

67
341

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



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

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A
E Z E Q U I E L L U I S M O N T O Y A

MEXICO, D. F.

1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-138/96

Señor
EZEQUIEL LUIS MONTOYA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M. I. JORGE A. AVILA RODRIGUEZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

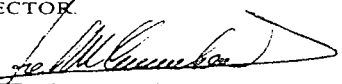
"COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE EDIFICIOS DE 7 Y 17 NIVELES DISEÑADOS EN ZONAS DE TRANSICION Y COMPRESIBLE DEL D. F."

- I. INTRODUCCION
- II. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO
- III. CALCULO DE RESPUESTAS ELASTICAS Y DISEÑOS
- IV. CALCULO DE RESPUESTAS INELASTICAS
- V. COMPARACION DE RESPUESTAS
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- REFERENCIAS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitario a 9 de septiembre de 1997.
EL DIRECTOR


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*lmf

A MIS PADRES:

María Clara y Ezequiel, con quienes estaré eternamente agradecido por su cariño, ejemplo y apoyo para alcanzar esta meta.

A MI HERMANA:

Pity, por tu cariño y por la motivación que siempre me has brindado.

A MIS GRANDES AMIGOS:

Amadeo, Hello, Manuel y Marco Antonio; por la estimación que les tengo y por las experiencias que hemos compartido.

A MIS AMIGOS:

Adolfo, Alfonso, Antonio, Carlos, César, Eduardo, Fabián, Guillermo, Hello, Jesús, Jorge, Pablo, René y Tomás, por los momentos que vivimos juntos en nuestro paso por la Facultad de Ingeniería.

A MIS PROFESORES Y ESPECIALMENTE:

Al M. I. Jorge Arturo Ávila Rodríguez por ser un gran amigo, y por su apoyo y paciencia para la realización de este trabajo.

Al Ing. José Manuel Covarrubias Solís por su preocupación por la formación de las nuevas generaciones de ingenieros.

"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICIOS DE 7 Y 17 NIVELES DISEÑADOS EN ZONAS DE TRANSICIÓN Y COMPRESIBLE DEL D.F."

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

Antecedentes	1
Alcance y objetivos	2
1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO	
1.1. Introducción	5
1.2. Métodos de análisis sísmico	6
1.2.1. Método simplificado	6
1.2.2. Análisis estático	7
1.2.2.1. Fuerzas estáticas	7
1.2.2.2. Efectos de torsión	7
1.2.2.3. Efectos de segundo orden	8
1.2.2.4. Efectos bidireccionales	8
1.2.3. Análisis dinámico	8
1.3. Análisis dinámico modal espectral	9
1.3.1. Coeficientes sísmicos y espectros de diseño	12
1.3.2. Revisión por cortante basal	15
1.4. Integración paso a paso	15
1.4.1. Análisis paso a paso por integración directa	16
1.5. Relaciones permisibles desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	20
1.6. Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, Q	20
1.6.1. Condiciones de regularidad	22
1.7. Efectos $P-\Delta$	23
1.8. Demandas de ductilidad local	23
1.8.1. Mecanismos de falla	24
1.9. Longitud equivalente de articulación plástica, l_p	25
1.10. Requisitos para el diseño de estructuras dúctiles	26
1.10.1. Requisitos generales	26
1.10.2. Miembros a flexión	27
1.10.3. Miembros a flexocompresión	31
1.10.4. Uniones viga-columna	35
1.11. Conker: Post-processor de diseño de estructuras de concreto reforzado	37

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.1. Descripción de las estructuras	39
2.2. Características del programa ETABS-90	41
2.3. Consideraciones generales	43
2.3.1. Modelación de las estructuras	44
2.3.2. Cargas muertas, cargas vivas y pesos por nivel	45
2.4. Análisis sísmicos elásticos y diseños de los armados de refuerzo	48
2.4.1. Edificio de 7 niveles	50
2.4.1.1. Períodos de vibración	51

2.4.1.2. Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso δ/h_i	55
2.4.1.3. Desplazamientos horizontales máximos totales	59
2.4.1.4. Fuerzas cortantes de entrepiso	62
2.4.1.4.1. Revisión por cortante basal	66
2.4.1.5. Elementos mecánicos últimos y diseño de elementos estructurales	67
2.4.1.5.1. Elementos mecánicos últimos	67
2.4.1.5.2. Diseño de elementos estructurales	72
2.4.2. Edificio de 17 niveles	93
2.4.2.1. Períodos de vibración	100
2.4.2.2. Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso δ/h_i	104
2.4.2.3. Desplazamientos horizontales máximos totales	109
2.4.2.4. Fuerzas cortantes de entrepiso	112
2.4.2.4.1. Revisión por cortante basal	116
2.4.2.5. Elementos mecánicos últimos y diseño de elementos estructurales	118
2.4.2.5.1. Elementos mecánicos últimos	118
2.4.2.5.2. Diseño de elementos estructurales	123
3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS	
3.1. Características generales del programa DRAIN-2D	144
3.1.1. Modelación con DRAIN-2D	144
3.2. Respuestas inelásticas	147
3.2.1. Edificio de 7 niveles	147
3.2.1.1. Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	150
3.2.1.2. Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, δ/h_i	157
3.2.1.3. Historias de coeficientes sísmicos	160
3.2.1.4. Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	163
3.2.1.5. Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	167
3.2.1.6. Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	175
3.2.1.7. Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	180
3.2.2. Edificio de 17 niveles	184
3.2.2.1. Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	187
3.2.2.2. Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, δ/h_i	194
3.2.2.3. Historias de coeficientes sísmicos	197
3.2.2.4. Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	201
3.2.2.5. Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	205
3.2.2.6. Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	216
3.2.2.7. Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	217
4. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS	
4.1. Introducción	223
4.2. Análisis sísmicos dinámicos	224
4.2.1. Comparación de las dimensiones de las secciones transversales de los miembros estructurales de los dos edificios	224
4.2.2. Períodos fundamentales de vibración	225
4.2.3. Desplazamientos horizontales máximos	227
4.2.4. Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, δ/h_i	230
4.2.5. Fuerzas cortantes basales	233
4.2.6. Elementos mecánicos últimos	236
4.2.6.1. Elementos mecánicos últimos de vigas	236

ÍNDICE

4.2.6.2. Elementos mecánicos últimos de columnas	240
4.3. Comparación de resultados inelásticos	243
4.3.1. Desplazamientos horizontales máximos totales y relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso	243
4.3.2. Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	246
4.3.3. Historias en el tiempo de elementos mecánicos de las columnas y vigas	248
4.3.3.1. Historias de elementos mecánicos de vigas	248
4.3.3.2. Historias de elementos mecánicos de columnas	249
4.3.4. Distribución global de rótulas plásticas y demandas máximas de ductilidad local	250
4.3.4.1. Distribución global de articulaciones plásticas	250
4.3.4.2. Demandas máximas de ductilidad local de vigas y columnas	250
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
5.1. Conclusiones	253
5.2. Recomendaciones	255
REFERENCIAS	257

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

Gran parte de la República Mexicana es altamente sísmica, siendo frecuente la ocurrencia de temblores de gran magnitud. Los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 tuvieron efectos devastadores principalmente en el Distrito Federal, ocasionando numerosas pérdidas humanas y daños materiales; pero, al mismo tiempo han sido los de mayor impulso para el desarrollo de la sismología e ingeniería sísmica en México.

A raíz de estos eventos, se han realizado diversas modificaciones a las Normas de diseño sísmico. Después de ocurrido los sismos de septiembre de 1985, el 18 de octubre del mismo año, el gobierno de la Ciudad de México publicó las Normas de Emergencia que resultaron mucho más estrictas que las anteriores Reglamentos en lo que a seguridad estructural se refiere, y estuvieron vigentes hasta un día antes del 3 de julio de 1987, fecha en que se publicó en el Diario Oficial un nuevo Reglamento que definió las figuras y responsabilidades del Director Responsable de Obra y Corresponsables en Seguridad Estructural, Diseño Urbano y Arquitectónico e Instalaciones, entre otros aspectos. En lo que se refiere a la seguridad estructural de las construcciones, se diferenciaron por uso y dimensiones en Tipos A y B, y además se redefinieron las tres zonas según el tipo de terreno, que son: zona I (Lomosa), zona II (Transición) y zona III (Lago).

La ocurrencia de los macroseismos de 1995 plantearon la exigencia de saber más acerca de los temblores y sus efectos, así como de hallar nuevas aducciones, siendo necesario realizar nuevas investigaciones en diversos campos; los proyectos realizados hasta la fecha se pueden agrupar en seis líneas de investigación: instrumentación sísmica, sismología, estudios geológicos, del subsuelo y cimentaciones, de los materiales y sistemas de construcción, análisis y respuesta de estructuras, manuales y recomendaciones. Es necesario investigar y corroborar el porqué de los daños en la zona compresible y el porqué de la casi ausencia de daños en la zona de transición del Valle de México, durante dichos eventos sísmicos.

Sin duda, un elemento importante para la prevención de desastres son los niveles de seguridad que se alcanzan en el proyecto y ejecución de construcciones, determinados en gran medida por los Reglamentos de construcción. Es por lo tanto indispensable incorporar a la normativa los resultados de los estudios que se realizan en esta materia.

Actualmente en nuestro país se llevan a cabo numerosas investigaciones en ingeniería sísmica, entre ellas está el análisis y la evaluación del comportamiento de distintos tipos de edificios. El estudio desarrollado en este trabajo y que forma parte de las investigaciones realizadas en el Instituto de Ingeniería, UNAM en el área de comportamiento sísmico de estructuras, consiste en la comparación de la respuesta sísmica elástica e inelástica de dos edificios de 7 y 17 niveles a base de marcos, ubicados en las zonas compresible y de transición del Valle de México.

Alcance y objetivos

En este trabajo se determina y compara el comportamiento sísmico elástico e inelástico de dos edificios de 7 y 17 niveles a base de marcos, desplantados en las zonas II (transición) y III (compresible) del D.F. El diseño de las estructuras se realiza de acuerdo a las especificaciones del RDF-93 y sus NTC correspondientes, revisando los estados límite de servicio (los desplazamientos laterales relativos no exceden 0.006 veces la altura de entrapio), y de falla (resistencia calculada suponiendo un factor de comportamiento sísmico $Q=4$).

Para ambos edificios se realizan los siguientes análisis sísmicos:

1. Análisis dinámico modal espectral elástico, en el que se basa el diseño, siguiendo las especificaciones del RDF-93. Para este análisis se hace uso del programa ETABS-90, útil en el análisis y diseño de estructuras tridimensionales tipo edificios.
-

2. Análisis dinámico paso a paso en el dominio del tiempo, con el registro SGT-EW para los casos de suelo blando, y con el acelerograma VIVE-EW para zona de transición, ambos registros obtenidos en 1985. Con lo anterior se excita a las estructuras ante la sollicitación "real" de un sismo y así poder revisar a las estructuras ya diseñadas. 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, calculadas a partir del diseño, según el análisis dinámico modal espectral e incluyendo los efectos de las cargas gravitacionales. Para este tipo de análisis se emplea el programa DRAIN-2D, que modela la estructura como marcos planos aislados.

Por tanto, se pretende determinar cómo es la variación de la respuesta sísmica elástica e inelástica, según se alejen o se acerquen los periodos de vibración de cada edificio (7 y 17 niveles), con respecto del periodo dominante del movimiento del suelo. Se hace ver también qué pasaría si se diseñara para zona II y se excita con el sismo de zona III, y viceversa, para fines comparativos.

El cap 1 presenta los criterios de análisis y diseño empleados en este trabajo, así como los requisitos establecidos por el SDF-93. Se señalan las especificaciones para el diseño de estructuras dúctiles y se explican algunos conceptos en los que se basan los criterios de diseño. Por último, se describe el programa CONKER empleado para el diseño de las estructuras.

