27
3	229.14
4	229.14
5	229.28
6	229.27
7	229.11
8	229.11
9	229.12
10	229.30
11	210.53
12	210.74
13	210.45
14	210.67
15	190.02
16	190.09
17	190.20

Tabla 4.9.- Valores representativos de los diagramas de interacción de las columnas del eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II

Tipo	$M^+_o = M^-_o$ (t - m)	$P_{yc}$ (t)	$P_{yt}$ (t)
1	438.88	1666.44	1734.05
2	438.88	1613.59	1734.05
3	438.73	1629.55	1734.05
4	242.92	1057.98	1122.83
5	244.61	1068.51	1122.83
6	166.88	877.40	929.54
7	167.72	883.97	929.54
8	92.19	478.68	562.04
9	243.87	1091.98	1122.83
10	243.97	1091.98	1122.83
11	243.35	1094.52	1122.83
12	166.79	898.78	929.54
13	167.02	901.89	929.54
14	92.19	500.40	562.04

$P_{yc}$  = Carga resistente máxima de compresión

$P_{yt}$  = Carga resistente máxima de tensión

$M_o$  = Momento resistente de flexión pura

En todos los casos  $P/P_{yt}$  (en C) =  $P/P_{yc}$  (en A) = 0.5, y  $M/M^+_o$  (en C) =  $M/M^+_o$  (en A) = 0.5 (ver fig 4.1b)

En todos los casos  $P/P_{yt}$  (en D) =  $P/P_{yc}$  (en B) = 0.5, y  $M/M^-_o$  (en D) =  $M/M^-_o$  (en B) = 0.5 (ver fig 4.1b)

Tabla 4.10.- Valores representativos de los diagramas de interacción de las columnas del eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica III

Tipo	$M^+_o = M^-_o$ (t - m)	$P_{yc}$ (t)	$P_{yt}$ (t)
1	506.31	1814.08	1862.57
2	506.31	1804.01	1862.57
3	505.43	1807.34	1862.57
4	332.19	1372.15	1410.44
5	332.19	1376.50	1410.44
6	203.21	998.21	1026.19
7	204.39	1001.10	1026.19
8	203.09	1003.30	1026.19
9	114.47	471.11	626.30
10	506.31	1824.15	1862.57
11	505.70	1831.86	1862.57
12	332.19	1388.04	1410.44
13	203.75	1010.03	1026.19
14	203.11	1011.15	1026.19
15	114.47	521.12	626.30
16	114.47	511.08	626.30
17	114.47	498.42	626.30

$P_{yc}$  = Carga resistente máxima de compresión

$P_{yt}$  = Carga resistente máxima de tensión

$M_o$  = Momento resistente de flexión pura

En todos los casos  $P/P_{yt}$  (en C) =  $P/P_{yc}$  (en A) = 0.5, y  $M/M^+_o$  (en C) =  $M/M^+_o$  (en A) = 0.5 (ver fig 4.1b)

En todos los casos  $P/P_{yt}$  (en D) =  $P/P_{yc}$  (en B) = 0.5, y  $M/M^-_o$  (en D) =  $M/M^-_o$  (en B) = 0.5 (ver fig 4.1b)

Las figs 4.6 a 4.9 localizan los tipos de resistencias de las tablas anteriores de todos los casos indicados, tanto para columnas como para vigas.

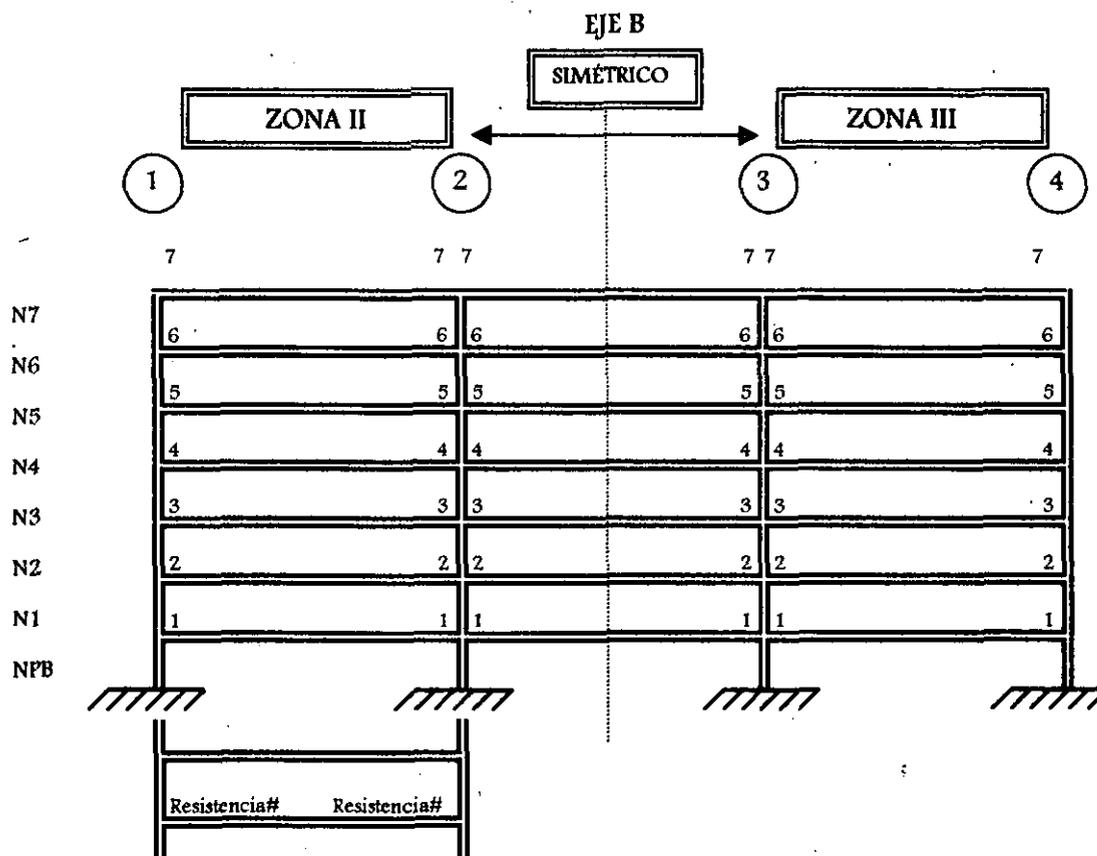


Fig 4.6.- Tipos de resistencias de extremos de vigas, edificio 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III (ver tablas 4.3 y 4.4, respectivamente)

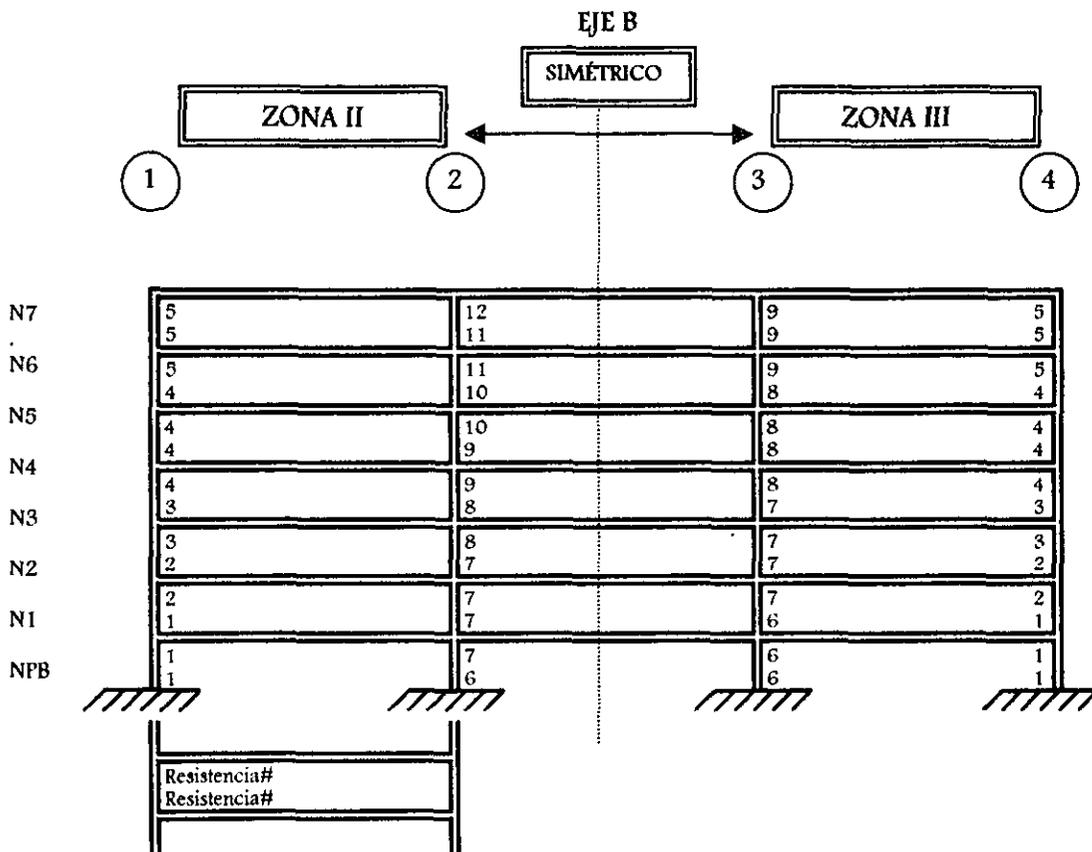


Fig 4.7.- Tipos de resistencias de extremos de columnas, edificio 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y II (ver tablas 4.5 y 4.6, respectivamente)

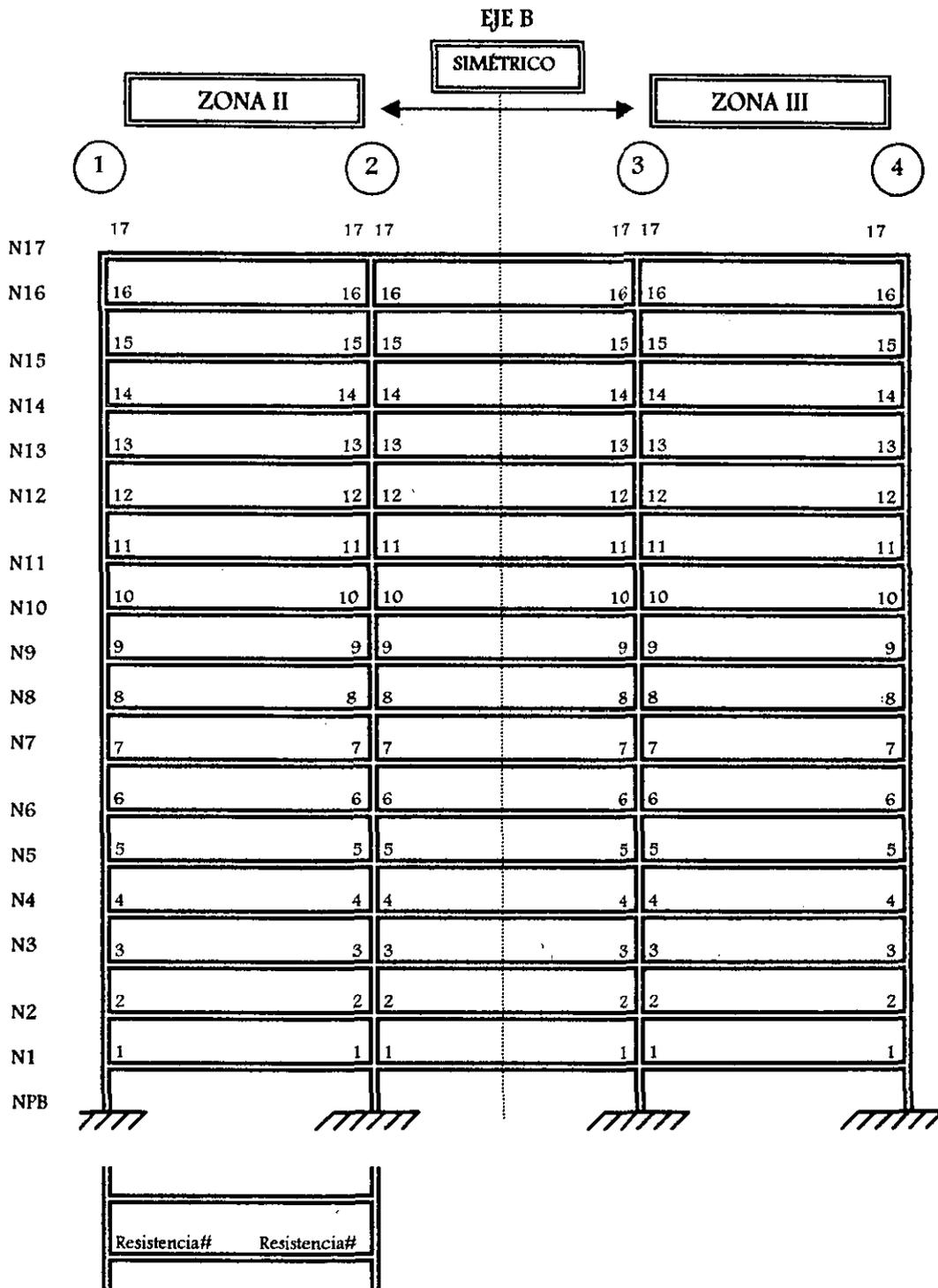


Fig 4.8.- Tipos de resistencias de extremos de vigas, edificio 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III (ver tablas 4.7 y 4.8, respectivamente)

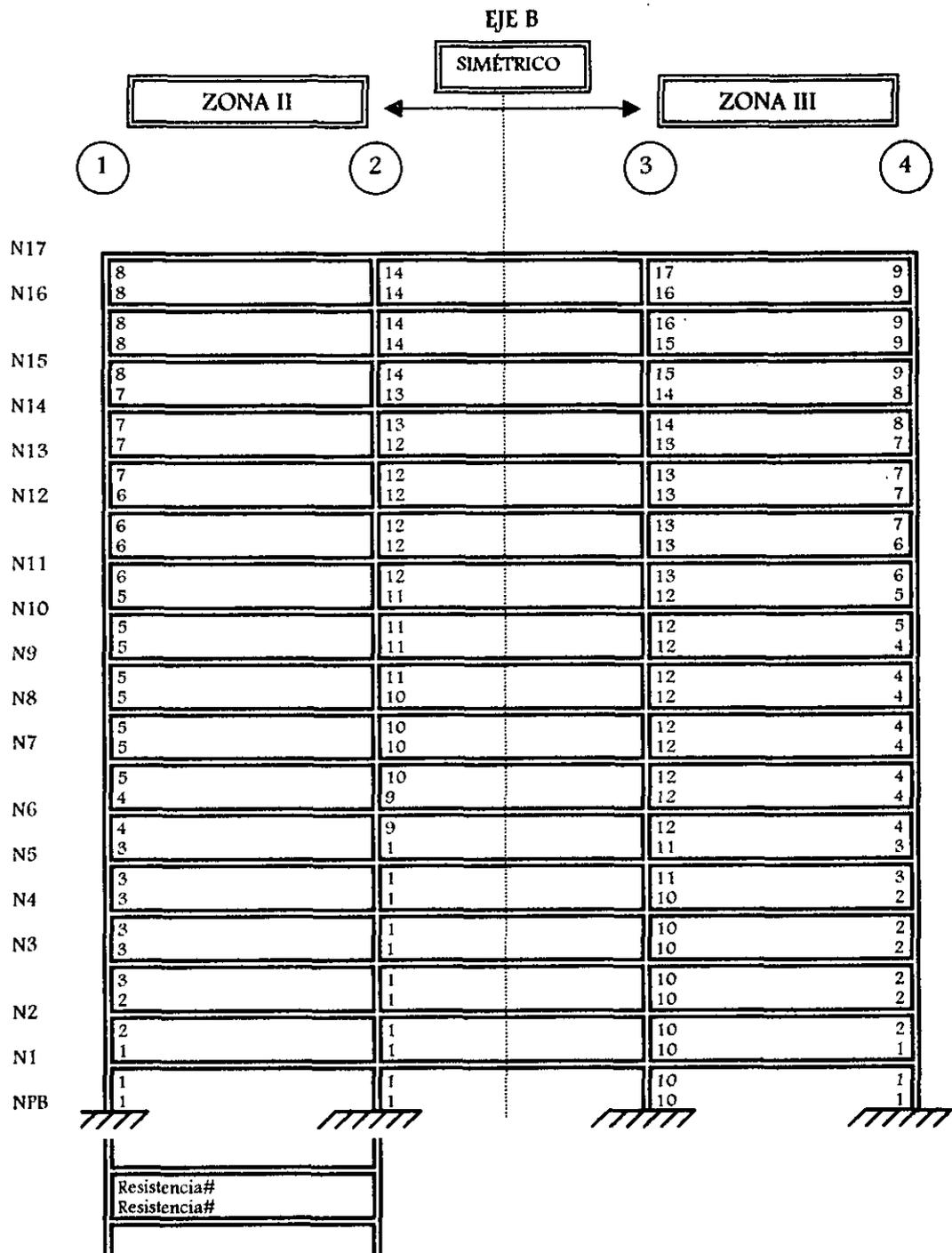


Fig 4.9.- Tipos de resistencias de extremos de columnas, edificio 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III (ver tablas 4.9 y 4.10, respectivamente)

### 4.3.2 Efectos del amortiguamiento viscoso

La respuesta dinámica en el dominio del tiempo se determina integrando numéricamente paso a paso las ecuaciones del movimiento, según el método descrito en el cap 2. El DRAIN-2DX cuenta con la posibilidad de poder especificar una matriz de amortiguamiento viscoso, proporcional a las matrices de rigidez inicial de los elementos y las masas nodales, a saber:

$$C = \sum \alpha M + \sum \beta K_{\beta}$$

Los factores de proporcionalidad  $\alpha$  y  $\beta$  se obtienen con las siguientes expresiones (Clough y Penzien, 1993):

$$\alpha = \frac{4\pi\xi}{T_1 + T_2} \quad \beta = \frac{T_1 T_2 \xi}{\pi(T_1 + T_2)}$$

Donde:

$\xi$  = Porcentaje de amortiguamiento crítico para el primer y segundo modo de vibrar

$T_1$  = Periodo del primer modo de vibración lateral en la dirección del marco del eje B de interés

$T_2$  = Periodo del segundo modo de vibración lateral en la dirección del marco del eje B de interés

Al tener en este trabajo estructuras de acero, y de acuerdo a reportes de la literatura, se consideró un porcentaje de amortiguamiento crítico,  $\xi$ , de 2 por ciento.

La tabla 4.12 tiene los periodos de los dos primeros modos de vibrar y los valores de los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$ , para la estructura de 7 niveles, diseñada según las condiciones sísmicas de las zonas sísmicas II y III. Los valores correspondientes del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, se muestran en la tabla 4.13.

Tabla 4.12.- Valores de  $\alpha$  y  $\beta$  para el análisis sísmico dinámico paso a paso del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

Edificio	Periodos naturales (s)		Constantes de amortiguamiento	
	$T_1$	$T_2$	$\alpha$	$\beta$
Diseño-Zona II	1.459	0.477	0.1300	0.00229
Diseño-Zona III	1.326	0.439	0.1424	0.00210

Tabla 4.13.- Valores de  $\alpha$  y  $\beta$  para el análisis sísmico dinámico paso a paso del eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

Edificio	Periodos naturales (s)		Constantes de amortiguamiento	
	$T_1$	$T_2$	$\alpha$	$\beta$
Diseño-Zona II	2.237	0.798	0.0828	0.00374
Diseño-Zona III	1.673	0.582	0.1114	0.00274

#### 4.3.3 Pruebas de calibración

A fin de que el marco del eje B (interior) de cada estructura, analizado con el DRAIN-2DX, representara adecuadamente la respuesta tridimensional del edificio correspondiente, se realizaron las siguientes pruebas de calibración:

1. Los periodos de los tres primeros modos de vibración del eje plano corresponden con los periodos respectivos del edificio. Para lograr lo anterior, fue necesario determinar la masa asociada al marco del eje en estudio (eje B). Las tablas 4.14 a 4.17 presentan la comparación de los tres primeros periodos de cada edificio tridimensional de 7 y 17 niveles (ETABS-6), y los correspondientes periodos obtenidos con el marco plano analizado (DRAIN-2DX), diseño para ambas zonas sísmicas.

Tabla 4.14.- Periodos ETABS versus DRAIN, calibración del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II

Programa	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)
ETABS-6	1.459	0.477	0.263
DRAIN-2DX	1.459	0.475	0.264

Tabla 4.15.- Periodos ETABS versus DRAIN, calibración del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica III

Programa	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)
ETABS-6	1.326	0.439	0.244
DRAIN-2DX	1.325	0.439	0.245

Tabla 4.16.- Periodos ETABS versus DRAIN, calibración del eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II

Programa	T <sub>1</sub> (s)	T <sub>2</sub> (s)	T <sub>3</sub> (s)
ETABS-6	2.237	0.798	0.456
DRAIN-2DX	2.237	0.802	0.464

Tabla 4.17.-Periodos ETABS versus DRAIN, calibración del eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica III

Programa	T <sub>1</sub> (s)	T <sub>2</sub> (s)	T <sub>3</sub> (s)
ETABS-6	1.673	0.582	0.335
DRAIN-2DX	1.673	0.584	0.338

2. Los desplazamientos laterales de un análisis sísmico dinámico y estático del modelo tridimensional (ETABS-6) y del marco del plano del eje B (DRAIN-2DX) se hacen coincidir. Para los análisis del marco plano del eje B, las fuerzas sísmicas laterales se obtuvieron después de conocer los cortantes de las columnas de cada entrepiso del eje en estudio, según los resultados del análisis sísmico estático tridimensional. El DRAIN-2DX permite realizar análisis dinámicos modales espectrales de las estructuras planas de interés; para fines de esta calibración, se compararon los desplazamientos determinados tridimensionalmente (ETABS-6) y los del marco plano B (DRAIN-2DX); las figs 4.10 a 4.13 comparan gráficamente las respuestas correspondientes de los edificios de 7 y 17 niveles, análisis estático y dinámico; los desplazamientos no se encuentran multiplicados por el factor de comportamiento sísmico Q. Las diferencias de resultados entre los modelos tridimensional y plano, análisis dinámico y estático, son poco significativos.

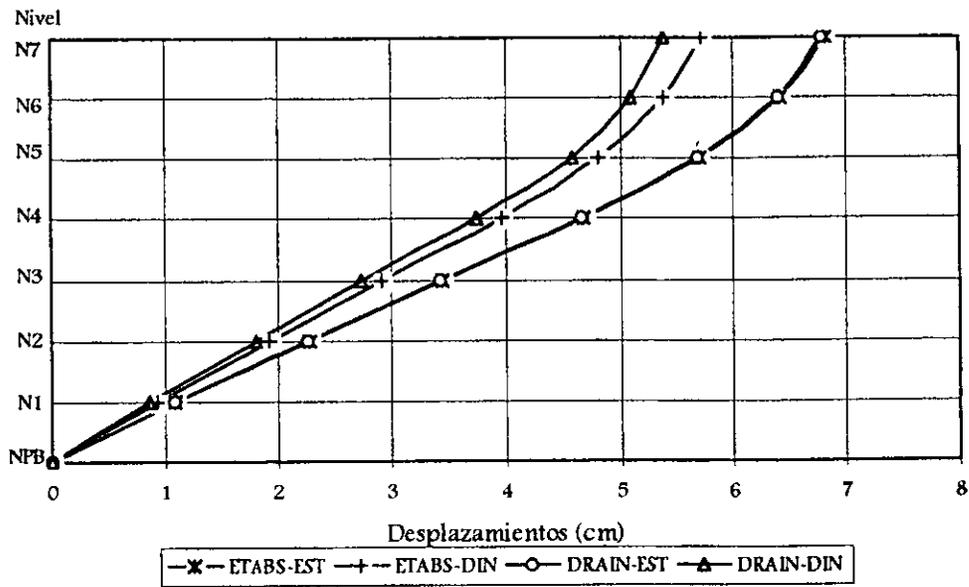


Fig 4.10.- Comparación de desplazamientos DRAIN versus ETABS, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II

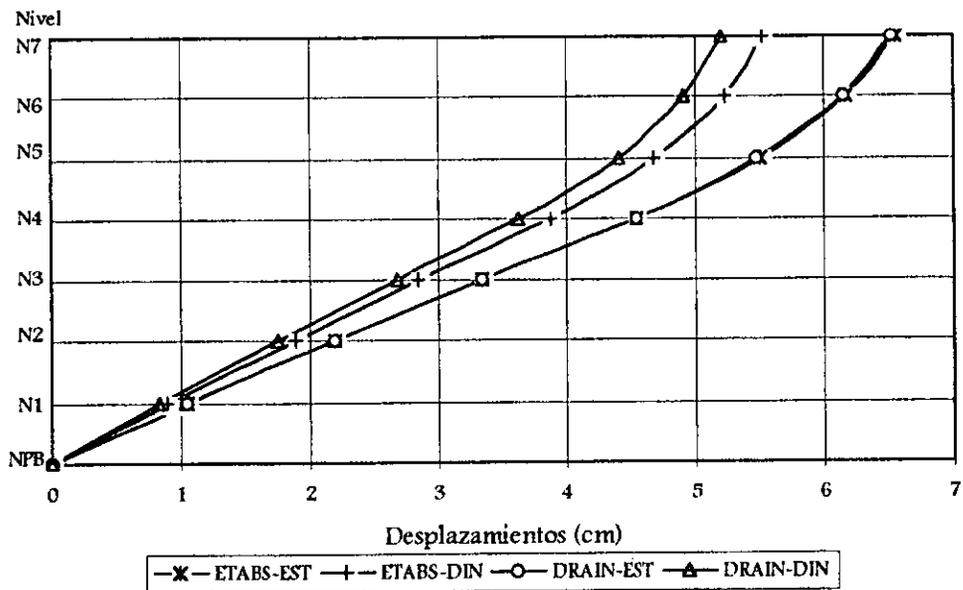


Fig 4.11.- Comparación de desplazamientos DRAIN versus ETABS, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III

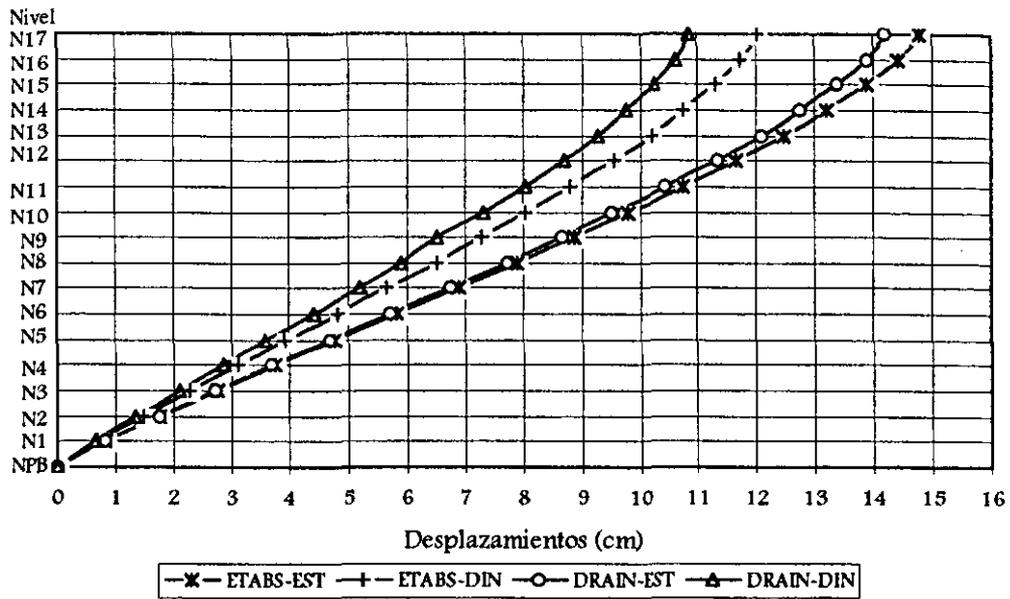


Fig 4.12.- Comparación de desplazamientos DRAIN versus ETABS, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II

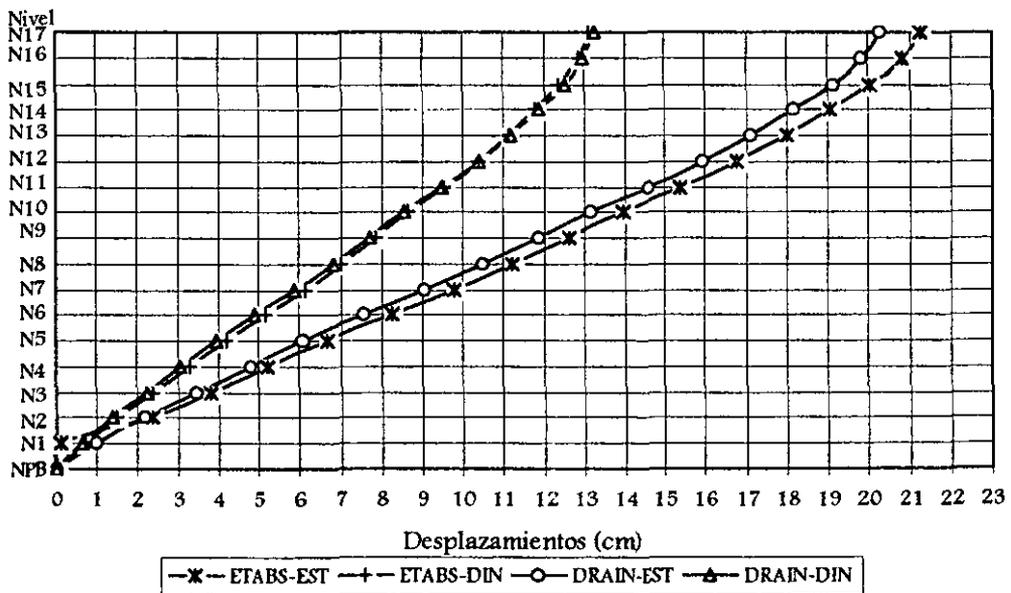


Fig 4.13.- Comparación de desplazamientos DRAIN versus ETABS, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III

3. Los elementos mecánicos del análisis por carga vertical (cargas muertas y vivas) y por carga lateral (análisis estático y dinámico modal espectral) de los modelos tridimensional (ETABS-6) y plano, marco del eje B (DRAIN-2DX), son similares.

Por tanto, con base en todas estas comparaciones y en las diferencias resultantes poco significativas, se tuvo la confianza de que el marco del eje interior B modelado con el DRAIN-2DX, representa adecuadamente el comportamiento estructural obtenido tridimensionalmente.

## 4.4 Respuestas inelásticas

Se presentan las respuestas de los análisis dinámicos paso a paso elásticos e inelásticos de las estructuras planas de 7 y 17 niveles, diseñadas para las condiciones sísmicas II y III. A nivel global se tienen: los desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea, relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea, las historias de los coeficientes sísmicos, los valores de las demandas globales de ductilidad desarrolladas, y la distribución global de articulaciones plásticas; y, a nivel local: las historias de elementos mecánicos en vigas y columnas, además de las demandas máximas de ductilidad local.

### 4.4.1 Edificio de 7 niveles

Se muestran las respuestas de los análisis sísmicos inelásticos paso a paso del eje B del edificio de 7 niveles, diseño para ambas zonas sísmicas.

#### 4.4.1.1 Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demanda de ductilidad global

La fig 4.14 presenta las envolventes de los desplazamientos horizontales máximos, elásticos e inelásticos, del eje B del edificio de 7 niveles, diseñado en la zona sísmica II, empleando los registros de aceleraciones VIVE-EW-85 y ROMA-EW-Modificado, representativos de la zona de transición del Valle de México. Además, se incluye, con fines comparativos, la envolvente correspondiente al análisis dinámico modal, con el espectro de la zona II del RDF-93. Sólo se muestran las respuestas elásticas derivadas del acelerograma VIVE-EW-85, al no observarse comportamiento inelástico. Los desplazamientos elásticos e inelásticos calculados con el registro ROMA-EW-Modificado son mayores a los determinados con el acelerograma VIVE-EW-85; la estructura ante el registro de la Col. Roma si tiene excursión en el intervalo inelástico. Al comparar

contra la envolvente del análisis modal espectral, ésta tiene respuestas mayores con respecto de los resultados del registro VIVE-EW-85, pero menores que las envolventes (elásticas e inelásticas, paso a paso) que resultan con el registro ROMA-EW-Modificado.

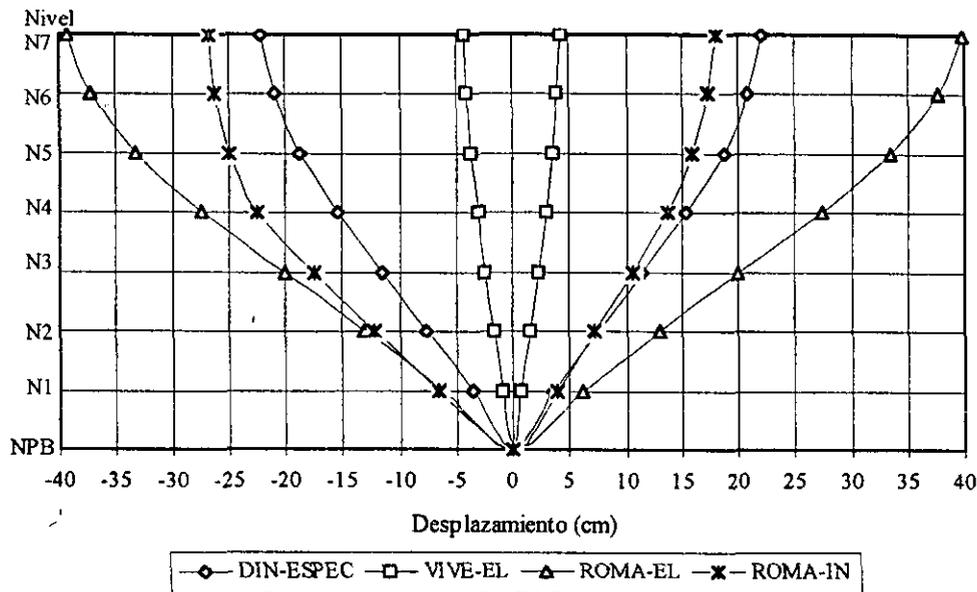


Fig 4.14.- Desplazamientos laterales máximos del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, VIVE-EW y ROMA-EW-Mod

A continuación, se tienen los resultados del análisis paso a paso del edificio de 7 niveles, diseñado según las condiciones sísmicas de la zona III, pero ahora utilizando el registro SCT-EW-85, representativo de la zona compresible. La fig 4.15 muestra las envolventes correspondientes a este caso, donde las diferencias entre los análisis paso a paso elásticos e inelásticos son prácticamente despreciables al comparar contra los resultados del análisis dinámico modal espectral; si acaso, las respuestas inelásticas paso a paso son ligeramente mayores en los niveles NPB a N4, y menores en los niveles siguientes.

Las figs 4.16 y 4.17 presentan las historias de desplazamientos en azotea de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos, con los registros VIVE-EW-85 y ROMA-EW-Modificado, respectivamente, para el edificio de 7 niveles diseñado según las condiciones de la zona sísmica de transición. Los desplazamientos determinados con el acelerograma VIVE-EW-85 son hasta 10 veces menores que los que se calculan con el registro ROMA-EW-Modificado. Ante la acción del sismo VIVE-EW-85 no hay excursión en el intervalo inelástico, mientras que la estructura excitada con el registro ROMA-EW-Modificado sí presenta comportamiento en el intervalo no lineal, principalmente en el intervalo de 35 s a 55 s, después de iniciada la excitación.

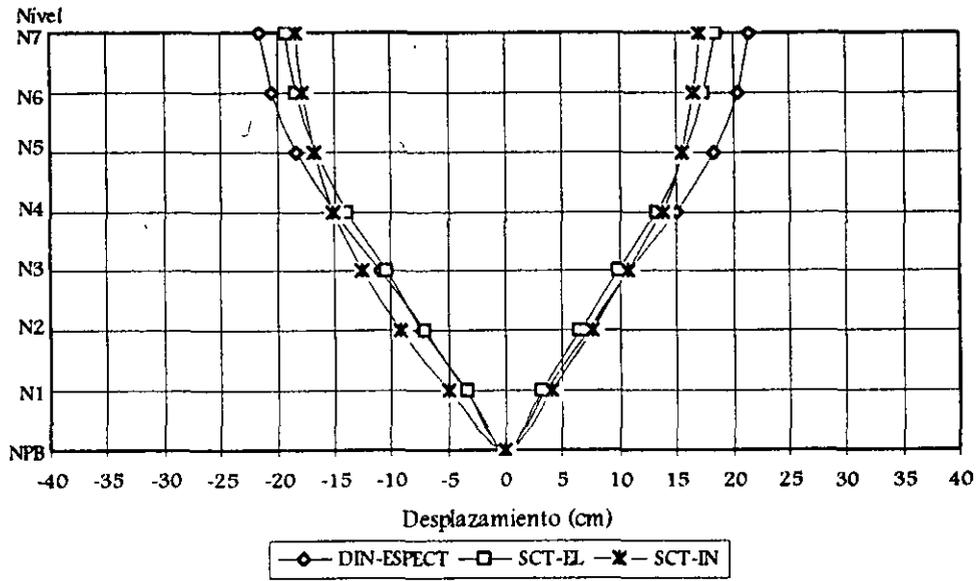


Fig 4.15.- Desplazamientos laterales máximos del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III, SCT-EW-85

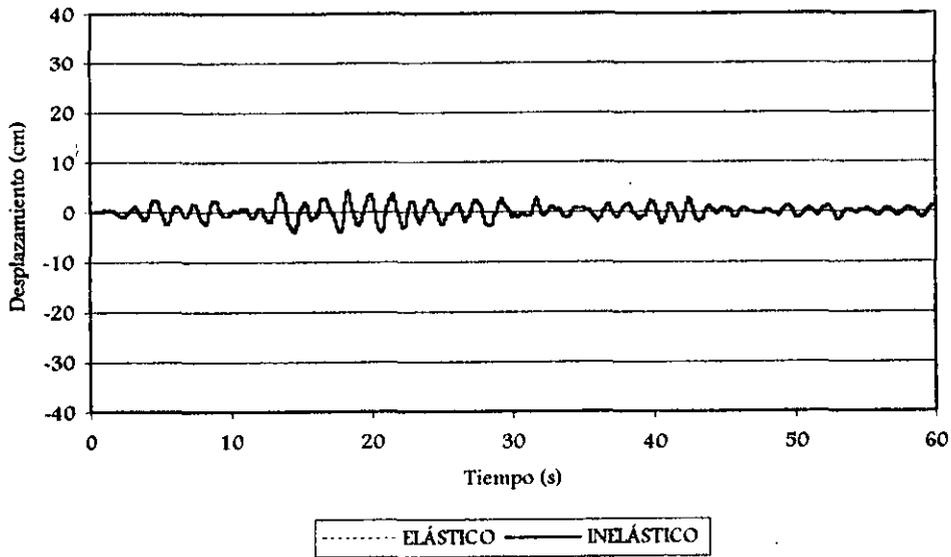


Fig 4.16.- Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, VIVE-EW-85

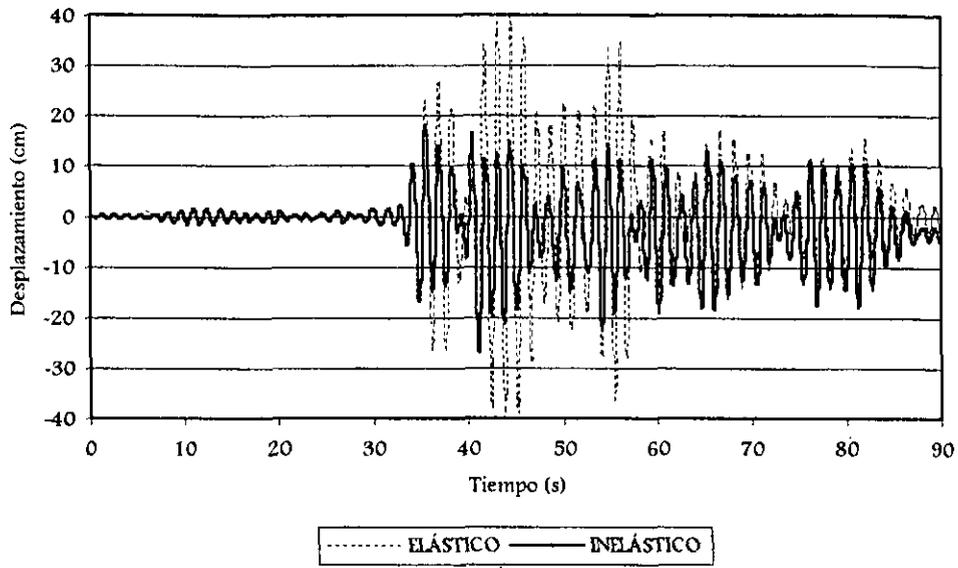


Fig 4.17.- Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, ROMA-EW-Mod

La fig 4.18 tiene las historias de desplazamientos en azotea del edificio de 7 niveles, diseñado en zona compresible, ante el registro SCT-EW-85; se observa que se entra, ligeramente, en el intervalo inelástico.

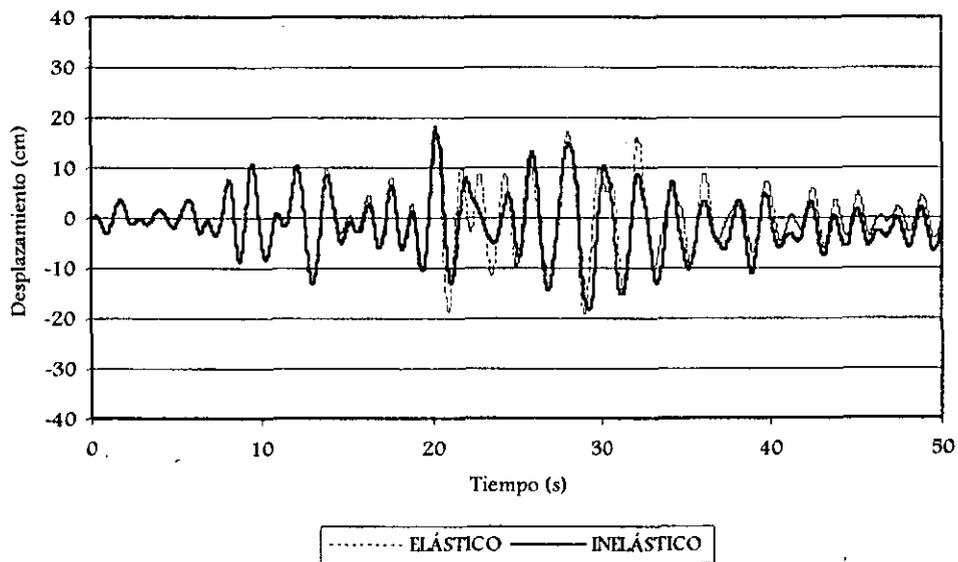


Fig 4.18.- Historia de desplazamientos en azotea, eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III, SCT-EW-85

La tabla 4.18 presenta los cálculos de las demandas de ductilidad global desarrolladas en el edificio de 7 niveles, ante los registros ROMA-EW-Mod y SCT-EW-85, según como se indicó en el cap 2. El valor  $\Delta y_{inel}$  corresponde al desplazamiento lateral de azotea en que se presenta la primera articulación plástica, y  $\Delta y_{inel-m\acute{a}x}$  al máximo valor inelástico registrado en la historia del tiempo. La relación  $\mu_G$  entre estos dos valores da una idea bastante buena del factor de comportamiento de ductilidad global que tuvo que desarrollar cada estructura ante un acelerograma dado. Los valores de  $\mu_G$  de esta tabla, edificio 7 niveles, son congruentes con el comportamiento inelástico observado ante los registros: VIVE-EW-85, ROMA-EW-Mod. Y SCT-EW-85. Ante el registro VIVE-EW-85 la estructura de 7 niveles se comportó elástica (esto es,  $\mu_G = 1$ ).

Tabla 4.18.- Valores máximos de demanda de ductilidad global, edificio 7 niveles

Registro	$\Delta y_{inel}$ (cm)	$\Delta y_{inel-m\acute{a}x}$ (cm)	$\mu_G = \Delta y_{inel-m\acute{a}x} / \Delta y_{inel}$
VIVE-EW-85	4.27	4.27	1.00
ROMA-EW-Mod.	14.04	26.79	1.91
SCT-EW-85	10.64	18.31	1.72

#### 4.4.1.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_{ri}/h_i$

A continuación se presentan las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso calculadas a partir de los valores máximos absolutos de los desplazamientos laterales del análisis paso a paso elásticos e inelásticos. Con este tipo de respuesta es posible ver lo que sucede a nivel de entrepiso, y así verificar el comportamiento de los edificios con respecto del estado límite de servicio que especifica el RDF-93.

La fig 4.19 presenta la distribución en elevación de las relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$  del eje B, estructura de 7 niveles, diseño zona II, ante la excitación del registro VIVE-EW-85; además, se muestran las relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$  del análisis dinámico modal espectral, determinadas con el ETABS-6. Se corrobora que no hubo comportamiento inelástico, ya que las respuestas de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico son iguales; además, sus valores son, por mucho, menores a los que resultan del análisis modal espectral, y, por tanto, cumplen con el valor límite permisible de 0.012.

La fig 4.20 muestra las relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$  del eje B de la estructura de 7 niveles, diseñada en la zona sísmica II, ante el registro ROMA-EW-Mod, comportamientos elástico e inelástico; además, se

tienen las respuestas del análisis dinámico modal espectral, para fines comparativos; los resultados del análisis dinámico paso a paso inelástico son mucho menores que los del análisis elástico, debido al excursionamiento importante en el rango no-lineal. Las relaciones  $\Delta_{ni}/h_i$  elásticas rebasan por mucho el nivel máximo permisible de 0.012; sin embargo, las respuestas del análisis inelástico, son ligeramente conservadoras con respecto de las obtenidas en el análisis dinámico modal espectral.

La fig 4.21 tiene ahora las relaciones  $\Delta_{ni}/h_i$  del eje B, de la estructura de 7 niveles, diseñada en la zona sísmica III, excitada ante el registro SCT-EW-85. Las relaciones del análisis inelástico, resultan con valores inferiores con respecto de las obtenidas en el análisis dinámico modal espectral.

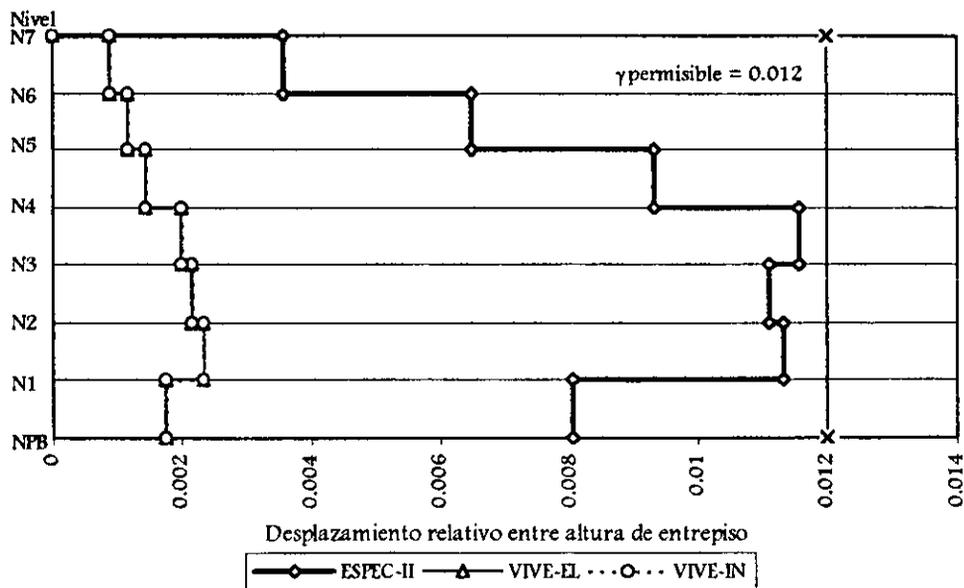


Fig 4.19.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, VIVE-EW-85

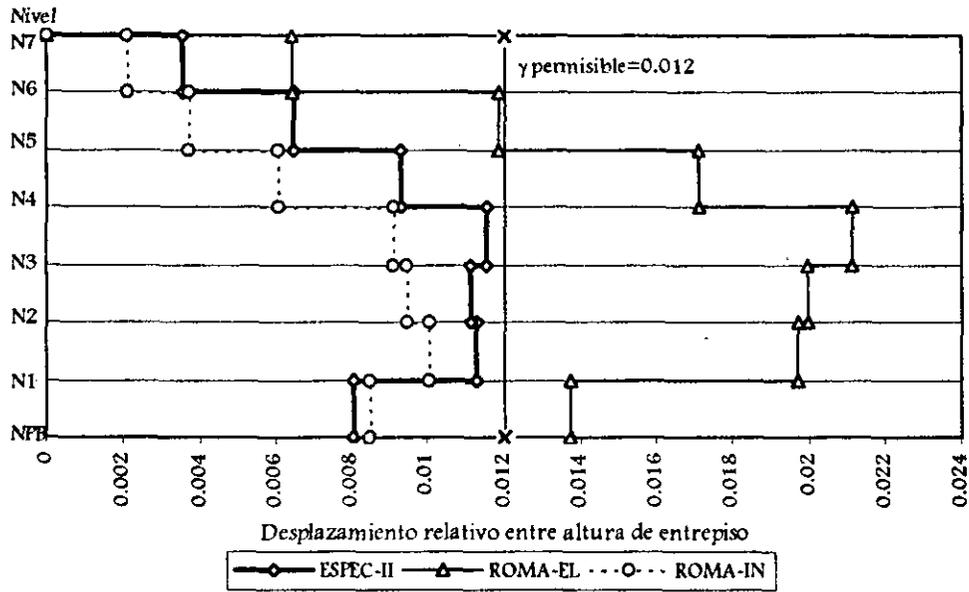


Fig 4.20.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, ROMA-EW-Mod.

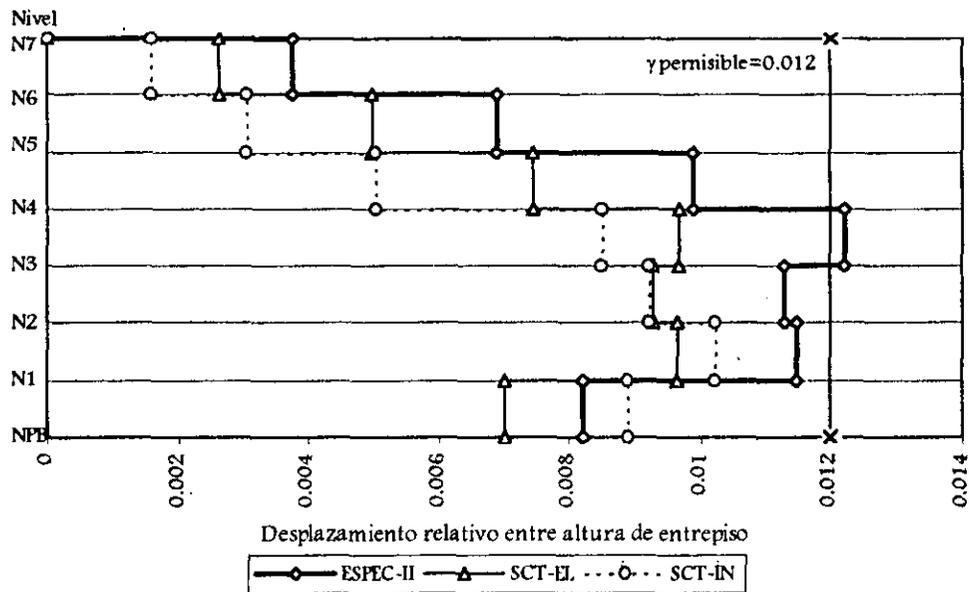


Fig 4.21.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III, SCT-EW-85

#### 4.4.1.3 Historias de coeficientes sísmicos

El coeficiente sísmico de cada tiempo  $t_i$ , según este trabajo, es el cociente de la suma algebraica de las fuerzas cortantes actuantes en todas las columnas de planta baja, registradas en el tiempo  $t_i$ , entre el peso total de la estructura por arriba de dicho nivel.

La fig 4.22 presenta la historia de los coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II, ante la acción del registro VIVE-EW-85; en este caso no hubo comportamiento no-lineal.

La fig 4.23 compara las historias de los coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos del eje B, edificio de 7 niveles, diseño en zona sísmica II, ante la excitación del registro ROMA-EW-Mod; los coeficientes determinados con este registro son bastante superiores que los calculados con el acelerograma VIVE-EW-85; además, para este caso sí se tienen excursiones importantes en el rango inelástico.

La fig 4.24 tiene las historias de los coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos del eje B, edificio de 7 niveles, diseño en zona sísmica III, ante la acción del acelerograma SCT-EW-85; se presenta un ligero comportamiento inelástico en el intervalo de tiempo de 20 a 30s. Los valores son mayores a los que se registran ante el acelerograma VIVE-EW-85, pero menores a los de ROMA-EW-Mod.

La tabla 4.19 presenta los valores máximos de los coeficientes sísmicos de todos los casos del edificio de 7 niveles, así como también las relaciones del valor elástico entre el inelástico; dichos cocientes son congruentes con el nivel de comportamiento inelástico observado en cada caso.

Tabla 4.19.- Comparación de coeficientes sísmicos máximos del eje B, edificio 7 niveles

Edificio 7 niveles	Coeficiente sísmico máximo		$C_s$ elástico/ $C_s$ inelástico
	Elástico	Inelástico	
Zona II VIVE-EW-85	0.0167	0.0167	1.0000
Zona II ROMA-EW-Mod.	0.1212	0.0497	2.4386
Zona III SCT-EW-85	0.0830	0.0649	1.2789

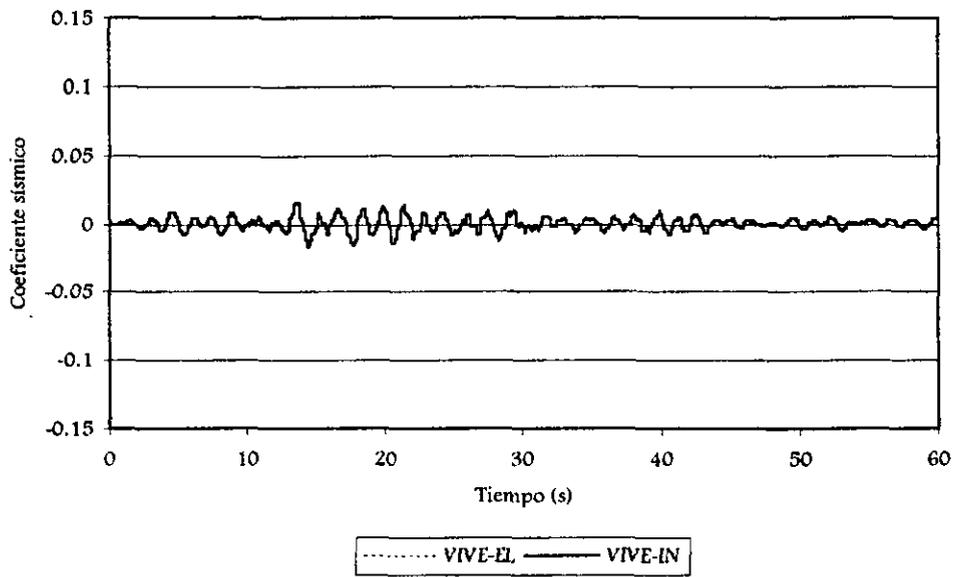


Fig 4.22.- Historia de coeficientes sísmicos del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro VIVE-EW-85

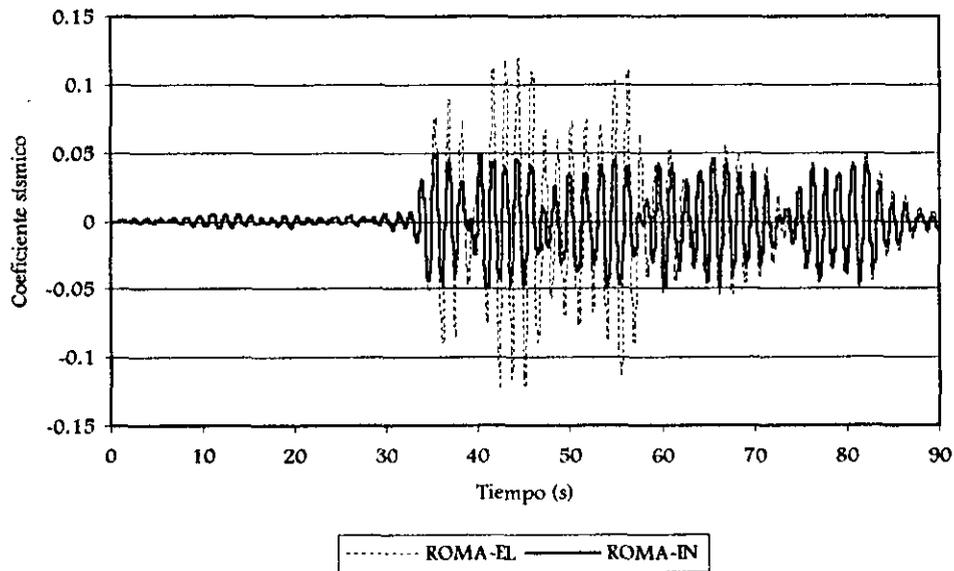


Fig 4.23.- Historia de coeficientes sísmicos del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

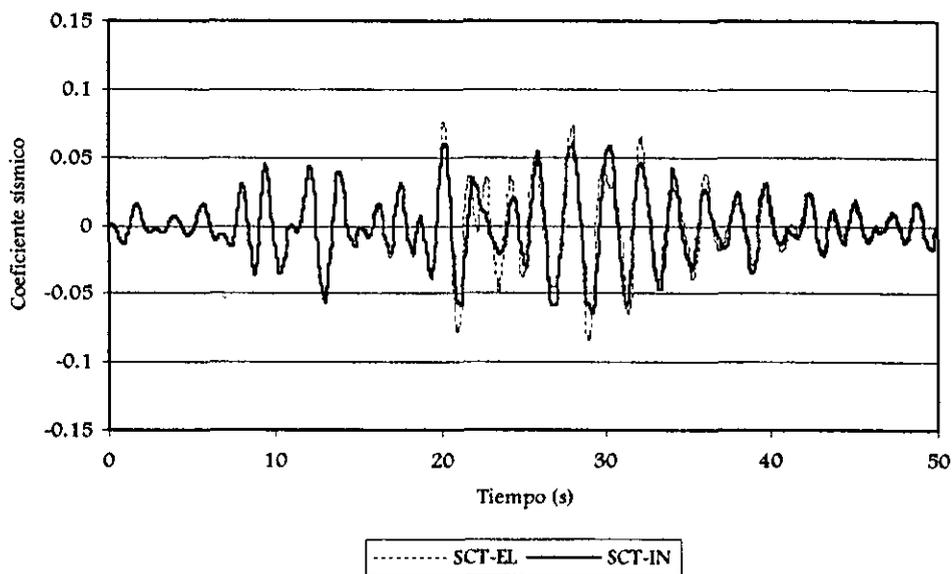


Fig 4.24.- Historia de coeficientes sísmicos del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

#### 4.4.1.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Se presenta en esta sección los resultados de las relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea, comportamientos elástico e inelástico de cada uno de los casos del edificio de 7 niveles. Con este tipo de gráficas es posible observar la variación de la resistencia y rigidez lateral de las estructuras, así como su forma de disipar energía (por medio del área encerrada) cuando cada estructura está siendo excitada por un acelerograma determinado.

La fig 4.25 muestra que la estructura de 7 niveles, diseño de zona sísmica II, excitada ante el registro VIVE-EW-85, no presenta excursión en el rango inelástico; los resultados tienden a concentrarse en una línea recta, que por efectos de escala, se visualiza como una pequeña concentración de puntos. La única disipación de energía notada, es la que se tiene debido al amortiguamiento viscoso supuesto (2 por ciento).

Las figs 4.26 y 4.27 tienen los resultados elásticos e inelásticos, respectivamente, del edificio de 7 niveles, diseño de zona II, ante las aceleraciones del registro ROMA-EW-Mod; se presenta una

clara excursión en el rango inelástico. Con el análisis elástico, los desplazamientos son de  $\pm 40$  cm y las fuerzas cortantes basales de  $\pm 350$  t; con el análisis inelástico, los desplazamientos varían entre  $-25$  cm y  $+20$  cm, y las fuerzas cortantes basales entre  $\pm 150$  t. Las reducciones importantes anteriores de respuesta, indican una considerable disipación de energía por histéresis en este tipo de estructuras, ante la acción de las fuerzas sísmicas generadas por el sismo ROMA-EW-Mod.

Con base en las figs 4.28 y 4.29 se aprecia que en el edificio de 7 niveles, diseño de zona III y ante el registro SCT-EW-85, se presenta un ligero comportamiento inelástico; se nota pocas diferencias en la respuesta entre el comportamiento elástico e inelástico.

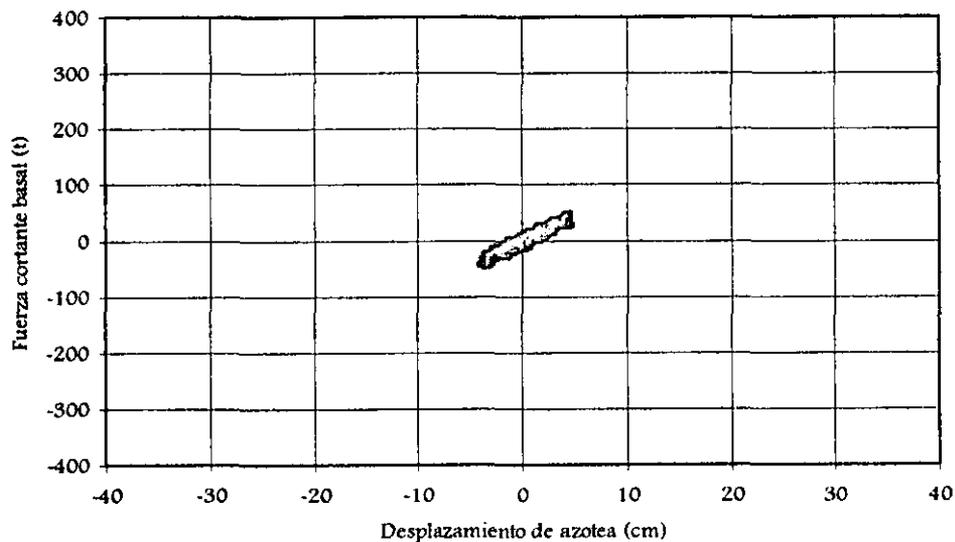


Fig 4.25.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro VIVE-EW-85

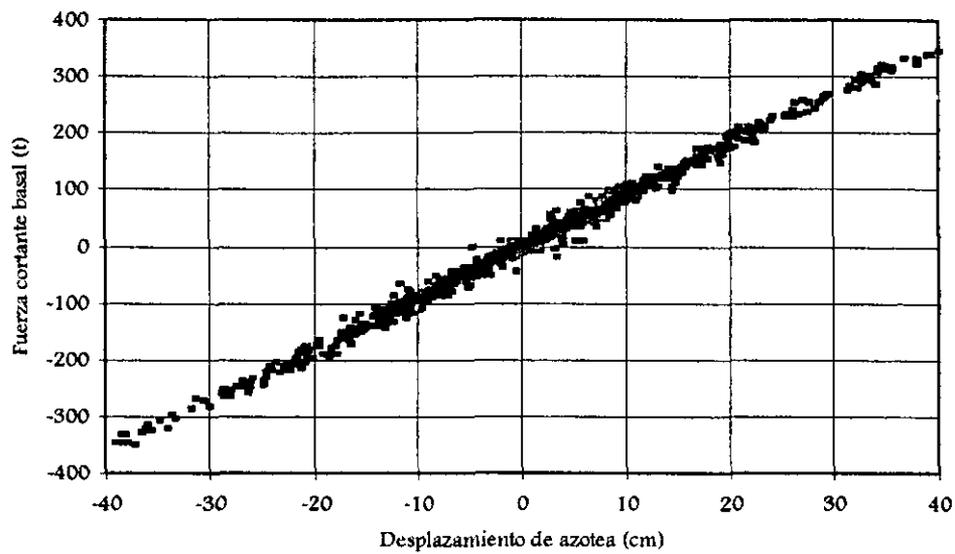


Fig 4.26.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea (comportamiento elástico) del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod.

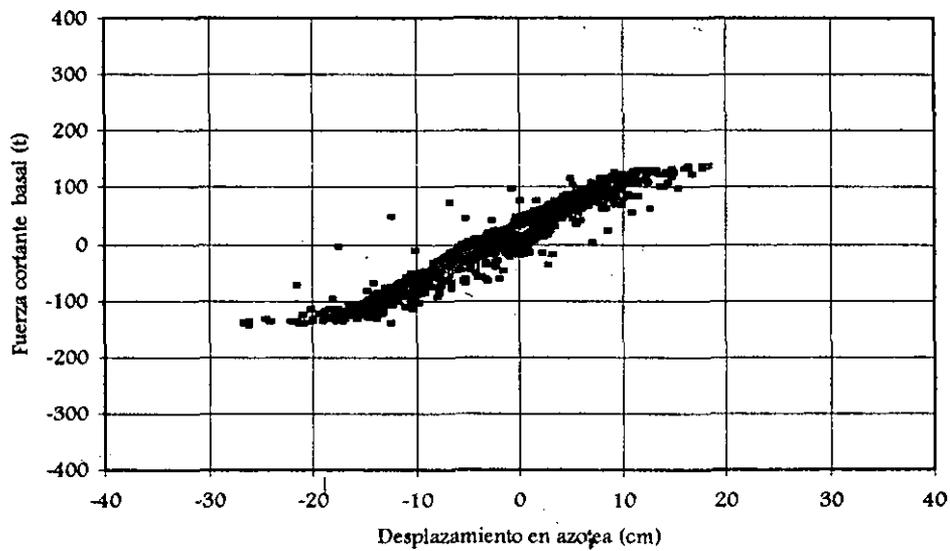


Fig 4.27.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea (comportamiento inelástico) del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod,

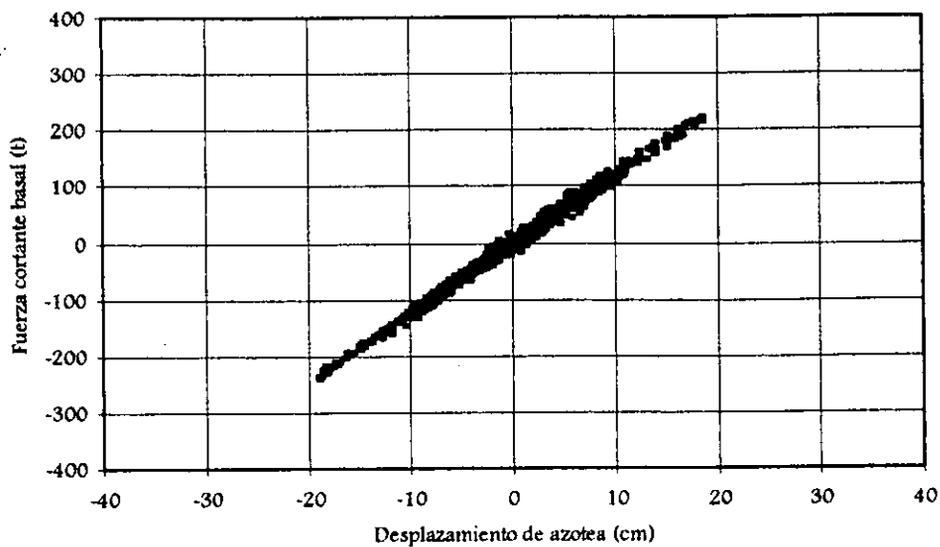


Fig 4.28.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea (comportamiento elástico) del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

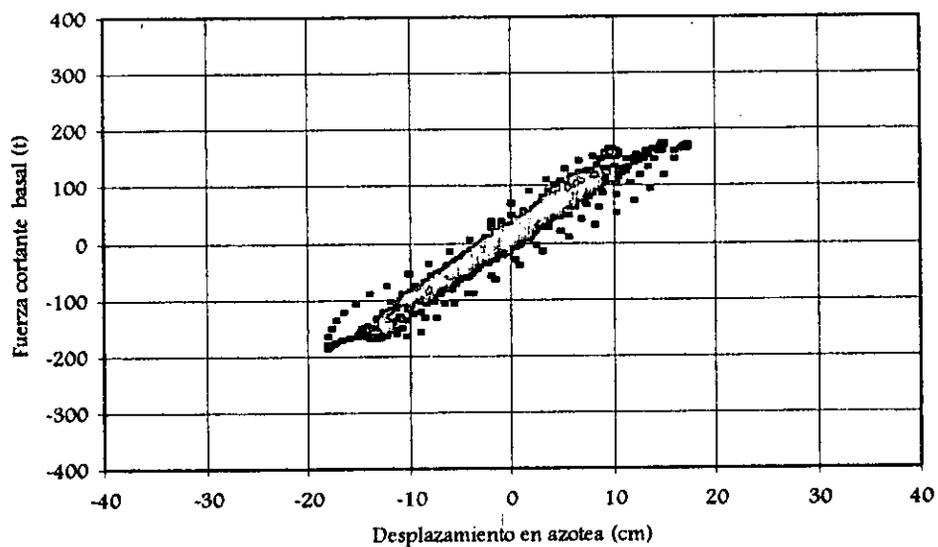


Fig 4.29.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea (comportamiento inelástico) del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

#### 4.4.1.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

Para observar el comportamiento a nivel local de los elementos estructurales del eje B analizado, se seleccionaron el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 y el extremo inferior de la columna 1 del entrepiso NPB-N1 (ver fig 4.30)

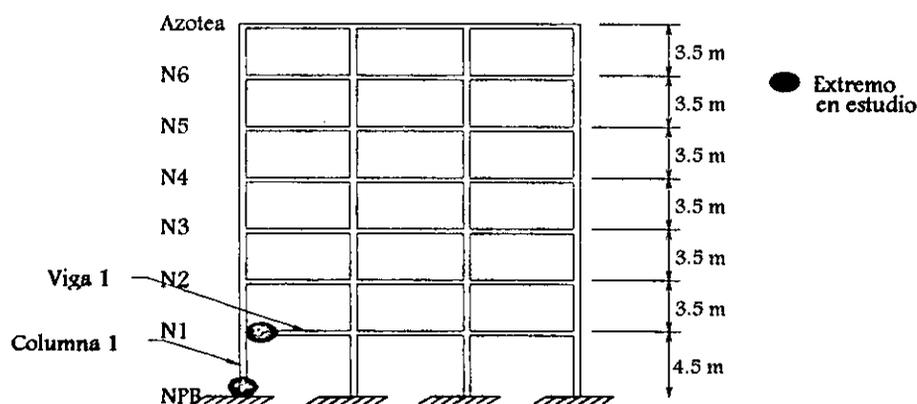


Fig 4.30.- Miembros estructurales y extremos de interés del eje B, estructura 7 niveles

##### a) Historias de momentos flexionantes y resistencias de la viga 1

La fig 4.31 muestra la historia de momentos flexionantes de la viga 1 del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II, ante los efectos del registro VIVE-EW-85; estos resultados se comparan contra las resistencias positiva y negativa. No existe comportamiento inelástico: los momentos actuantes son menores a los momentos resistentes. La fig 4.32 presenta los resultados de la misma viga, pero ahora utilizando el acelerograma ROMA-EW-Mod; en este caso, sí se aprecia comportamiento inelástico, debido a que en varios ciclos se alcanza la resistencia disponible del elemento estructural.

La fig 4.33 presenta ahora la historia de momentos flexionantes de dicha viga, con base en los resultados ante el registro SCT-EW-85; para este caso se aprecia ligera excursión en el rango inelástico.

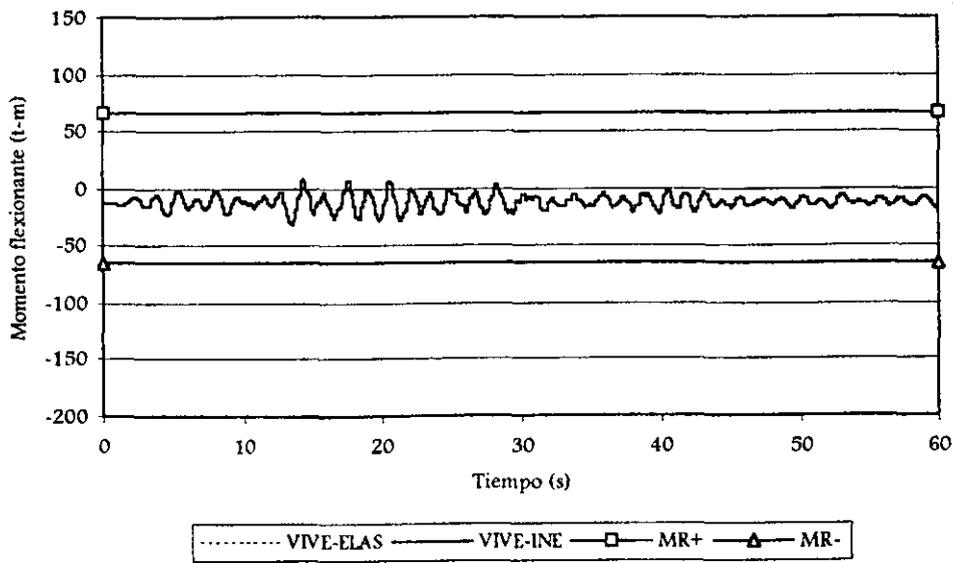


Fig 4.31.- Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro VIVE-EW-85

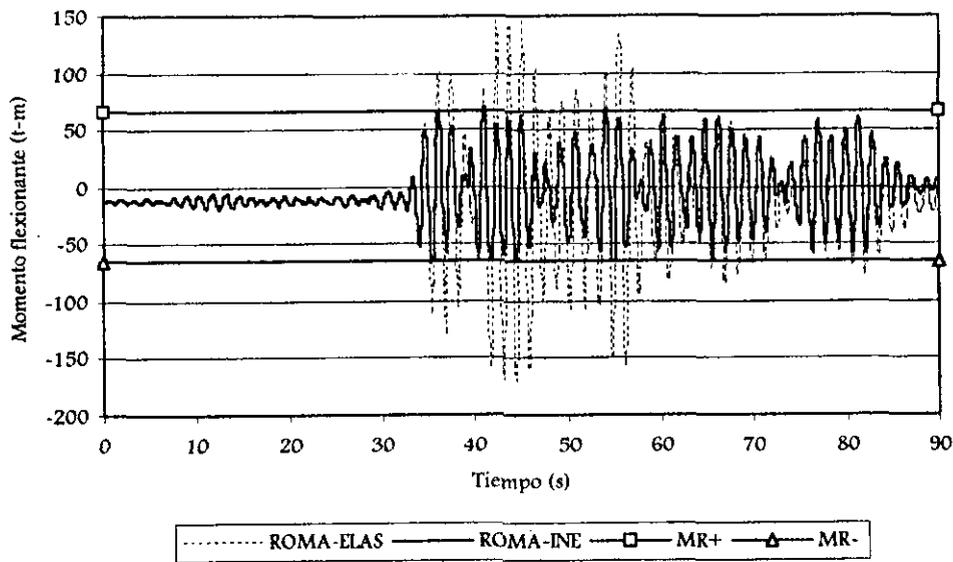


Fig 4.32.- Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

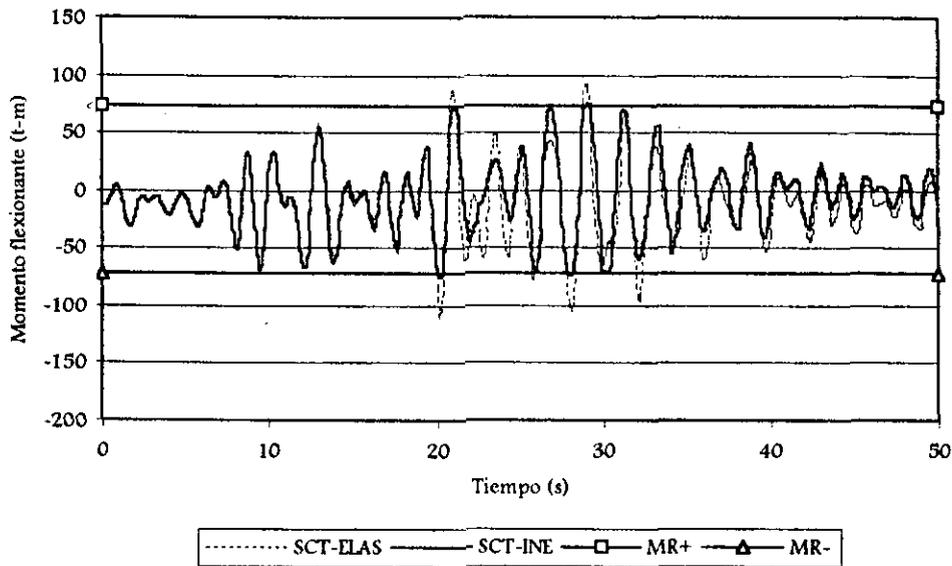


Fig 4.33.- Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

b) Historia de Fuerzas cortantes y resistencias de la viga 1

La fig 4.34 muestra la historia en el tiempo de las fuerzas cortantes de la viga de interés del eje B, edificio de 7 niveles, diseño según condiciones de la zona sísmica II, ante el registro VIVE-EW-85; las fuerzas cortantes elásticas e inelásticas son mucho menores que las resistencias disponibles al cortante. Lo mismo ocurre ante la acción de los acelerogramas ROMA-EW-Mod (fig 4.35) y SCT-EW-85 (fig 4.36) como era de esperarse; esto es, se tiene una reserva adecuada de resistencia por cortante en las vigas del edificio de 7 niveles, para así poder garantizar las fluencias por flexión en dichas vigas y flexocompresión en las columnas.