El cap 2 describe las estructuras de interés. Se incluyen las dimensiones de los edificios y los valores de las cargas verticales y psas. Se describe el programa ETABS-90 que se emplea para el análisis estructural. También se presentan los resultados de las respuestas sísmicas elásticas de diseño de las estructuras, a saber: periodos de vibración, relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, desplazamientos horizontales máximos, fuerzas cortantes de entrepiso y diseños de los elementos estructurales.

El cap 3 contiene las características del programa DRAIN-2D utilizado en los análisis paso a paso de los edificios, así como los resultados de dichos análisis: desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea, relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, historias de coeficientes sísmicos, relaciones fuerza cortante base/desplazamiento lateral de azotea, historias de elementos mecánicos en vigas y columnas, historias de demandas de ductilidad local en vigas, y distribución global de articulaciones plásticas y de demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas.

El cap 4 compara las respuestas sísmicas clásticas e inelásticas de ambos edificios (7 y 17 niveles) deplantados en zona II, contra las respuestas de los edificios deplantados en zona III.

Finalmente, se presentari conclusiones y recomendaciones prácticas útiles para estructuras similares.

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

1.1. Introducción

La acción de un sismo en una estructura difiere de las otras acciones ya que sus efectos dependen de una compleja interacción entre el movimiento sísmico, las propiedades del subsuelo y las de la estructura misma.

El diseño sismorresistente consiste en seleccionar un sistema estructural adecuado y eficiente para absorber los efectos sísmicos, y en observar diversos requisitos de dimensionamiento y de detalle de los elementos estructurales y no estructurales.

El diseño sísmico implica lo siguiente:

1. La definición de la acción de diseño.
2. La elección de una estructuración adecuada.
3. El cálculo de la respuesta estructural.
4. El dimensionamiento y detallado de la estructura.

Puesto que las sollicitaciones impuestas a las estructuras por un sismo severo, son muy elevadas y de carácter aleatorio, no es económicamente factible realizar un diseño para que las construcciones resistan sin daño alguno un sismo con un periodo de recurrencia muy grande. Por lo tanto, el nivel de seguridad que

se debe adoptar depende del costo de los daños esperados, relativo al que implica incrementar la seguridad de la estructura.

Es por lo anterior que los criterios de diseño sísmorresistente establecidos en los reglamentos reconocen que el objetivo de sus procedimientos es limitar la probabilidad de un colapso ante sismos intensos, aunque se produzcan daños severos; y, sólo para sismos moderados, se pretende que la estructura permanezca intacta.

El diseño contra sismos consiste en producir estructuras en las que se tenga una óptima combinación de resistencia, rigidez lateral, y capacidad para disipar energía y para deformarse dúctilmente. Se busca que los edificios no sufran daños bajo temblores frecuentes de baja intensidad; que el daño no estructural sea limitado y fácil de reparar, y que el daño estructural sea mínimo ante la acción de temblores de intensidad moderada; y, que para temblores excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, aunque haya daños estructurales y no estructurales apreciables. Además se busca que las deformaciones sean menores que ciertos límites permisibles con el fin de evitar daños y pánico a los ocupantes durante temblores moderados, en condiciones normales de servicio.

En seguida se describen los criterios empleados en el diseño de las estructuras.

1.2. Métodos de análisis sísmico

Existen diversos procedimientos para determinar las sollicitaciones que el sismo de diseño produce en la estructura. Los métodos aceptados por las Normas tienen diferente nivel de refinamiento, a saber:

- Método simplificado
- Análisis estático
- Análisis dinámico

En el análisis estático se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto se considera equivalente al de la acción sísmica dinámica. En los análisis dinámicos se realiza un análisis de la respuesta dinámica de un modelo matemático generalmente muy simplificado, ante la acción de un espectro de diseño o un acelerograma.

1.2.1. Método simplificado

Se aplica a edificios simétricos con altura menor de 13 m, y que en cada planta al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estén soportadas por muros. No requiere cálculo de desplazamientos, efectos de

torsión, etc. Las fuerzas sísmicas se distribuyen proporcionalmente de acuerdo a las áreas de cada uno de los muros.

1.2.2. Análisis estático

El método de análisis estático se basa en la determinación de la fuerza lateral total (cortante basal) a partir de suponer una variación lineal triangular de la aceleración de excitación que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir dicho cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural.

El RDF permite el uso del método estático en edificios con altura menor de 60 m. Además, debe evitarse su empleo en estructuras con geometrías muy irregulares en planta o elevación, o distribuciones no uniformes de masas y rigideces.

1.2.2.1. Fuerzas estáticas

Para calcular las fuerzas sísmicas en los diferentes niveles de la estructura, donde se suponen concentradas las masas, se utiliza la expresión:

$$F_i = \frac{c}{Q} W_0 \frac{W_i h_i}{\sum W_j h_j} \quad 1.1$$

donde:

- c - Coeficiente sísmico
- Q - Factor de comportamiento sísmico
- W₀ - Peso de la construcción incluyendo cargas muertas y vivas instantáneas
- W_i - Peso asociado al nivel "i", donde se considera la masa concentrada
- h_i - Altura sobre el desplante de la masa del nivel "i"

1.2.2.2. Efectos de torsión

La excentricidad teórica de rigideces del entrepiso "e_b" es la distancia entre el centro de torsión del entrepiso y la línea de acción de la fuerza cortante en dicho entrepiso.

El momento torsionante de diseño se debe tomar por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_0 + 0.1h$$

1.2

$$e_0 - 0.1h$$

donde "h" es la dimensión de la planta paralela a la dirección en que se mide la excentricidad.

La excentricidad de diseño en cada sentido debe ser mayor o igual que la mitad del máximo valor de " e_0 ", calculado para los entreplazos abajo del considerado, y el momento torsionante debe ser mayor o igual que la mitad del máximo para los entreplazos de arriba.

1.2.2.3. Efectos de segundo orden

Se deben tener en cuenta los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas actuantes en la estructura desplazada lateralmente (efectos P- Δ), si para dos niveles consecutivos sucede lo siguiente:

$$\delta > \frac{0.05V}{W}$$

donde:

- δ - Desplazamiento lateral relativo entre dos niveles consecutivos
- V - Fuerza cortante de entreplazo
- W - Peso de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas que actúan arriba del nivel considerado

1.2.2.4. Efectos bidireccionales

Los efectos de las dos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100% de los efectos de la componente que actúa en esa dirección y el 30% de los efectos de la que actúa perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables.

1.2.3. Análisis dinámico

En los métodos dinámicos se idealiza la estructura a base de masas y resortes. Si se emplean métodos automatizados de análisis, la modelación puede ser muy refinada; de lo contrario, se debe recurrir a un modelo muy simplista. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S) especifican que para estructuras que sobrepasen los 60 m será necesario recurrir a un análisis dinámico.

El RDF define como métodos de análisis dinámico los siguientes:

- Análisis modal con espectros de diseño
- Análisis paso a paso de la respuesta en la historia del tiempo ante temblores específicos

Se tiene que emplear alguno de estos métodos cuando no se satisfacen las limitaciones para aplicar el método estático. En el análisis modal espectral se puede despreciar el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas, en cuyo caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculará como se especificó para el análisis estático.

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis empleado, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán como se señala en el método estático de análisis sísmico.

1.3. Análisis dinámico modal espectral

La mayoría de las estructuras se pueden suponer compuestas por una serie de masas concentradas unidas por resortes. El caso típico de una estructura que se puede idealizar en esa forma es el de un edificio simétrico en que las masas se consideran concentradas en cada piso, y que los resortes representan la rigidez lateral de cada entrepiso (ver fig 1.1).

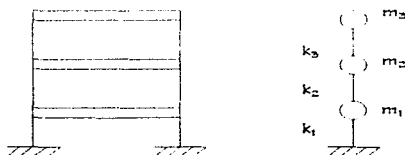


Fig 1.1. - Representación de un edificio por un sistema de varios grados de libertad

La ecuación de equilibrio dinámico del sistema es:

$$F_I + F_R + F_A = 0$$

1.3

donde:

$F_I = M\ddot{u}_T =$ Vector de fuerzas de inercia

$F_R = Ku =$ Vector de fuerzas en las columnas

$F_A = C\dot{u} =$ Vector de fuerzas de amortiguamiento

Siendo "u" el vector de desplazamientos en cada entrepiso, "ü" el vector de velocidad y "ü_T" el vector de aceleraciones totales.

El vector de aceleraciones totales se puede expresar como sigue:

$$\ddot{u}_T = \ddot{u}_g + \ddot{u} \quad 1.4$$

Así, la ecuación de equilibrio toma la siguiente forma:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g \quad 1.5$$

Ante la acción de un impulso y suponiendo que no existe amortiguamiento, la estructura vibra libremente adoptando una configuración de desplazamientos que se denomina forma modal, con una frecuencia (ó periodo T_1) de vibración de cada modo. Existen tantos modos de vibración como grados de libertad tiene el sistema.

La fig 1.2 muestra los modos de vibrar de un sistema de tres grados de libertad.

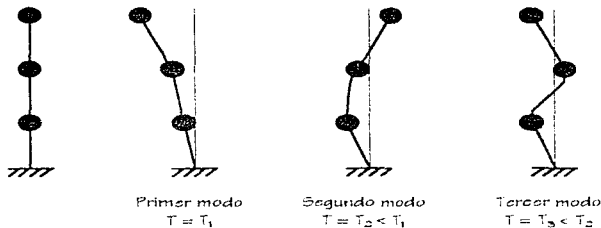


Fig 1.2.- Modos de vibración de un sistema de tres grados de libertad

El primer modo, o modo fundamental, se caracteriza por no mostrar puntos de inflexión y por tener la frecuencia más baja (el periodo más largo). Al pasar sucesivamente a los modos superiores, la configuración presenta cada vez un nuevo punto de inflexión y el periodo natural va disminuyendo.

Al excitar el sistema, cada modo responde como un sistema independiente de un grado de libertad y la respuesta total será la combinación de las respuestas máximas independientes de cada modo, multiplicada cada una por un factor de participación.

Así, el desplazamiento del piso "i" se obtiene como la suma de las participaciones máximas de cada modo a dicho desplazamiento, a saber:

$$u_i = \sum_{n=1}^N \phi_{in} Y_{in}(t) \quad 1.6$$

donde:

$Y_{in}(t)$ - Desplazamiento máximo en el nivel "i" del modo "n" en el instante "t"

ϕ_{in} - Factor que define la escala a la que interviene el modo "n" en el movimiento del nivel "i"

Por otro lado, la respuesta total del sistema se puede calcular como:

$$\hat{s} = \sqrt{\sum \hat{s}_i^2} \quad 1.7$$

donde:

\hat{s}_i - Respuesta máxima del sistema en cada modo de vibración; dicha respuesta puede ser desplazamiento lateral de un nivel, la fuerza interna en una sección determinada, etc.

El análisis modal espectral implica el uso de los conceptos de modos de vibrar y de espectros de diseño. El RDF especifica este método, aceptando que se analice en forma independiente la vibración de traslación en dos direcciones ortogonales sin tomar en cuenta los efectos de torsión. Estos se deben determinar independientemente de forma estática y después superponer sus efectos a los del cortante directo de cada entrepiso.

Una de las ventajas del análisis modal radica en que sólo se necesitan determinar las respuestas correspondientes a los modos que más participan en la respuesta lateral, porque en general la parte de la respuesta que se debe a los modos superiores es muy pequeña. El Reglamento especifica que deben considerarse cuando menos tres modos de vibración en cada dirección de análisis, así como también se tomen en cuenta todos los modos con periodos mayores que 0.4 s. Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se considera la aceleración del espectro reducido por ductilidad correspondiente al periodo particular del modo en cuestión.