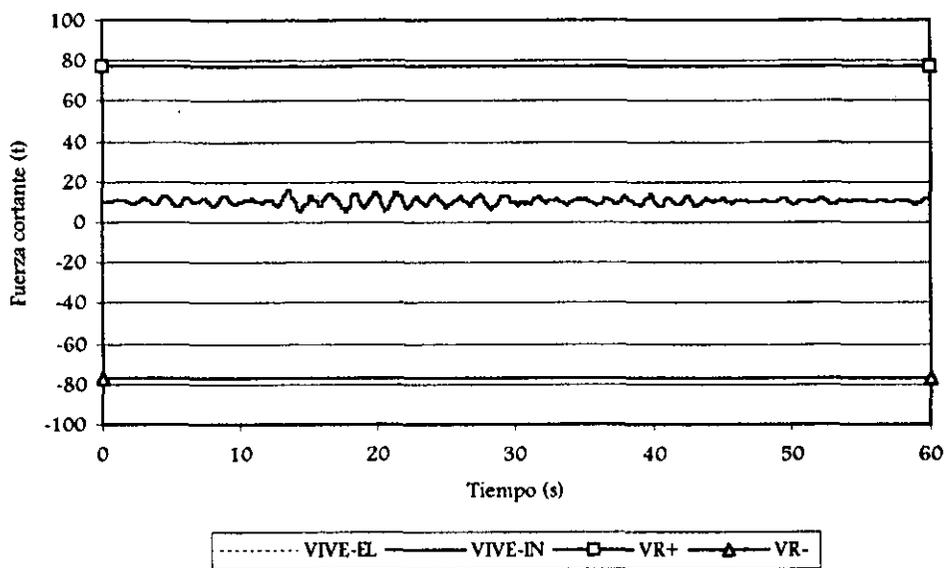


Fig 4.34.- Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro VIVE-EW-85

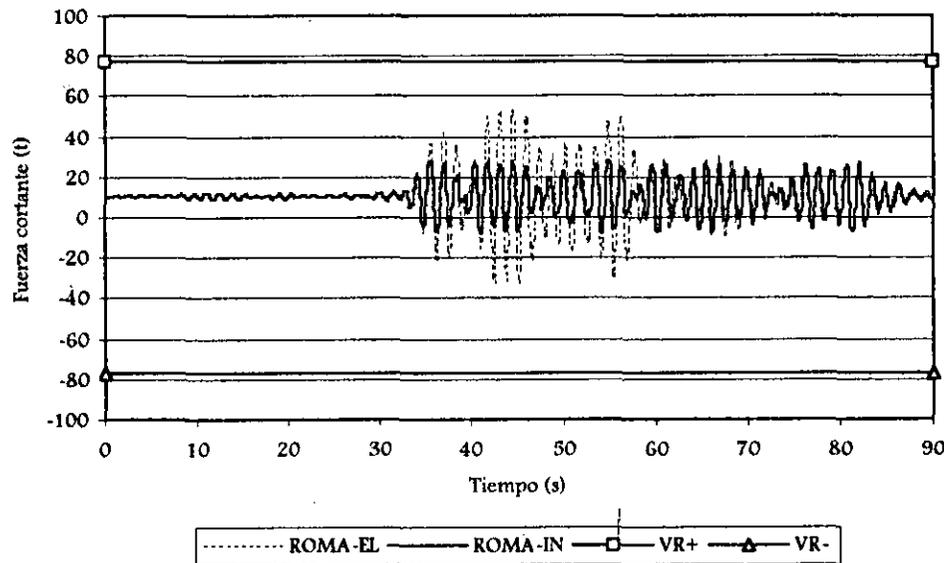


Fig 4.35.- Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

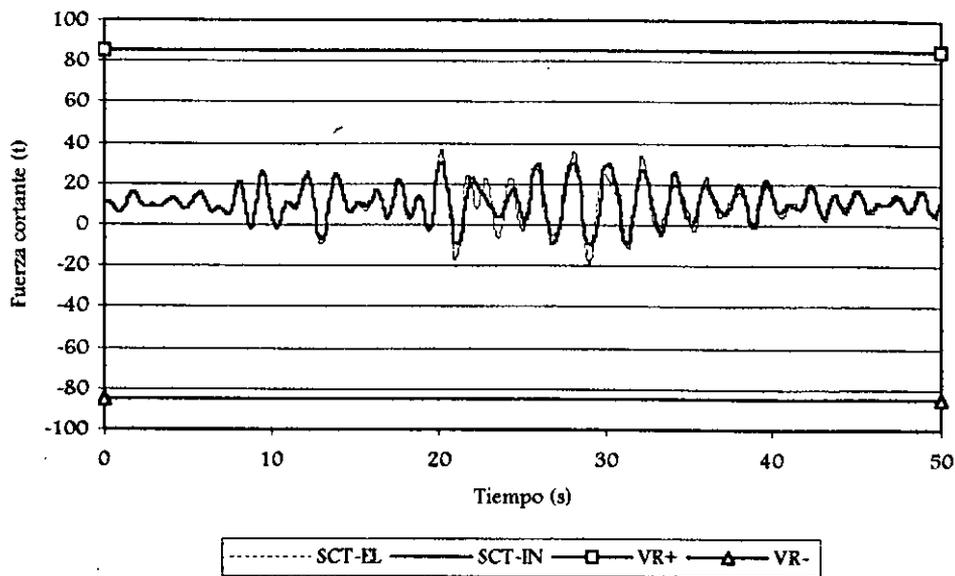


Fig 4.36.- Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

c) Combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) y resistencias de la columna 1

La fig 4.37 muestra las combinaciones M-P y el diagrama de interacción de resistencias del extremo inferior de la columna 1 del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II, ante la excitación del registro VIVE-EW-85; el comportamiento es elástico, nunca se llega a la fluencia. La fig 4.38 presenta los resultados de la misma columna, pero ante la acción del sismo ROMA-EW-Mod; se aprecia que en varios ciclos hubo excursión en el rango inelástico, y que la variación de la carga axial, en la historia del tiempo, fue poco importante.

La fig 4.39 tiene ahora las combinaciones M-P y resistencias de la columna de interés, pero bajo la excitación del acelerograma SCT-EW-85; hay menos comportamiento inelástico que ante las fuerzas sísmicas generadas con el registro ROMA-EW-Mod, así como también predomina en el comportamiento, el efecto de los momentos flexionantes con poca variación de las cargas axiales.

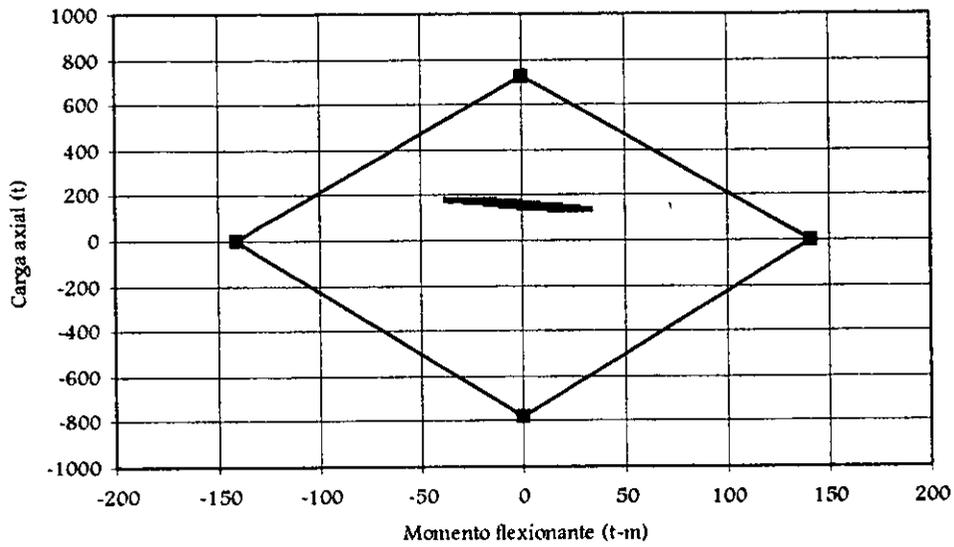


Fig 4.37.- Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro VIVE-EW-85

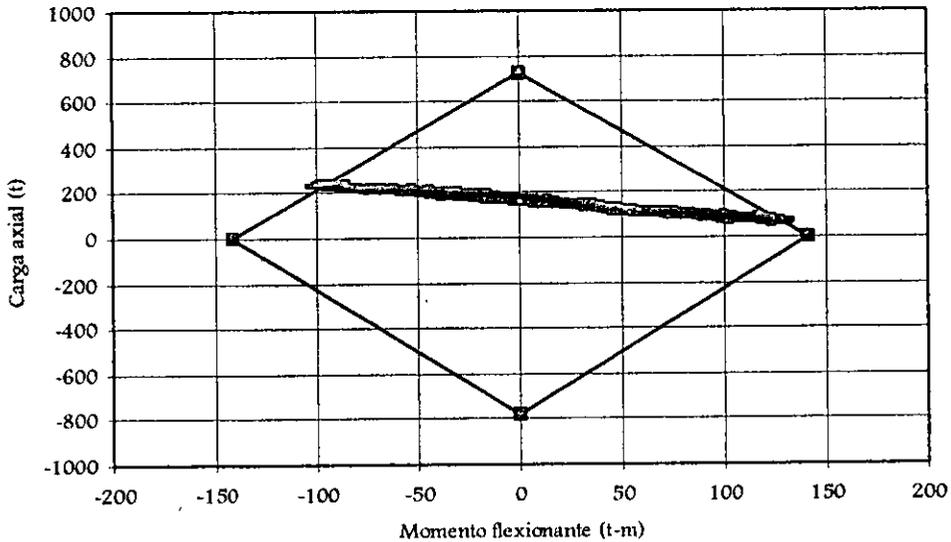


Fig 4.38.- Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

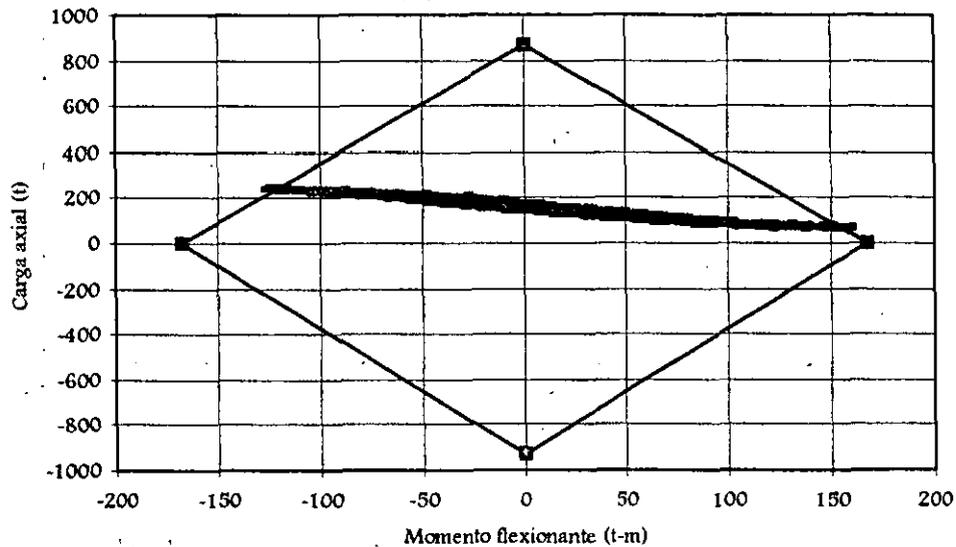


Fig 4.39.- Combinaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

d) Historias de fuerzas cortantes y resistencias de la columna 1

La fig 4.40 compara la historia en el tiempo de las fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias del extremo inferior de la columna de interés del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II, ante la acción del registro VIVE-EW-85; las diferencias son muy fuertes, con la reserva al cortante suficiente para garantizar el comportamiento dúctil esperado; lo anterior se observa también ante la acción del sismo ROMA-EW-Mod (fig 4.41), así como también para el registro SCT-EW-85 (fig 4.42).

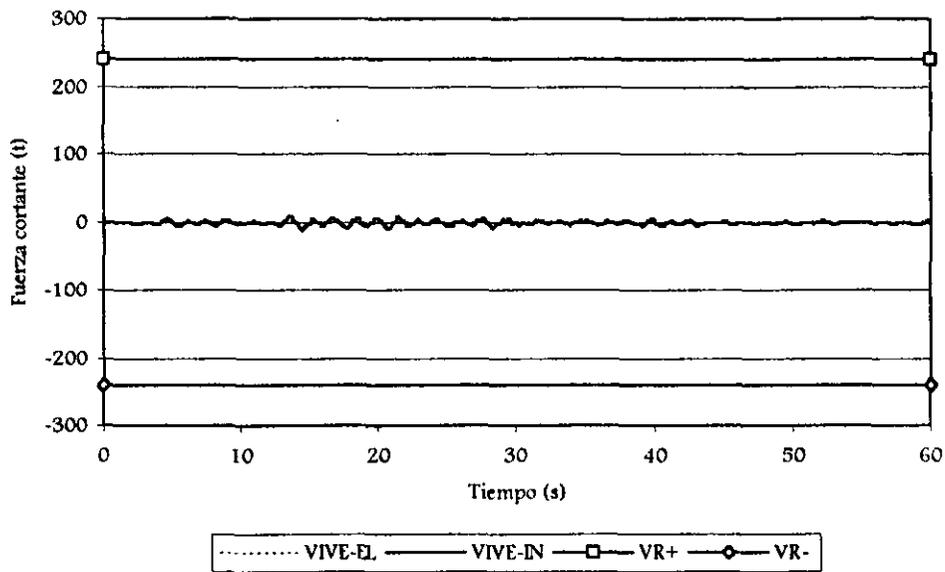


Fig 4.40.- Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro VIVE-EW-85

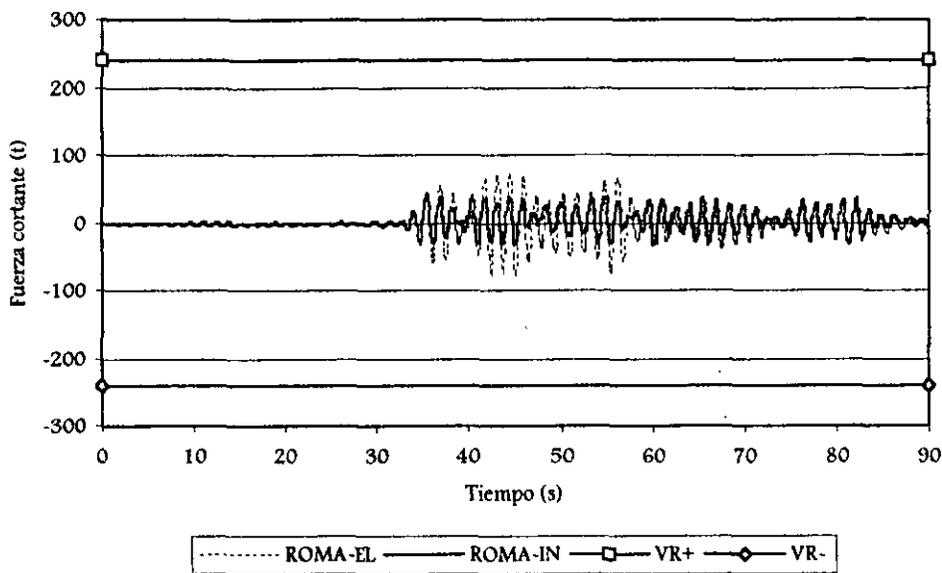


Fig 4.41.- Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

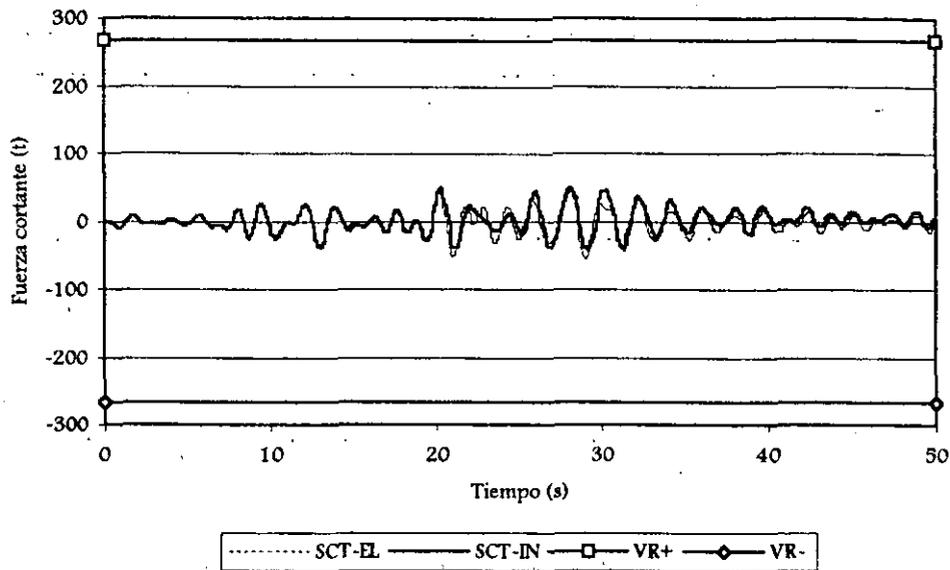


Fig 4.42.- Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

#### 4.4.1.6 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

Es necesario que los elementos estructurales al articularse tengan suficiente capacidad de rotación, para así permitir la redistribución de esfuerzos hacia otras zonas, sin llegar a fallar.

Las demandas de ductilidad local se definieron según la expresión:

$$\mu_L = \frac{\phi_{max}}{\phi_y} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} = \frac{\phi_p}{\phi_y} + 1$$

donde:

$\mu_L$  = Demanda de ductilidad local

$\phi_p$  = Curvatura plástica =  $\theta_p / l_p$

$\phi_y$  = Curvatura de fluencia =  $M_y / EI$

$\theta_p$  = Rotación plástica

$l_p$  = Longitud equivalente de la articulación plástica, igual a un peralte efectivo

$M_y$  = Momento de fluencia

$E$  = Módulo de elasticidad del acero estructural.

$I$  = Momento de inercia de la sección transversal

La fig 4.43 muestra las historias en el tiempo de las demandas de ductilidad del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II, ante la excitación del registro ROMA-EW-Mod; se tiene una demanda de ductilidad local máxima negativa de aproximadamente 6, valor controlable desde el punto de vista del diseño. Para el edificio diseñado en la zona sísmica II y ante la excitación de VIVE-EW-85, la estructura se comporta elásticamente.

La fig 4.44 presenta los resultados respectivos, pero ahora ante la acción del sismo SCT-EW-85; se llegan a observar demandas de ductilidad de poco más de 4.

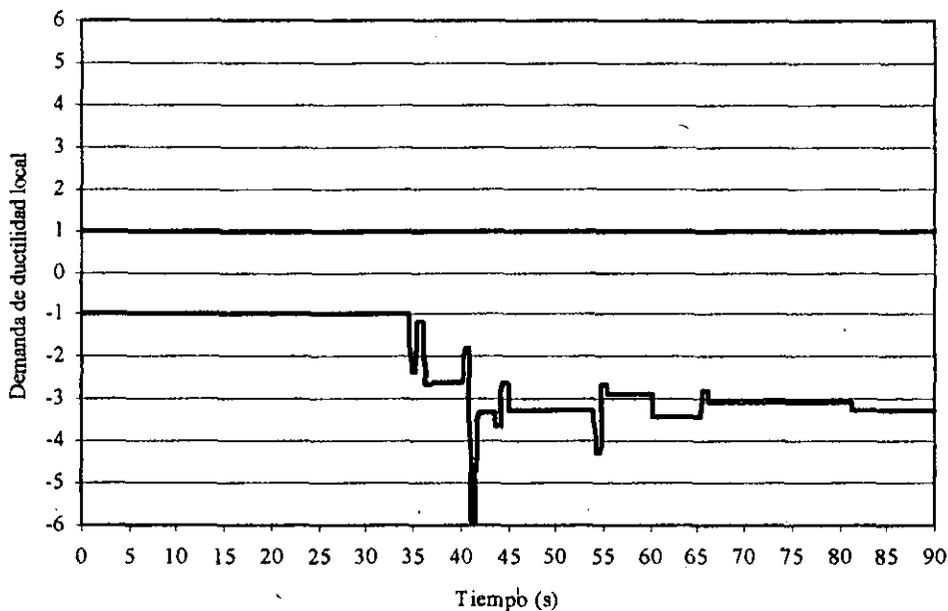


Fig 4.43.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

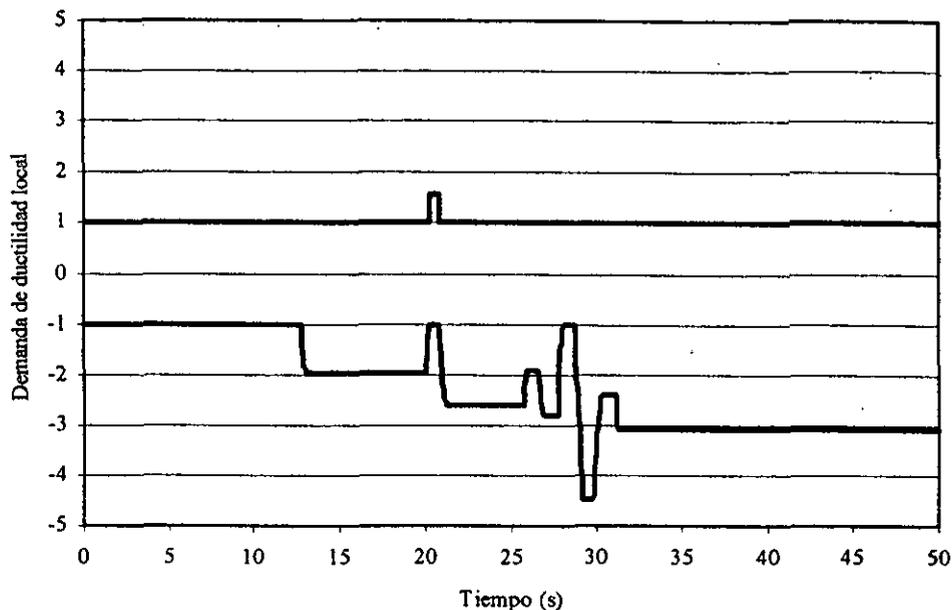


Fig 4.44.- Historias de demandas de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

#### 4.4.1.7 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

La estructura de 7 niveles diseñada según las condiciones de la zona sísmica de transición del RDF-93 se mantuvo dentro del rango elástico, ante la sollicitación del acelerograma VIVE-EW-85; esto es, no se presentaron articulaciones plásticas en los diferentes miembros estructurales.

La fig 4.45 presenta la distribución global de articulaciones plásticas del eje B del edificio de 7 niveles diseñado bajo las condiciones de la zona sísmica II, ante el registro ROMA-EW-Mod; prácticamente en todos los extremos de las vigas, desde el nivel 1 hasta el 5, se presentan articulaciones plásticas, predominando el mecanismo de falla de columna fuerte- viga débil; sin embargo, también, además de las articulaciones que se presentan en los extremos inferiores de las columnas del entrepiso N1-NPB, se observan algunas rótulas en el entrepiso N4-N5.

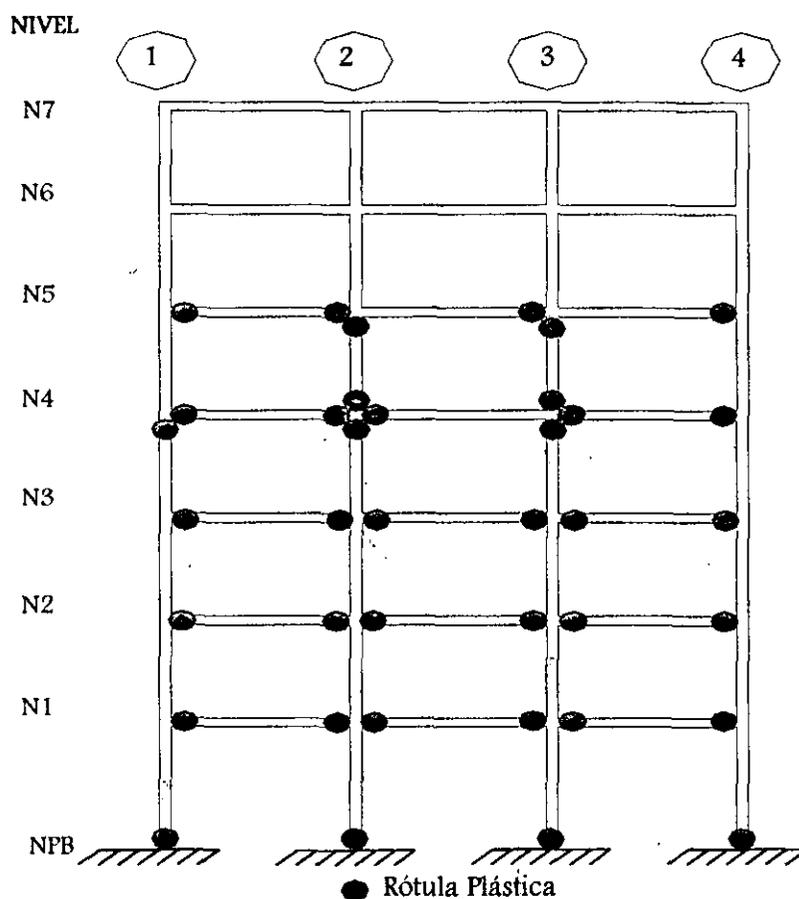


Fig 4.45.- Distribución global de articulaciones plásticas del eje B, edificio 7 niveles diseño de zona sísmica II, acelerograma ROMA-EW-Mod

La fig 4.46 muestra la distribución global de articulaciones plásticas del eje B del edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica III, ante la acción del sismo SCT-EW-85; nuevamente, las rótulas predominan en las vigas, desde el nivel 1 hasta el 3, con la tendencia del mecanismo de columna fuerte-viga débil; además, se presentan algunas rótulas no sólo en los extremos inferiores de las columnas del entrepiso NPB-N1, sino también en algunas del entrepiso N3-N4, entrepiso en donde se hace el cambio en las secciones de dichos elementos estructurales verticales.

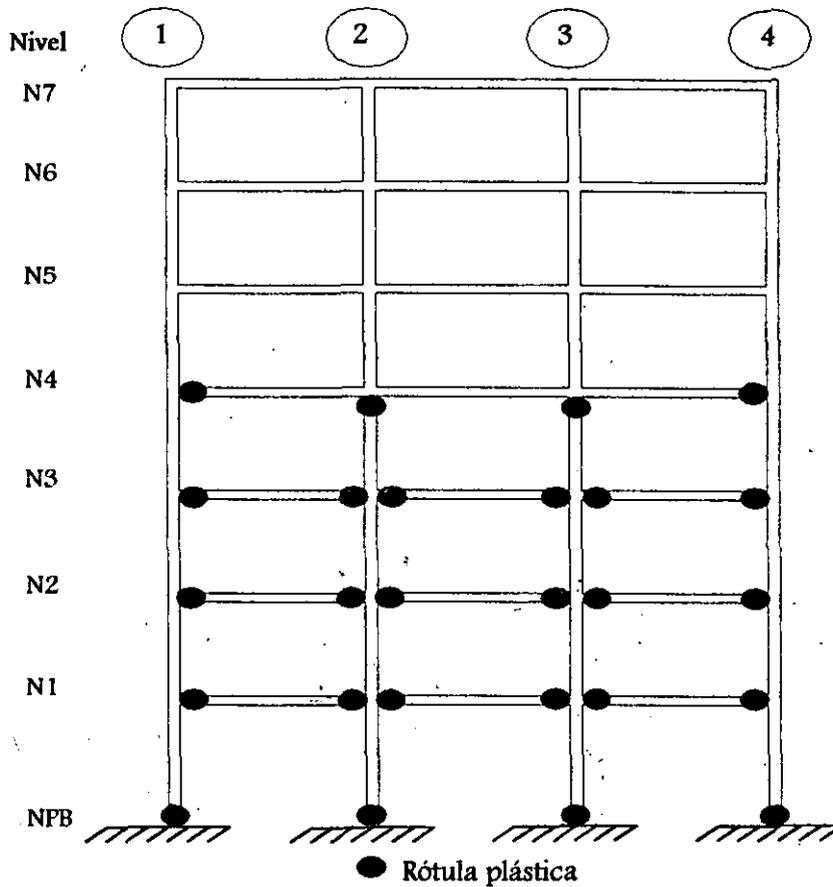


Fig 4.46.- Distribución global de articulaciones plásticas del eje B, edificio 7 niveles diseño de zona sísmica III, acelerograma SCT-EW-85

Las figs 4.47 y 4.48 tienen las envolventes de las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje B, estructura de 7 niveles, diseños de las zonas sísmicas II y III, ante la excitación de los registros ROMA-EW-Mod y SCT-EW-85, respectivamente. Para el primer caso, las demandas toman sus valores mayores en los niveles 1, 2 y 3, con un máximo cercano a 6; ante SCT-EW-85, la demanda máxima resulta aproximadamente de 4.5, y se concentra en el primer nivel, disminuyendo bruscamente en los niveles superiores.

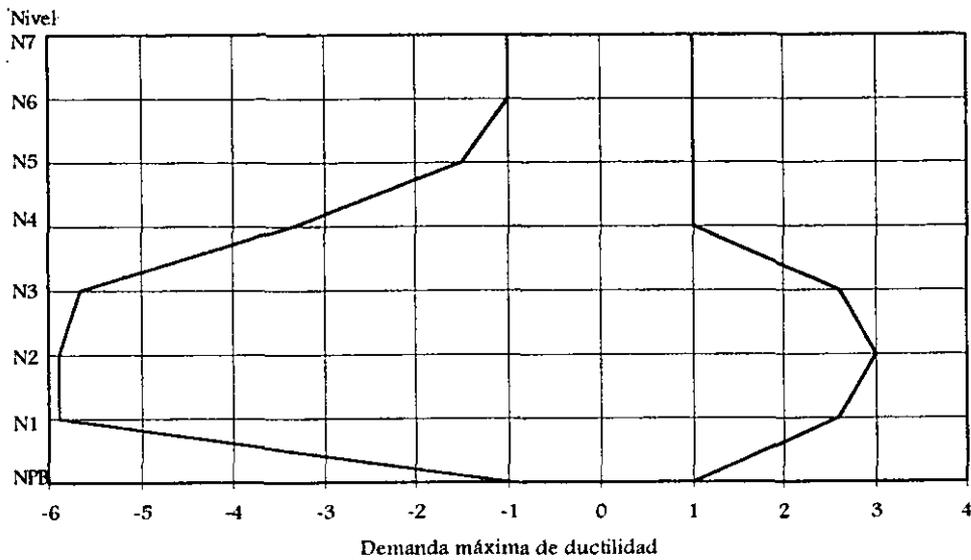


Fig 4.47.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

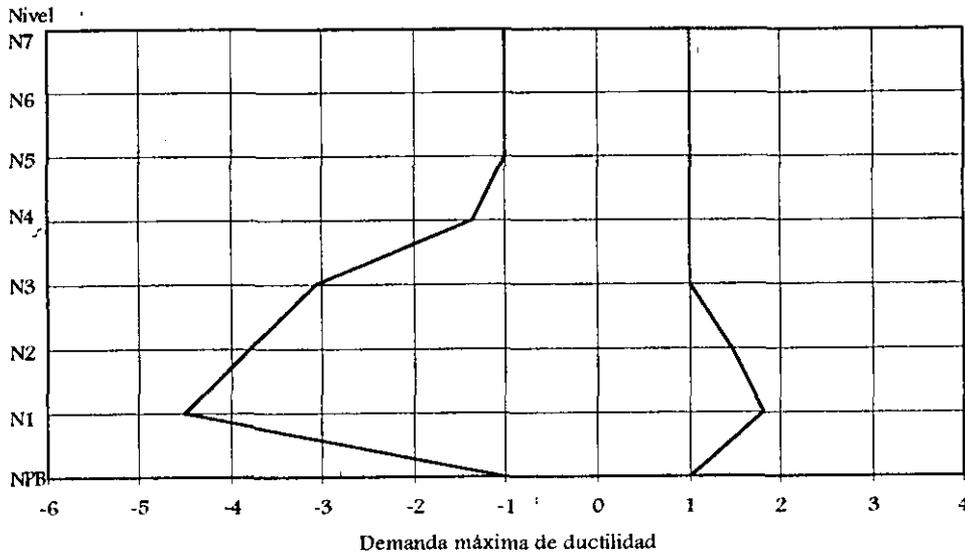


Fig 4.48.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

La fig 4.49 muestra las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje B, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II, ante la excitación del registro ROMA-EW-Mod; además de las demandas de las columnas en el entrepiso NPB-N1, también existen deformaciones inelásticas en el entrepiso N3-N4. Situación similar sucede, pero con valores

ligeramente menores, para el edificio diseñado en la zona sísmica III y ante el acelerograma SCT-EW-85 (fig 4.50). En ambos casos las demandas máximas resultan controlables, desde el punto de vista del diseño.

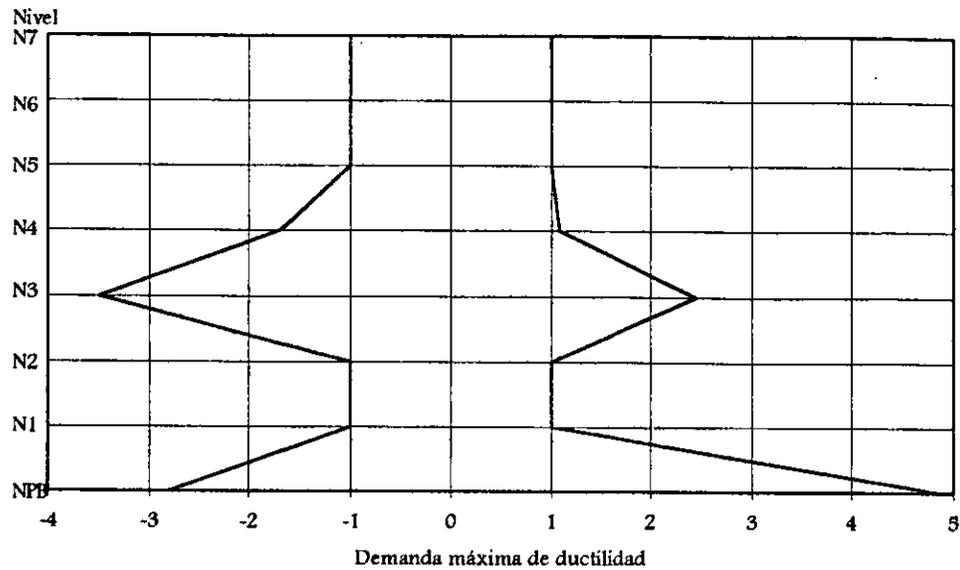


Fig 4.49.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

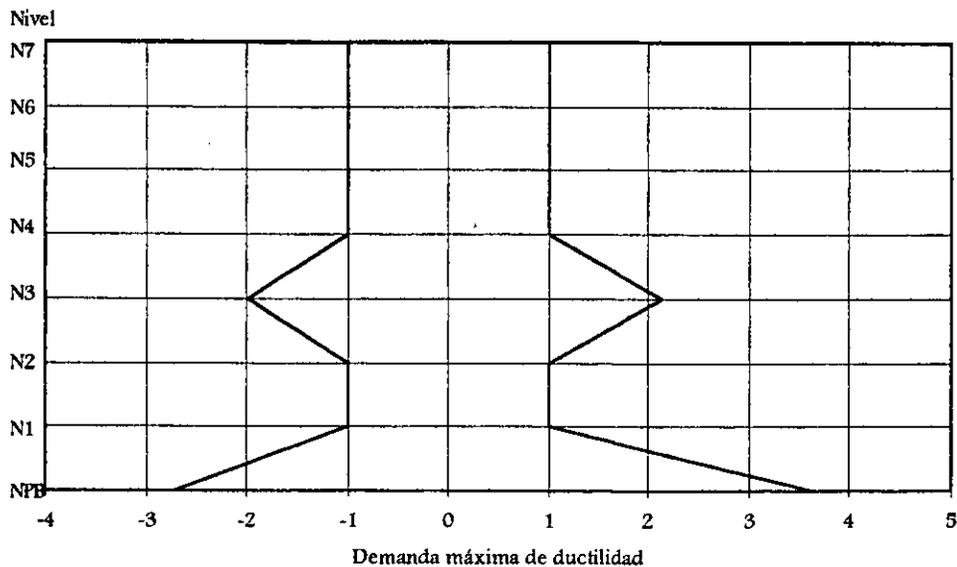


Fig 4.50.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje B, edificio 7 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

#### 4.4.2 Edificio de 17 niveles

Se presenta en esta sección las respuestas de los análisis sísmicos elásticos e inelásticos paso a paso del eje B del edificio de 17 niveles, similar a lo hecho para el edificio de 7 niveles

##### 4.4.2.1 Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demandas máximas de ductilidad global

La fig 4.51 muestra las envolventes de los desplazamientos horizontales máximos elásticos e inelásticos del eje B del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II, ante la acción de los registros de aceleraciones VIVE-EW-85 y ROMA-EW-Mod, ambos representativos de la zona de transición del Valle de México; se incluyen las envolventes del análisis dinámico modal con el espectro de la misma zona II que especifica el RDF-93. Sólo se presentan los resultados elásticos obtenidos con el acelerograma VIVE-EW-85, al no haber comportamiento inelástico ante este tipo de registro. Los desplazamientos elásticos e inelásticos con el registro ROMA-EW-Mod son prácticamente iguales, debido a la poca excursión en el rango inelástico, pero son mayores a los determinados con VIVE-EW-85. Las respuestas del análisis modal espectral resultan mayores a todos los resultados de los análisis paso a paso.

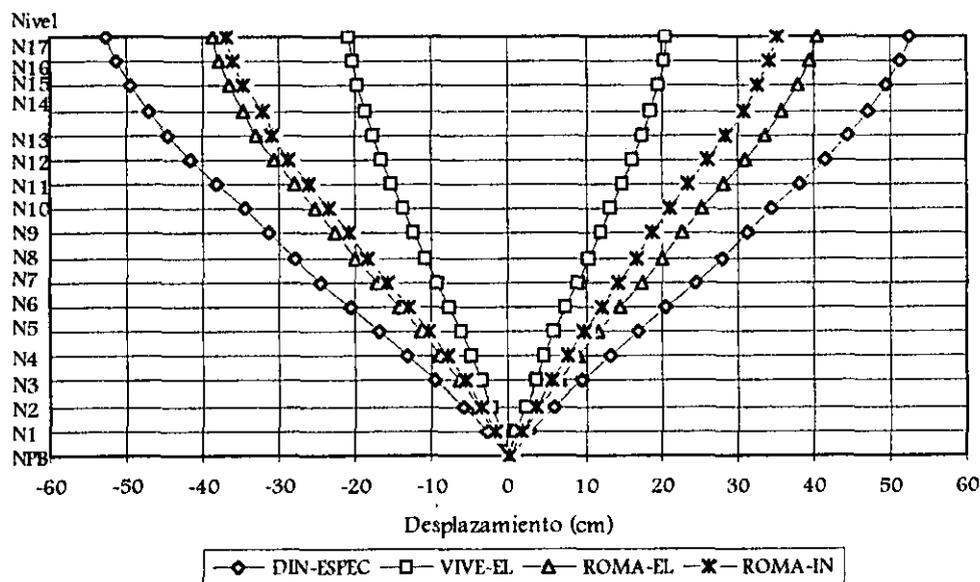


Fig 4.51.- Desplazamientos laterales máximos del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, VIVE-EW-85 y ROMA-EW-Mod

Posteriormente se hicieron los análisis paso a paso elásticos e inelásticos del edificio de 17 niveles, diseño bajo las condiciones de la zona sísmica III, con la excitación representativa de la zona compresible (registro SCT-EW-85). La fig 4.52 muestra las envolventes correspondientes a este caso; se tienen diferencias entre los resultados elásticos e inelásticos, siendo éstos últimos ligeramente mayores en los niveles inferiores y menores en los niveles superiores. Las respuestas del análisis dinámico modal espectral resultan prácticamente iguales a las del análisis paso a paso elástico.

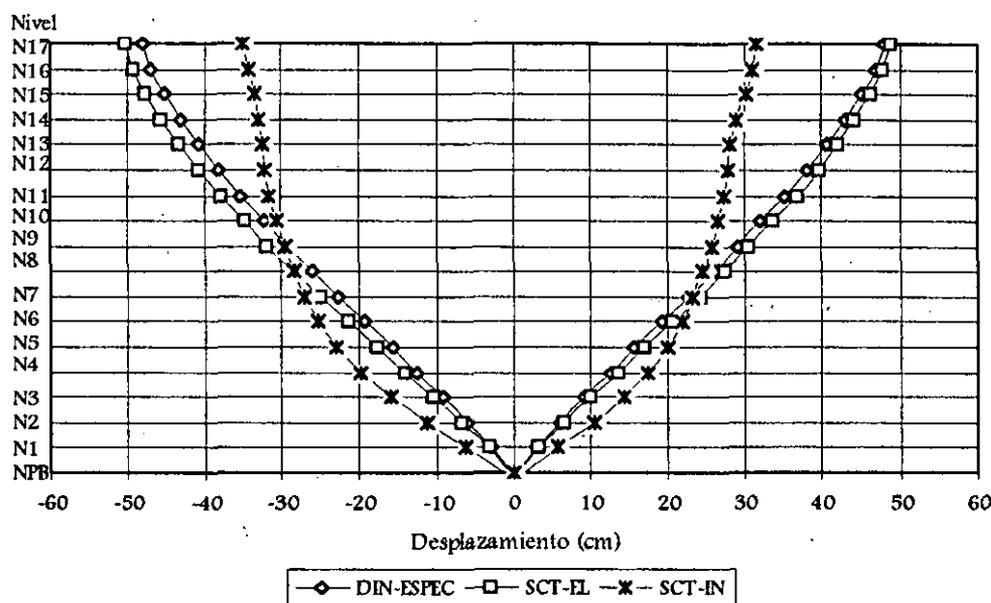


Fig 4.52.- Desplazamientos laterales máximos del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III, SCT-EW-85

Las figs 4.53 y 4.54 muestran las historias de desplazamientos en azotea de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos, ante los dos acelerogramas de suelo de transición, VIVE-EW-85 y ROMA-EW-Mod, respectivamente, del edificio de 17 niveles diseñado en la zona sísmica II del RDF-93. Con VIVE-EW-85 las respuestas son muy pequeñas, además de que no entran en el rango inelástico. Mientras que la estructura excitada con el registro ROMA-EW-Mod, sí presenta ligera excursión con comportamiento inelástico.

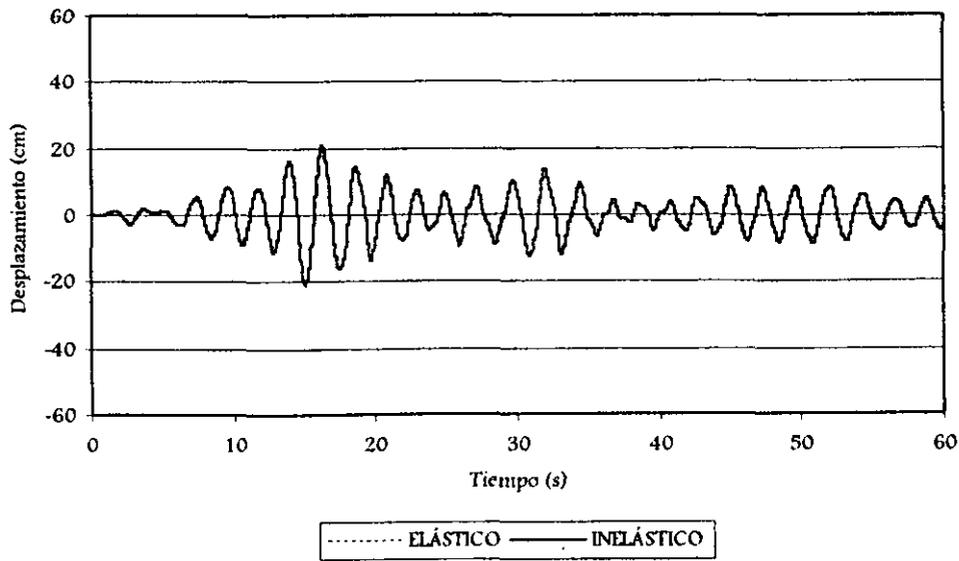


Fig 4.53.- Historia de desplazamientos en azotea del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, VIVE-EW-85

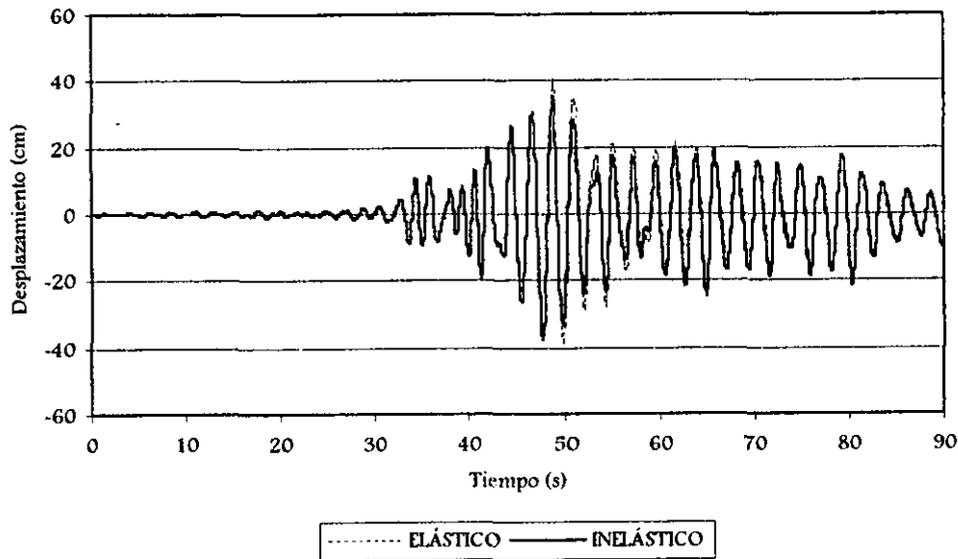


Fig 4.54.- Historia de desplazamientos en azotea del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, ROMA-EW-Mod

La fig 4.55 compara las historias de desplazamientos elásticos e inelásticos en azotea del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica III, ante el registro SCT-EW-85; se observa comportamiento

en el rango inelástico y un ligero desfase ante el ablandamiento que sufre la estructura al irse plastificando en la historia del tiempo.

La tabla 4.20 presenta los valores de las demandas máximas de ductilidad global ( $\mu_G$ ), calculadas a partir del desplazamiento lateral en que se presenta la primera fluencia ( $\Delta y_{inel}$ ), y del desplazamiento máximo inelástico ( $\Delta y_{inel-m\acute{a}x}$ ), de la estructura de 17 niveles, diseño de las zonas sísmicas II y III, ante la excitación de los acelerogramas ROMA-EW-Mod y SCT-EW-85; ante el registro VIVE-EW-85 la estructura de 17 niveles se comportó elástica (esto es,  $\mu_G = 1$ ). Los valores resultantes de  $\mu_G$  indican el nivel de comportamiento inelástico global que se presenta en este edificio, según el tipo de excitación utilizada.

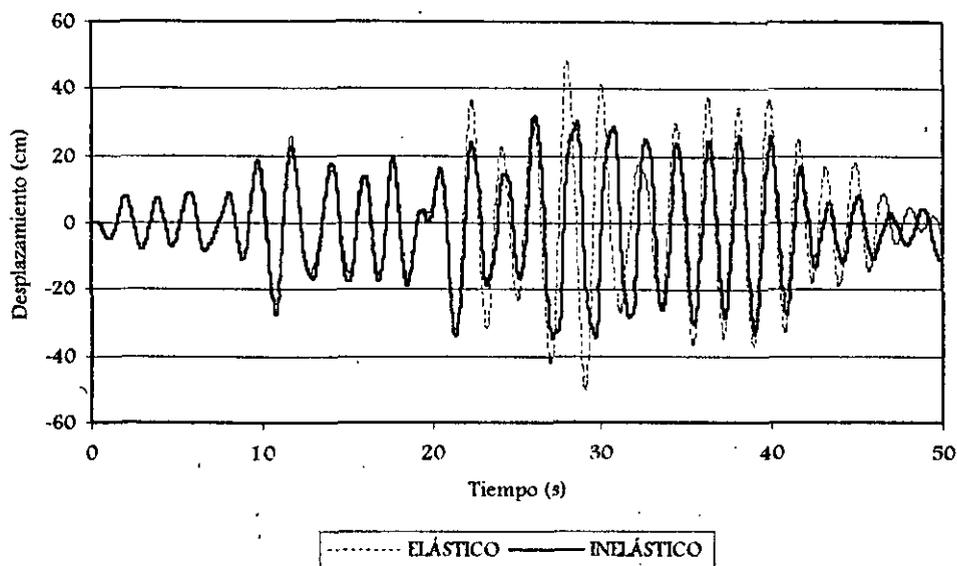


Fig 4.55.- Historia de desplazamientos en azotea del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III, SCT-EW-85

Tabla 4.20.- Valores máximos de demanda de ductilidad global, edificio 17 niveles

Registro	$\Delta y_{inel}$ (cm)	$\Delta y_{inel-m\acute{a}x}$ (cm)	$\mu_G = \Delta y_{inel-m\acute{a}x} / \Delta y_{inel}$
VIVE-EW-85	20.80	20.80	1.00
ROMA-EW-Mod.	26.71	36.85	1.38
SCT-EW-85	15.35	34.92	2.27

#### 4.4.2.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_{ri}/h_i$

La fig 4.56 presenta en elevación la distribución de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje B de la estructura de 17 niveles, diseño en zona de transición, ante el registro VIVE-EW-85; se muestran también las relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$  del análisis dinámico modal espectral, para fines comparativos. La respuesta del análisis dinámico paso a paso no presenta comportamiento inelástico, con valores menores a los del análisis modal espectral.

La fig 4.57 muestra ahora la distribución de las relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$  del eje B de la estructura de 17 niveles, diseño en zona sísmica II, ante el acelerograma ROMA-EW-Mod; se muestran también las respuestas del análisis dinámico modal espectral. Los resultados del análisis dinámico paso a paso elástico son ligeramente mayores que los del análisis inelástico, con valores, ambos comportamientos, menores que los que resultan del análisis modal espectral.

La fig 4.58 tienen en elevación la distribución de las relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$  del eje B de la estructura de 17 niveles, diseño de zona sísmica III, ante la excitación del registro SCT-EW-85. Las respuestas del análisis paso a paso elástico son diferentes y mayores que los del análisis inelástico, pero menores que el límite máximo permisible de 0.012. Ante el excursionamiento en el rango no-lineal que presenta esta estructura, se observa una reducción importante de respuesta en los entrepisos superiores.

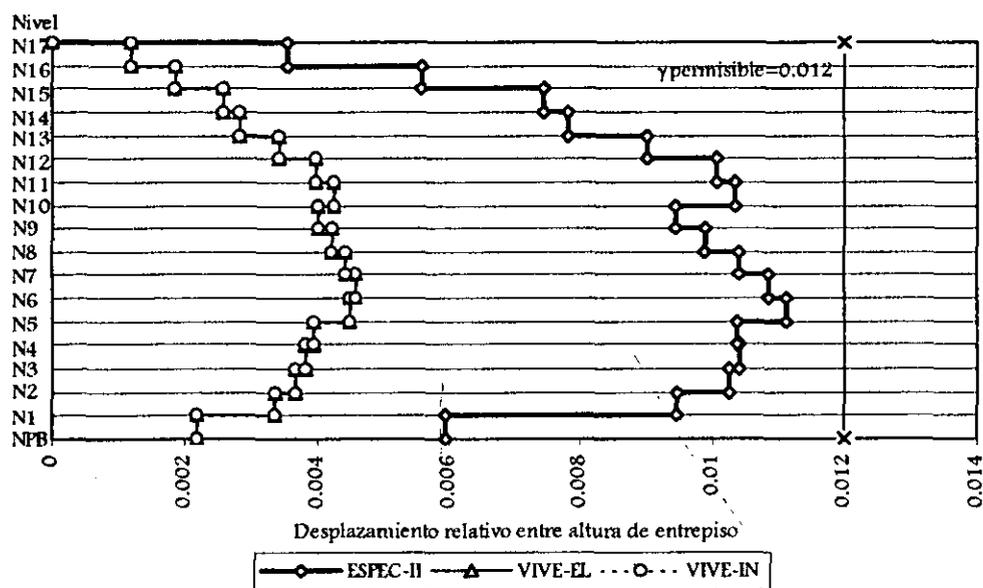


Fig 4.56.- Relaciones máximas desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, VIVE-EW-85

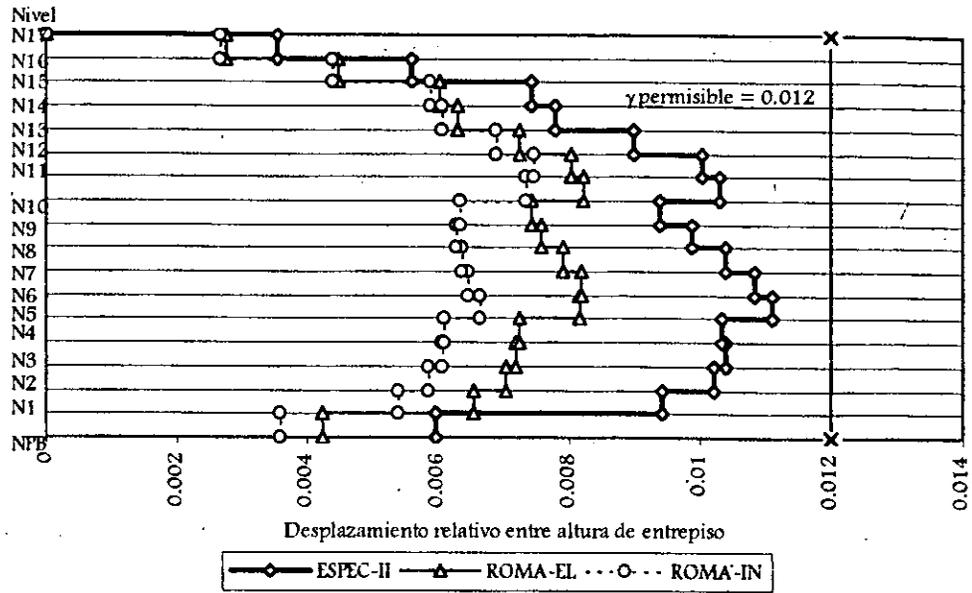


Fig 4.57.- Relaciones máximas desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, ROMA-EW-Mod

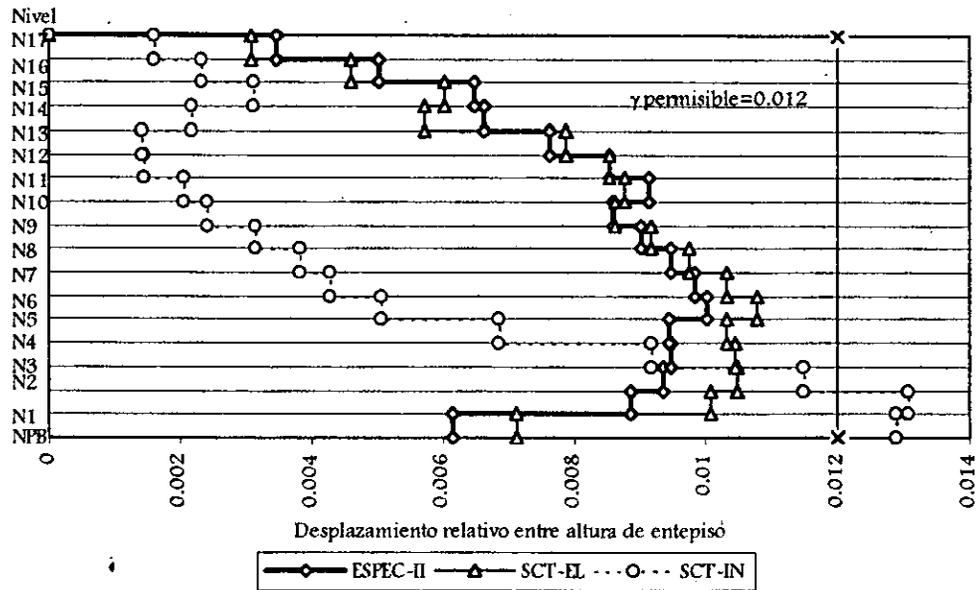


Fig 4.58.- Relaciones máximas desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III, SCT-EW-85

#### 4.4.2.3 Historias de coeficientes sísmicos

La fig 4.59 presenta la historia de los coeficientes sísmicos del análisis paso a paso elásticos e inelásticos del eje B, edificio de 17 niveles, diseño en zona de transición, ante el registro VIVE-EW-85; las respuestas elásticas e inelásticas son exactamente iguales, y , por tanto, para este acélerograma la estructura responde elásticamente.

La fig 4.60 compara las historias de los coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, del eje B del edificio de 17 niveles, diseño en zona de transición, excitado por el registro ROMA-EW-Mod; los coeficientes son mayores a los que se obtienen con el registro VIVE-EW-85, con ligera excursión en el rango inelástico.

La fig 4.61 muestra las historias de los coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso, comportamientos elástico e inelástico, del eje B, edificio de 17 niveles, diseño con las condiciones de la zona compresible, ante las aceleraciones del registro SCT-EW-85; el comportamiento inelástico más severo se tiene en el intervalo de tiempo de 25 a 35s. La tabla 4.20 presenta los valores máximos de los coeficientes sísmicos de todos los casos, así como las relaciones entre el valor elástico y el inelástico.

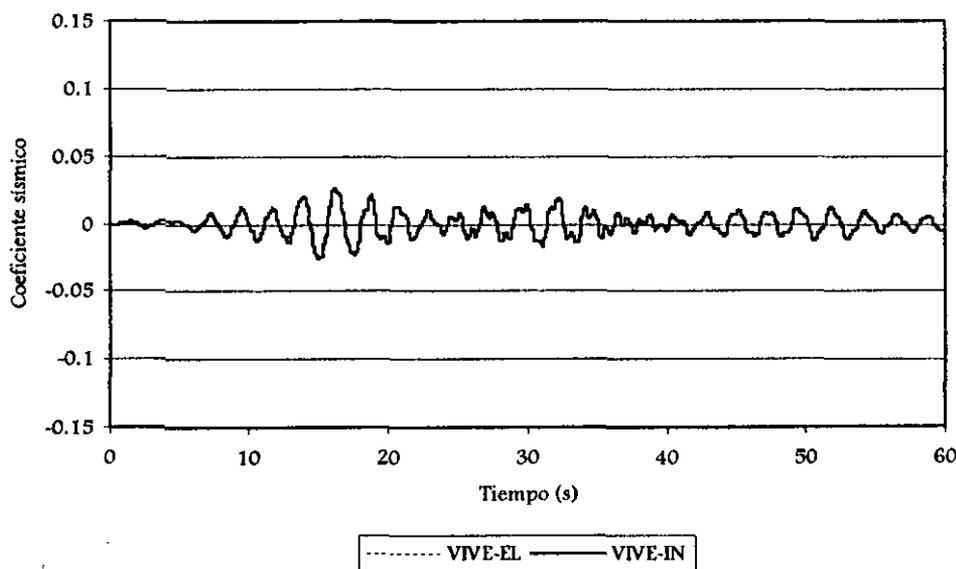


Fig 4.59.- Historia de coeficientes sísmicos del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro VIVE-EW-85

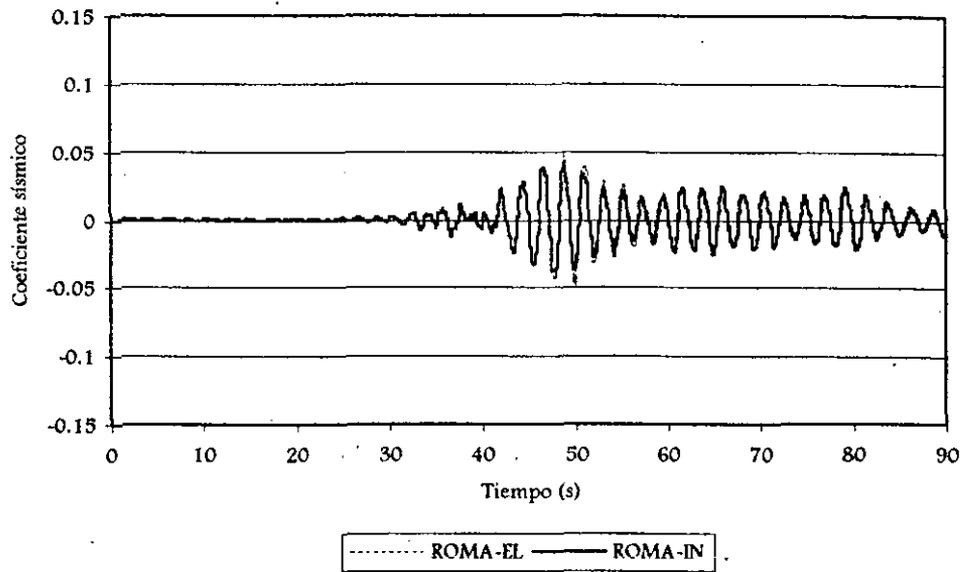


Fig 4.60.- Historia de coeficientes sísmicos del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

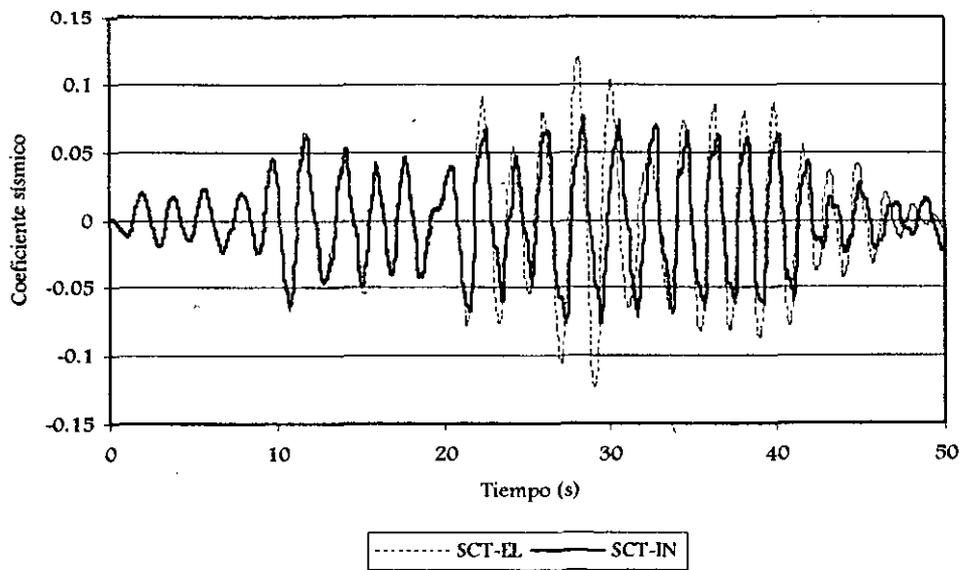


Fig 4.61.- Historia de coeficientes sísmicos del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

Tabla 4.20.- Comparación de coeficientes sísmicos máximos, comportamiento elástico e inelástico

Edificio 7 niveles	Coeficiente sísmico máximo		$C_s$ elástico/ $C_s$ inelástico
	Elástico	Inelástico	
Zona II VIVE-EW-85	0.0255	0.0255	1
Zona II ROMA-EW-Mod.	0.0491	0.0399	1.23
Zona III SCT-EW-85	0.1240	0.0761	1.63

#### 4.4.2.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

La fig 4.62 tiene las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del eje B del edificio de 17 niveles, diseño de zona de transición, ante el registro VIVE-EW-85; como no hay excursión en el rango inelástico, los resultados tienden a concentrarse en una línea recta. Las figs 4.63 y 4.64 tienen los resultados de dichas relaciones, pero para el eje B del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II, ante el registro ROMA-EW-Mod, comportamiento elástico e inelástico, respectivamente; la excursión que se tiene en el rango inelástico es poco apreciable; la disipación importante de energía que se presenta en este caso, se debe al amortiguamiento viscoso supuesto (2 por ciento). Las figs 4.65 y 4.66 tienen los resultados correspondientes (elástico e inelástico), del eje B del edificio de 17 niveles, diseño de zona de suelo blando, ante el registro SCT-EW-85; se presenta comportamiento inelástico.

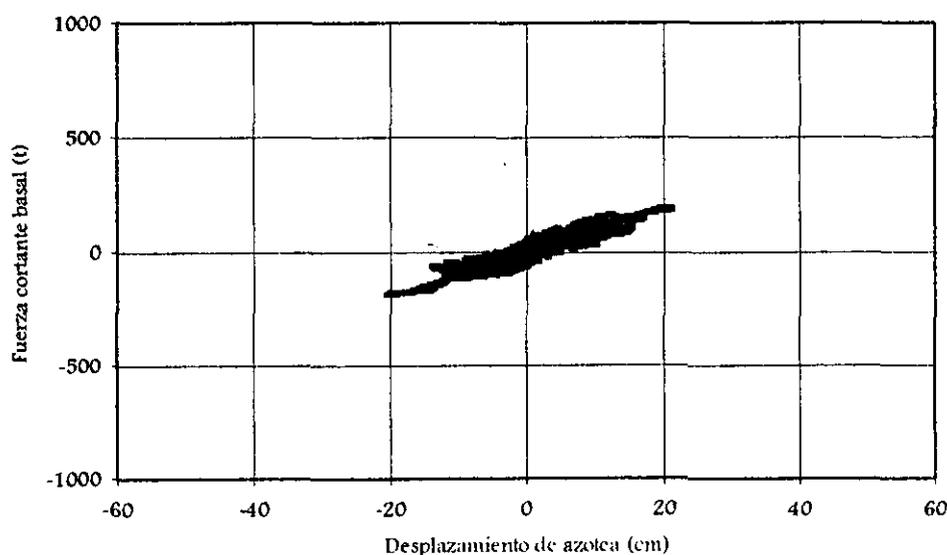


Fig 4.62.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del eje B, comportamiento elástico, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro VIVE-EW-85

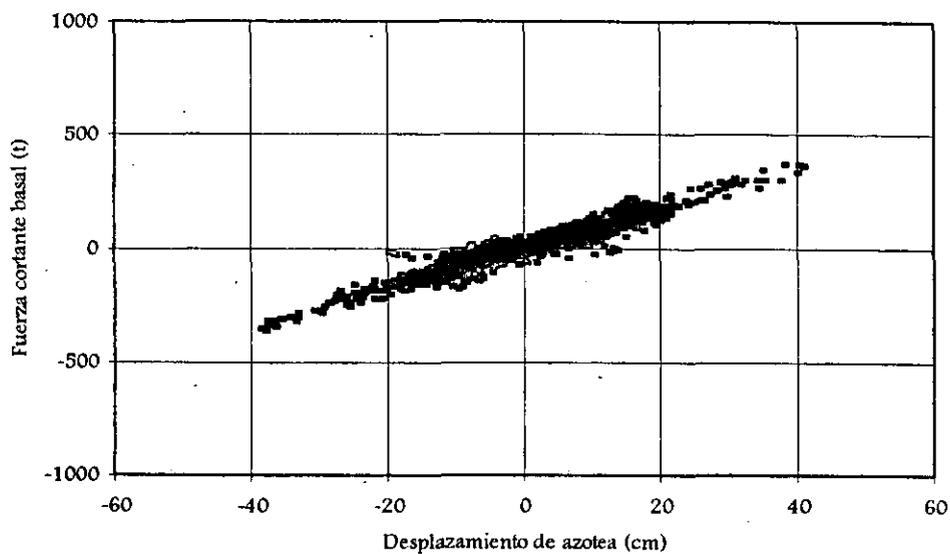


Fig 4.63.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del eje B, comportamiento elástico, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

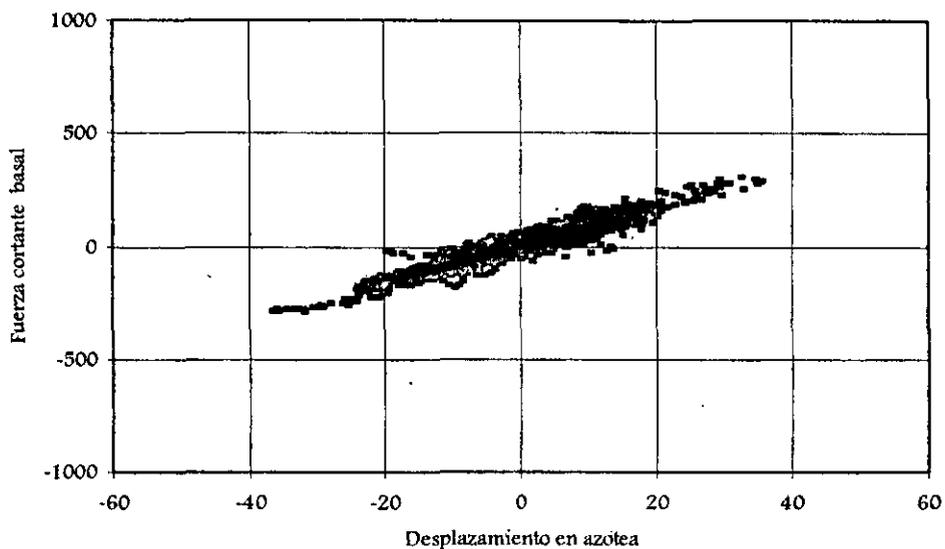


Fig 4.64.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del eje B, comportamiento inelástico, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

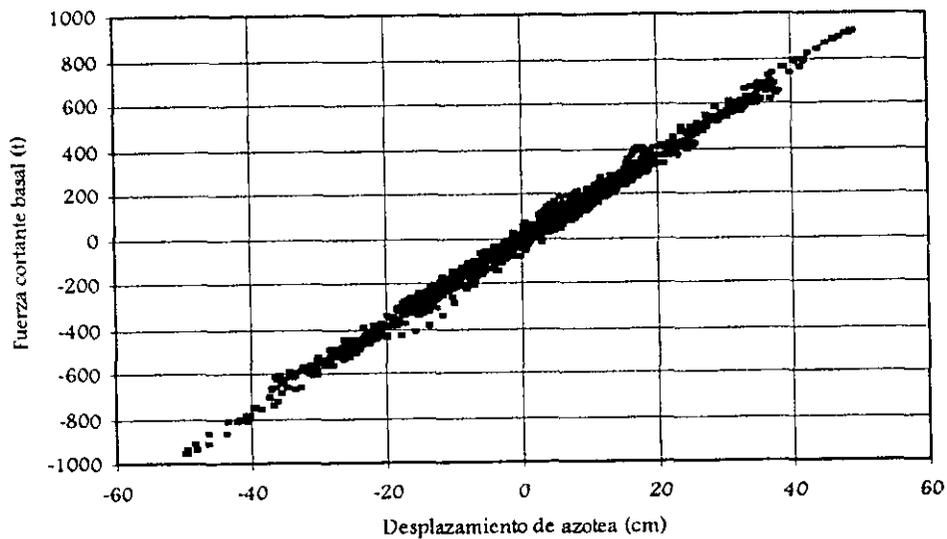


Fig 4.65.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del eje B, comportamiento elástico, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

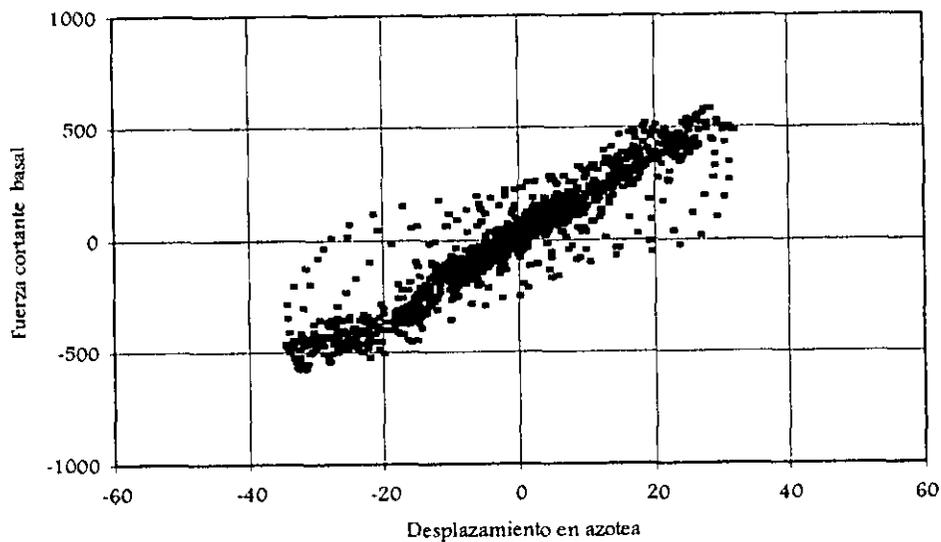


Fig 4.66.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del eje B, comportamiento inelástico, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

## 4.4.2.5 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

Para observar el comportamiento sísmico inelástico a nivel local de los elementos estructurales del eje B analizado, se seleccionaron el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 y de la viga 4 del nivel 2, y el extremo inferior de la columna 1 del entrepiso NPB-N1, como se muestra en la fig 4.67.

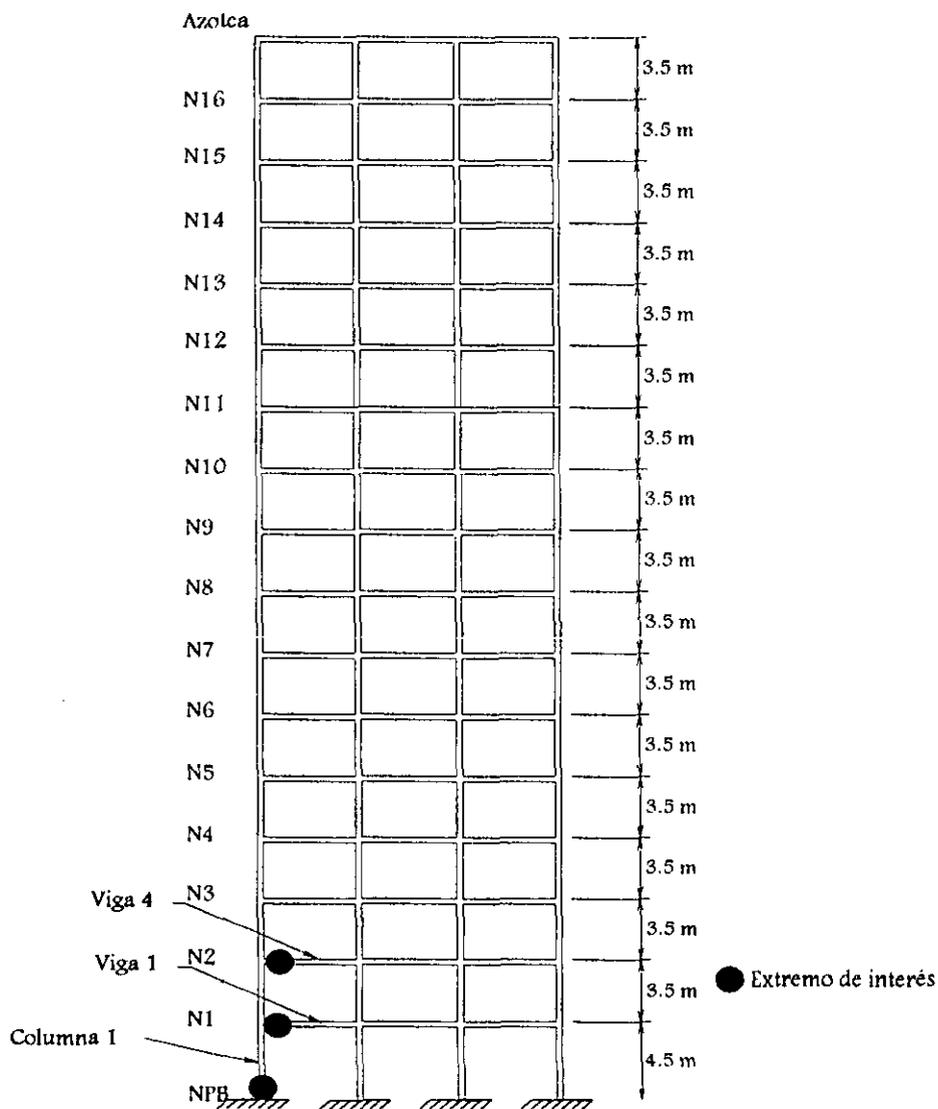


Fig 4.67.- Miembros estructurales y extremos de interés del eje B, estructura 17 niveles

## a) Historias de momentos flexionantes de la viga 1

Las figs 4.68 y 4.69 presentan las historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica de transición, ante los efectos de los registros VIVE-EW-85 y ROMA-EW-Mod; para ambos casos, no existe comportamiento inelástico y los momentos flexionantes actuantes, en todo instante, son menores a las resistencias disponibles. Ante el registro ROMA-EW-Mod, se observa mayor amplitud en las respuestas, sin llegar a la fluencia.