1.3.1. Coeficientes sísmicos y espectros de diseño

Como índice de la acción de diseño se emplea el coeficiente sísmico, "c", que sirve de base para la construcción del espectro de diseño o se puede usar directamente como la fracción del peso total de la estructura, "W", que constituye la fuerza cortante horizontal, "V", que actúa en la base de la construcción, a saber:

$$c = \frac{V}{W} \quad 1.8$$

El coeficiente sísmico varía en función del riesgo sísmico del sitio, del tipo de suelo y de la importancia de la construcción. En el Distrito Federal se tienen tres zonas según el tipo de suelo (ver fig 1.3), cuyas características se presentan en la tabla 1.1.

Tabla 1.1.- Características de las zonas sísmicas del Distrito Federal

ZONA	CARACTERÍSTICAS
I	Suelo duro, terreno firme a profundidad menor de 3 m
II	Zona de transición, el suelo compacto se encuentra a profundidades de entre 3 y 20 m
III	Suelo compresible, el suelo firme se encuentra a más de 20 m de profundidad

Los coeficientes sísmicos sirven para construir los espectros de aceleraciones de diseño. Según lo específica el RDF-93, 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:

$$a = \frac{\left(1 + \frac{3T}{T_A}\right)c}{4} \quad T < T_A$$

$$a = c \quad T_A < T < T_b$$

$$a = qc \quad T > T_b$$

$$q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r$$

donde:

T - Periodo natural de interés (s)

T_A y T_b - Periodos característicos del espectro de diseño (s)

c - Coeficiente sísmico

r - Exponente que depende de la zona donde se ubica la estructura

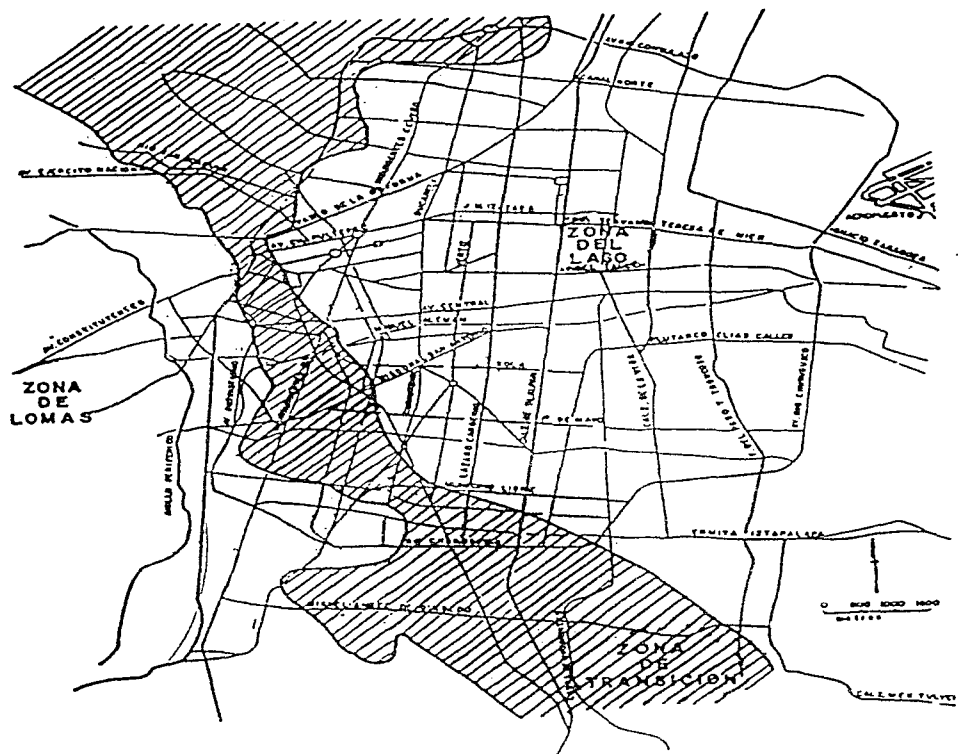


Fig 1.3.- Zonificación éfemica del Distrito Federal

Los valores de T_a , T_b , r y c para las zonas definidas anteriormente, se muestran en la tabla 1.2 y los espectros de diseño que resultan se observan en la fig 1.4.

Tabla 1.2.- Valores de T_a , T_b , r y c para las zonas del Distrito Federal

ZONA	T_a	T_b	r	c^* (grupo B)
I	0.2	0.6	1/2	0.16
II	0.3	1.5	2/3	0.32
III	0.6	3.9	1	0.40

* Para estructuras del grupo A por 1.5

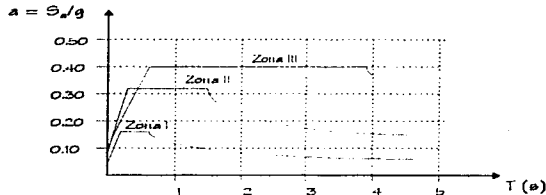


Fig 1.4.- Espectros elásticos para los tres tipos de suelo del Distrito Federal

Los espectros que se muestran en la fig 1.4 son para $Q=1$, "elásticos", es decir, determinan las fuerzas laterales para las que hay que diseñar una estructura si se pretende que permanezca elástica ante el elemento de diseño. Sin embargo, se admiten reducciones en las ordenadas espectrales, a partir del factor " Q ", del cual se hablará posteriormente.

Las estructuras que se estudiarán y analizarán en este trabajo se ubican en las zonas II y III del Distrito Federal. Las fig 1.5 y 1.6 muestran los espectros, para los diferentes valores de Q , de las zonas de transición y suelo compresible, respectivamente.

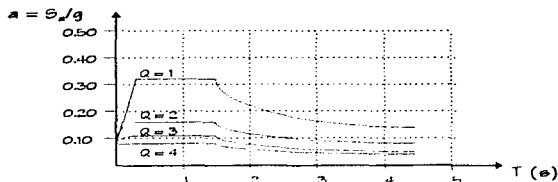


Fig 1.5.- Espectros de diseño para la zona II del Distrito Federal

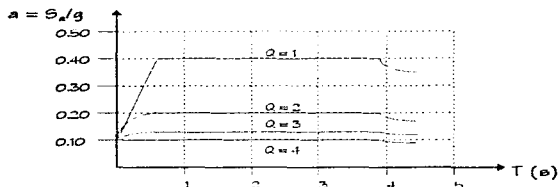


Fig 1.6.- Espectros de diseño para la zona III del Distrito Federal

1.3.2. Revisión por cortante basal

El RDF-93 especifica que si con el análisis dinámico se llega a que, en la dirección considerada, la fuerza cortante basal " V_0 " es menor que $0.8aW_0/Q$, se deben incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que " V_0 " iguale a dicho valor.

1.4. Integración paso a paso

El análisis paso a paso es otro método dinámico empleado para el análisis de estructuras muy importantes; consiste en la integración directa de las ecuaciones del movimiento, para una excitación correspondiente a un acelerograma representativo del sismo de diseño. Este procedimiento, además de su laboriosidad para fines prácticos, debe hacerse con cuidado para tomar en cuenta el comportamiento inelástico y para definir el acelerograma de diseño. El RDF estipula que se pueden utilizar acelerogramas de temblores reales o simulados, o combinaciones de ambos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, y cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios de las Normas, así como también que se considere el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

Para analizar un edificio de acuerdo a lo anterior, se tienen que emplear métodos numéricos para resolver ecuaciones diferenciales, con la ayuda de computadoras digitales, aun cuando se empleen hipótesis simplificadoras. Para tales efectos, en este trabajo se empleará el programa DRAIN-2D, que permite analizar estructuras en dos dimensiones.

1.4.1. Análisis paso a paso por integración directa

La respuesta dinámica no lineal de estructuras ante un movimiento del terreno puede ser modelada matemáticamente por el método del elemento finito, cuya idealización consiste en dividir el sistema en elementos discretos (barra) conectados por nudos.

Las ecuaciones de movimiento se obtienen considerando el equilibrio de las fuerzas dinámicas en el instante "t". Puesto que algunas fuerzas están en función de los desplazamientos en el tiempo "t" y de la historia de carga anterior, el comportamiento de la estructura es no lineal. Sin embargo, para un pequeño incremento en el tiempo, Δt , se asume un comportamiento lineal. La no linealidad se considera modificando las propiedades de la estructura después de cada intervalo.

Al integrar paso a paso las ecuaciones del movimiento se puede determinar la respuesta no lineal de la estructura ante un movimiento del terreno.

Se puede demostrar que la ecuación de equilibrio dinámico en el instante "t", es la siguiente (ref 13):

$$F_I(t) + F_D(t) + F_E(t) = R(t) \quad 1.9$$

donde:

$F_I(t)$ = Fuerza de inercia en el tiempo "t"

$F_D(t)$ = Fuerza de amortiguamiento en el tiempo "t"

$F_E(t)$ = Fuerza debida a la rigidez del sistema, en el tiempo "t"

$R(t)$ = Fuerzas aplicadas a la estructura en el tiempo "t"

Se pueden tener dos aproximaciones para discretizar la rigidez, la de la recta tangente y la de la recta secante (ver fig 1.7). En la primera los elementos de las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez se definen por el estado de la estructura en el instante inicial "t", lo cual implica un error que se disminuye considerando intervalos más pequeños. En la aproximación de la recta secante se consideran las propiedades del sistema en los instantes t y t+ Δt , lo que obliga a usar una técnica iterativa en la solución.

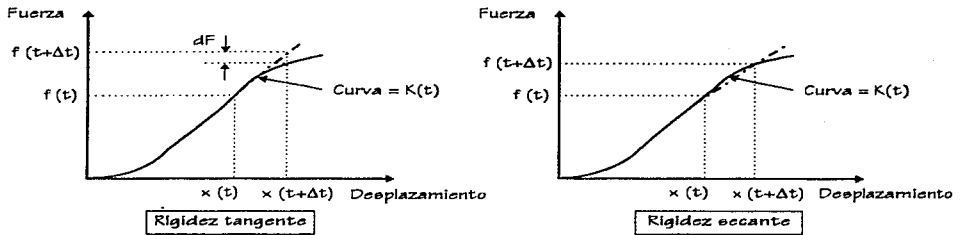


Fig 1.7.- Métodos para discretizar la rigidez

Con la aproximación de la recta tangente, las fuerzas de equilibrio son:

$$\Delta F_j(t) = M_t \Delta \ddot{x}_t$$

$$\Delta F_D(t) = C_t \Delta \dot{x}_t$$

$$\Delta F_E(t) = K_t \Delta x_t$$

y la ecuación de equilibrio se puede escribir como:

$$M_t \Delta \ddot{x}_t + C_t \Delta \dot{x}_t + K_t \Delta x_t = \Delta R_{t+\Delta t}$$

1.10

donde:

M_t - Matriz de masas en el instante "t"

C_t - Matriz de amortiguamiento en el instante "t"

K_t - Matriz de rigideces en el tiempo "t"

$\Delta \ddot{x}_t$ - Vector de incremento de aceleraciones en "t"

$\Delta \dot{x}_t$ - Vector de incremento de velocidades en "t"

Δx_t - Vector incremento de desplazamientos en "t"

$\Delta R_{t+\Delta t}$ - Vector incremento de fuerzas que se obtiene a partir del acelerograma

La solución del sistema de ecuaciones de equilibrio dinámico consiste en determinar los valores de los desplazamientos, las velocidades y aceleraciones asociadas que satisfacen dicho sistema en cada intervalo. Un método numérico para resolverlo es el de la integración directa.

En el método de integración directa los desplazamientos, velocidades y aceleraciones varían dentro de cada intervalo, y según el tipo de variación asumida dependerá la precisión, estabilidad y costo del proceso de solución. Existen dos modalidades: una asume que la aceleración varía linealmente en cada intervalo y la otra supone un valor constante de la aceleración igual al promedio de los valores en los extremos del intervalo, lo cual simplifica los cálculos. Ambos criterios se observan en la fig 1.8.