La fig 4.70 presenta ahora la historia de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio de 17 niveles, diseño en zona sísmica compresible, ante el registro SCT-EW-85; se aprecia excursión en el rango inelástico en varios ciclos; esto es, la viga 1 llega a articularse plásticamente sólo ante las aceleraciones del registro SCT-EW-85.

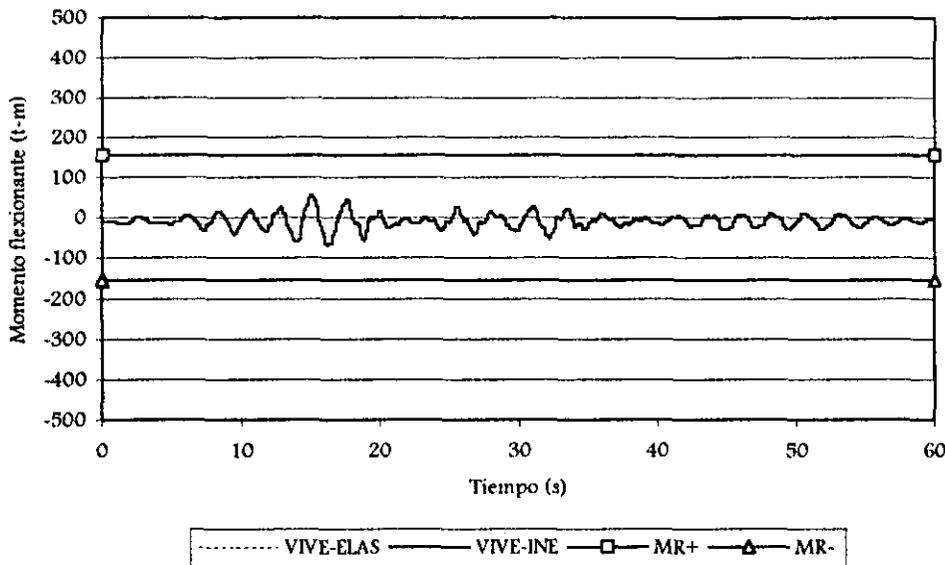


Fig 4.68.- Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro VIVE-EW-85

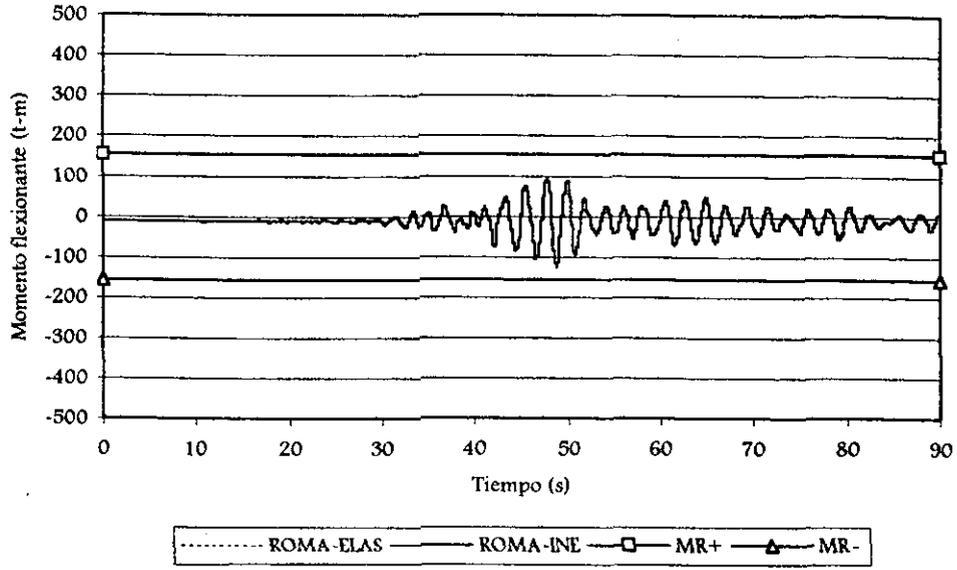


Fig 4.69.- Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

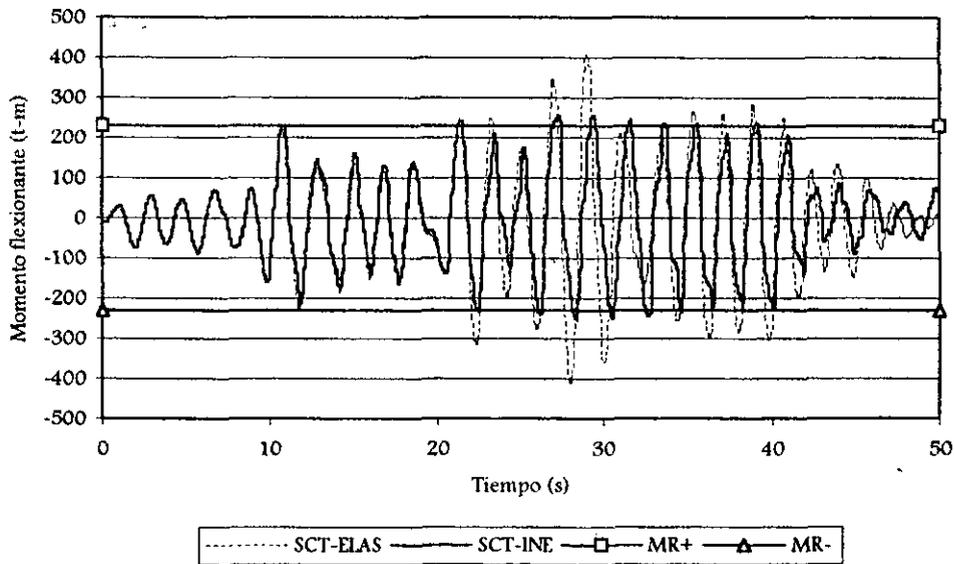


Fig 4.70.- Historia de momentos flexionantes y resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

## b) Historia de Fuerzas cortantes de la viga 1

Las figs 4.71 y 4.72 muestran las historias en el tiempo de las fuerzas cortantes del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona de transición, ante los registros VIVE-EW-85 y ROMA-EW-Mod, respectivamente. Como se puede apreciar, hay suficiente capacidad al corte para que no ocurra una falla del tipo frágil, y de esa forma garantizar que ocurran la fluencia por flexión.

La fig 4.73 tiene la historia en el tiempo de la misma viga 1, pero de la estructura diseñada para zona compresible, y sometida al acelerograma SCT-EW-85; se tiene suficiente reserva al cortante.

Al igual que en las vigas de la estructura de 7 niveles, en las vigas de la estructura de 17 niveles la resistencia disponible al cortante es suficiente para garantizar que por flexión se desarrolle la ductilidad

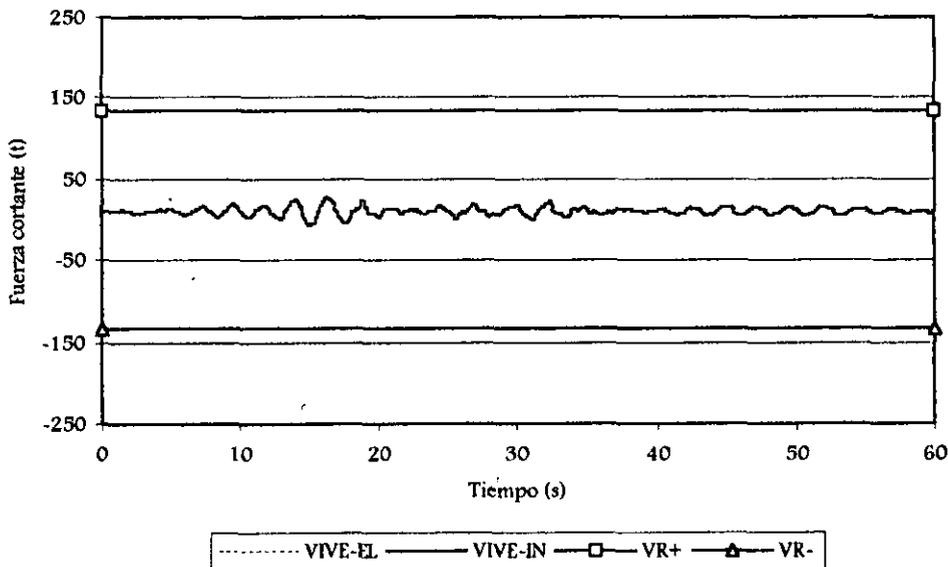


Fig 4.71.- Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro VIVE-EW-85

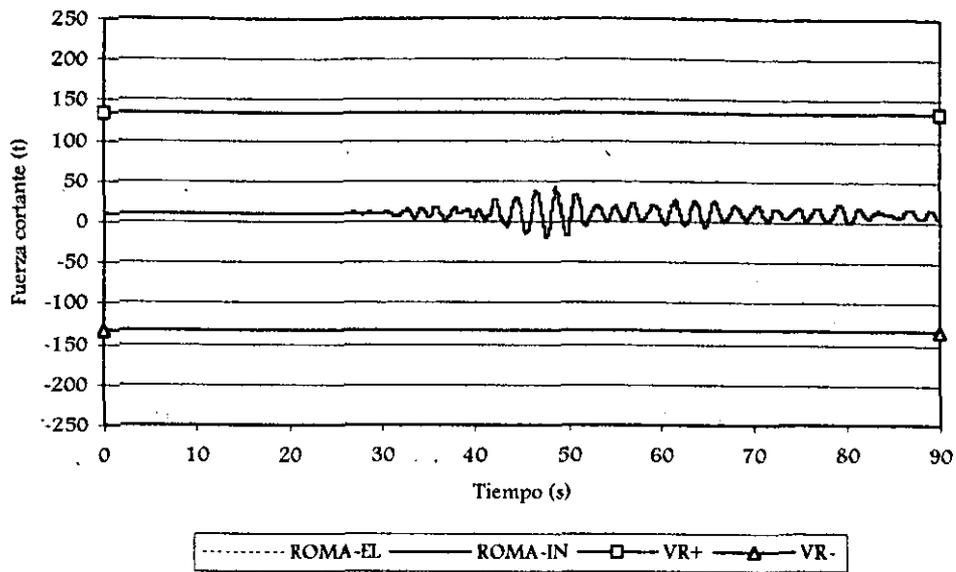


Fig 4.72.- Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

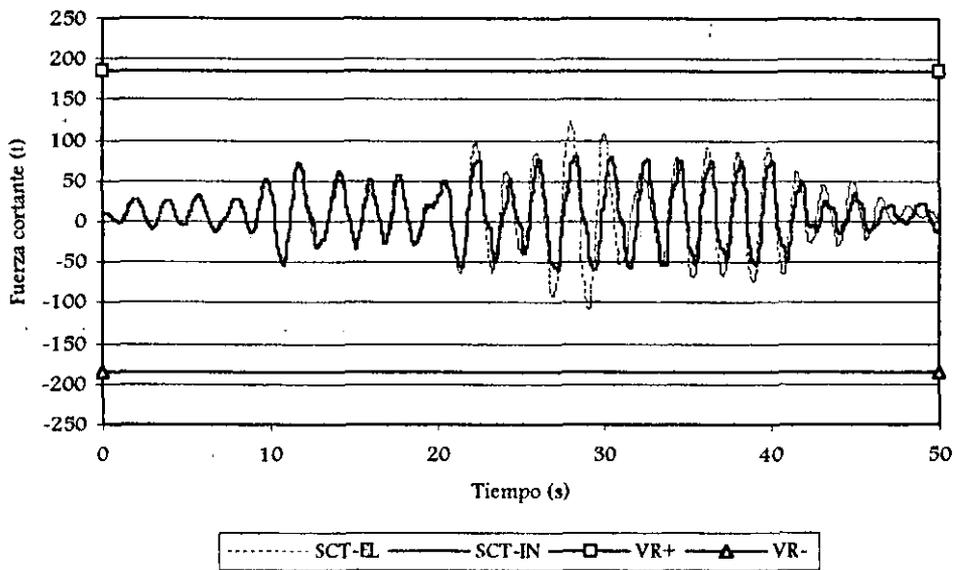


Fig 4.73.- Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

## c) Combinaciones momento flexionante-carga axial (M-P) de la columna 1

La fig 4.74 compara las relaciones M-P y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona de transición, ante el registro VIVE-EW-85; el comportamiento es elástico, nunca se llega a la fluencia, con cambios mínimos en la carga axial actuante.

La fig 4.75 presenta los resultados correspondientes de la misma columna, pero excitada por el acelerograma ROMA-EW-Mod; si se observa que en algunos ciclos se alcanzó el comportamiento inelástico.

La fig 4.76 presenta la relaciones M-P y resistencias de la columna en estudio del eje B, estructura de 17 niveles, diseño de zona compresible, bajo el registro SCT-EW-85; se observa un considerable número de ciclos en que se alcanza el comportamiento no-lineal.

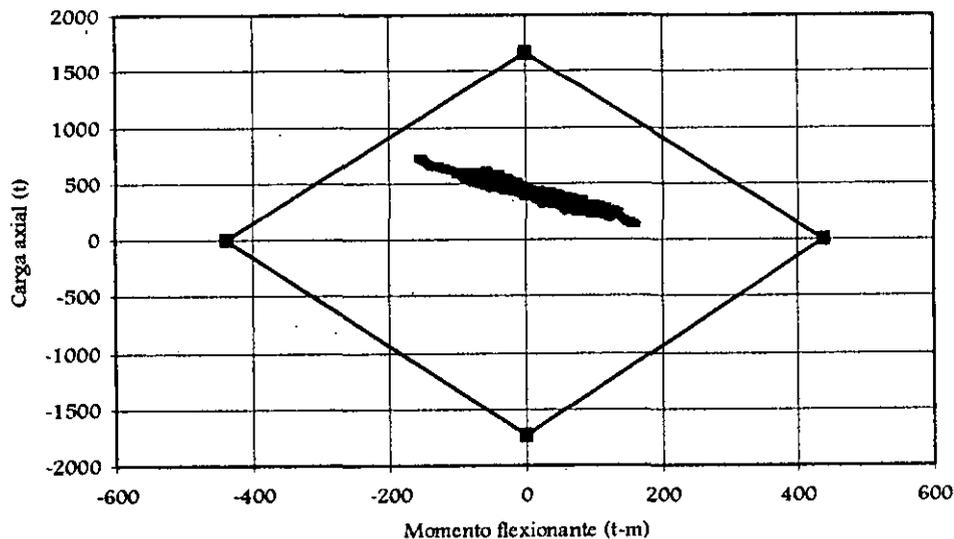


Fig 4.74.- Relaciones momento flexionante-carga axial y resistencias del extremo inferior de la columna 1, entrepiso NPB-N1, eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro VIVE-EW-85

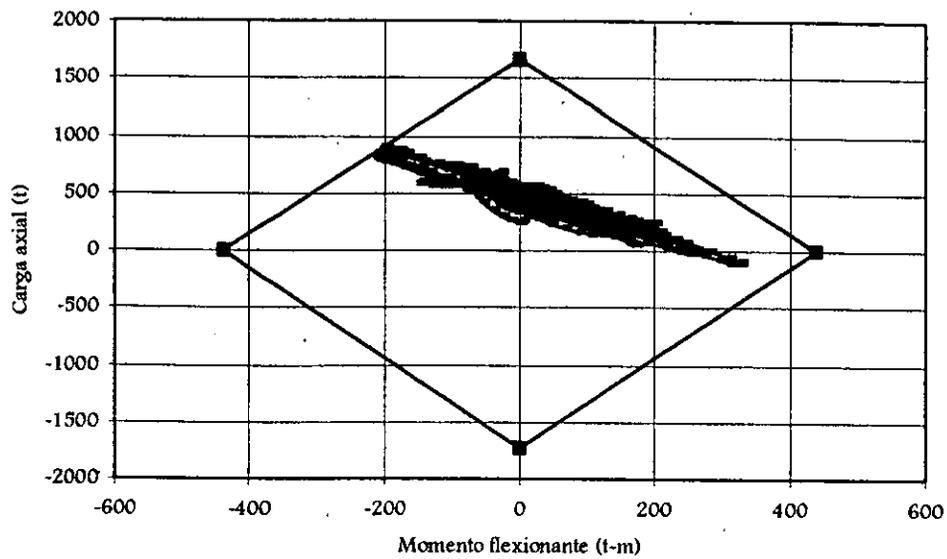


Fig 4.75.- Relaciones momento flexionante-carga axial y resistencia del extremo inferior de la columna 1, entrepiso NPB-N1, eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod.

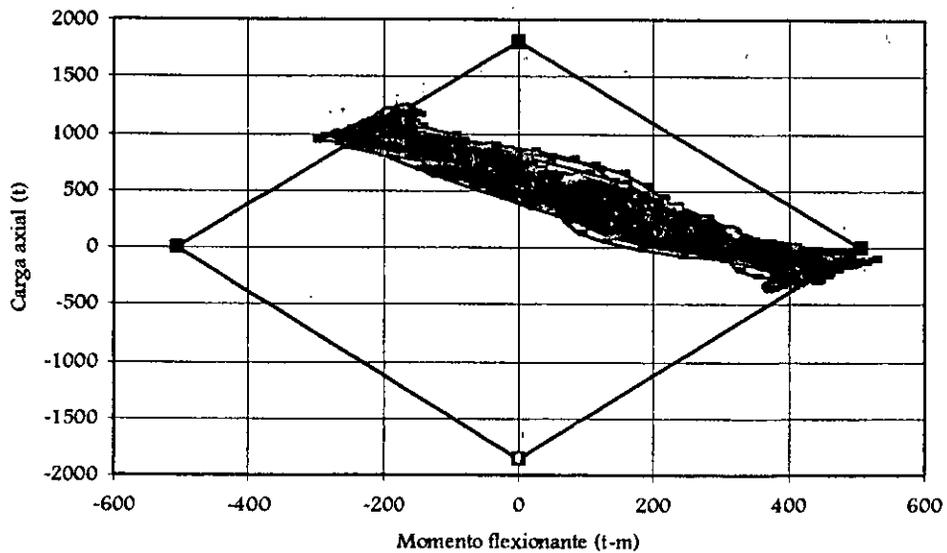


Fig 4.76.- Relaciones momento flexionante-carga axial y resistencia del extremo inferior de la columna 1, entrepiso NPB-N1, eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

## d) Historias de fuerzas cortantes de la columna 1

Las figs 4.77 y 4.78 comparan las historias en el tiempo de las fuerzas cortantes ante la resistencia disponible del extremo inferior de la columna en estudio del eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica de transición, ante los registros VIVE-EW-85 y ROMA-EW-Mod, respectivamente; se tiene suficiente reserva de capacidad al cortante, para así garantizar un modo de falla dúctil.

La fig 4.79 compara ahora la historia en el tiempo de las fuerzas cortantes actuantes contra la resistencia disponible de la misma columna del eje B, diseño de zona compresible, ante el acelerograma SCT-EW-85; se tiene, una vez más, suficiente capacidad al cortante.

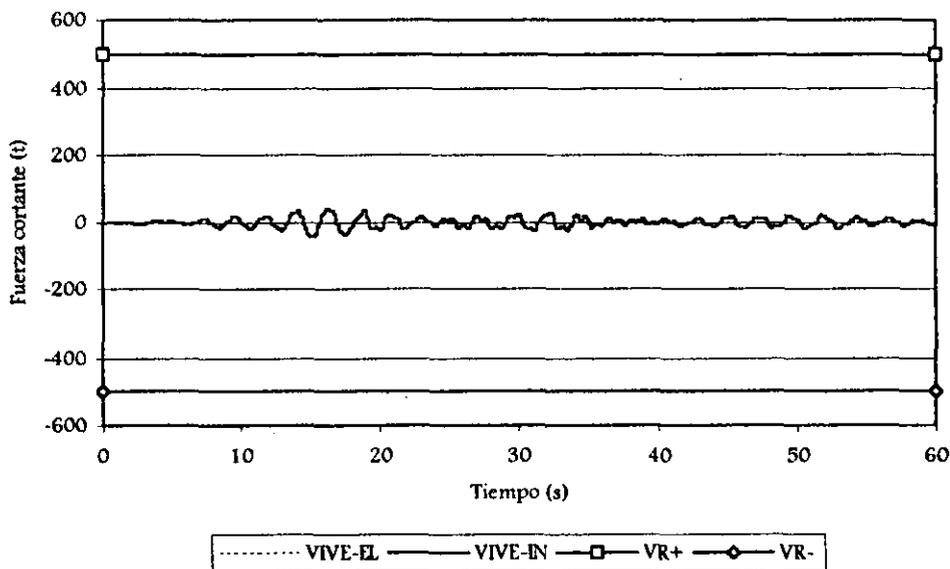


Fig 4.77.- Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro VIVE-EW-85

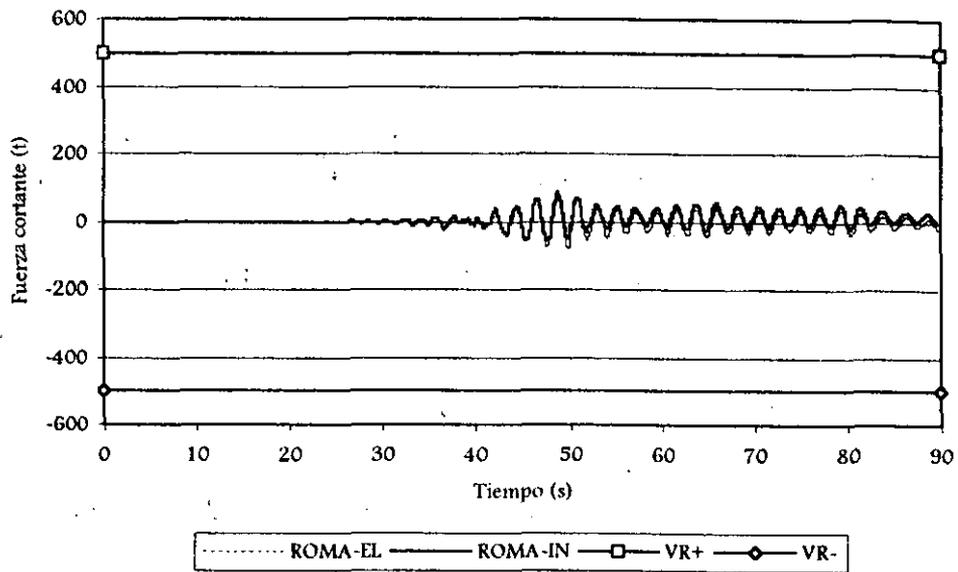


Fig 4.78.- Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

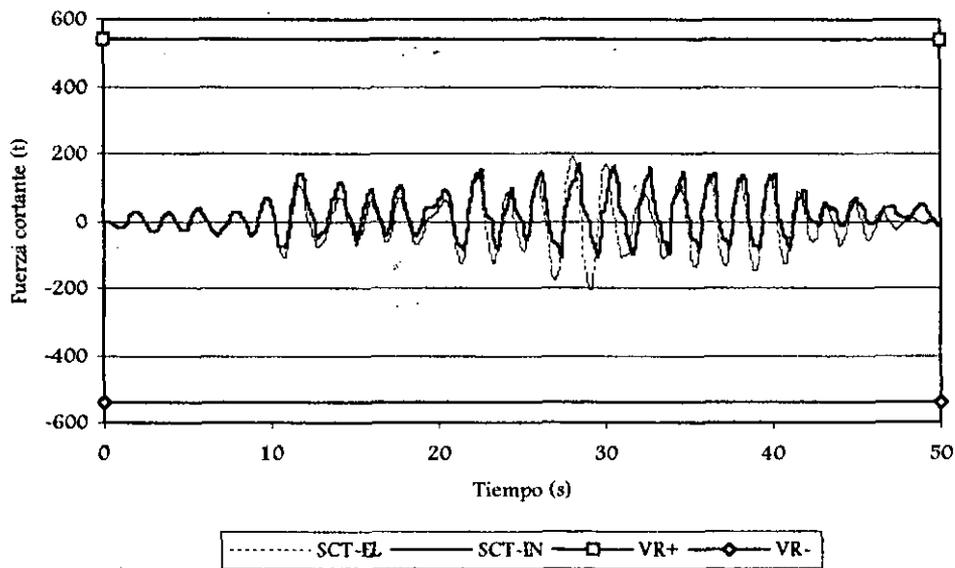


Fig 4.79.- Historia de fuerzas cortantes y resistencias del extremo inferior de la columna 1 del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

#### 4.4.2.6 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

El edificio de 17 niveles diseñado en la zona sísmica II y ante las aceleraciones del registro VIVE-EW-85, no presenta comportamiento inelástico, tanto en vigas como en columnas. En cambio, en el edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica de transición, ante el registro RÓMA-EW-Mod, sí se presenta ligero comportamiento inelástico; a raíz de lo anterior, se muestra enseguida, en la fig 4.80, las demandas locales de ductilidad del extremo izquierdo de la viga 4 (segundo nivel); dicha viga prácticamente no excursionó en el rango no-lineal.

La fig 4.81 tiene los resultados correspondientes de la viga 1 (primer nivel) del eje B del edificio desplantado en la zona de compresión, ante el registro SCT-EW-85; se llegan a observar ductilidades del orden de 5, que desde el punto de vista práctico resultan controlables.

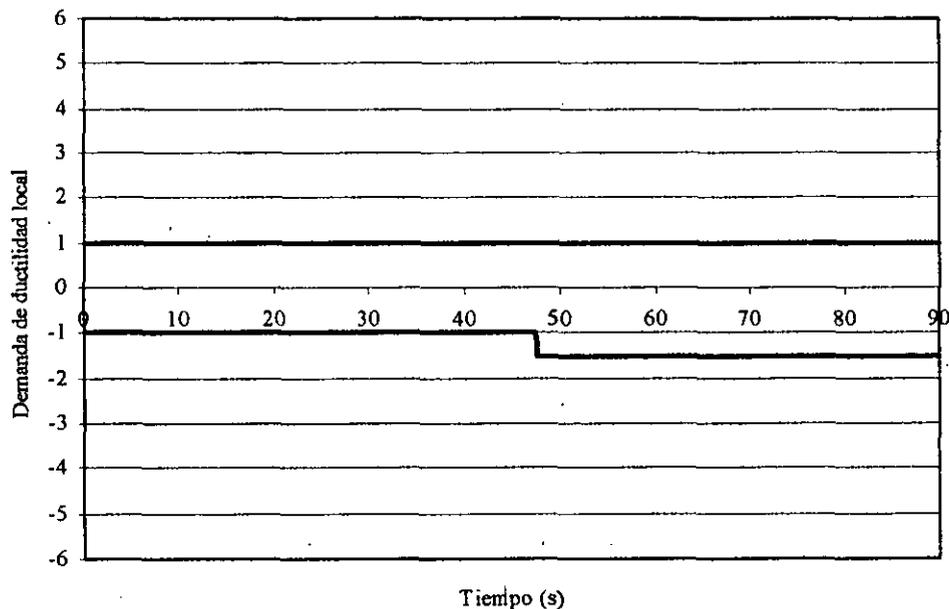


Fig 4.80.- Historias de demandas de ductilidad local en la viga 4 del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

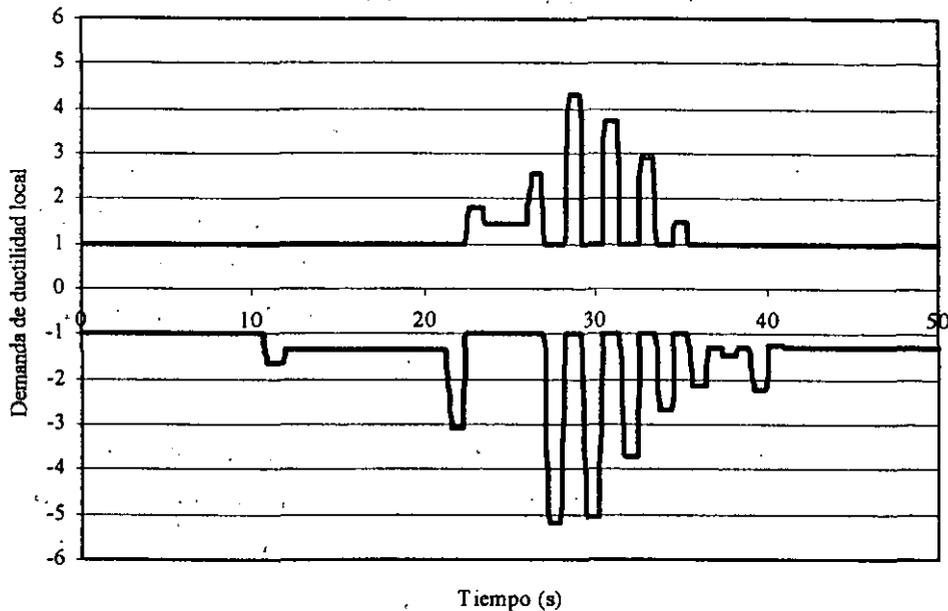


Fig 4.81.- Historias de demandas de ductilidad local en la viga 1 del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

#### 4.5.2.7 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

Las respuestas de los análisis paso a paso de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona sísmica de transición, se mantuvieron dentro del rango elástico ante la excitación del acelerograma VIVE-EW-85.

La fig 4.82 presenta la distribución global de articulaciones plásticas del eje B del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II, ante el registro ROMA-EW-Mod; se tienen rótulas plásticas, con una distribución generalizada hacia los extremos de las vigas. La fig 4.83 muestra la distribución global de articulaciones plásticas del eje B del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica compresible, ante el registro SCT-EW-85; se presentan rótulas plásticas en todas las vigas desde el nivel 1 hasta el 10, y aunque predomina el mecanismo de columna fuerte-viga débil, se tienen algunas articulaciones no sólo en los extremos inferiores de las columnas del entrepiso NPB-N1, sino también en algunas de los entrepiso N5-N6, N6-N7, N10-N11, N11-N12 y N14-N15, entrepisos en donde se hizo cambio en las dimensiones de las secciones transversales de las columnas, durante la etapa de diseño.

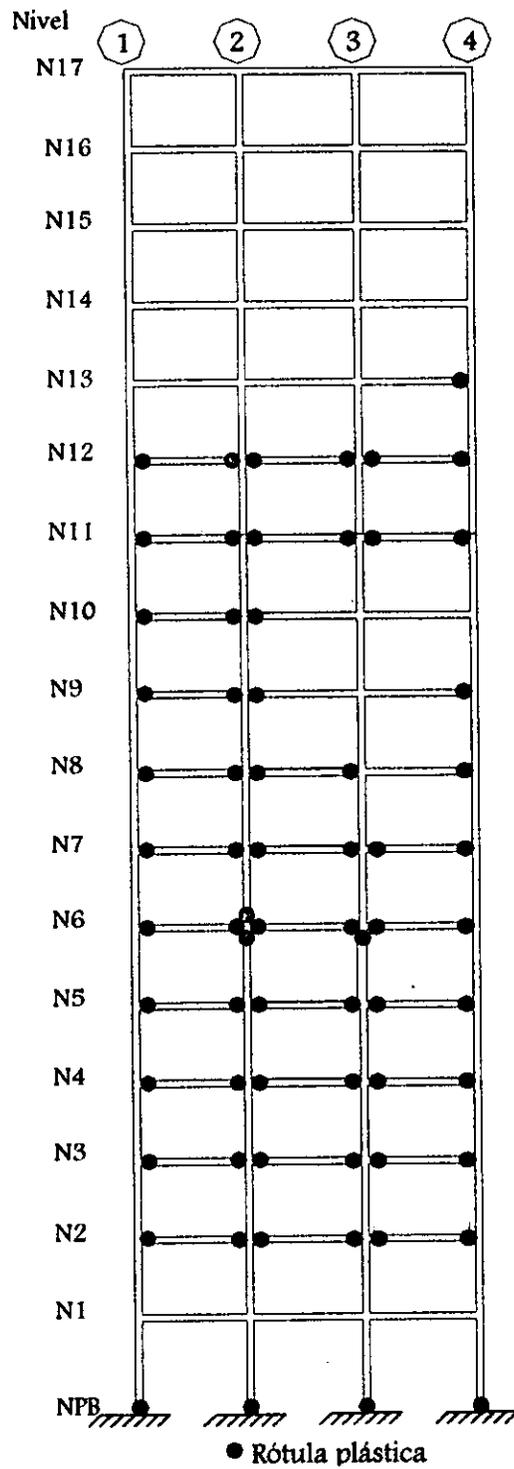


Fig 4.82.- Distribución global de articulaciones plásticas del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, acelerograma ROMA-EW-Mod

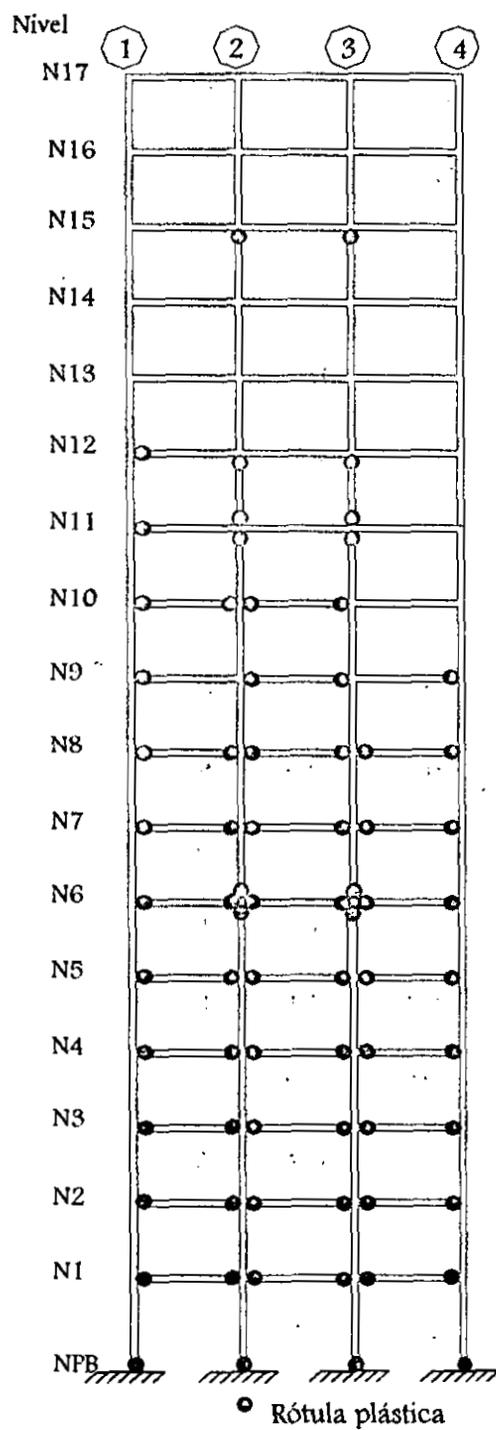


Fig 4.83.- Distribución global de articulaciones plásticas del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III, acelerograma SCT-EW-85

Las figs 4.84 y 4.85 muestran las envolventes de demandas máximas de ductilidad local de las vigas de la estructura de 17 niveles, diseño de zona sísmica de transición, ante el registro ROMA-EW-Mod, y diseño de zona sísmica III, ante el acelerograma SCT-EW-85, respectivamente. En el primer caso las demandas máximas de ductilidad local son muy pequeñas. Para el caso de las respuestas del registro SCT-EW-85, las demandas máximas se concentran en el primer nivel, disminuyendo paulatinamente hacia los niveles superiores.

La fig 4.86 muestra la distribución en la altura de las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje B, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II, ante el registro ROMA-EW-Mod; los valores de las demandas máximas son casi iguales a la unidad, esto es, el comportamiento es prácticamente elástico. En el edificio diseñado en la zona sísmica III y ante el acelerograma SCT-EW-85 (ver fig 4.87), las demandas máximas de las columnas se tienen en el extremo inferior del entrepiso NPB-N1 con un valor máximo cercano a 5; posteriormente, se presentan demandas con valores menores en los entrepisos N5-N6 y N10-N11, que son los entrepisos que durante la fase del diseño tuvieron los cambios de la sección transversal.