Definida una variación constante de la aceleración, después de integrar se obtienen las variaciones de velocidad (lineal) y de desplazamiento (cuadrática). Al sustituir en la ecuación de equilibrio dinámico y reordenar (ref 13), se llega a lo siguiente:

$$\left(\frac{4}{\Delta t^2} + \frac{2\alpha}{\Delta t} \right) [M] + \left(\frac{2\beta}{\Delta t} + 1 \right) [K_t] [\Delta x] = [\Delta F] + [M] \left(2\ddot{r}_o + \frac{4}{\Delta t} \dot{r}_o + 2\alpha \ddot{r}_o \right) + \beta [K_t] (2\dot{r}_o) \quad 1.11$$

donde α y β son las constantes de amortiguamiento de Rayleigh.

Los incrementos de desplazamientos, velocidades y aceleraciones en los nudos están dados por:

$$(\Delta r) = \frac{1}{2\beta} (\Delta x + 2\beta \dot{r}_o) \quad 1.12$$

$$(\Delta \dot{r}) = -2\dot{r}_o + \Delta r \frac{2}{\Delta t} \quad 1.13$$

$$(\Delta \ddot{r}) = -2\ddot{r}_o \frac{4}{\Delta t} + \Delta r \frac{4}{\Delta t^2} \quad 1.14$$

De este modo, para cada intervalo las aceleraciones en los instantes t y $t+\Delta t$ se obtienen del acelerograma considerado, y para el siguiente intervalo las velocidades y desplazamientos iniciales se calculan a partir del intervalo anterior. Los efectos generados en la estructura se agregan a los del paso anterior, y de ser necesario se modifica la matriz de rigideces en cada intervalo.

Los resultados de este tipo de análisis son las historias de desplazamientos de los nudos y de fuerzas y momentos en los extremos de los miembros estructurales definidos.

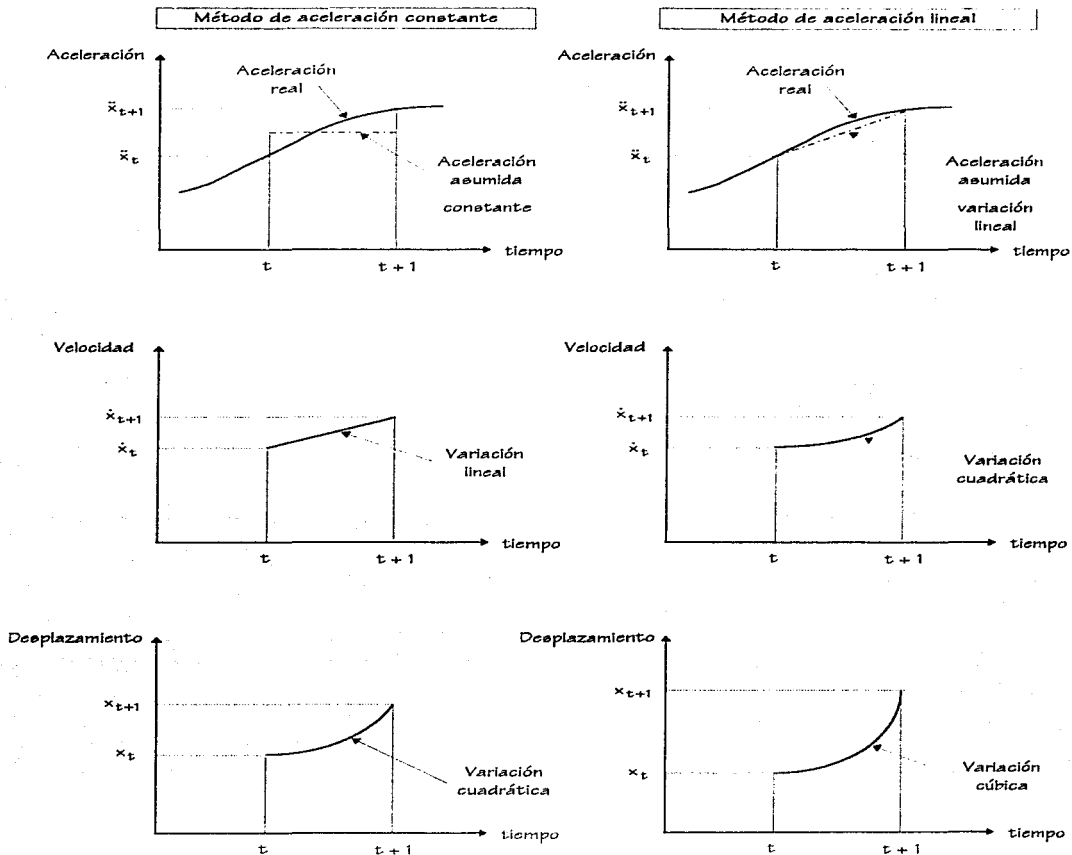


Fig 1.8.- Métodos para considerar la aceleración en el intervalo $(t-\Delta t)$

1.5. Relaciones permisibles desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Uno de los objetivos básicos del diseño sísmico consiste en evitar daños ante temblores moderados; para ello se deben limitar los desplazamientos laterales de la estructura.

El índice más importante para determinar la magnitud de los posibles daños de elementos no estructurales es la distorsión de entrepiso, " γ "; se decir, el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos, " Δ ", dividido entre la altura de entrepiso, " H ".

$$\gamma = \frac{\Delta_r}{H} \quad 1.1b$$

El objetivo es limitar las deflexiones a valores que no causen daños en elementos no estructurales, no para el mismo de diseño sino para uno de mucho menor intensidad (servicio).

La reducción en el coeficiente sísmico por comportamiento inelástico es válida para determinar las fuerzas con las que se diseña la estructura, pero las deformaciones que se presentarán en la estructura serán Q veces las determinadas en un análisis bajo las fuerzas reducidas. Esto es, las deformaciones que se calculen con el espectro de diseño reducido, Δ_e , se multiplicarán por " Q " para compararse con las deformaciones admisibles.

$$\Delta = Q\Delta_e \quad 1.1c$$

El RDF-93 especifica que la distorsión máxima permisible de entrepiso debe ser 0.006 cuando los elementos no estructurales estén ligados a la estructura, y 0.012 cuando no haya elementos frágiles que puedan ser dañados o cuando éstos estén desligados de la estructura principal.

1.6. Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, Q

Ante acciones dinámicas como las de los sismos, la mayoría de los materiales y sistemas estructurales tienen un comportamiento que se puede considerar lineal hasta un nivel bastante bajo de sollicitación. Sin embargo, al llegar cerca de su máxima capacidad de carga, el comportamiento se vuelve no lineal y la mayoría de las estructuras pueden ser llevadas a deformaciones varias veces superiores a la que corresponde al comienzo de la etapa no lineal o a aquella para la que se alcanza por primera vez la carga máxima. La falla se presenta cuando se alcanza la deformación máxima.

El sistema no lineal más estudiado es el elastoplástico (ver fig 1.9), donde el comportamiento es lineal hasta la carga máxima y, posteriormente, la capacidad de carga se mantiene constante hasta una deformación " μ " veces la de fluencia, después de lo cual ocurre el colapso. Este comportamiento es muy deseable y en algunas ocasiones puede traer importantes beneficios.

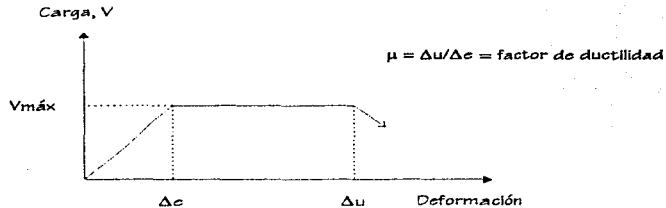


Fig 1.9.- Comportamiento elasto-plástico

Sin embargo, este tipo de comportamiento no se presenta en estructuras reales; el comportamiento de una estructura real es mucho más complejo, debido a la presencia del deterioro de la resistencia y de la degradación de rigidez en los diversos elementos estructurales ante la acción de los sismos.

Los códigos modernos proponen que las fuerzas sísmicas para diseño sean ya el resultado de haber hecho una reducción por los efectos de ductilidad. Es así como se maneja el factor de comportamiento sísmico, "Q", que reduce las fuerzas sísmicas considerando la ductilidad de los elementos y de la estructura en general. Este factor permite reducir las ordenadas espectrales para el diseño, y toma diferentes valores dependiendo del tipo de estructuración y de los detalles de dimensionamiento que se adoptan en la estructura. El valor que puede tomar el factor de comportamiento sísmico va de 1 a 4, según se especifica en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RDF-93).

Para este trabajo se utilizará el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$; para ello será necesario que se verifiquen los siguientes requisitos:

1. La resistencia en todos los entrepisos es proporcionada exclusivamente por marcos de concreto reforzado.
2. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.
3. Los marcos de concreto reforzado cumplen con los requisitos de marcos dúctiles que fijan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto Reforzado.

Así, las fuerzas sísmicas para análisis estático y las que se obtienen del análisis dinámico modal se pueden reducir dividiéndolas entre el factor "Q". En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad, Q se calcula como sigue:

$$Q' = Q \quad \text{si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + (T/T_a)(Q-1) \quad \text{si } < T_a$$

donde "T" se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se emplee el método estático e igual al periodo natural de vibración del modo fundamental cuando se emplee el método de análisis modal.

En el diseño sísmico de las estructuras que no satisfacen las condiciones de regularidad del siguiente apartado, se debe multiplicar por 0.8 el valor de Q' .

Las deformaciones laterales se calcularán multiplicando por "Q" las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas.

1.6.1. Condiciones de regularidad

Para que una estructura se considere regular debe satisfacer los siguientes requisitos (ref 7):

1. Planta esencialmente simétrica (en muros, muros y elementos resistentes) con respecto de dos ejes ortogonales.
2. La relación entre la altura y dimensión menor de la base debe ser menor de 2.5.
3. La relación entre largo y ancho debe ser menor de 2.5.
4. En planta no debe haber entrantes ni salientes con dimensión mayor del 20% de la dimensión de la planta en la dirección considerada de la entrante o la saliente.
5. Tener en cada nivel un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tener aberturas en los sistemas de techo o piso con dimensión mayor del 20 por ciento de la dimensión de la planta en la dirección considerada de la abertura. Además, las áreas huecas no deben ocasionar asimetrías significativas ni diferir en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no debe exceder en ningún nivel del 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel (incluyendo la carga viva considerada para diseño sísmico) no debe exceder el peso del piso inmediato inferior, y no debe ser menor que el 70 por ciento del mismo, excepto para el último nivel.
8. El área de cada nivel no debe exceder el área del piso inmediato inferior, ni debe ser menor que el 70 por ciento de la misma, excepto para el último nivel. El área está delimitada por los paños exteriores de los elementos resistentes.
9. Todas las columnas deben estar restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por traves o losas planas.
10. La rigidez al corte de ningún entrepiso debe exceder en más de 100 por ciento a la del entrepiso inferior.

11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, " e_s ", es mayor que el 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad.

1.7. Efectos P-Δ

Los efectos P-Δ son efectos adicionales originados por las cargas gravitacionales y los desplazamientos, y deben ser revisados al analizar una estructura bajo cargas laterales y verticales (ver fig 1.10). Estos son más importantes en estructuras esbeltas y con cargas verticales considerables.

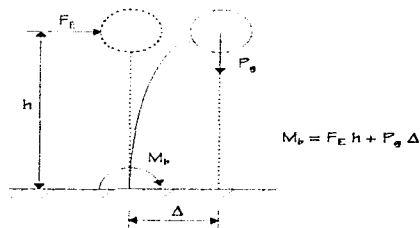


Fig 1.10.- Momento adicional originado por los efectos P-Δ

Los principales cambios que se tienen 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 puede variar la respuesta sísmica. Este efecto se toma en cuenta en los análisis inelásticos a partir de la rigidez geométrica, que modifica la rigidez inicial de la estructura.
- Mayores demandas de ductilidad. Se incrementan los niveles de deformación inelástica.

1.8. Demandas de ductilidad local

La ductilidad es la capacidad de la estructura o de sus componentes (vigas y columnas) para deformarse más allá del límite elástico, sin excesivo deterioro de resistencia y degradación de rigidez.

En la fig 1.11 se puede ver que al llegar el elemento al momento de fluencia " M_y ", éste se mantiene constante, mientras que la curvatura aumenta a partir de la curvatura de fluencia " ϕ_y " hasta la curvatura máxima

capaz de desarrollarse " ϕ_{max} ". La diferencia entre las curvaturas máxima y de fluencia es lo que se conoce como curvatura plástica " ϕ_p ".

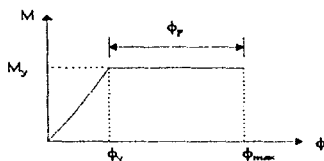


Fig 1.11.- Relación momento-curvatura

En este trabajo, las demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, se obtendrán con la siguiente expresión:

$$\mu_L = \frac{\phi_{max}}{\phi_y} = \frac{\phi_y + \phi_p}{\phi_y} = 1 + \frac{\phi_p}{\phi_y} \quad 1.17$$

donde:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p}$$

$$\phi_y = \frac{M_y}{EI}$$

μ_L - Demanda de ductilidad local

ϕ_p - Curvatura plástica

θ_p - Rotación plástica

L_p - Longitud equivalente de articulación plástica, igual a "ld"

ϕ_y - Curvatura de fluencia

M_y - Momento de fluencia

E - Módulo de elasticidad del concreto

I - Momento de inercia de la sección transversal

1.8.1. Mecanismos de falla

Para que se desarrolle ductilidad en las estructuras es necesario que se formen articulaciones plásticas, las cuales son parte del mecanismo de falla que se puede llegar a presentar durante sismos intensos. En estructuras a base de marcos las rótulas generalmente se forman en los extremos de vigas y columnas.

En el proceso de diseño estructural se pueden elegir los miembros que primero fluyan, siendo conveniente suministrar columnas fuertes y vigas débiles ante la flexión, para que sean éstas las que inicialmente alcancen su capacidad. La fig 1.12 tiene los mecanismos de falla típicos de viga y de entrepiso, ante la acción de la sollicitación sísmica. De estos mecanismos el más conveniente es el del tipo viga, por las siguientes razones:

- Si fallaran las columnas de un mismo entrepiso se tendría el colapso de toda la estructura, por la función de estos elementos estructurales.
- Cuando se tienen columnas débiles en la estructura, hay concentración de deformaciones plásticas en un entrepiso, tal que para lograr factores de ductilidad globales, " μ ", de 4 ó 5 se tendrían que producir giros plásticos muy grandes a nivel local, imposibles de garantizar desde el punto de vista del diseño práctico.
- El deterioro de resistencia es mayor cuando ocurre falla por cortante o flexocompresión de columnas, comparada con la fluencia de vigas ante cargas del mismo tipo.



Fig 1.12.- Mecanismos de falla

Como se muestra en la fig 1.12h, como parte implícita del mecanismo de falla "columna fuerte-viga débil", se forman articulaciones plásticas en el extremo inferior de las columnas del primer nivel; estos miembros deben contar con suficiente ductilidad, confinando adecuadamente con refuerzo transversal el núcleo de dichas columnas.

1.9. Longitud equivalente de articulación plástica, l_p

Los giros que se presentan en las articulaciones plásticas (zonas del elemento estructural en que se alcanza el nivel de fluencia) sirven para medir el nivel de deformaciones inelásticas que se alcanza en las estructuras ante la acción de los efectos sísmicos. Para medir el grado de daños es importante relacionar las rotaciones por unidad de longitud causadas por los momentos, ya que la fluencia ocurre gradualmente en un tramo del elemento, y no en forma concentrada en una sección transversal.

Es así como se define la longitud equivalente de articulación plástica " l_p ", la cual en este trabajo se toma igual al peralte efectivo de vigas o columnas, de acuerdo a pruebas experimentales y experiencias de temblores recientes.

1.10. Requisitos para el diseño de estructuras dúctiles

Uno de los aspectos fundamentales del diseño de estructuras resistentes a sismos es el referente al dimensionamiento y detalle de los elementos estructurales y de sus conexiones, de manera que la estructura se comporte en forma congruente con lo que se supuso en el análisis. Las secciones transversales individuales deben ser capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícito en el diseño y que la estructura pueda desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía del sismo sin llegar al colapso previamente por medio de posibles fallas frágiles.

Se presentan enseguida las principales especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado (NTC-C), RDF-93. Estas se dividen en: requisitos generales, miembros a flexión, miembros a flexocompresión y uniones viga-columna.

1.10.1. Requisitos generales

- Aplicabilidad

Los requisitos de este capítulo se aplican a estructuras diseñadas con un factor "Q" de 3 o 4, que son las que se consideran "estructuras dúctiles". En la tabla 1.3 se presentan las estructuras para las que se aplican estos requisitos.

Tabla 1.3.- Requisitos para los factores de comportamiento sísmico

ELEMENTOS ESTRUCTURALES	CORTANTE RESISTENTE	Q
Sólo marcos	$V_r \text{ marcos} = V_r \text{ total}$	4
Marcos y muros de concreto (cumplen con excepción 4.5.2, incluyendo b)	$V_r \text{ marcos} \geq 0.5 V_r \text{ total}$	4
Marcos y contravientos (cumplen con excepción 4.6)	$V_r \text{ marcos} \geq 0.5 V_r \text{ total}$	4
Marcos y muros de concreto (cumplen con excepción 4.5.2, incluyendo b)	$V_r \text{ marcos} \leq 0.5 V_r \text{ total}$	3
Marcos y contravientos (cumplen con excepción 4.6)	$V_r \text{ marcos} \leq 0.5 V_r \text{ total}$	3

- Todo marco dúctil, se debe diseñar para resistir una fuerza cortante horizontal mayor que el 25 por ciento de la que le correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura.
- La resistencia f'_c del concreto debe ser mayor o igual de 200 kg / cm^2 .

En este trabajo $f'_c = 250 \text{ kg / cm}^2$. Con esto se asegura el empleo de concretos de clase 1 que tienen mejor calidad y reducen las deflexiones de la estructura, ya que su módulo de elasticidad será mayor.

- Barras de refuerzo:

Deben ser corrugadas con $f_y \leq 4200 \text{ kg / cm}^2$ y deben cumplir con NOM-BA57 o NOM-B6.

- Barras longitudinales de vigas y columnas

$f_y \text{ real} \leq f_y \text{ especificada} + 1300 \text{ kg / cm}^2$

$f_y \text{ max} \geq 1.25 f_y \text{ real}$

1.10.2. Miembros a flexión

Los requisitos que se establecen a continuación, se aplican a miembros principales trabajando

esencialmente a flexión: $P_u \leq \frac{A_g f'_c}{10}$

- Requisitos geométricos

La fig 1.13 muestra las dimensiones de las vigas.

Nomenclatura:

- b - Ancho
- h - Peralte total
- r - Recubrimiento
- d - Peralte efectivo
- L - Claro del miembro

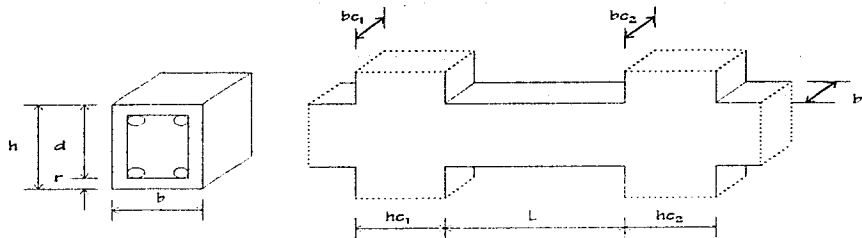


Fig 1.13.- Dimensiones de vigas

Requisitos geométricos:

$$\Rightarrow L \geq 4d$$

$$\Rightarrow h \leq L / 30 \quad \text{En sistemas de viga y losa monolíticas}$$

$$\Rightarrow h \leq h / 3$$

$$\Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq h_{c1} \text{ y } h_{c2} \quad (\text{ancho de las columnas a las que llega})$$

$$\Rightarrow \text{Excentricidad entre eje de viga y columnas} \leq 0.1 \quad (\text{dimensión transversal de la columna})$$

• Refuerzo longitudinal

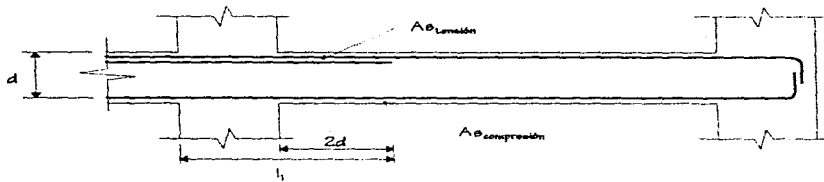


Fig 1.14.- Requisitos de refuerzo longitudinal en vigas

\Rightarrow En todas las secciones debe haber refuerzo en los lechos superior e inferior (ver fig 1.14)

$$\Rightarrow (A_{e_{tension}} A_{e_{compresion}})_{mín} \geq \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} h d \geq 2 \text{ varillas No. 4, en toda la longitud de la viga}$$

$$\Rightarrow (A_{e_{tension}})_{mín} \leq 0.75 A_{e_{balanceada}}$$

$$\Rightarrow \text{En la unión con un nudo: } M_{resistente (+)} \geq 0.5 M_{resistente (-)}$$

\Rightarrow En todas las secciones los momentos resistentes (positivo y negativo) deben ser por lo menos el 25 por ciento del máximo momento resistente en los extremos

\Rightarrow Se permiten traspases en las barras del refuerzo longitudinal sólo si se tiene refuerzo transversal de confinamiento (refuerzo helicoidal o estribos) en la longitud de traspase, con un paso o separación menor que $0.25d$ y que 10 cm

\Rightarrow No se permiten uniones de traspase:

a) dentro de nudos

b) en una distancia " $2d$ " desde el paño del nudo

c) en zonas donde se pueden formar articulaciones plásticas

⇒ Se pueden tener paquetes de dos barras

⇒ Se permiten uniones soldadas o con dispositivos mecánicos sujetas a lo siguiente:

- En toda la sección de unión cuando mucho se unen barras alternadas
- Las uniones de barras adyacentes deben separarse por lo menos 60 cm en dirección longitudinal

• Refuerzo transversal para confinamiento

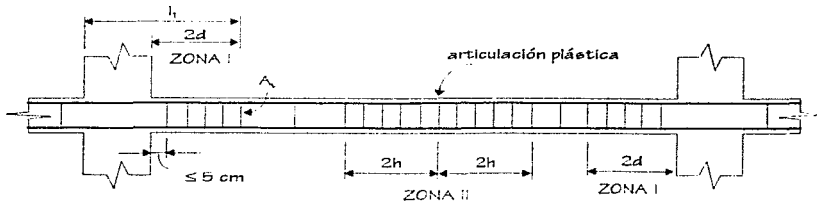


Fig 1.15.- Requisitos para refuerzo transversal en vigas

⇒ Se debe proporcionar refuerzo transversal con estribos cerrados de por lo menos del # 2.5 en:

- una distancia de "2d" desde el paño del nudo (Zona I)
- una distancia de "2h" desde donde se supone se formará una articulación plástica (Zona II)

⇒ El primer estribo se debe colocar a menos de 5 cm de la cara del miembro de apoyo

⇒ Separación de estribos para zonas I y II:

$$e_{\text{estribos}} \leq \begin{cases} 0.25 d \\ \phi \phi \text{ de la barra longitudinal más delgada} \\ 24 \phi \text{ del estribo} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

⇒ Características de los estribos (ver fig 1.16)

- Deben ser cerrados y de una sola pieza

- b) Deben rematar en una esquina con dobleces de 135° , seguidos de tramos rectos con más de 10 diámetros de largo
- c) En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal
- d) Los radios de dobléz deben cumplir con los requisitos de dobleces de refuerzo
- e) La localización del remate se debe alternar de un estribo a otro

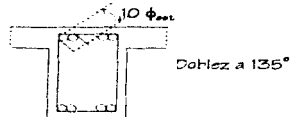


Fig 1.16.- Características de los estribos

⇒ En las zonas I y II (ver fig 1.15) las barras longitudinales de la periferia deben tener soporte lateral

⇒ Fuera de las zonas I y II: $\rho_{estribos} \leq 0,5 d$

⇒ La separación de estribos no debe ser mayor que la requerida por fuerza cortante

• Requisitos para fuerza cortante

Los elementos trabajando principalmente a flexión se deben dimensionar para que no se presente falla por cortante antes de que se puedan formar las articulaciones plásticas en sus extremos, para lo cual:

- ⇒ La fuerza cortante de diseño se debe obtener del equilibrio del miembro entre caras de apoyo.
- ⇒ Se supone que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción y con $f_{tracción} \geq 1,25 f_y$.
- ⇒ A lo largo del miembro actúan las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga. Se puede dimensionar con la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis con $F_v = 0,6$ en lugar de 0,8 (segunda opción).
- ⇒ En las zonas donde fuerza cortante de diseño causada por sismo $\geq 0,5$ fuerza de diseño calculada, se desprecia la contribución de la resistencia del concreto a fuerza cortante al calcular el refuerzo transversal. En el refuerzo por cortante se puede incluir el refuerzo por confinamiento.
- ⇒ El refuerzo para cortante consiste en estribos verticales cerrados de una pizca, por lo menos de $\# 2,5$.