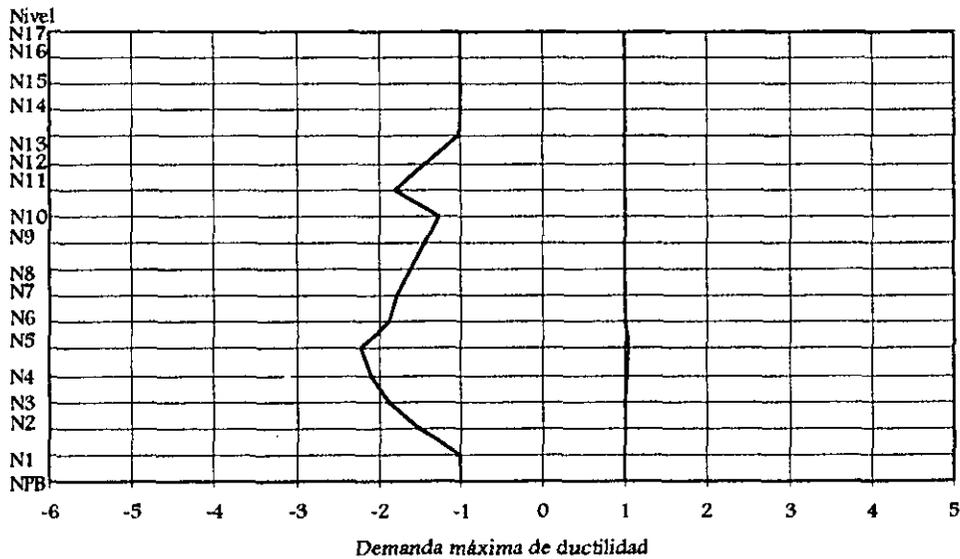


Fig 4.84.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

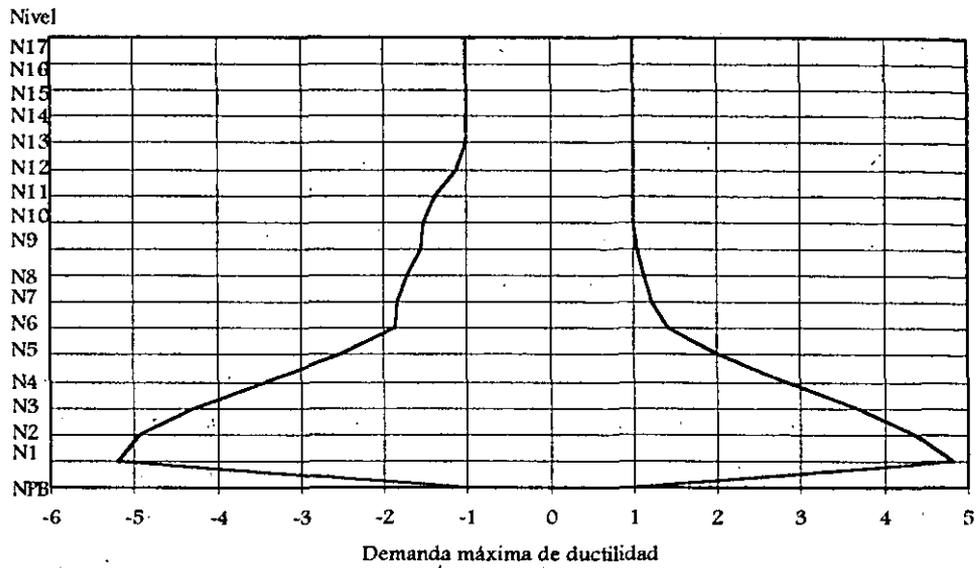


Fig 4.85.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

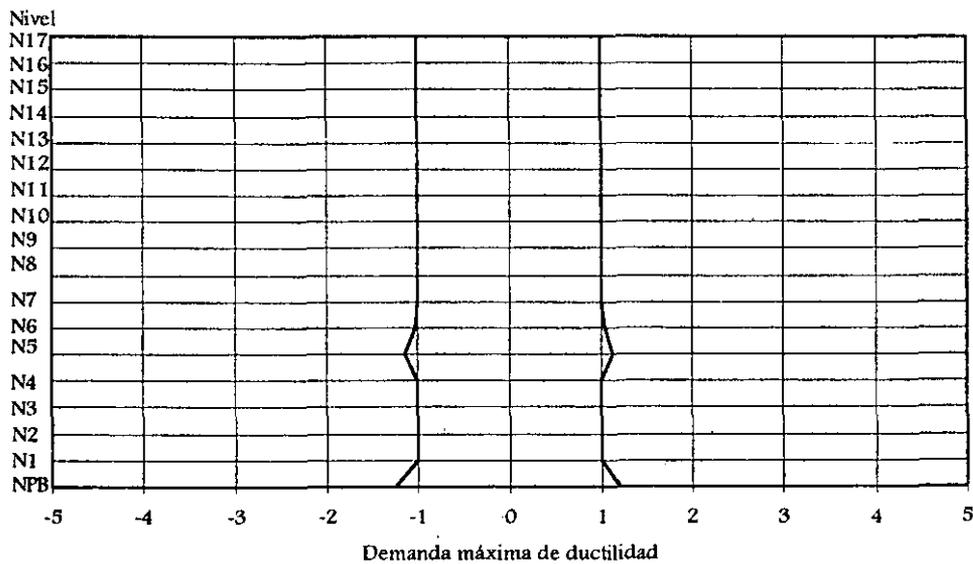


Fig 4.86.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica II, registro ROMA-EW-Mod

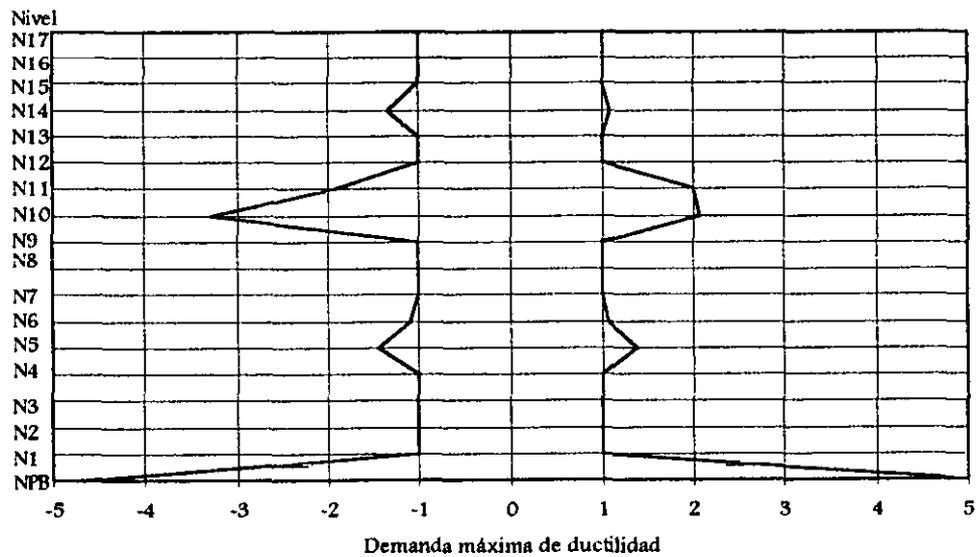


Fig 4.87.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje B, edificio 17 niveles, diseño de zona sísmica III, registro SCT-EW-85

## 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

### 5.1 Introducción

En los dos capítulos anteriores se presentaron los diseños resultantes de aplicar las normas del RDF-93, y las respuestas de los análisis paso a paso, elásticos e inelásticos, de los edificios de 7 y 17 niveles a base de marcos de estructura metálica, localizados en las zonas sísmicas de transición y compresible del Valle de México.

Para fines del dimensionamiento, todos los análisis y diseños realizados en este trabajo se basan en los lineamientos que exige el código vigente (RDF-93), y sus Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo (NTC-S), y para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM).

En esta etapa del diseño se verificó proporcionar la seguridad estructural para que se cumpliera con los estados límite de servicio y resistencia señalados en el reglamento. Se consideró que los edificios son del grupo B, y se adoptó un factor de comportamiento sísmico de  $Q = 4$ , que a su vez fue disminuido en la estructura de 17 niveles por un factor de irregularidad de 0.8. La revisión del estado límite de servicio se hizo para que las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso no rebasaran el límite máximo permisible de 0.012, suponiendo desligados a todos los elementos no estructurales.

---

Después de diseñar los edificios de 7 y 17 niveles, se procedió a determinar las respuestas sísmicas en la historia del tiempo, con análisis dinámicos paso a paso elásticos e inelásticos; se utilizaron para las condiciones de transición los acelerogramas VIVE-EW-85 y ROMA-EW-Mod, este último obtenido a partir de un registro obtenido en la colonia Roma, D.F., del sismo del 25 de abril de 1989 (ROMA-EW-89), y que por medio de un factor de escala de 3.17 trata de simular lo que se hubiera registrado en dicha zona durante el sismo de septiembre de 1985. Para simular los efectos de la zona compresible se utilizó el registro SCT-EW-85.

En este capítulo se comparan las respuestas sísmicas correspondientes de los dos edificios (7 y 17 niveles) diseñados para los efectos de las zonas sísmicas II y III del D.F.

## 5.2 Análisis sísmicos elásticos y diseños

Los resultados que se muestran en esta sección se obtuvieron a partir de los análisis dinámicos modales espectrales, determinados con el programa ETABS-6.

### 5.2.1 Dimensiones de secciones transversales

#### ➤ Edificio de 7 niveles

La tabla 5.1 presenta las secciones transversales de las vigas del edificio de 7 niveles, ambas zonas sísmicas en estudio, que satisficieron la revisión del estado límite de servicio. Los tamaños de las vigas del edificio diseñado en zona compresible son mayores que los que resultan de la zona de transición; por ejemplo, el peralte de las vigas principales del edificio en zona III es 1.13 veces mayor que el correspondiente en zona II, y la diferencia en peso por unidad de longitud (kg/m) es de casi 10 por ciento más para la condición de suelo compresible.

Al hacer la revisión ante el estado límite de resistencia (ver tabla 5.2) se presentan cambios en las secciones, siendo éstos más significativos para el edificio diseñado en zona II; aún así, las secciones transversales de la estructura de zona III siguen siendo mayores.

Tabla 5.1.- Dimensiones de vigas del edificio de 7 niveles, diseños de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de servicio

Vigas (en todos los niveles)	Zona II		Zona III	
	Sección* (mm x kg/m)	Dimensiones*	Sección* (mm x kg/m)	Dimensiones*
<i>Principales</i>	Perfil I rectangular IR 553 x 92.7	d=533 mm b <sub>f</sub> =209 mm t <sub>f</sub> =15.6 mm t <sub>w</sub> =10.2 mm	Perfil I rectangular IR 610 x 101.6	d=603 mm b <sub>f</sub> =228 mm t <sub>f</sub> =14.9 mm t <sub>w</sub> =10.5 mm
<i>Secundarias</i>	Perfil I rectangular IR 533 x 65.8	d=525 mm b <sub>f</sub> =165 mm t <sub>f</sub> =11.4 mm t <sub>w</sub> =8.9 mm	Perfil I rectangular IR 533 x 65.8	d=525 mm b <sub>f</sub> =165 mm t <sub>f</sub> =11.4 mm t <sub>w</sub> =8.9 mm

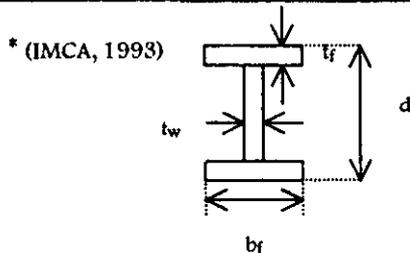
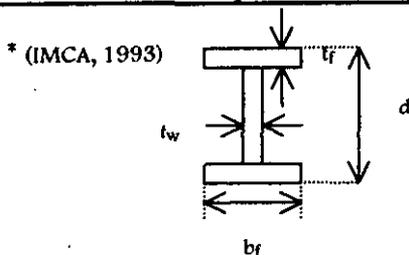


Tabla 5.2.- Dimensiones de vigas del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de resistencia

Vigas (en todos los niveles)	Zona II		Zona III	
	Sección* (mm x kg/m)	Dimensiones*	Sección* (mm x kg/m)	Dimensiones*
<i>Principales</i>	Perfil I rectangular IR 553 x 101.3	d=537 mm b <sub>f</sub> =210 mm t <sub>f</sub> =17.4 mm t <sub>w</sub> =10.9 mm	Perfil I rectangular IR 610 x 101.6	d=603 mm b <sub>f</sub> =228 mm t <sub>f</sub> =14.9 mm t <sub>w</sub> =10.5 mm
<i>Secundarias</i>	Perfil I rectangular IR 553 x 150.9	d=543 mm b <sub>f</sub> =312 mm t <sub>f</sub> =20.3 mm t <sub>w</sub> =12.7 mm	Perfil I rectangular IR 533 x 150.9	d=543 mm b <sub>f</sub> =312 mm t <sub>f</sub> =20.3 mm t <sub>w</sub> =12.7 mm



La tabla 5.3 tiene las secciones transversales de las columnas del edificio de 7 niveles, diseño para ambas zonas sísmicas en estudio, con las que se cumplió la revisión del estado límite de servicio. Los tamaños de las secciones son idénticos para ambas zonas sísmicas. Al revisar ante el estado límite de resistencia (ver tabla 5.4), las dimensiones de las secciones aumentaron sólo para el edificio de la zona III. Como era de esperarse, las dimensiones de las secciones resultantes del

diseño de la zona sísmica III siguen siendo las mayores; se tienen diferencias en peso por unidad de longitud de casi 20 por ciento, mayor para el diseño de la zona compresible.

Tabla 5.3.- Dimensiones de columnas del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de servicio

Nivel	Zona II y III Dimensiones
<i>Azot-N4</i>	D= 400 mm, b= 400 mm, $t_w = 12.7$ mm, $t_f = 12.7$ mm
<i>N3-N1</i>	D= 500 mm, b= 500 mm, $t_w = 15.9$ mm, $t_f = 15.9$ mm

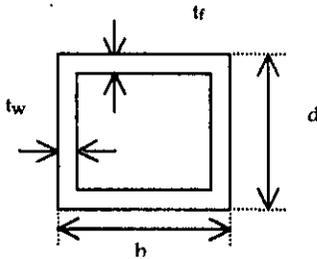
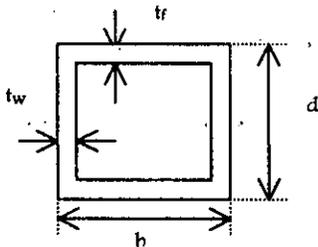


Tabla 5.4.- Dimensiones de columnas del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de resistencia

Nivel	Zona II Dimensiones	Zona III Dimensiones
<i>Azot-N4</i>	d= 400 mm, b= 400 mm, $t_w = 12.7$ mm, $t_f = 12.7$ mm	d= 400 mm, b= 400 mm, $t_w = 12.7$ mm, $t_f = 12.7$ mm
<i>N3-N1</i>	d= 500 mm, b= 500 mm, $t_w = 15.9$ mm, $t_f = 15.9$ mm	d= 500 mm, b= 500 mm, $t_w = 19.1$ mm, $t_f = 19.1$ mm



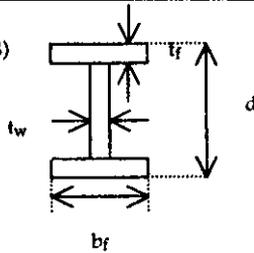
### ➤ Edificio de 17 niveles

La tabla 5.5 muestra la comparación de las secciones transversales resultantes de las vigas de los edificios de 17 niveles, ambas zonas sísmicas II y III, después de revisar la seguridad estructural ante los estados límite de servicio y resistencia. Los tamaños de secciones transversales del edificio diseñado en zona compresible son mayores que los del de zona de transición; por ejemplo, el peralte de la viga principal del nivel 1 del edificio diseñado con las condiciones sísmicas de la zona III es 1.36 veces mayor que el correspondiente de la zona II.

Tabla 5.5.- Dimensiones de vigas del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión de los estados límite de servicio y resistencia

Zona II			Zona III		
Vigas	Sección* (mm x kg/m)	Dimensiones*	Vigas	Sección* (mm x kg/m)	Dimensiones*
Principales Nivel 1 a 5	Perfil I rectangular IR 610 x 217.8	d=628 mm b <sub>f</sub> =328 mm t <sub>f</sub> =27.7 mm t <sub>w</sub> =16.5 mm	Principales Nivel 1 a 10	Perfil I rectangular IR 838 x 226.4	d=851 mm b <sub>f</sub> =294 mm t <sub>f</sub> =26.8 mm t <sub>w</sub> =16.1 mm
Principales Nivel 6 a 10	Perfil I rectangular IR 610 x 195	d=622 mm b <sub>f</sub> =327 mm t <sub>f</sub> =24.4 mm t <sub>w</sub> =15.4 mm	Principales Nivel 11 a 14	Perfil I rectangular IR 838 x 210.7	d=846 mm b <sub>f</sub> =293 mm t <sub>f</sub> =24.4 mm t <sub>w</sub> =15.4 mm
Principales Nivel 11 a 14	Perfil I rectangular IR 610 x 155	d=611 mm b <sub>f</sub> =324 mm t <sub>f</sub> =19.1 mm t <sub>w</sub> =12.7 mm	Principales Nivel 15 a 17	Perfil I rectangular IR 838 x 194	d=840 mm b <sub>f</sub> =292 mm t <sub>f</sub> =21.7 mm t <sub>w</sub> =14.7 mm
Principales Nivel 15 a 17	Perfil I rectangular IR 610 x 140.3	d=617 mm b <sub>f</sub> =230 mm t <sub>f</sub> =22.2 mm t <sub>w</sub> =13.0 mm			
Secundarias En todos los niveles	Perfil I rectangular IR 610 x 195	d=622 mm b <sub>f</sub> =327 mm t <sub>f</sub> =24.4 mm t <sub>w</sub> =15.4 mm	Secundarias En todos los niveles	Perfil I rectangular IR 610 x 195	d=622 mm b <sub>f</sub> =327 mm t <sub>f</sub> =24.4 mm t <sub>w</sub> =15.4 mm

\* (IMCA, 1993)



La tabla 5.6 presenta la comparación de las dimensiones de las secciones transversales de las columnas del edificio de 17 niveles, diseño para ambas zonas en estudio, con las que se cumplió la revisión del estado límite de servicio; se tienen diferencias, con dimensiones mayores para el edificio diseñado en la zona III.

Después de revisar el estado límite de resistencia (ver tabla 5.7) hubo un aumento en las dimensiones de las secciones de las vigas de los edificios ubicados en ambas zonas; por ejemplo, las columnas del entrepiso inferior, diseño de zona II, tuvieron un incremento del 16 por ciento en su ancho y del 33 por ciento en su espesor; la misma columna, pero en zona III, se incrementó en 25 por ciento en su ancho y 75 por ciento en su espesor. Las dimensiones de las secciones transversales de las vigas del edificio diseñado según las condiciones de la zona sísmica compresible siguen siendo las mayores, como era de esperarse.

Tabla 5.6.- Dimensiones de columnas del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de servicio

Zona II		Zona III	
Nivel	Dimensiones	Nivel	Dimensiones
<i>Azol-N15</i>	$d = 450 \text{ mm}, b = 450 \text{ mm}, t_w = 12.7 \text{ mm}, t_f = 12.7 \text{ mm}$	<i>Azol-N15</i>	$d = 500 \text{ mm}, b = 500 \text{ mm}, t_w = 12.7 \text{ mm}, t_f = 12.7 \text{ mm}$
<i>N14-N11</i>	$d = 500 \text{ mm}, b = 500 \text{ mm}, t_w = 19.1 \text{ mm}, t_f = 19.1 \text{ mm}$	<i>N14-N11</i>	$d = 550 \text{ mm}, b = 550 \text{ mm}, t_w = 19.1 \text{ mm}, t_f = 19.1 \text{ mm}$
<i>N10-N6</i>	$d = 550 \text{ mm}, b = 550 \text{ mm}, t_w = 19.1 \text{ mm}, t_f = 19.1 \text{ mm}$	<i>N10-N1</i>	$d = 600 \text{ mm}, b = 600 \text{ mm}, t_w = 19.1 \text{ mm}, t_f = 19.1 \text{ mm}$
<i>N5-N1</i>	$d = 600 \text{ mm}, b = 600 \text{ mm}, t_w = 19.1 \text{ mm}, t_f = 19.1 \text{ mm}$		

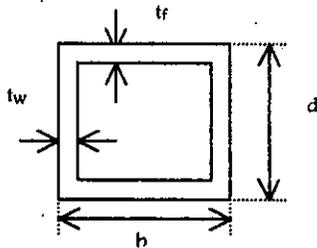
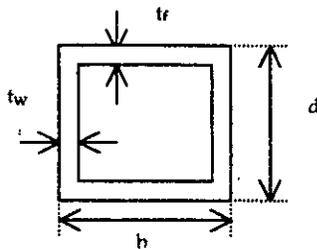


Tabla 5.7.- Dimensiones de columnas del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de resistencia

Zona II		Zona III	
Nivel	Dimensiones	Nivel	Dimensiones
<i>Azol-N15</i>	$d = 450 \text{ mm}, b = 450 \text{ mm}, t_w = 12.7 \text{ mm}, t_f = 12.7 \text{ mm}$	<i>Azol-N15</i>	$d = 500 \text{ mm}, b = 500 \text{ mm}, t_w = 12.7 \text{ mm}, t_f = 12.7 \text{ mm}$
<i>N14-N11</i>	$d = 500 \text{ mm}, b = 500 \text{ mm}, t_w = 19.1 \text{ mm}, t_f = 19.1 \text{ mm}$	<i>N14-N11</i>	$d = 550 \text{ mm}, b = 550 \text{ mm}, t_w = 19.1 \text{ mm}, t_f = 19.1 \text{ mm}$
<i>N10-N6</i>	$d = 600 \text{ mm}, b = 600 \text{ mm}, t_w = 19.1 \text{ mm}, t_f = 19.1 \text{ mm}$	<i>N10-N6</i>	$d = 650 \text{ mm}, b = 650 \text{ mm}, t_w = 22.2 \text{ mm}, t_f = 22.2 \text{ mm}$
<i>N5-N1</i>	$d = 700 \text{ mm}, b = 700 \text{ mm}, t_w = 25.4 \text{ mm}, t_f = 25.4 \text{ mm}$	<i>N5-N1</i>	$d = 750 \text{ mm}, b = 750 \text{ mm}, t_w = 25.4 \text{ mm}, t_f = 25.4 \text{ mm}$



### 5.2.2 Periodos fundamentales de vibración

#### ➤ Estructura de 7 niveles

La tabla 5.8 compara los periodos fundamentales de vibración de los casos diseñados según las condiciones de las zonas sísmicas de transición y compresible, ante la revisión del estado límite de

servicio; el edificio desplantado en la zona de suelo blando resulta más rígido que el que se encuentra en zona de transición. Ante los cambios de la revisión del estado límite de resistencia (ver tabla 5.9), el periodo fundamental del edificio disminuye ligeramente, en aproximadamente 2.63 por ciento para el diseño de la zona II, y sólo en 0.79 por ciento para la zona III.

Tabla 5.8.- Periodos fundamentales de vibración del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de servicio

Dirección	T <sub>1</sub> (s)	
	Zona II	Zona III
X=Y	1.498 (82.26)	1.336 (82.87)
θ	1.142 (82.32)	1.020 (82.99)

( ) Masa modal efectiva, en %

Tabla 5.9.- Periodos fundamentales de vibración del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de resistencia

Dirección	T <sub>1</sub> (s)	
	Zona II	Zona III
X=Y	1.459 (82.46)	1.326 (82.05)
θ	1.113 (82.34)	1.013 (82.13)

( ) Masa modal efectiva, en %

El edificio diseñado según las condiciones sísmicas de la zona de transición, resulta con un periodo fundamental de vibración ( $T_1 = 1.459$  s) localizado en una zona muy alejada de las ordenadas máximas del espectro de respuesta elástica del registro VIVE-EW-85 (amortiguamiento viscoso crítico del 2 por ciento); el periodo dominante del movimiento del suelo es de aproximadamente 0.7 s (ver fig 5.1). Al revisar contra el espectro de respuesta elástica del registro ROMA-EW-Mod (2 por ciento de amortiguamiento viscoso crítico) el periodo de dicho edificio se localiza ligeramente a la derecha de la zona de periodo dominante del movimiento del suelo (aproximadamente, 1.30 s); con base en el dato del periodo fundamental de la estructura, se presenta una aceleración espectral de 0.60g, siendo la ordenada espectral máxima de este registro del orden de 1.3g (ver fig 5.2).

Al comparar el periodo fundamental de vibración del edificio diseñado en zona compresible ( $T_1 = 1.326$  s) contra el espectro elástico ( $\xi = 2\%$ ) del registro SCT-EW-85, dicho periodo se localiza distante, del lado izquierdo, de la zona de aceleraciones espectrales máximas, donde el periodo dominante del movimiento del suelo es de 2 s. El periodo fundamental de la estructura corresponde a una aceleración espectral de aproximadamente 0.4g, y la ordenada espectral máxima de este registro resulta igual a casi 1.8g (ver fig 5.3).

Para ambos tipos de diseños, zonas sísmicas II y III, el periodo fundamental de cada edificio se encuentra en la meseta del espectro de diseño correspondiente que propone el RDF-93 (ver figs 5.1 a 5.3); para la zona de transición, la ordenada espectral es de 0.32g, y para la zona compresible de 0.40g.

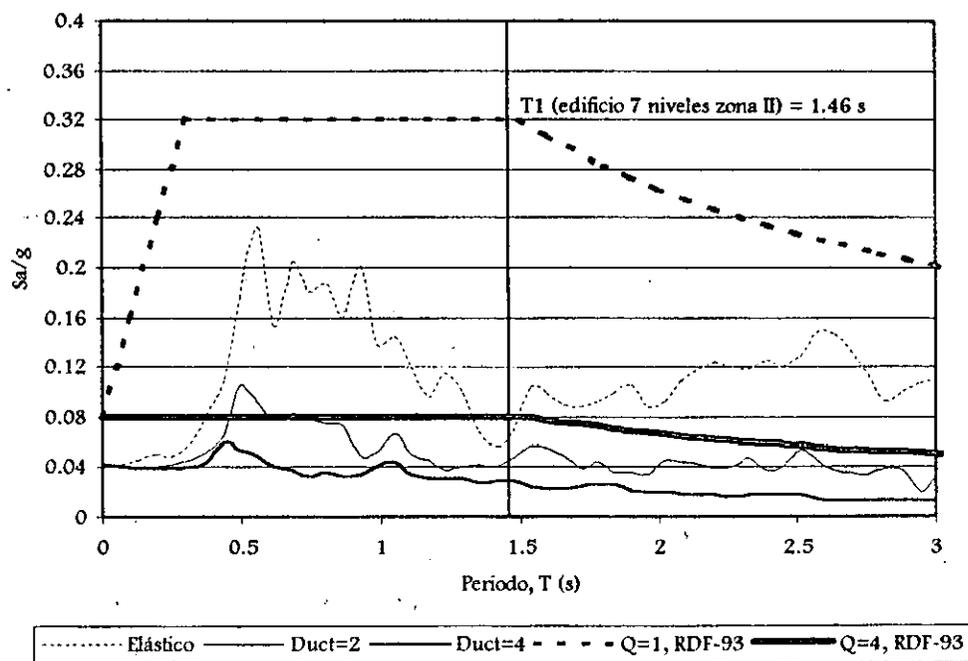


Fig 5.1.- Ubicación del periodo fundamentales de vibración del edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II, en los espectros de diseño (RDF-93), y de respuesta (registro VIVE-EW-85,  $\xi = 2\%$ )

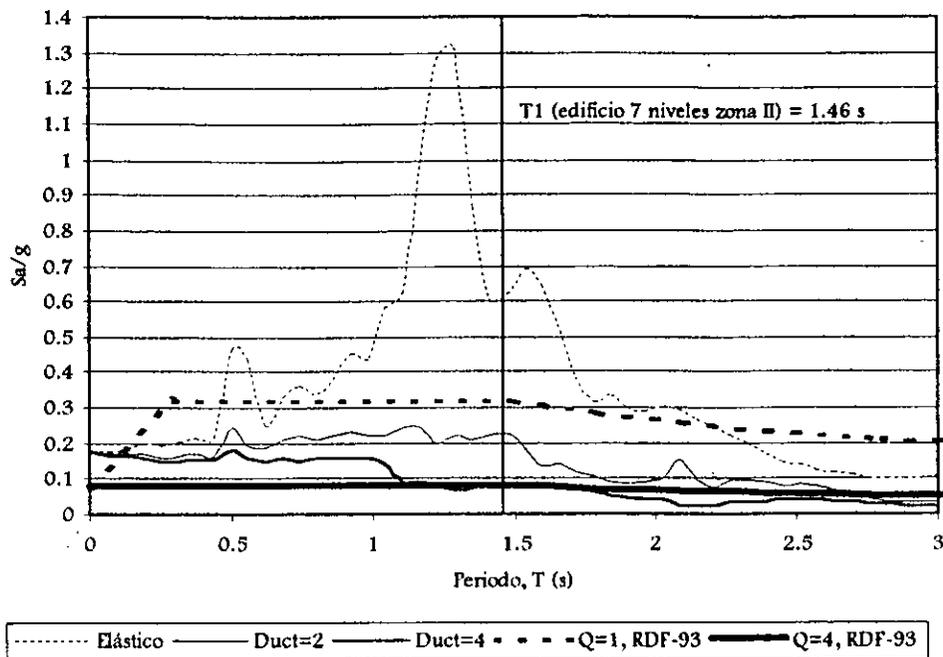


Fig 5.2.- Ubicación del periodo fundamentales de vibración del edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II, en los espectros de diseño (RDF-93), y de respuesta (registro ROMA-EW-Mod,  $\xi = 2\%$ )

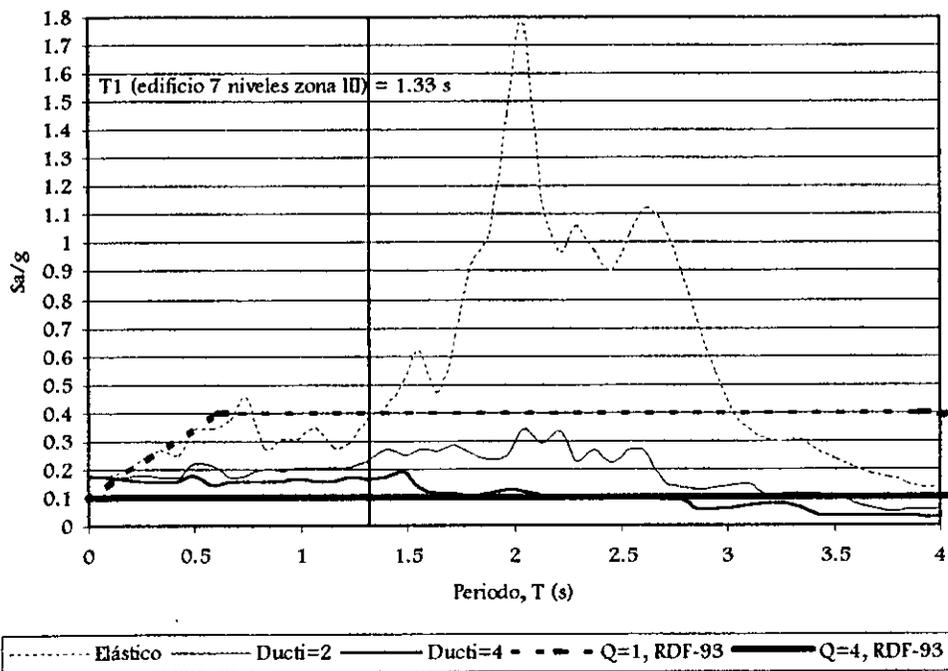


Fig 5.3.- Ubicación del periodo fundamentales de vibración del edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica III, en los espectros de diseño (RDF-93), y de respuesta (registro SCT-EW-85,  $\xi = 2\%$ )

➤ Estructura de 17 niveles

La tabla 5.10 compara los periodos fundamentales de vibración del edificio de 17 niveles diseñado en las zonas sísmicas II y III, ante la revisión del estado límite de servicio; el periodo fundamental del edificio de zona II es aproximadamente 1.29 veces mayor que el que resulta para la zona III. Al hacer la revisión del estado límite de resistencia (ver tabla 5.11) el periodo del edificio en zona II disminuye aproximadamente 6.66 por ciento, y el de zona III en 10.0 por ciento, ya que en ambos casos hubo necesidad de aumentar las dimensiones de vigas y columnas.

Tabla 5.10.- Periodos fundamentales de vibración del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de servicio

Dirección	T <sub>1</sub> (s)	
	Zona II	Zona III
X=Y	2.395 (79.23)	1.859 (80.35)
θ	1.751 (80.67)	1.323 (82.95)

( ) Masa modal efectiva, en %

Tabla 5.11.- Periodos fundamentales de vibración del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de resistencia

Dirección	T <sub>1</sub> (s)	
	Zona II	Zona III
X=Y	2.237 (76.90)	1.673 (77.69)
θ	1.648 (77.92)	1.211 (79.57)

( ) Masa modal efectiva, en %

Al revisar cómo queda cada caso de edificio con respecto del periodo dominante del movimiento del suelo con que se llevan a cabo los análisis dinámicos inelásticos en la historia del tiempo, las figs 5.4 a 5.6 muestran su ubicación para cada uno de los tres registros utilizados, respectivamente.

El edificio diseñado en zona de transición resulta con un periodo fundamental de vibración (T<sub>1</sub>= 2.237 s) del lado derecho de las ordenadas máximas del espectro de respuesta elástica del registro VIVE-EW-85 con amortiguamiento crítico del 2 por ciento; el periodo fundamental de la estructura corresponde a una aceleración aproximada de 0.12g, siendo la ordenada espectral máxima de este registro del orden de 0.24g (ver fig 5.4). Al ubicar este mismo edificio (T<sub>1</sub> = 2.237 s) con respecto del espectro elástico (ξ = 2%) del registro ROMA-EW-Mod, dicho edificio

se localiza bastante del lado derecho, de la zona del periodo dominante del movimiento del suelo (aproximadamente, 1.30 s); el periodo fundamental de la estructura corresponde a una aceleración aproximada de 0.23g, donde la ordenada espectral máxima de este registro es de un poco más de 1.30g (ver fig 5.5).

La posición del edificio diseñado según las condiciones de la zona compresible muestra que su periodo fundamental de traslación ( $T_1 = 1.673$  s) se encuentra del lado izquierdo de la zona de las ordenadas espectrales máximas del espectro de respuesta elástica del registro SCT-EW-85, amortiguamiento crítico de 2 por ciento; a este edificio le corresponde una aceleración espectral de aproximadamente 0.55g, donde la ordenada espectral máxima de este registro resulta de casi 1.8g (ver fig 5.6). De acuerdo a esta posición, el edificio queda ubicado donde inicia la parte ascendente del pico principal correspondiente al periodo dominante del movimiento del suelo,  $T_s = 2$  s.

Con respecto de la ubicación de los espectros de diseño del RDF-93, el periodo fundamental del edificio de zona II se localiza en la parte descendente del espectro de diseño que propone el RDF (ver figs 5.4 y 5.5), y el edificio del diseño de la zona III en la zona de la meseta (ver fig 5.6).

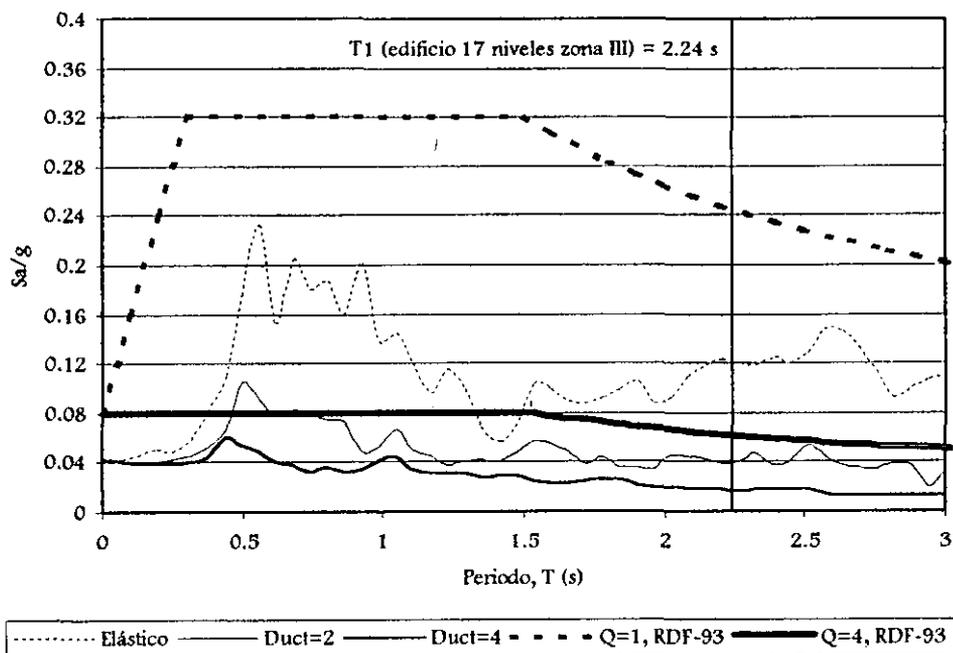


Fig 5.4.-Ubicación del periodo fundamental de vibración del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II, con los espectros de diseño (RDF-93), y de respuesta (registro VIVE-EW-85,  $\xi = 2\%$ )

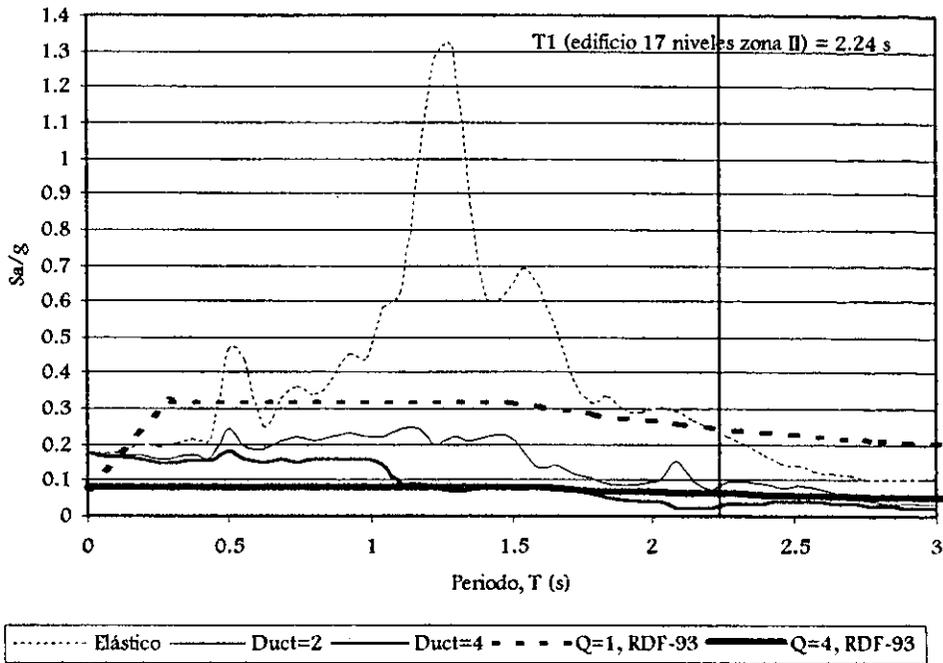


Fig 5.5.-Ubicación del periodo fundamental de vibración del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II, con los espectros de diseño (RDF-93), y de respuesta (registro ROMA-EW-Mod,  $\xi = 2\%$ )

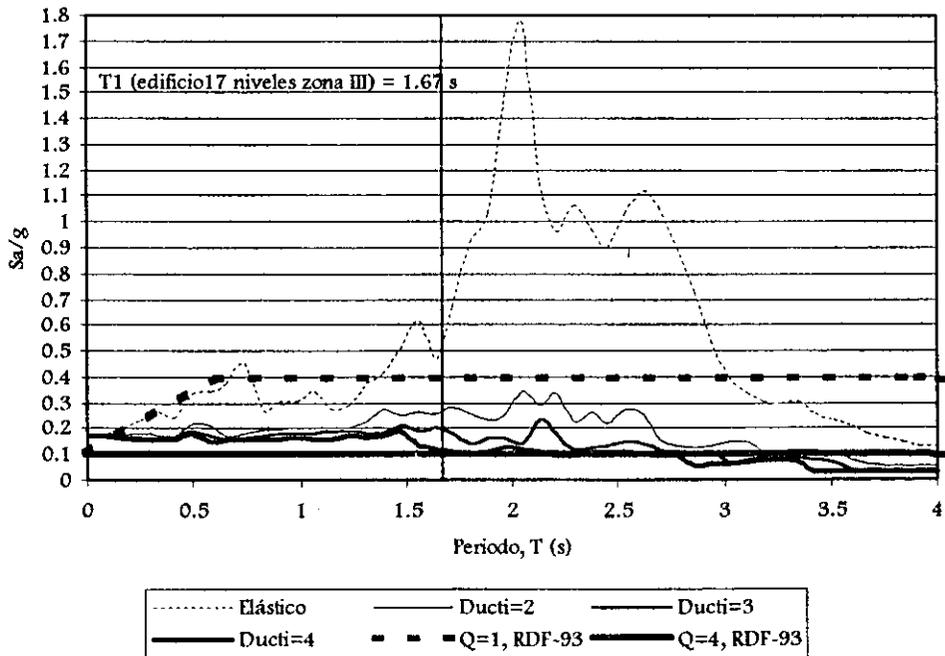


Fig 5.6.-Ubicación del periodo fundamental de vibración del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica III, con los espectros de diseño (RDF-93), y de respuesta (registro SCT-EW-85,  $\xi = 2\%$ )

### 5.2.3 Desplazamientos horizontales máximos

#### ➤ Edificio de 7 niveles

La fig 5.7 compara los desplazamientos laterales máximos del edificio de 7 niveles diseñado según las condiciones sísmicas de las zonas II y III, ante la revisión del estado límite de servicio; la diferencia en respuestas entre las dos zonas no es significativa. La fig 5.8 tiene ahora la comparación del mismo tipo de respuesta, pero ante la revisión del estado límite de resistencia. La tabla 5.12 muestra los valores máximos estáticos y dinámicos de azotea para cada tipo de edificio, según las zonas sísmicas II y III, y los estados límite de servicio y de falla. En el edificio de 7 niveles las diferencias entre una zona y otra son poco significativas.