1.10.3. Miembros a flexocompresión

Los siguientes requisitos se aplican a miembros en los que: $P_u > \frac{A_g f'_c}{10}$

- Requisitos geométricos

La fig 1.17 muestra las dimensiones de las columnas.

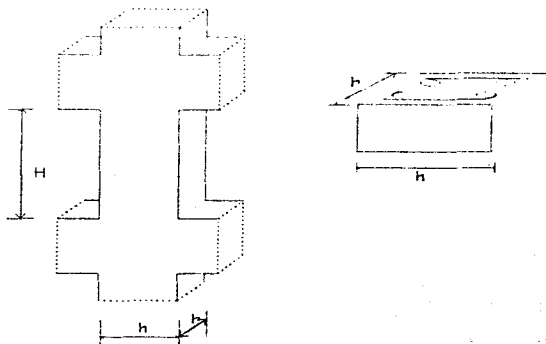


Fig 1.17.- Dimensiones de columnas

Nomenclatura:

- b - Dimensión transversal menor
- h - Dimensión transversal mayor
- H - Altura libre

Requisitos geométricos:

$$b \geq 30 \text{ cm}$$

$$b/h \geq 0.4$$

$$h/b \leq 15$$

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.5f'_c}, \text{ para toda combinación de carga}$$

- Resistencia mínima a flexión

Para tener un comportamiento adecuado de la estructura bajo las acciones de elementos de magnitud considerable, es necesario que las columnas tengan mayor capacidad a flexión que las vigas (filosofía "columnas fuertes y vigas débiles"), de tal forma que las articulaciones plásticas se formen en las vigas. Lo anterior es satisfactorio según el reglamento, si $\Sigma M_{r, \text{columnas}} \geq 1.5 \Sigma M_{r, \text{vigas}}$. Los momentos se calculan a partir de los armados disponibles y las sumas se deben realizar de tal manera que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. Para esta opción $F_R = 0.8$.

Opcionalmente las columnas se pueden dimensionar con los momentos y fuerzas axiales de diseño obtenidos del análisis tradicional, utilizando $F_R = 0.6$.

- Refuerzo longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal debe estar entre los siguientes valores:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.04$$

Sólo se permite formar paquetes de dos barras.

Los traslapes de barras longitudinales sólo se permiten en la mitad central del elemento. Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos se pueden hacer en cualquier parte de la columna, siempre que en una misma sección como máximo se usen barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes se hagan a una distancia mayor a 60 cm en dirección longitudinal.

- Refuerzo transversal

El refuerzo transversal debe cumplir con los requisitos de las secciones 4.2.3 y 5.3.5 (ref 3). El acero utilizado para el refuerzo transversal debe tener un esfuerzo de fluencia $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$ y debe ser corrugado.

⇒ Refuerzo en zonas críticas

Se debe proporcionar el refuerzo transversal mínimo en ambos extremos de la columna en la distancia " l_c " que se indica en la fig 1.12. En columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y se debe continuar dentro de la cimentación por lo menos la longitud de desarrollo de la barra más gruesa en compresión.

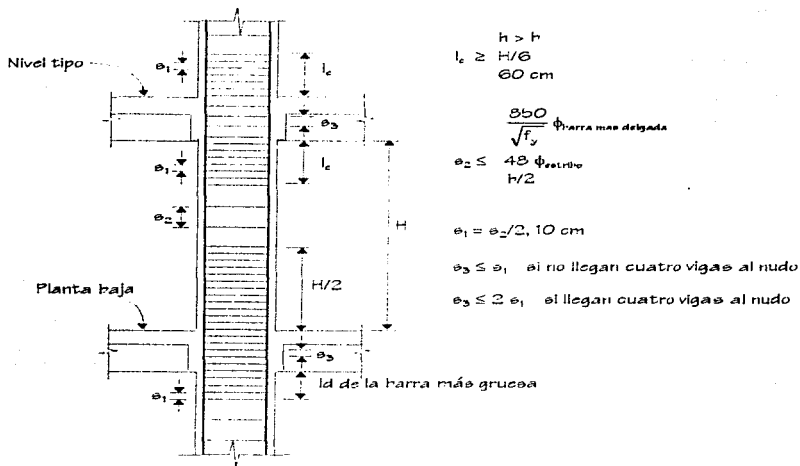


Fig 1.18.- Requisitos de refuerzo para columnas

En cada dirección de la sección de la columna, en los extremos de longitud l_e , se debe tener por lo menos un área de acero A_{e_h} :

$$A_{e_h} \geq 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} b h_c$$

ó

$$A_{e_h} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} b h_c$$

donde:

A_{e_h} - Suma de áreas de estribos y grapas

A_g - Área transversal de la columna

A_c - Área transversal del núcleo, hasta la orilla del refuerzo transversal

e - Separación del refuerzo transversal

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

El refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos (ver fig 1.19), con diámetro mínimo de 0.95 cm (# 3), y deben rematar en una esquina con dobleses de 135° , seguidos de tramos rectos de por lo menos 10 diámetros de largo. Se puede complementar con grapas del mismo diámetro que los estribos, espaciadas y rematadas en la misma forma.

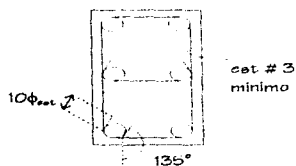


Fig 1.19.- Detalles del refuerzo transversal en columnas

La separación máxima del refuerzo transversal debe ser menor o igual que la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento y de 10 cm.

Por otro lado, la distancia centro a centro, transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos debe ser menor de 45 cm, y entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos menor de 25 cm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión no debe exceder de 45 cm.

⇒ Refuerzo en zonas convencionales

En el resto de la columna, el refuerzo transversal debe cumplir con los requisitos de la sección 4.2 (ref 3), a saber:

El refuerzo transversal de toda columna no debe ser menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, según el caso.

El pandeo de las barras o paquetes de barras longitudinales se debe restringir con estribos o zunchos, con separación menor de $350/\sqrt{f_c}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete, 48 diámetros de la barra del estribo, ni que la mitad de la menor dimensión transversal de la columna.

La separación máxima de estribos se debe reducir a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de la altura libre, ni que 60 cm, arriba y abajo de cada unión de columna con trabe o losas.

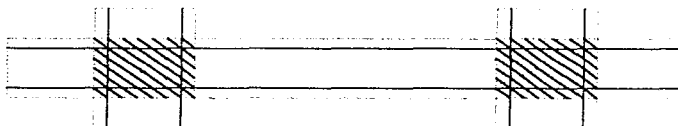
- Requisitos para fuerza cortante

Los elementos sujetos a flexocompresión se deben dimensionar para que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas en las vigas. Se pueden dimensionar por fuerza cortante a partir de las acciones últimas del análisis estructural convencional, usando $F_R = 0.5$.

En elementos a flexocompresión en que la fuerza axial de diseño, incluyendo efectos sísmicos, sea menor que $\frac{A_g F'_c}{20}$, al calcular el refuerzo para fuerza cortante, si la fuerza cortante de diseño causada por sismo es mayor que la mitad de la fuerza cortante última actuante total, se desprecia la contribución al cortante del concreto. El refuerzo por tensión diagonal consiste en estribos cerrados de una pieza de número mayor al 3 y con $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$.

1.10.4. Uniónes viga-columna

La unión viga-columna es el nudo formado por estos elementos, perteneciente a ambos (ver fig 1.20).



Uniónes Viga-Columna

Fig 1.20.- Unión Viga-Columna

Las fallas en uniones viga-columna son frecuentes y presentan un comportamiento generalmente frágil por tensión diagonal, por lo que es necesario diseñar estas uniones para que tengan una resistencia superior a los miembros que conectan, de tal forma que éstos puedan desarrollar toda su capacidad.

- Requisitos generales

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por cortante de una unión se determinan suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión es $1.25 f_c$. El refuerzo longitudinal de todas las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna. Una unión viga-columna (nudo) es la parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

- Refuerzo transversal

En un nudo se debe proporcionar el refuerzo transversal mínimo especificado para miembros a flexocompresión, igual que para la zona confinada de longitud " l_n ". Por otro lado, si el nudo está confinado por cuatro traveses que llegan a él y el ancho de cada una es por lo menos igual a tres cuartas partes del ancho respectivo de la columna, se puede usar la mitad de este refuerzo transversal mínimo.

- Resistencia a fuerza cortante

Se puede revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se debe calcular en un plano horizontal a media altura del nudo.

La resistencia de diseño a fuerza cortante está dada por:

- En nudos confinados
$$V = 4.5F_c \sqrt{f_c'} (b_e h)$$

- En otros nudos
$$V = 5.5F_c \sqrt{f_c'} (b_e h)$$

donde:

- b_e - Ancho efectivo del nudo (promedio del ancho de la o las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, pero no mayor que el ancho de la o las vigas más h)
- h - Dimensión transversal de la columna en la dirección de la fuerza

- Anclaje del refuerzo longitudinal

En vigas, toda barra de refuerzo longitudinal que termine en un nudo se debe prolongar hasta la cara del núcleo de la columna y rematarse con un doblar a 90° seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros (ver fig 1.21). La sección crítica para revisar el anclaje es el plano externo del núcleo de la columna.

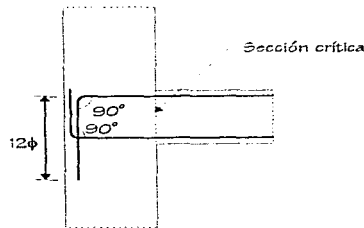


Fig 1.21.- Anclaje de barras longitudinales en nudos extremos

Para evitar que se presenten fallas por adherencia en las barras longitudinales, los diámetros de éstas que paean rectos a través de un nudo se deben seleccionar para que cumplan las siguientes relaciones:

$$h_{\text{columna}} / d_{\text{viga}} \geq 20$$

$$h_{\text{viga}} / d_{\text{columna}} \geq 20$$

donde:

h_{columna} - Dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de viga consideradas

h_{viga} - Peralte de la viga

Si en la columna superior del nudo se cumple que $\frac{P_u}{A_g f_c'} \geq 0.3$, se puede tener:

$$h_{\text{viga}} / d_{\text{columna}} \geq 15$$

1.11. Conker: Post-processor de diseño de estructuras de concreto reforzado

El CONKER es un post-processor para diseñar elementos de concreto reforzado a partir de un análisis tridimensional estático y/o dinámico realizado con el programa ETABS.

Este post-processor considera las diferentes condiciones de carga, y diseña para la combinación crítica; permite diseñar los elementos de concreto de acuerdo a tres diferentes reglamentos (ACI 318-88, CAN3-A23.2-M84, UBC91). Maneja los siguientes sistemas de unidades: sistema inglés (pulgada-kip-segundo), sistema métrico MKS (metro-kilogramo fuerza-segundo) y el sistema internacional (metro-kiloNewton-segundo).

Las secciones transversales de diseño pueden ser cuadradas, rectangulares y circulares. Se pueden manejar tres condiciones de diseño, dependiendo del área de riesgo sísmico: se deben satisfacer requisitos especiales cuando se diseña en una zona de alto riesgo sísmico; para estructuras desplantadas en zona de riesgo sísmico moderado, se debe cumplir con requisitos que garanticen el trabajo adecuado de los marcos resistentes; y, finalmente, los requisitos generales normales para las estructuras donde el riesgo sísmico no existe o es mínimo.

El programa permite considerar los factores de reducción de resistencia del código, así como tomarlos igual a la unidad. Para columnas, el CONKER calcula el acero longitudinal requerido o cuando éste se especifica como dato, se lo revisa. Para revisar la capacidad biaxial de la columna, el programa genera una

superficie de interacción para cada miembro. Durante el proceso se toman en cuenta los efectos de esbeltez, considerando los factores de amplificación de los momentos flexionantes como lo especifica el código. También diseña el área de acero transversal necesario en columnas.

Los elementos tipo viga se diseñan por flexión y cortante a lo largo de su claro, en cinco secciones de la longitud (extremos y a cada $L/4$ partes iguales). Se pueden tener secciones rectangulares o T. Además se revisan por cortante las uniones viga-columna.

En el diseño de marcos dúctiles, la revisión al cortante en columnas, vigas, y uniones viga-columna se basa en la capacidad probable del momento en la sección. El programa revisa la relación de la capacidad del momento flexionante de la viga con respecto de la capacidad de momento en la columna, así como en la intersección viga-columna, con el fin de evitar fallas frágiles.

El programa CONKER constituye una herramienta valiosa para agilizar el diseño de los elementos estructurales. En este trabajo se empleó para determinar las áreas de acero longitudinal en vigas y columnas, y se comparó con los cálculos realizados en forma manual. Cabe señalar que en los cálculos manuales se aplicó el SDF-97 y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, mientras que los diseños del CONKER se basaron en el reglamento del ACI-88. Se llega a resultados similares para fines prácticos.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.1. Descripción de las estructuras

El objetivo de este trabajo es determinar y comparar el comportamiento sísmico elástico e inelástico de dos edificios de 7 y 17 niveles a base de marcos, desplantados en zonas de transición y compresible del Valle de México, y diseñados con el RDF-93 y sus NTC correspondientes.

Ambas estructuras tienen las mismas características, difiriendo únicamente en el número de niveles, a saber:

- Son estructuras formadas por marcos de concreto reforzado con elementos sísmorresistentes (columnas y traveses). El sistema de piso será formado por losas macizas coladas monolíticamente con las vigas.
 - Ambos edificios tienen la misma forma cuadrada (ver fig 2.1): tienen en las direcciones X y Y tres claros de 3 m. Cuentan con vigas secundarias en la dirección X, a la mitad de los claros. La planta es tipo para todos los niveles.
-

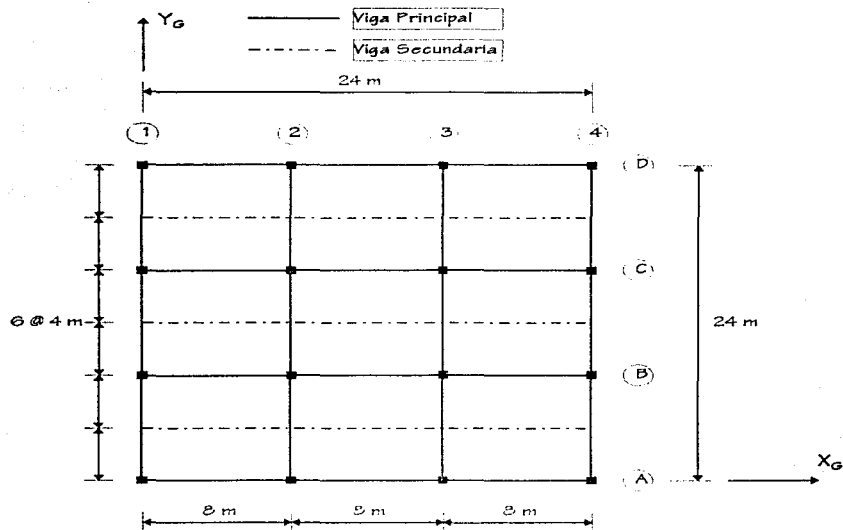


Fig 2.1.- Planta tipo, estructuras de 7 y 17 niveles

La fig 2.2 muestra, esquemáticamente, la elevación del edificio de 7 niveles. Los entrepisos tienen una altura de 4.5 m en el nivel 1, y de 3.5 m en los niveles 2 a 7.

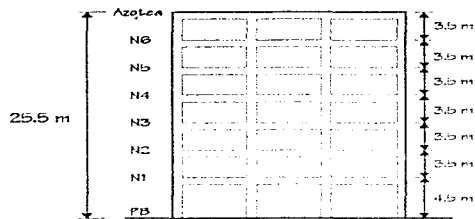


Fig 2.2.- Elevación, estructura de 7 niveles

La fig 2.3 presenta una elevación del edificio de 17 niveles. Las alturas de los entrepisos son de 4.5 m en el nivel 1, y de 3.5 m en los niveles 2 a 17.

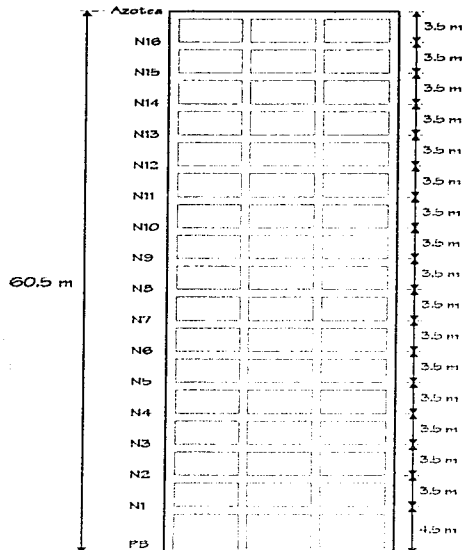


Fig 2.3.- Elevación, estructura de 17 niveles

2.2. Características del programa ETABS-90

- Generalidades

El ETABS-90 (Extended Three dimensional Analysis of Building System) es un programa de cómputo para análisis tridimensional de edificios, suponiendo un comportamiento elástico lineal.

Permite realizar un análisis estructural rápido y fácil de edificios de geometría simple, como las estructuras que se estudian en este trabajo. Otras ventajas que ofrece son la facilidad para generar información y el uso de post-procesadores de graficación de datos y resultados que hacen posible visualizar el comportamiento de la estructura.

Con el ETABS, la estructura se modela como un ensamblaje de marcos verticales y muros de cortante interconectados por sistemas de piso, que se suponen diafragmas infinitamente rígidos en su plano.

El sistema estructural puede estar formado por vigas, columnas, diagonales y paneles. Considera los efectos de las deformaciones por flexión, por cortante y axiales. El programa admite cargas verticales y laterales, y maneja combinaciones de cargas. Puede realizar análisis del tipo estático, dinámico modal espectral, y dinámico paso a paso con acelerogramas.

Los resultados proporcionados son: periodos y configuraciones modales, factores de participación, desplazamientos, distorsiones y elementos mecánicos en miembros estructurales.

- Preparación de datos

Se deben definir los elementos del sistema estructural (columnas, traveses, diagonales y paneles), así como su localización. Es necesario contar con un croquis de la planta o plantas del edificio, seleccionar un sistema de ejes globales, e indicar las líneas de columnas y las crujeas (conectividad entre dos líneas de columnas). Se pueden tener columnas ficticias para obtener elementos mecánicos en puntos adicionales de interés y/o modelar condiciones estructurales especiales.

Se deben definir las dimensiones de la estructura en general (alturas de entrepisos y claros entre columnas), y de los elementos estructurales en particular. Posteriormente se establecen los tipos de cargas y sus valores.

Con las dimensiones de los elementos estructurales como dato, se pueden calcular las masas traslacional y rotacional, así como la posición del centro de masa de cada piso. Las masas traslacionales y rotacionales se obtienen con:

$$m_t = \frac{W_i}{g} \quad 2.1$$

$$m_r = m_t \left(\frac{b^2 + d^2}{12} \right) \quad 2.2$$

donde:

m_t - Masa traslacional del nivel "i" ($\text{kg} \cdot \text{e}^2/\text{m}$)

W_i - Peso de cada nivel, que incluye el peso del sistema de piso con carga viva y el peso de los elementos estructurales (vigas principales y secundarias, columnas, diagonales y muros) (kg)

- g - Aceleración de la gravedad (m/s^2)
- m_r - Masa rotacional ($kg \cdot m^2$)
- b - Dimensión longitudinal de la planta (m)
- d - Dimensión transversal de la planta (m)

Se pueden proporcionar las cargas laterales estáticas, que se pueden obtener como se señala en el punto 1.2.2.1. Para análisis dinámico se debe contar con los espectros de diseño; finalmente, se proporcionan las combinaciones de cargas. Los efectos de los pesos propios de los elementos estructurales pueden combinarse con las cargas verticales definidas.

Los archivos de datos se crean en un editor de textos y se preparan en formato libre. Debe haber consistencia en las unidades utilizadas; para utilizar los post-procesadores de diseño de concreto o acero (CONKER o STEELER) se deben asignar las mismas unidades.

2.3. Consideraciones generales

El uso de los dos edificios a estudiar de 7 y 17 niveles es de oficina, grupo B, según el RDF-93.

Se considera que los elementos no estructurales están ligados a cada estructura, por lo que para cumplir el estado límite de servicio, las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso no deben exceder 0.008.

Se adopta un factor de comportamiento sísmico de $Q = 4$ para el diseño de las resistencias, según las especificaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RDF-93) y sus Normas Técnicas Complementarias.

Se revisan las condiciones de regularidad establecidas por las NTC-Sismo que se señalan en la sección 1.6.1; no es necesario reducir el factor de comportamiento sísmico por 0.8, es decir, $Q' = 4$.

Ambas estructuras (7 y 17 niveles) se desplantan en zonas II (transición) y III (compresible), por lo cual se tienen cuatro casos. Cada edificio se analiza bajo la condición de base fija (empotramiento a nivel de planta baja).

En los análisis sísmicos tridimensionales de los edificios se incluyen los efectos P-Δ y los de las cargas gravitacionales (cargas muertas y cargas vivas). Se realizan dos tipos de análisis: para el diseño un

análisis elástico, empleando el método dinámico modal espectral, y para la revisión de la respuesta inelástica un análisis dinámico en el dominio del tiempo, con el registro SCT-EW para los casos de suelo blando, y con el acelerograma VIVE-EW para los casos de zona de transición, ambos de los sismos de 1985.

Los materiales empleados tienen las siguientes características:

Concreto clase I:

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2; E_c = 14,000\sqrt{f_c'} \text{ (kg/cm}^2\text{)}; \nu = 0.2.$$

Acero de refuerzo:

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2; E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Para obtener las cargas y pesos se considera que el uso de los edificios es de oficinas. El espesor de las losas en todos los niveles es de 10 cm, las columnas de sección cuadrada, y las vigas principales y secundarias de sección rectangular.