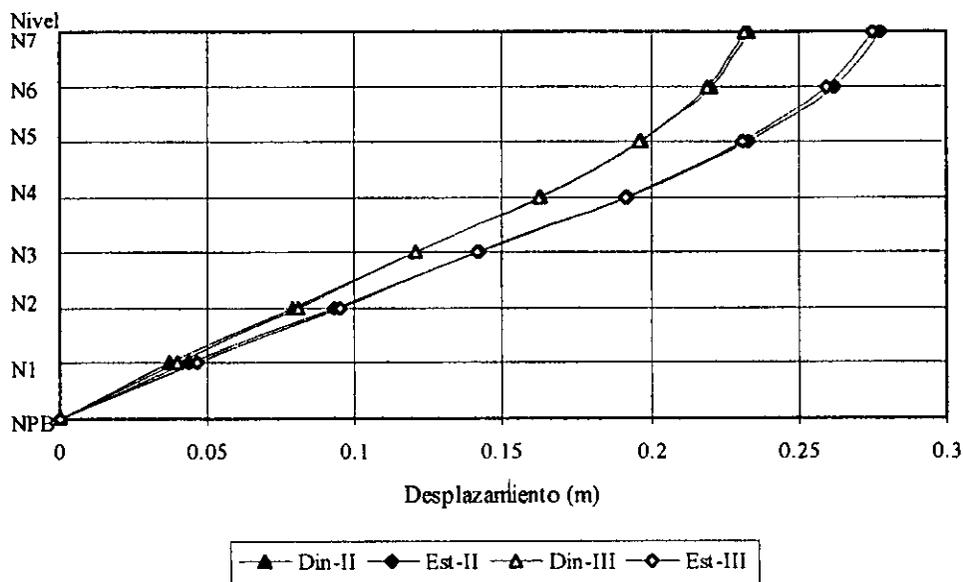


Fig 5.7.- Desplazamientos horizontales máximos del edificio de 7 niveles; diseños de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de servicio

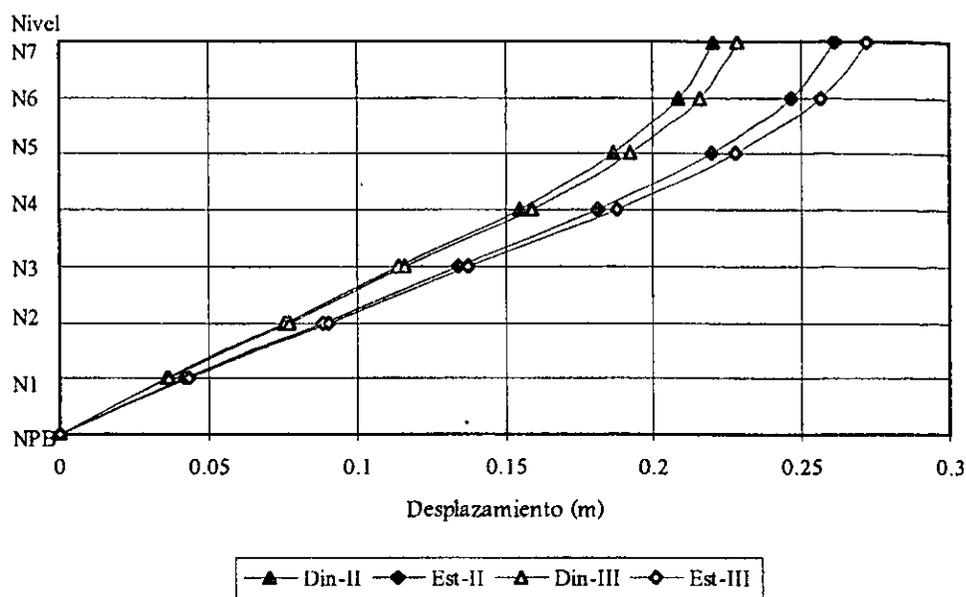


Fig 5.8.- Desplazamientos horizontales máximos del edificio de 7 niveles, diseños de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de resistencia

Tabla 5.12.- Desplazamientos horizontales máximos de azotea, del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmica II y III, estados límite de servicio y resistencia

Zona	Revisión	Análisis	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)
Transición	Estado límite de Servicio	Estático	27.80
		Dinámico	23.32
	Estado límite de Resistencia	Estático	26.20
		Dinámico	22.08
Compresible	Estado límite de Servicio	Estático	27.52
		Dinámico	23.16
	Estado límite de Resistencia	Estático	27.28
		Dinámico	22.88

### ➤ Edificio de 17 niveles

La fig 5.9 compara los desplazamientos laterales máximos del edificio de 17 niveles, diseño de las zonas sísmicas II y III, ante la revisión del estado límite de servicio; las diferencias entre las respuestas dinámicas de las dos zonas no es muy grande. La fig 5.10 tiene los resultados después de hacer la revisión del estado límite de resistencia, con diferencias, también, poco significativas. La tabla 5.13 muestra que el desplazamiento horizontal máximo dinámico de azotea del edificio con diseño en la zona II es sólo 9.23 por ciento mayor que el que resulta del diseño de la zona compresible.

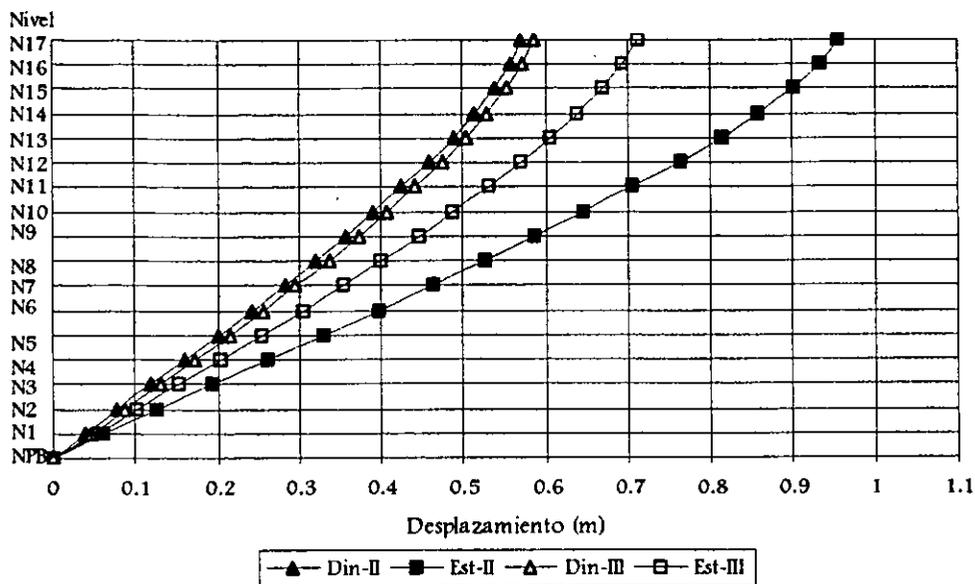


Fig 5.9.- Desplazamientos horizontales máximos del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de servicio

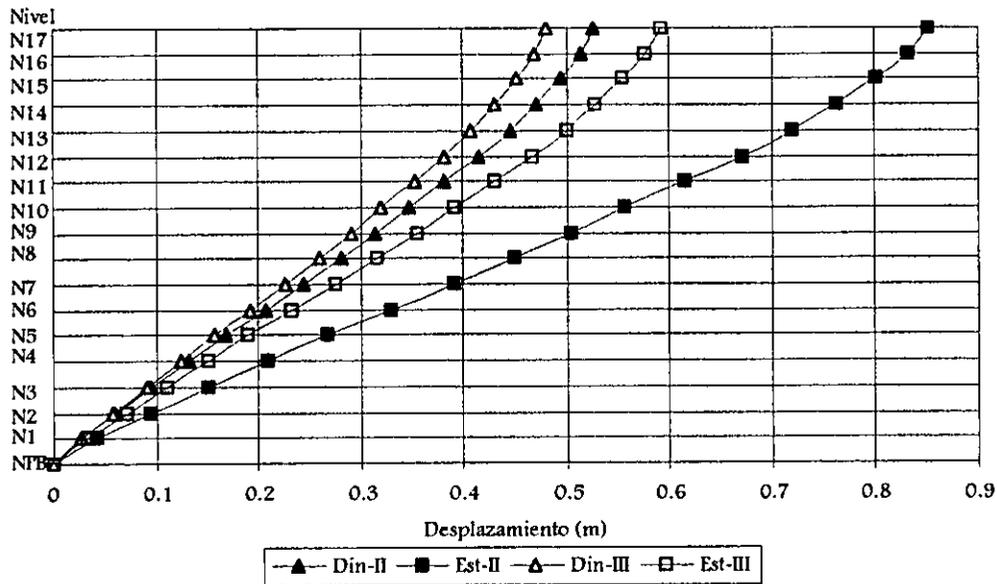


Fig 5.10.- Desplazamientos horizontales máximos del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de resistencia

Tabla 5.13.- Desplazamientos horizontales máximos de azotea del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, estados límite de servicio y resistencia

Zona	Revisión	Análisis	$\Delta_{máx}$ (cm)
Transición	Estado límite de Servicio	Estático	95.44
		Dinámico	57.00
	Estado límite de Resistencia	Estático	85.16
		Dinámico	52.52
Compresible	Estado límite de Servicio	Estático	71.20
		Dinámico	58.72
	Estado límite de Resistencia	Estático	59.12
		Dinámico	48.08

5.2.4 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso,  $\Delta_n/h_i$

➤ Edificio de 7 niveles

La fig 5.11 muestra y compara las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso,  $\Delta_n/h_i$ , que cumplen con la revisión del estado límite de servicio, del edificio de 7 niveles con diseño para satisfacer las condiciones de ambas zonas sísmicas en estudio. La fig 5.12 tiene las relaciones  $\Delta_n/h_i$  que resultan de la revisión del estado límite de resistencia; las diferencias (respuestas del análisis dinámico modal espectral) entre las dos zonas sísmicas tienden, ligeramente, a aumentar, pero cumpliendo siempre con el límite máximo permisible de 0.012, tal y como se observa en la tabla 5.14.

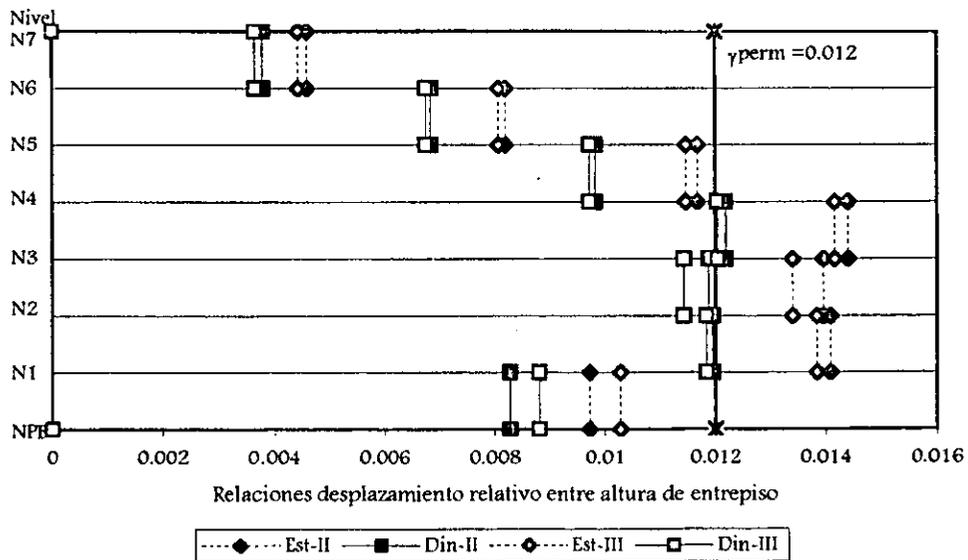


Fig 5.11.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de servicio

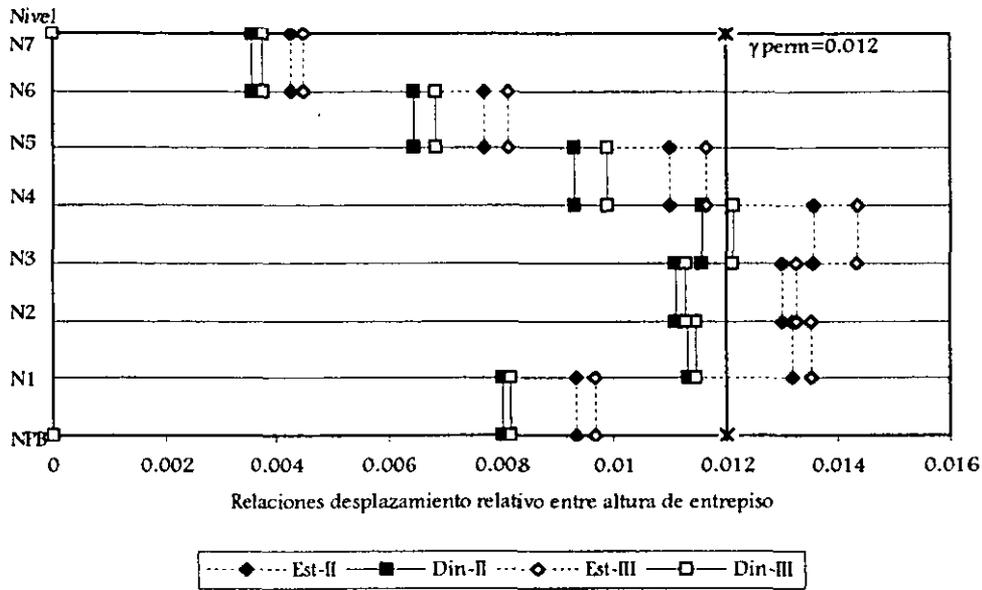


Fig 5.12.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de resistencia

Tabla 5.14.- Relaciones máximas desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, estados límite de servicio y resistencia

Zona	Revisión	Análisis	$\Delta_{ri}/h_i$ máx	Entrepiso
Transición	Estado límite de Servicio	Estático	0.0144	N3-N4
		Dinámico	0.012	N3-N4
	Estado Límite de Resistencia	Estático	0.0135	N3-N4
		Dinámico	0.0116	N3-N4
Compresible	Estado límite de Servicio	Estático	0.0141	N3-N4
		Dinámico	0.0122	N3-N4
	Estado límite de resistencia	Estático	0.014	N3-N4
		Dinámico	0.0121	N3-N4

➤ Edificio de 17 niveles

La fig 5.13 compara las relaciones  $\Delta_{ri}/h_i$  del edificio de 17 niveles que satisfacen con la revisión del estado límite de servicio, diseño de zonas sísmicas II y III. La fig 5.14 muestra este mismo tipo de respuesta, después de cumplir con la revisión del estado límite de resistencia; las diferencias entre los resultados, después de diseñar para las dos zonas en estudio, tienden a aumentar, debido a los cambios en las secciones transversales de los elementos estructurales, pero siempre dentro del límite máximo permisible de 0.012, tal y como se tiene en la tabla 5.15.

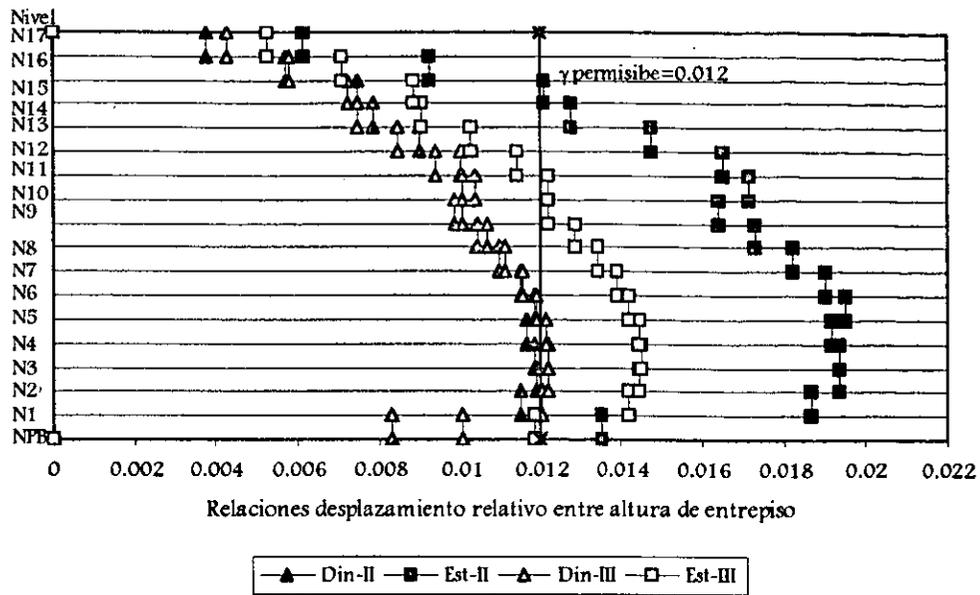


Fig 5.13.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de servicio

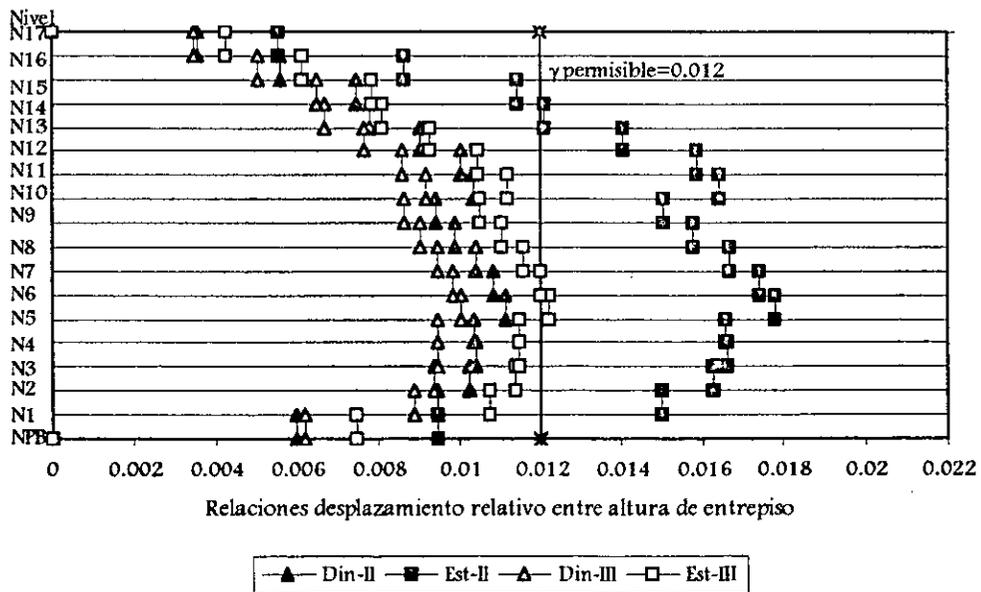


Fig 5.14.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de resistencia

Tabla 5.15.- Relaciones máximas desplazamiento relativo entre altura de entreciso del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, estados límite de servicio y resistencia

Zona	Revisión	Análisis	$\Delta_{ri}/h_i$ máx	Entreciso
Transición	Estado límite de Servicio	Estático	0.0195	N5-N6
		Dinámico	0.0118	N5-N6
	Estado Límite de Resistencia	Estático	0.0178	N5-N6
		Dinámico	0.0111	N5-N6
Compresible	Estado límite de Servicio	Estático	0.0144	N5-N6
		Dinámico	0.0121	N5-N6
	Estado límite de Resistencia	Estático	0.0122	N5-N6
		Dinámico	0.0100	N5-N6

### 5.2.5 Fuerzas cortantes basales

#### ➤ Edificio de 7 niveles

Las figs 5.15 y 5.16 presentan y comparan en elevación las distribuciones de las fuerzas cortantes de entreciso, análisis sísmico dinámico modal espectral y estático, del edificio de 7 niveles, diseño de las zonas sísmicas II y III, ante la revisión de los estados límite de servicio y resistencia, respectivamente. A partir de la tabla 5.16 se puede apreciar que el cortante basal dinámico de la estructura diseñada en zona III es 1.24 veces mayor con respecto de la fuerza del edificio diseñado en zona II.

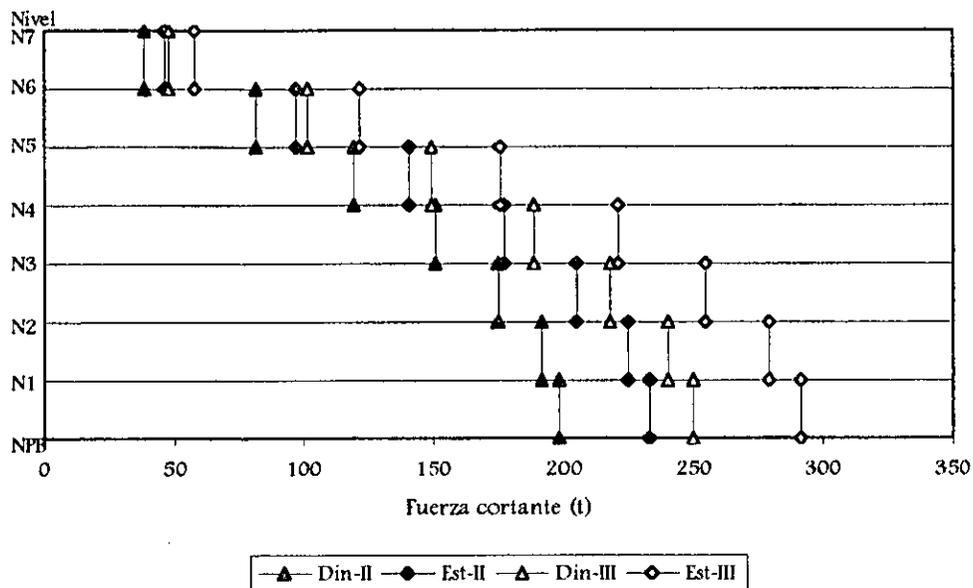


Fig 5.15.- Fuerzas cortantes de entreciso del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de servicio

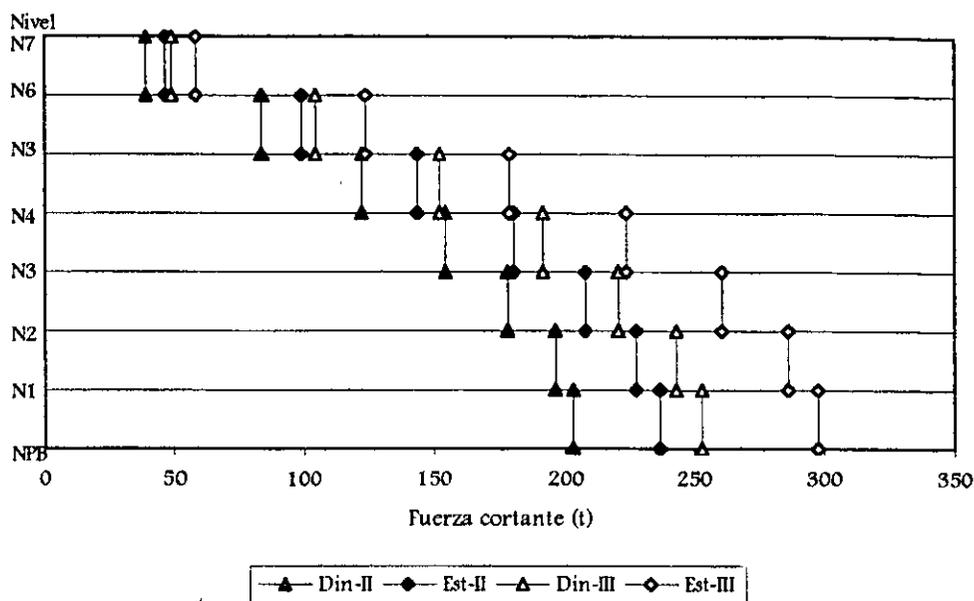


Fig 5.16.- Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de resistencia

Tabla 5.16.- Fuerzas cortantes basales del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III estados límite de servicio y resistencia

Zona	Revisión	Análisis	Vbasal (t)
Transición	Estado límite de Servicio	Estático	233.19
		Dinámico	198.51
	Estado límite de Resistencia	Estático	237.49
		Dinámico	203.71
Compresible	Estado límite de Servicio	Estático	291.40
		Dinámico	250.10
	Estado límite de Resistencia	Estático	298.10
		Dinámico	253.00

### ➤ Edificio de 17 niveles

Las figs 5.17 y 5.18 muestran y comparan las distribuciones de las fuerzas cortantes de entrepiso de la estructura de 17 niveles, diseño de las zonas sísmicas II y III, ante las revisiones de los estados límite de servicio y resistencia, respectivamente. A partir de los datos de la tabla 5.17 se aprecia que el cortante basal dinámico de la estructura diseñada en zona III es 1.65 veces mayor que el que corresponde al edificio diseñado en zona II.

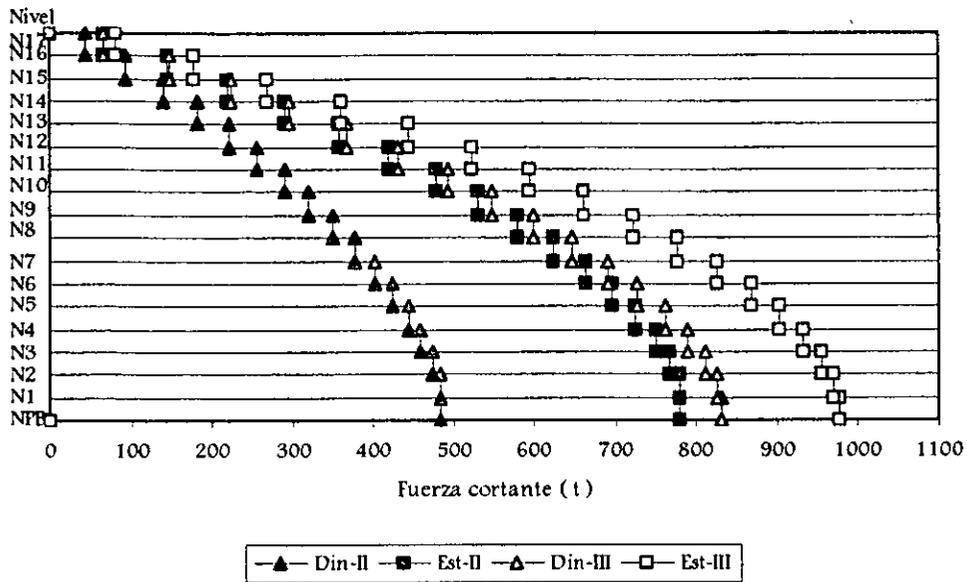


Fig 5.17.- Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de servicio

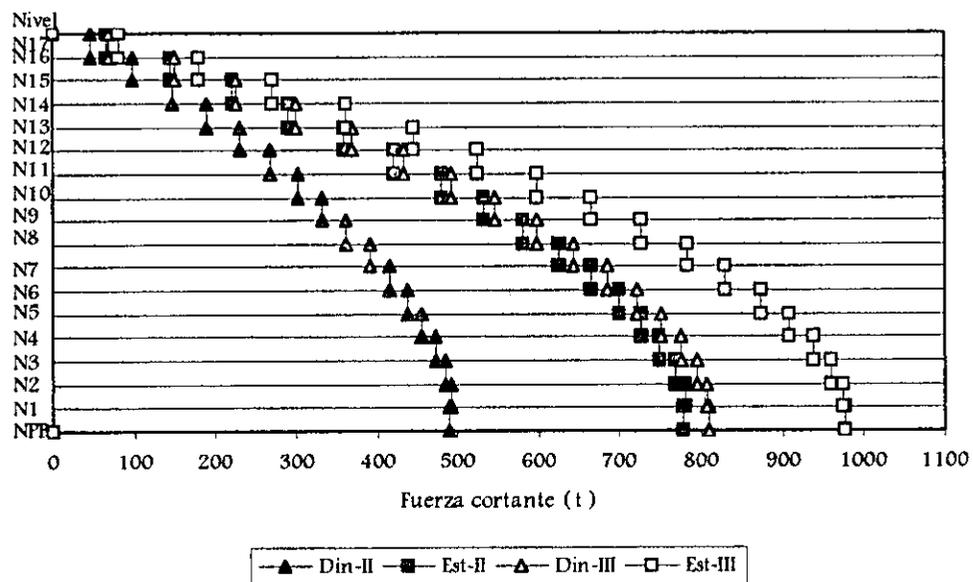


Fig 5.18.- Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, revisión del estado límite de resistencia

Tabla 5.17.- Fuerzas cortantes basales del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, estados límite de servicio y resistencia

Zona	Revisión	Análisis	V <sub>basal</sub> (t)
Transición	Estado límite de Servicio	Estático	778.40
		Dinámico	482.38
	Estado límite de Resistencia	Estático	776.47
		Dinámico	490.29
Compresible	Estado límite de Servicio	Estático	975.66
		Dinámico	832.03
	Estado límite de Resistencia	Estático	977.75
		Dinámico	810.24

### 5.2.6 Elementos mecánicos últimos

#### ➤ Edificio de 7 niveles

La fig 3.15 comparará los elementos mecánicos últimos (momentos flexionantes y fuerzas cortantes) de las vigas del eje B del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III. Los valores aquí presentados, son los que rigieron en el análisis estructural, después de revisar las diferentes combinaciones de carga establecidas por el RDF-93. Los resultados del edificio diseñado para las condiciones de la zona sísmica compresible resultan mayores, como era de esperarse, debido a las diferencias en las ordenadas espectrales; lo anterior es más importante en los niveles inferiores. Los valores de momento flexionante negativo (tensión en la parte superior) y fuerza cortante de ciertas vigas, edificio con diseño de zona III, son hasta 14 y 9 por ciento mayores que los del diseño de la zona II, respectivamente.

Para fines comparativos, la fig 5.19 presenta en elevación los cocientes  $M_{uIII} / M_{uII}$  (flexión negativa y positiva) del extremo izquierdo de la crujía central del eje B (viga 8, ver fig 3.1). Para momento flexionante negativo, dichas relaciones son similares en todos los niveles, con un máximo de 1.16. Para momento flexionante positivo los cocientes resultan mayores.

Las figs 3.16 y 3.17 comparan las cargas axiales, momentos flexionantes (extremo superior e inferior) y fuerzas cortantes últimas de las columnas del eje B del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III. En general, los momentos flexionantes y fuerzas cortantes resultan mayores para la estructura del diseño en zona compresible; por lo que respecta a la carga axial, las diferencias no son tan grandes.

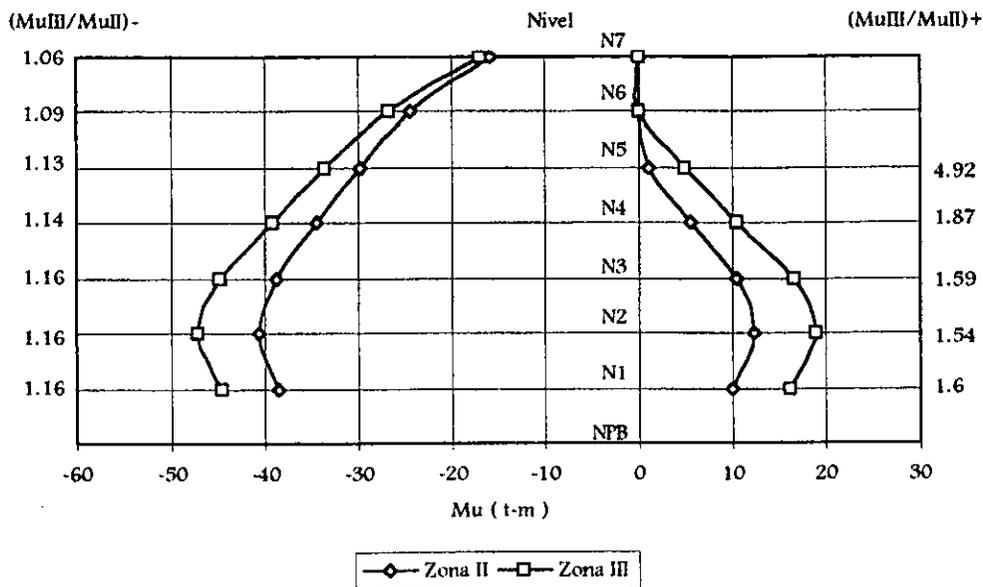


Fig 5.19.- Comparación de momentos flexionantes últimos del extremo izquierdo de la viga central del marco B del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

### ➤ Edificio de 17 niveles

La fig 3.31 compara los elementos mecánicos últimos (momentos flexionantes y fuerzas cortantes) de las vigas del eje B del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III. Como era de esperarse, los resultados del edificio diseñado para las condiciones de la zona sísmica compresible resultan mayores, debido a las diferencias en las ordenadas espectrales; lo anterior se presenta principalmente en los niveles inferiores. Los valores de momento flexionante negativo y fuerza cortante en ciertas vigas del edificio diseñado en la zona sísmica III, resultan hasta 57 y 46 por ciento mayores a los correspondientes en zona II, respectivamente.

Con fines comparativos, se presenta en la fig 5.20 los cocientes  $Mu_{III} / Mu_{II}$ , para el extremo izquierdo de la crujía central del eje B (viga 8, ver fig 3.1). Para momento flexionante negativo, dichas relaciones tienden a variar entre los diferentes niveles, tomando su valor máximo en el nivel inferior con un valor de 1.62. Para momento flexionante positivo los cocientes resultan mayores.

Las figs 3.32 y 3.33 comparan las cargas axiales, momentos flexionantes y fuerzas cortantes últimas de las columnas del eje B del edificio de 7 niveles, diseños de zonas sísmicas II y III. En

general, los momentos flexionantes y fuerzas cortantes resultan con valores mayores para la estructura diseñada en la zona sísmica compresible. La carga axial de las columnas interiores es muy parecida en ambos diseños.

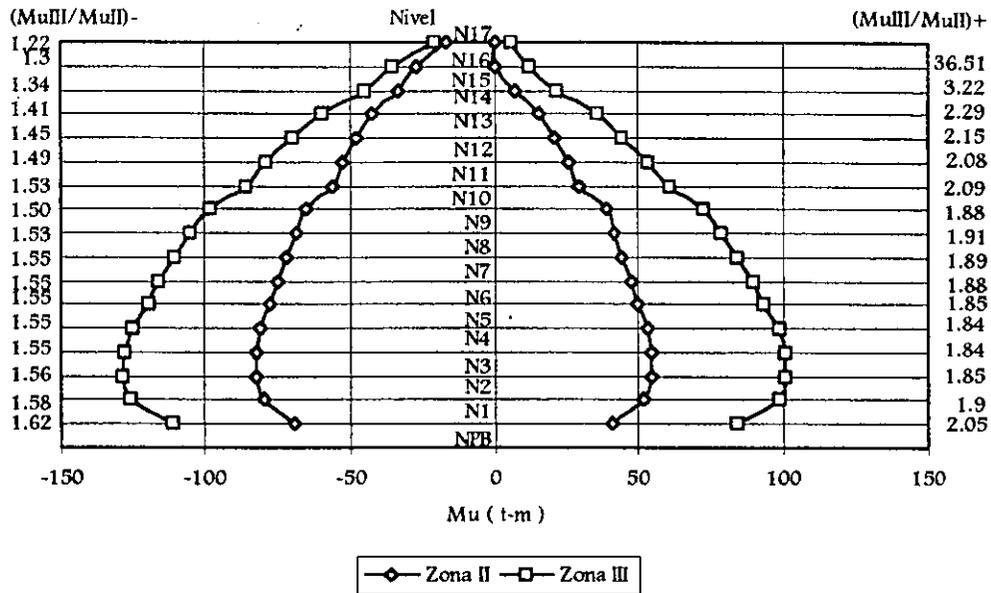


Fig 5.20.- Comparación de momentos flexionantes últimos del extremo izquierdo de la viga central del marco B del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

### 5.3 Comparación de resultados inelásticos

Los resultados y comparaciones siguientes se hicieron con base en las respuestas calculadas a partir de determinar qué tanto excursiona en el rango inelástico el eje B de los edificios de 7 y 17 niveles, desplantados en las zona sísmicas de transición y compresible del Valle de México, y que se diseñaron según las especificaciones del RDF-93 y sus Normas Técnicas correspondientes. Para esta parte se utilizó el programa DRAIN-2DX.

#### 5.3.1 Desplazamientos horizontales máximos totales y relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso

##### ➤ Edificio de 7 niveles

La fig 5.21 compara los desplazamientos horizontales máximos del eje B de la estructura de 7 niveles, diseño de ambas zonas sísmicas. Los resultados se obtuvieron de los análisis paso a paso

elásticos e inelásticos, con el registro ROMA-EW-Mod para el edificio diseñado en zona II, y el registro de SCT-EW-85 para el edificio de la zona III. La estructura proporcionada según las condiciones de la zona sísmica de transición, presenta un mayor comportamiento inelástico, y sus desplazamientos elásticos son los más grandes, contra lo que resulta del acelerograma SCT-EW-85; por ejemplo, el desplazamiento máximo en azotea del análisis inelástico de la estructura en zona II es 46 por ciento mayor que el respectivo en zona III. Los desplazamientos derivados del acelerograma VIVE-EW-85, edificio con diseño de zona sísmica II, no son mostrados en la fig 5.21, ya que sus valores son muy pequeños en comparación con los resultados que ahí se presentan.

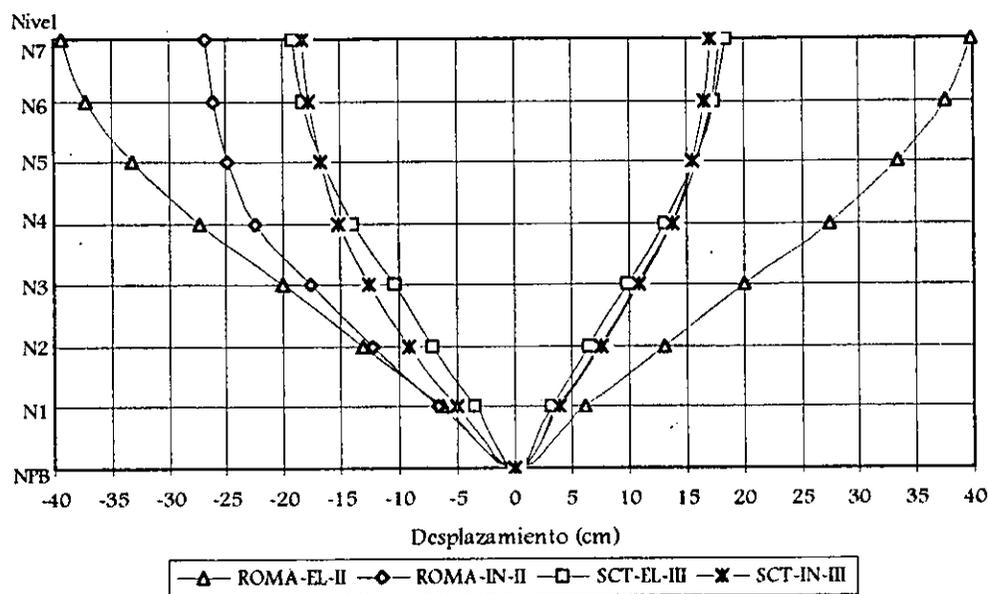


Fig 5.21.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje B del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, análisis dinámicos paso a paso

La fig 5.22 compara ahora las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso ( $\Delta_{ii}/h_i$ ) de la estructura de 7 niveles, diseño según ambas zonas sísmicas en estudio, como resultado de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos, registro ROMA-EW-Mod para el diseño de la zona II y el SCT-EW-85 para la zona III. Se corrobora, al igual que los desplazamientos horizontales máximos, que la estructura diseñada en la zona II es la que presenta mayor excursión en el rango inelástico; como se observa en la fig 5.22 o en la tabla 5.18, la estructura en el rango elástico excede el límite máximo permisible de 0.012. La fig 5.22 no muestra las respuestas con el acelerograma VIVE-EW-85, edificio en zona II, ya que éstos son pequeños con respecto de los resultados determinados con los otros dos acelerogramas.

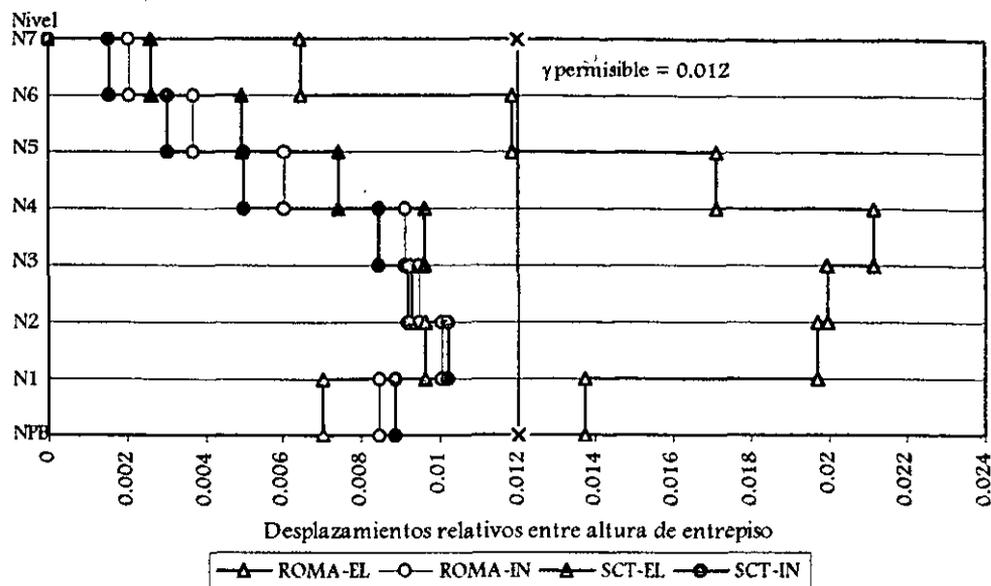


Fig 5.22.- Comparación de relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje B del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, análisis dinámicos paso a paso

Tabla 5.18.- Comparación de valores máximos de relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje B del edificio de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, análisis dinámicos paso a paso

Registro	Análisis	$(\Delta_n / h_i)$ máximas	Entrepiso
VIVE-EW-85	Elástico	0.0023	N1-N2
ROMA-EW-Mod		0.0211	N3-N4
SCT-EW-85		0.0097	N3-N4
VIVE-EW-85	Inelástico	0.0023	N1-N2
ROMA-EW-Mod		0.0101	N1-N2
SCT-EW-85		0.0102	N1-N2

### ► Edificio de 17 niveles

La fig 5.23 presenta los desplazamientos horizontales máximos del eje B de la estructura de 17 niveles, diseño para ambas zonas sísmicas en estudio; los resultados que se muestran se obtuvieron de los análisis paso a paso, elásticos e inelásticos, con el registro ROMA-EW-Mod para el edificio diseñado en zona II, y con el registro SCT-EW-85 para el diseño de zona III. Estas respuestas muestran todo lo contrario a lo que sucedía con el edificio de 7 niveles; esto es, la estructura diseñada en zona II sólo presenta ligero comportamiento inelástico, mientras que la estructura con diseño de la zona III excursiona de forma más importante en el rango inelástico, con mayor magnitud en sus desplazamientos en los niveles NPB a N13 y valores menores en los

niveles siguientes. Los desplazamientos calculados con el acelerograma VIVE-EW-85 del edificio con diseño en zona II no son mostrados en la fig 5.23, porque sus valores son muy pequeños en comparación con los resultados que ahí se presentan.

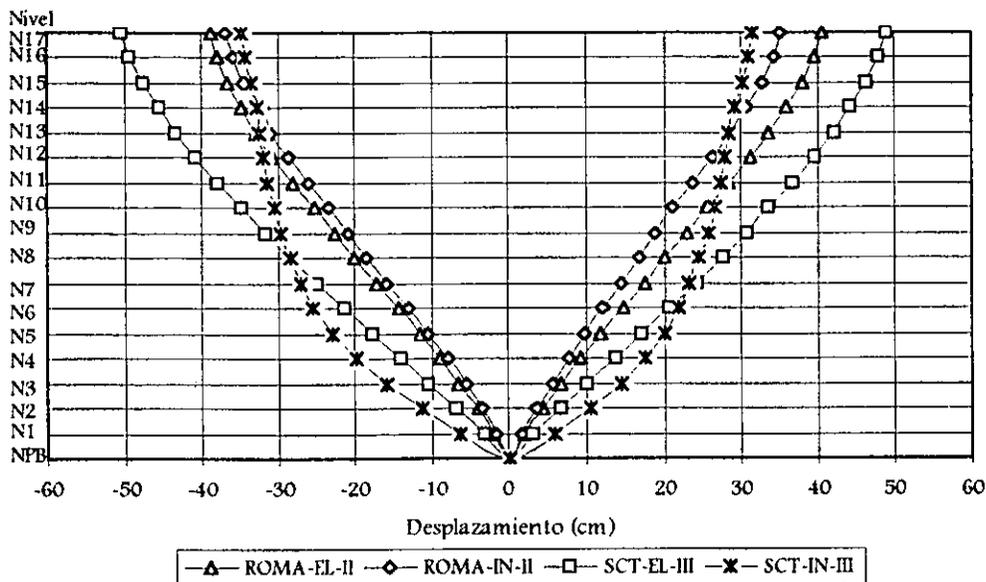


Fig 5.23.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje B del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, análisis dinámicos paso a paso

La fig 5.24 muestra las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso de la estructura de 17 niveles, diseño de ambas zonas sísmicas en estudio, como resultado de los análisis paso a paso, elástico e inelástico, con el registro ROMA-EW-Mod para el diseño de la zona II, y el SCT-EW-85 para el de la zona III. Con este tipo de respuesta, nuevamente se corrobora, al igual que con las respuestas de los desplazamientos horizontales máximos, que la estructura diseñada en la zona III es la que presenta mayor excursión en el rango inelástico, con respecto de lo que ocurre en la estructura con diseño de zona II. En todos los casos se cumple con el límite máximo permisible, a excepción de la respuesta inelástica de los entrepisos NPB-N1 y N1-N2 del edificio con diseño de zona III, tal y como se aprecia en la tabla 5.19. La fig 5.24 no muestra las respuestas con el acelerograma VIVE-EW-85, diseño en zona sísmica II, ya que éstos son pequeños en comparación con los resultados calculados con los otros dos registros.

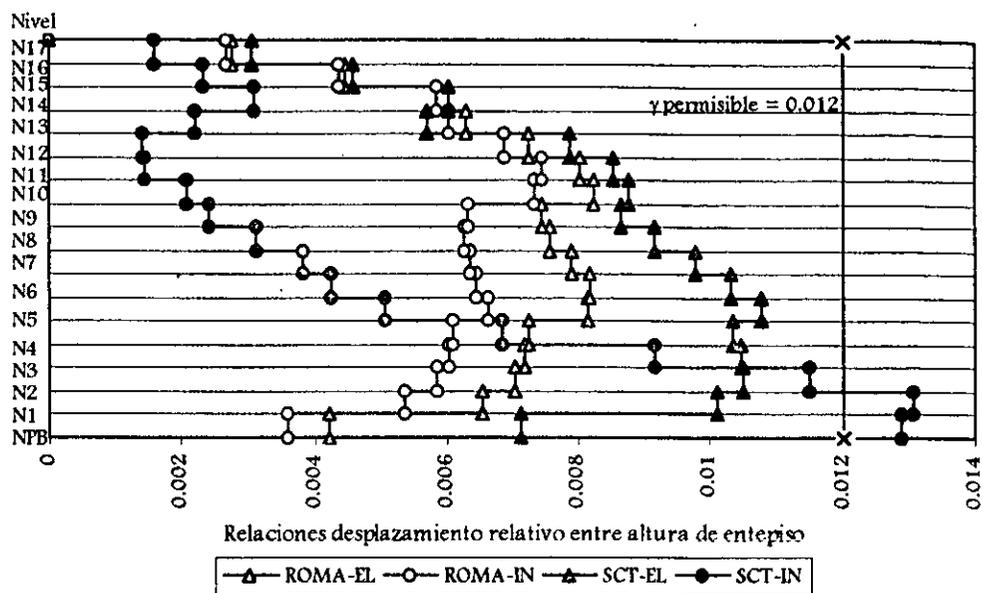


Fig 5.24.- Comparación de relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje B del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, análisis dinámicos paso a paso

Tabla 5.19.- Comparación de valores máximos de relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, del eje B del edificio de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III, análisis dinámicos paso a paso

Registro	Análisis	$(\Delta_{ri} / h_i)$ máximas	Entrepiso
VIVE-EW-85	Elástico	0.0046	N5-N6
ROMA-EW-Mod		0.0082	N5-N6
SCT-EW-85		0.0108	N5-N6
VIVE-EW-85	Inelástico	0.0046	N5-N6
ROMA-EW-Mod		0.0066	N5-N6
SCT-EW-85		0.0129	N1-N2

### 5.3.2 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

#### ➤ Edificio de 7 niveles

Los siguientes resultados corresponden a los análisis paso a paso elásticos e inelásticos del marco B de la estructura de 7 niveles, ante los acelerogramas VIVE-EW-85 y ROMA-EW-Mod para el diseño según las condiciones de la zona sísmica II, y el registro SCT-EW-85 para el diseño de la zona III.

La estructura ante el registro VIVE-EW-85 no presenta comportamiento inelástico (ver fig 4.25); sólo se tiene ligera disipación de energía por el amortiguamiento viscoso disponible, supuesto en este estudio 2 por ciento del crítico. Cuando a la misma estructura se le excita con el registro ROMA-EW-Mod (figs 4.26 y 4.27) se tiene un incremento en el desplazamiento de azotea y en la fuerza cortante basal, además de que la estructura excursiona en el rango inelástico; en el análisis elástico los desplazamientos varían entre  $\pm 40$  cm y las fuerzas cortantes  $\pm 350$  t, y en el análisis inelástico entre  $\pm 25$  cm y  $\pm 150$  t, respectivamente, lo cual indica que se tiene una considerable disipación de energía por histéresis. En el edificio diseñado en zona III y excitado con el registro SCT-EW-85, las relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento de azotea, muestran menor excursionamiento en el rango no-lineal que con el registro ROMA-EW-Mod (ver figs 4.28 y 4.29).

#### ➤ Edificio de 17 niveles

La estructura con diseño según las condiciones de la zona sísmica de transición y ante el registro VIVE-EW-85, no observa comportamiento inelástico (fig 4.62). Esta misma estructura, pero ahora ante la excitación del registro ROMA-EW-Mod (figs 4.63 y 4.64), sí observa, aunque escaso, comportamiento en el rango no-lineal.

La estructura diseñada de acuerdo al espectro de la zona compresible y excitada ante el registro SCT-EW-85 (figs 4.65 y 4.66), muestra importante disipación de energía por deformaciones inelásticas, al tener un área mayor por histéresis en el análisis inelástico.

### 5.3.3 Historias en el tiempo de elementos mecánicos de vigas y columnas

#### 5.3.3.1 Vigas

##### ➤ Edificio de 7 niveles

Al someter la estructura diseñada en zona sísmica II ante el registro VIVE-EW-85, se tienen valores pequeños de momentos flexionantes en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 (fig 4.31), con respecto de los momentos resistentes, sin llegar a presentarse comportamiento inelástico. Al excitar a la misma estructura con el registro ROMA-EW-Mod (fig 4.32), en varios ciclos se alcanza la fluencia. Por otro lado, la estructura diseñada para zona compresible y ante el registro SCT-EW-85 (fig 4.33), observa un ligero comportamiento inelástico, con sólo algunos

ciclos en que los momentos actuantes alcanzan a la resistencia disponible. Esto es, el edificio de 7 niveles ante el registro ROMA-EW-Mod presenta mayor excursionamiento en el rango no-lineal.

Por lo que respecta a la comparación de las fuerzas cortantes actuantes contra la resistencia disponible de la misma viga en estudio, ante el acelerograma VIVE-EW-85 (fig 4.34) las amplitudes de las fuerzas actuantes son mucho menores que la resistencia; con el registro ROMA-EW-Mod (fig 4.35) las resistencias disponibles siguen sobradas contra las fuerzas cortantes actuantes; similar a lo anterior ocurre con la estructura diseñada en zona sísmica III y ante el registro SCT-EW-85 (fig 4.36). Por tanto, se comprueba que ante cortante no se excede la resistencia, garantizando así que rija el modo de falla dúctil por flexión.

#### ➤ Edificio de 17 niveles

Ante el acelerograma VIVE-EW-85, la viga I de la estructura en zona II presenta historias de momentos flexionantes (fig 4.68) y fuerzas cortantes actuantes (fig 4.71) que no sobrepasan a las resistencias disponibles.

En la viga de la misma estructura, pero excitada con el registro ROMA-EW-Mod, los momentos flexionantes actuantes apenas alcanzan en un ciclo a las resistencias disponibles (fig 4.69); situación contraria sucede en la misma viga, pero de la estructura del diseño de la zona compresible y excitada con el acelerograma SCT-EW-85 (fig 4.70), ya que en este caso en varios ciclos se alcanza a la resistencia a la flexión (positiva y negativa), con una clara excursión en el rango inelástico en la etapa más crítica del sismo.

Por lo que respecta a la acción de la fuerza cortante, al igual que en el edificio de 7 niveles, la viga en estudio de la estructura de zona II y ante el acelerograma ROMA-EW-Mod (fig 4.72) presenta historias en el tiempo de fuerzas con valores mucho menores a la resistencia disponible; la viga de la estructura de zona III y excitada ante el registro SCT-EW-85 (fig 4.73), muestra que la resistencia disponible está sobrada con respecto de la fuerza actuante.

#### 5.3.3.2 Columnas

##### ➤ Edificio de 7 niveles

Las figs 4.37 a 4.39 presentan las combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 1 del primer entrepiso del eje B del edificio de 7 niveles desplazado y diseñado según las condiciones de las zonas sísmicas II y III, ante la acción de los

acelerogramas utilizados en este estudio. El caso de la estructura diseñada en zona II y expuesta al registro VIVE-EW-85, tiene combinaciones M-P muy por debajo de la superficie de interacción que representa la resistencia disponible. El caso de la misma estructura, pero ante el acelerograma ROMA-EW-Mod muestra que en varios ciclos se alcanza la resistencia, lo cual significa la aparición de rótulas plásticas; la carga axial varía entre 50 y 250 t, y el momento flexionante entre -100 y 140 t-m. En el caso de la estructura diseñada en zona de suelo blando y ante el registro SCT-EW-85, las cargas axiales de la columna en estudio tienen una variación similar a la del caso anterior, y los momentos flexionantes un poco mayor (-125 y 160 t-m); dichas combinaciones M-P llegan a alcanzar la resistencia en algunos ciclos.

Por lo que respecta a las fuerzas cortantes actuantes (figs 4.40 a 4.42), en los tres casos jamás se llega a rebasar a las resistencias disponibles del elemento, garantizando de esta forma que el modo de falla frágil por este efecto no domine en el comportamiento sismorresistente de cada estructura.

#### ➤ Edificio de 17 niveles

Las combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna 1 del primer entrepiso del eje B de la estructura con diseño de zona sísmica II, y ante el registro VIVE-EW-85 (fig 4.74), quedan por debajo de la resistencia disponible del elemento; dichas combinaciones M-P, pero con ROMA-EW-Mod (fig 4.75), llegan ligeramente a tocar en algunos ciclos a la superficie de interacción. Algo totalmente diferente a los casos anteriores se aprecia en la misma columna, pero de la estructura desplazada y diseñada en zona de suelo blando, y excitada por el registro SCT-EW-85 (fig 4.76), donde se presentan muchos ciclos en que se alcanza la resistencia disponible, interpretándose lo anterior como una fluencia más importante.

Dicho miembro estructural de estudio, en todos los casos presenta una gran reserva de resistencia por cortante, mayor para la estructura de la zona de transición (figs 4.77 a 4.79).

### 5.3.4 Distribución global de rótulas plásticas y demandas máximas de ductilidad local

#### 5.3.4.1 Distribución global de articulaciones plásticas

##### ➤ Edificio de 7 niveles

Ante la acción del registro VIVE-EW-85, el eje B de la estructura diseñada en zona de transición no presenta articulaciones plásticas; esto es, no se tienen deformaciones en el rango no-lineal. En

---

cambio, la misma estructura y mismo diseño, pero ante el acelerograma ROMA-EW-Mod (fig 4.45) sí presenta articulaciones plásticas, principalmente en todos los extremos de las vigas, desde el nivel 1 hasta el cinco, así como también en los extremos inferiores de las columnas del entrepiso inferior; predomina la tendencia del mecanismo de viga. Situación similar a la del caso anterior sucede con la estructura diseñada para la zona II y excitada con el registro SCT-EW-85 (fig 4.46); si acaso en este caso son menos los elementos en donde se presentan rótulas plásticas.

➤ Edificio de 17 niveles

Ante la acción del registro VIVE-EW-85, al igual que el edificio de 7 niveles, el eje B de la estructura diseñada en zona II no presenta rótulas plásticas. Esta misma estructura, pero ante los efectos del acelerograma ROMA-EW-Mod, muestra una distribución casi generalizada de rótulas plásticas en las vigas de los primeros niveles, así como también en el extremo inferior de las columnas de planta baja (fig 4.82). Al excitar al edificio con diseño de zona III ante el registro SCT-EW-85 (fig 4.83), casi todos los extremos de las vigas, desde el nivel 1 hasta el 12, presentan articulaciones plásticas; se sigue observando la tendencia de mecanismo de viga, aunque se presentan algunas rótulas en las columnas de los niveles en donde se reduce la sección transversal.

### 5.3.4.2 Demandas máximas de ductilidad local de vigas y columnas

Los elementos estructurales del eje B de los dos edificios de 7 y 17 niveles con diseño según las condiciones de la zona sísmica de transición, y ante el registro VIVE-EW-85, no presentaron deformaciones inelásticas en la historia del tiempo.

➤ Edificio de 7 niveles

El eje B de la estructura con diseño en zona sísmica de transición y ante la excitación del acelerograma ROMA-EW-Mod presenta mayores demandas de ductilidad en vigas (fig 4.47), con respecto de lo que se presenta en las vigas del eje B de la estructura diseñada en zona III, y ante los efectos de SCT-EW-85 (figs 4.48). Situación similar sucede con las columnas (figs 4.49 y 4.50)

---

➤ Edificio de 17 niveles

Completamente diferente a lo que sucede en el edificio de 7 niveles, los miembros estructurales del eje B del edificio de 17 niveles diseño de zona compresible y ante los efectos del registro SCT-EW-85, presentan demandas de ductilidad mucho mayores en vigas, con respecto de lo que ocurre en las vigas del eje B de la estructura con diseño de zona sísmica de transición, pero ante la acción del acelerograma ROMA-EW-Mod (figs 4.84 y 4.85). Situación similar sucede con las columnas (figs 4.86 y 4.87).

---

---

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 Conclusiones

En el presente trabajo se estudió la respuesta sísmica inelástica de dos edificios de marcos de acero estructural de 7 y 17 niveles, desplantados cada uno en las zonas sísmicas de transición y compresible del Valle de México. Los análisis y diseños se basaron en el código vigente, RDF-93, y sus Normas Técnicas Complementarias por Sismo (NTC-S, 1993), y Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM, 1993); se consideró que los edificios son del grupo B. En el diseño se adoptó un factor de comportamiento sísmico de  $Q = 4$ , además de cumplir con el estado límite de servicio (desplazamientos laterales), tal que las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso no rebasaran el límite máximo permisible de 0.012, supuesto en el reglamento para el caso en que los elementos no estructurales están desligados del resto de la estructura. Finalmente, después de haber hecho los diseños, se procedió a determinar las respuestas sísmicas inelásticas, utilizando acelerogramas representativos de las zonas sísmicas II y III.

#### 6.1.1 Análisis sísmico dinámico modal espectral (diseño)

Las estructuras de 7 y 17 niveles fueron diseñadas con los espectros de las zonas sísmicas II y III, cumpliendo los estados límite de servicio y de falla. A partir de estos diseños se puede establecer lo siguiente:

---

### DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Las dimensiones de las secciones transversales de los miembros estructurales de los edificios diseñados en zona compresible resultaron ligeramente mayores a las correspondientes de la zona de transición, como era de esperarse, ya que en la zona compresible las ordenadas del espectro de diseño son mayores y, por tanto, mayores las exigencias para satisfacer los estados límite de servicio y de falla. En general, los cambios son más bruscos en columnas, y más notorios en el edificio de 7 niveles.

#### *EDIFICIO DE 7 NIVELES*

El área de la sección transversal de las vigas del edificio de 7 niveles, con diseño en zona III, resultó sólo 0.5 % mayor a la de las vigas del diseño en la zona II; el área en columnas, diseño en zona III, es 19.33 % mayor.

#### *EDIFICIO DE 17 NIVELES*

Para el edificio de 17 niveles, diseño de zona III, el área de las vigas es 3.96 % mayor con respecto de lo que resulta en el diseño de la zona II; en columnas, diseño de zona III, el área es mayor en 7.41 %.

### PERIODOS DE VIBRACIÓN

Los edificios diseñados bajo las condiciones sísmicas de la zona III resultan con periodos de vibración más cortos, siendo más marcado para el edificio de 17 niveles; en general, lo anterior significa que las estructuras diseñadas en zona compresible resultan menos flexibles que las que resultan del diseño en zona de transición, principalmente por la presencia de elementos estructurales más robustos, los cuales son requeridos debido a que las ordenadas del espectro de diseño en zona III son mayores a las de zona II, lo cual implica una mayor exigencia para satisfacer un nivel permisible de deformaciones y de cumplimiento de resistencias.

#### *EDIFICIO DE 7 NIVELES*

En el edificio de 7 niveles, diseño de zona II, se tiene un periodo fundamental de vibración 10 % mayor que el que resulta del diseño de zona III.

---

### *EDIFICIO DE 17 NIVELES*

En el edificio de 17 niveles, diseño de zona II, su periodo fundamental es 33.7 % mayor al del diseño de la zona III. Al proporcionar mayor resistencia, después de la revisión del estado límite de falla, la disminución de periodos es más significativa en el edificio de 17 niveles que en el de 7 niveles.

### DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS

Los desplazamientos horizontales máximos de los diseños para las dos zonas sísmicas II y III, ambas estructuras, resultan muy parecidos después de la revisión del estado límite de servicio; sin embargo, después de hacer la revisión del estado límite de falla, las diferencias entre ambas zonas son mayores para cuando se diseña en la zona compresible.

### *EDIFICIO DE 7 NIVELES*

El desplazamiento máximo de azotea del edificio de 7 niveles, diseño de zona III, se incrementa ligeramente en 3.50 %, con respecto del resultado del diseño en zona II.

### *EDIFICIO DE 17 NIVELES*

El desplazamiento lateral máximo de azotea del edificio de 17 niveles, diseño de zona III, es superior en un 9.23 %, contra lo que resulta del diseño de la zona II.

### RELACIONES DESPLAZAMIENTO LATERAL RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, $\Delta_n/h_i$

Las relaciones desplazamientos relativo entre altura de entrepiso presentan valores máximos en el entrepiso N3-N4 del edificio de 7 niveles, y en el entrepiso N5-N6 para el edificio de 17 niveles, diseño para ambas zonas sísmicas (transición y compresible).

### CORTANTE BASAL DINÁMICO

El cortante basal dinámico de la estructura de 7 niveles diseñada en zona III, resulta 24 % mayor que la fuerza resultante en el edificio diseñado en zona II. El cortante basal dinámico de la

---

estructura de 17 niveles con diseño en zona III, es 65 % mayor que la fuerza que corresponde al edificio con diseño en zona II.

### 6.1.2 Análisis dinámico paso a paso (revisión)

Con base en los diseños hechos con los análisis dinámicos modales espectrales, incluyendo efectos de cargas gravitacionales y los de segundo orden ( $P-\Delta$ ), posteriormente se determinó la respuesta dinámica inelástica paso a paso de las estructuras de estudio (7 y 17 niveles), ante las excitaciones sísmicas VIVE-EW-85 y ROMA-EW-Mod para los diseños de la zona de transición, y SCT-EW-85 para los diseños de la zona compresible del Valle de México; a partir de estos resultados se obtuvieron las siguientes conclusiones:

#### *EDIFICIO DE 7 NIVELES*

El edificio de 7 niveles con diseño de zona sísmica de transición, y analizado posteriormente ante el acelerograma ROMA-EW-Mod, muestra un excursionamiento importante en el intervalo inelástico; esto es, que ante el acelerograma ROMA-EW-Mod el edificio de 7 niveles con diseño de zona sísmica de transición, presenta un trascendental comportamiento inelástico.

El edificio de 7 niveles proporcionado con las fuerzas del espectro de diseño de la zona sísmica de transición, y analizado posteriormente ante el acelerograma VIVE-EW-85, no presenta comportamiento inelástico.

El edificio de 7 niveles con diseño de zona compresible del Valle de México, y excitado ante el registro SCT-EW-85, presenta deformaciones inelásticas, aunque éstas son menores a las que se presentan en el edificio de 17 niveles.

De los edificios de 7 niveles, el diseño de zona sísmica de transición y ante el registro ROMA-EW-Mod, es el que presenta mayor demanda de ductilidad.

#### *EDIFICIO DE 17 NIVELES*

El edificio de 17 niveles con diseño según las condiciones de la zona sísmica II, y analizado posteriormente ante el acelerograma ROMA-EW-Mod, sólo presenta ligero comportamiento en el intervalo no-lineal.

---

El edificio de 17 niveles al igual que el de 7 niveles, diseñado en zona sísmica de transición, y analizado posteriormente ante el registro de aceleraciones VIVE-EW-85, no presenta excursionamiento en el intervalo inelástico. Lo anterior se explica porque dicha excitación sísmica no resultó lo suficientemente severa como para que las fuerzas actuantes superaran a las de diseño, independientemente del tamaño de la estructura.

El edificio de 17 niveles con diseño de zona compresible del Valle de México, y excitado ante el registro SCT-EW-85, presenta deformaciones inelásticas mayores que las que se presentan en el edificio de 7 niveles, lo cual es congruente de acuerdo a la ubicación de cada estructura, con respecto del periodo dominante del movimiento del suelo en el espectro de respuesta correspondiente, situación que se explica posteriormente.

De las estructuras de 17 niveles, la que muestra mayores demandas de ductilidad es aquella que se diseñó en zona III y se excitó con el registro SCT-EW-85.

Al revisar todos los casos en estudio, sólo el edificio de 17 niveles, diseño de zona III y excitado con el registro SCT-EW-85, muestra respuestas de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, comportamiento inelástico, que superan el límite permisible de 0.012.

En general, en todos los casos con articulaciones plásticas se observa una tendencia de mecanismo de viga ("columna fuerte-viga débil"); sin embargo, se tiene la ocurrencia de rótulas plásticas en algunas columnas de los entrepisos superiores, donde se reduce la sección transversal de las mismas, como se observa en los casos de los edificios de 7 y 17 niveles con diseños de zonas II y III, ante los registros ROMA-EW-Mod y SCT-EW-85, respectivamente.

Los requerimientos de marcos dúctiles del RDF-93 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM, 1993) resultan adecuados para este tipo de estructuras en estudio, para garantizar modos de falla dúctil y evitar fallas frágiles en los elementos estructurales; después de comparar las historias de fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias disponibles en vigas y columnas, en todos los casos hay una importante reserva de capacidad al cortante. Asimismo, el nivel de amplitud de las demandas máximas de ductilidad local de los casos con comportamiento en el intervalo no-lineal resultan manejables desde el punto de vista práctico, de acuerdo a reportes de laboratorio en la literatura y en experiencias de temblores recientes.

---

Para poder interpretar y entender el por qué de las respuestas inelásticas de los edificios de estudio, a continuación se explica la ubicación de cada caso, según los resultados obtenidos de los periodos fundamentales de vibración, con respecto de los espectros de respuesta de cada acelerograma utilizado, a saber:

### EDIFICIO DE 7 NIVELES

#### *ZONA SÍSMICA DE TRANSICIÓN*

El edificio de 7 niveles diseñado en la zona sísmica III presenta un periodo fundamental de traslación  $T_1 = 1.459$  s, que se encuentra en la parte descendente del espectro de respuesta elástica del registro VIVE-EW-85 (amortiguamiento crítico viscoso de 2 por ciento); esto es, dicho periodo cae del lado derecho de la zona en que se tienen las ordenadas espectrales máximas, del orden de 0.23g (ver fig 5.1).

Este mismo edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica de transición y periodo fundamental de traslación  $T_1 = 1.459$  s, se localiza ligeramente del lado derecho de la zona del periodo dominante del movimiento del suelo del espectro de respuesta elástica del registro ROMA-EW-Mod (amortiguamiento crítico viscoso de 2 por ciento); el periodo fundamental de la estructura corresponde a una aceleración aproximada de 0.60g, siendo la ordenada espectral máxima de este registro igual a 1.30g (ver fig 5.2).

#### *ZONA SÍSMICA COMPRESIBLE*

El edificio de 7 niveles, con diseño de zona sísmica compresible, tiene un periodo fundamental de traslación  $T_1 = 1.326$  s que se encuentra del lado izquierdo de la zona de ordenadas espectrales máximas del espectro de respuesta elástica del registro SCT-EW-85 (amortiguamiento crítico viscoso de 2 por ciento); el periodo fundamental de la estructura corresponde a una aceleración espectral de 0.40g, donde la ordenada espectral máxima de este registro es igual a 1.80g (ver fig 5.3).

### EDIFICIO DE 17 NIVELES

#### *ZONA SÍSMICA DE TRANSICIÓN*

El edificio de 17 niveles, con diseño de zona sísmica II, presenta un periodo fundamental de traslación  $T_1 = 2.237$  s, del lado derecho de la zona de las ordenadas espectrales máximas del

---

espectro de respuesta elástica del registro VIVE-EW-85 (amortiguamiento crítico viscoso de 2 por ciento); para dicho periodo le corresponde una aceleración de 0.12g, donde la ordenada espectral máxima de este registro es igual a 0.23g (ver fig 5.4).

El mismo edificio de 17 niveles, con diseño de zona de transición y periodo fundamental de traslación  $T_1 = 2.237$  s, cae del lado derecho de la zona del periodo dominante del movimiento del suelo (1.3 s) del espectro de respuesta elástica del registro ROMA-EW-Mod (amortiguamiento crítico viscoso de 2 por ciento); a dicho periodo le corresponde una aceleración espectral de 0.23g, donde la ordenada espectral máxima de este registro es igual a 1.3g (ver fig 5.5).

### *ZONA SÍSMICA COMPRESIBLE*

El edificio de 17 niveles, con diseño de zona sísmica compresible y periodo fundamental de traslación  $T_1 = 1.673$  s, se localiza del lado izquierdo de la ordenada espectral máxima del espectro de respuesta elástica del registro SCT-EW-85 (amortiguamiento crítico viscoso de 2 por ciento); para este periodo se tiene una aceleración espectral de 0.55g, contra la ordenada espectral máxima igual a 1.8g (ver fig 5.6).

## 6.2 Recomendaciones

- Al diseñar en lugares donde los efectos de los temblores son importantes, como el Distrito Federal, no se debe olvidar revisar cómo son las propiedades dinámicas de las estructuras contra las del suelo en que se piense construir, para así evitar posibles efectos de amplificación de aceleraciones del terreno, en particular cuando no se revisa cómo es el periodo del edificio con respecto del periodo dominante del movimiento del suelo.
  - Los análisis elásticos e inelásticos de los edificios de estructura metálica de este trabajo, generan resultados que suponen una transmisión completa, a través de la conexión, de elementos mecánicos entre los diferentes elementos estructurales (vigas y columnas). Es por lo anterior que el diseño de las conexiones se vuelve fundamental, ya que un mal diseño de éstas o mala construcción de las mismas en obra, pueden acarrear fenómenos completamente diferentes a lo observado, y que generalmente serán de consecuencias muy graves para la estructura.
-

- Al proporcionar la seguridad estructural adecuada según el código, al cumplir con el límite permisible de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de 0.012, el diseñador se debe preocupar, también, porque en elevación dichas relaciones no presenten cambios muy bruscos entre entrepisos, ya que lo anterior puede ser muy perjudicial para la estructura. Se debe tener mucho cuidado en la selección de los tamaños de las secciones transversales de las columnas y vigas a lo largo de la altura del edificio, para evitar variaciones bruscas en dichas relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, así como también en la posible aparición de rótulas plásticas indeseables en columnas.
  
  - Es necesario hacer más estudios de este tipo sobre el comportamiento sísmico de estructuras metálicas irregulares en planta y elevación, para así poder llegar a conclusiones y recomendaciones más generales, y de uso en la práctica profesional.
-

---

**REFERENCIAS**

1. American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), *Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design, (LRFD-94)*, vol. 1 y 2, USA (1994)
  2. Anderson J.C y Duan X., *Repair/Upgrade Procedures for Welded Beam to Column Connections*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, (Mayo 1998)
  3. Balling R.J. et al, *Optimal Design of Seismic-Resistant Planar Steel Frames*, Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC-81/20, Universidad de California, Berkeley, California, (Diciembre 1981)
  4. Bazán Z. y Meli P., *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México, D.F. (1995)
  5. Bathe, K. J. y Wilson E. L., *NONSAP: A general purpose structural analysis program for static and dynamic response of nonlinear systems*, Universidad de California, Berkeley (1974)
  6. Bertero V. et al, *Performance of Steel Building Structure During the Northridge Earthquake*, Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC-94/09, Universidad de California, Berkeley, California, (Agosto 1994)
  7. Clough W.R. y Penzien J., *Dynamics of Structures*, McGraw Hill International Editions, 2ª ed., (1993)
  8. De Buen L.H., *Estructuras de Acero, Comportamiento y Diseño*, Limusa, México, D.F., (1992)
  9. *Diario Oficial de la Federación, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RDF-93)*, México, D.F. (Agosto 1993)
  10. Dowrick D. J., *Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos*, Limusa, México, D.F., (1984)
  11. Galambos T.V. et al, *LRFD Criteria for Conectores*, Journal of the Structural Division, ASCE, 104, (septiembre 1978)
  12. Gillies A.G., *Post-elastic Dynamic Analysis of Three-Dimensional Frame Structures*, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Auckland, Auckland New Zeland (1979)
  13. Harriot D. y Astaneh A., *Cyclic Behavior of Steel Top-and-Bottom Plate Moment Connections*, Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC-90/19, Universidad de California, Berkeley, California, (Agosto 1990)
  14. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C., (IMCA), *Manual de Construcción en Acero*, 2ª ed., vol. 1, México, D.F. (1993)
  15. Mayasandra K y Galambos T.V., *Load and Resistance Factor Design for Steel*, Journal of the Structural Division, ASCE, 104, (septiembre 1978)
  16. Meli P., *Diseño Estructural*, Limusa, México, D.F. (1994)
  17. Newmark N. M. y Rosenblueth E., *Fundamentos de Ingeniería Sísmica*, Diana, México, D.F. (1976)
-

18. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM), México, D.F. (1996)
  19. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-CIM), México, D.F. (1996)
  20. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S), México, D.F. (1996)
  21. Oстераas J. y Krawinkler H., The Mexico Earthquake of September 19, 1985 Behavior of Steel Buildings, Earthquake Spectra, vol. 5, no. 1, (Febrero 1989)
  22. Prakash V., Powell G.H y Campbell S., DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide V1.10, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, Berkeley (1993)
  23. Rosenblueth E. y Gómez R., Comentarios y Ejemplos a Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, DDF, Series del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Núm. ES-7, México, D.F., (1991)
  24. Salmon G. y Johnson E., Steel Structures Design and Behavior, Harper Collins College Publishers, 4ª ed.,USA (1996)
  25. Sivakumaran K. S., Seismic Response of Unbraced Steel Frames, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 20, 1029-1043, (Junio 1991)
  26. Stone C. y Yokel Y., Engineering Aspects of the September 19, 1985 Mexico Earthquake, NBS Building Science Series 165, US Department of Commerce (Mayo 1987)
  27. Timoshenko S.P y Gere J.M, Theory of Elastic Stability, 2ª ed., McGraw Hill, USA (1961)
  28. Wilson E. y Habibullah Ashraf, ETABS-6: Extended Three dimensional Analysis of Building System V6.0, Computer and Structure, Inc., California, EU (1996)
-