2.3.1. Modelación de las estructuras

Para diseñar las estructuras se determinó la respuesta elástica ante un análisis dinámico modal espectral; se hizo un análisis sísmico estático para fines comparativos. En esta etapa del trabajo se empleó el programa de análisis sísmico tridimensional ETABS-90, descrito anteriormente.

Se utilizaron los espectros de diseño para las zonas II y III del Distrito Federal, reducidos por el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ (ver figs 1.5 y 1.6).

Para combinar las respuestas máximas modales se utilizó el método CQC (Complete Quadratic Combination), que considera la posibilidad de que se acoplen los modos.

Se verificó que el cortante basal obtenido del análisis dinámico no fuera menor que $0.8aW_0/Q$, por lo tanto no se afectaron los valores de los elementos mecánicos últimos obtenidos del análisis ni los desplazamientos laterales máximos. Sólo se incluyeron los efectos de la torsión accidental, debido a la asimetría de las estructuras de estudio.

También, fueron tomados en cuenta los efectos bidireccionales del sismo (100 por ciento de los efectos del sismo en una dirección y el 30 por ciento de los efectos del sismo en la dirección ortogonal).

2.3.2. Cargas muertas, cargas vivas y pesos por nivel

Los valores del peso propio de los elementos de las cuatro estructuras de interés se presentan en las tablas 2.1 y 2.2. Para el cálculo del peso propio de vigas, se descontaron los 10 cm del peralte de la losa, los cuales se consideraron como peso uniformemente distribuido en el sistema de piso. El peso volumétrico del concreto es tomó como 2400 kg/m^3 . Las dimensiones de vigas y columnas ya son el resultado después de haber revisado el estado límite de servicio, tal que las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso no excedieran 0.006.

Tabla 2.1.- Peso propio de elementos estructurales, edificio de 7 niveles (Zonas II y III)

Elemento Estructural	EDIFICIO DE 7 NIVELES (ZONA II)	EDIFICIO DE 7 NIVELES (ZONA III)
	Peso propio (kg/m)	Peso propio (kg/m)
Vigas Principales	546	588
Vigas Secundarias	432	432
Columnas N1 a N3	1176	1536
Columnas N4 a N5	864	1176
Columnas N6 a N7	600	564

Tabla 2.2.- Peso propio de elementos estructurales, edificio de 17 niveles (Zonas II y III)

Elemento Estructural	EDIFICIO DE 17 NIVELES (ZONA II)	EDIFICIO DE 17 NIVELES (ZONA III)
	Peso propio (kg/m)	Peso propio (kg/m)
Vigas Principales	516	1080
Vigas Secundarias	432	432
Columnas N1 a N5	2804	3750
Columnas N6 a N10	2400	3174
Columnas N11 a N14	1944	2646
Columnas N15 a N17	1536	2166

Las cargas muertas sobre el sistema de piso son las mismas para los cuatro edificios, y se detallan sus cálculos a continuación:

- Planta tipo

Losa de concreto de 10 cm

$$0.1 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}^2$$

Carga muerta adicional por losa

$$20 \text{ kg/m}^2$$

Firme de mortero de cemento de 3 cm

$$0.03 \text{ m} \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 66 \text{ kg/m}^2$$

Carga muerta adicional por firme

$$20 \text{ kg/m}^2$$

Recubrimiento de piso (loseta vinílica)

$$5 \text{ kg/m}^2$$

Instalaciones y plafones

$$35 \text{ kg/m}^2$$

Paredes divisorias

$$100 \text{ kg/m}^2$$

CARGA MUERTA TOTAL EN PLANTA TIPO

$$486 \text{ kg/m}^2$$

- Azotea

Losas de concreto de 10 cm

$$0.1 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}^2$$

Carga muerta adicional por losa

$$20 \text{ kg/m}^2$$

Relleño e impermeabilización

$$150 \text{ kg/m}^2$$

Instalaciones y plafones

$$40 \text{ kg/m}^2$$

CARGA MUERTA TOTAL EN AZOTEA

$$450 \text{ kg/m}^2$$

Las cargas vivas instantáneas (para diseño sísmico) correspondientes a un edificio con uso de oficinas son las siguientes:

- Planta tipo 180 kg/m^2
- Azotea 70 kg/m^2

Las tablas 2.3 y 2.4 muestran las cargas muertas y vivas por unidad de superficie que actúan en los sistemas de piso, para las estructuras analizadas.

Tabla 2.3.- Cargas de sistemas de piso, edificios de 7 niveles (zonas II y III)

NIVEL	AREA (m ²)	CARGA MUERTA (t/m ²)	CARGA VIVA (t/m ²)	CARGA TOTAL (t/m ²)
N7	576	0.450	0.070	0.520
N1 a N6	576	0.486	0.180	0.666

Tabla 2.4.- Cargas de sistemas de piso, edificios de 17 niveles (zonas II y III)

NIVEL	AREA (m ²)	CARGA MUERTA (t/m ²)	CARGA VIVA (t/m ²)	CARGA TOTAL (t/m ²)
N17	576	0.450	0.070	0.520
N1 a N16	576	0.486	0.180	0.666

Los pesos por nivel de los cuatro edificios, incluyendo el sistema de piso, trabea (principales y secundarias) y columnas se tienen en las tablas 2.5 a 2.8.

Tabla 2.5.- Pesos por nivel, edificio de 7 niveles deapantado en zona II

NIVEL	AREA (m ²)	SISTEMA DE PISO (t)	VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS (t)	COLUMNAS (t)	TOTAL (t)
N7	576	293.52	135.94	16.80	452.26
N6	576	383.62	135.94	33.60	553.16
N5	576	383.62	135.94	40.39	560.55
N4	576	383.62	135.94	48.39	567.94
N3	576	383.62	135.94	57.12	576.69
N2	576	383.62	135.94	65.86	585.42
N1	576	383.62	135.94	75.26	594.82

Tabla 2.6.- Pesos por nivel, edificio de 7 niveles desplazado en zona III

NIVEL	AREA (m ²)	SISTEMA DE PISO (t)	VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS (t)	COLUMNAS (t)	TOTAL (t)
N7	576	299.52	144.00	24.19	467.71
N6	576	383.62	144.00	48.39	576.00
N5	576	383.62	144.00	57.12	584.74
N4	576	383.62	144.00	65.86	593.48
N3	576	383.62	144.00	75.94	603.56
N2	576	383.62	144.00	86.02	613.64
N1	576	383.62	144.00	96.30	625.92

Tabla 2.7.- Pesos por nivel, edificio de 17 niveles desplazado en zona II

NIVEL	AREA (m ²)	SISTEMA DE PISO (t)	VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS (t)	COLUMNAS (t)	TOTAL (t)
N17	576	299.52	187.79	43.01	530.31
N16	576	383.62	187.79	86.02	657.42
N15	576	383.62	187.79	86.02	657.42
N14	576	383.62	187.79	97.44	669.94
N13	576	383.62	187.79	109.86	680.26
N12	576	383.62	187.79	109.86	680.26
N11	576	383.62	187.79	109.86	680.26
N10	576	383.62	187.79	121.63	693.03
N9	576	383.62	187.79	134.40	705.80
N8	576	383.62	187.79	134.40	705.80
N7	576	383.62	187.79	134.40	705.80
N6	576	383.62	187.79	134.40	705.80
N5	576	383.62	187.79	148.51	719.91
N4	576	383.62	187.79	162.62	734.02
N3	576	383.62	187.79	162.62	734.02
N2	576	383.62	187.79	162.62	734.02
N1	576	383.62	187.79	195.86	757.26

Tabla 2.8.- Pesos por nivel, edificio de 17 niveles desplazado en zona III

NIVEL	AREA (m ²)	SISTEMA DE PISO (t)	VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS (t)	COLUMNAS (t)	TOTAL (t)
N17	576	299,52	239,46	60,65	599,63
N16	576	393,62	239,46	121,30	743,38
N15	576	393,62	239,46	121,30	743,39
N14	576	393,62	239,46	134,74	756,82
N13	576	393,62	239,46	149,19	770,26
N12	576	393,62	239,46	149,19	770,26
N11	576	393,62	239,46	149,19	770,26
N10	576	393,62	239,46	163,96	795,04
N9	576	393,62	239,46	177,74	799,82
N8	576	393,62	239,46	177,74	799,82
N7	576	393,62	239,46	177,74	799,82
N6	576	393,62	239,46	177,74	799,82
N5	576	393,62	239,46	193,87	815,95
N4	576	393,62	239,46	210,00	832,08
N3	576	393,62	239,46	210,00	832,08
N2	576	393,62	239,46	210,00	832,08
N1	576	393,62	239,46	240,00	862,08

2.4. Análisis sísmicos elásticos y diseños de los armados de refuerzo

Se presentan en este apartado las respuestas sísmicas de diseño de las estructuras de 7 y 17 niveles desplazadas en zonas II y III. Las respuestas se obtuvieron de un análisis modal espectral tridimensional, verificando que las estructuras cumplieran con los estados límite de servicio (deformaciones laterales) y de falla (resistencia) establecidos por el RDE-93.

Como ya se ha señalado, para cumplir con el estado límite de servicio se consideró que los elementos no-estructurales van a estar ligados a la estructura principal, tal que se tuvo que se satisficiera la siguiente relación:

$$\frac{\delta_i}{h_i} \leq 0,006 \quad 2.5$$

donde:

δ_i - Desplazamiento lateral relativo

h_i - Altura de entrepiso

Se tuvieron que realizar varios tanteos para llegar a que la relación máxima desplazamiento relativo entre altura de entrepiso no fuera mayor que el límite establecido. En estos tanteos se modificaron las dimensiones de los elementos estructurales, así como las masas traslacionales y rotacionales.

Con las dimensiones de los elementos estructurales obtenidas, se verificó el estado límite de falla (resistencia); es decir, se calcularon las cuantías de acero de refuerzo y se revisó si era necesario modificar las dimensiones. En todos los casos de las estructuras de este trabajo, las dimensiones con que se cumplió el estado límite de servicio satisficieron también el estado límite de falla.

En el diseño de los elementos estructurales (vigas y columnas) se utilizaron los requisitos generales que a este respecto establecen las NTC-Concreto, así como las especificaciones para marcos dúctiles, que se comentaron en el capítulo anterior.

Las tablas 2.9 y 2.10 muestran las dimensiones resultantes de los elementos estructurales de los edificios de 7 y 17 niveles, respectivamente.

Tabla 2.9.- Dimensiones de elementos estructurales, edificio de 7 niveles (Zonas II y III)

Elemento Estructural	EDIFICIO DE 7 NIVELES (ZONA II)	EDIFICIO DE 7 NIVELES (ZONA III)
	Dimensiones (cm)	Dimensiones (cm)
Vigas Principales	35 x 75	35 x 90
Vigas Secundarias	30 x 70	30 x 70
Columnas N1 a N3	70 x 70	80 x 90
Columnas N4 a N5	60 x 60	70 x 70
Columnas N6 a N7	50 x 50	60 x 60

Tabla 2.10.- Dimensiones de elementos estructurales, edificio de 17 niveles (Zonas II y III)

Elemento Estructural	EDIFICIO DE 17 NIVELES (ZONA II)	EDIFICIO DE 17 NIVELES (ZONA III)
	Dimensiones (cm)	Dimensiones (cm)
Vigas Principales	40 x 95	50 x 100
Vigas Secundarias	30 x 70	30 x 70
Columnas N1 a N5	110 x 110	125 x 125
Columnas N6 a N10	100 x 100	115 x 115
Columnas N11 a N14	90 x 90	105 x 105
Columnas N15 a N17	80 x 80	95 x 95

2.4.1. Edificio de 7 niveles

La fig 2.4 muestra el modelo matemático tridimensional de la estructura; la fig 2.5 presenta un corte del eje del marco 2 (interior), que es para el que se calculará posteriormente la respuesta sísmica inelástica. La planta del edificio se tiene en la fig 2.6; en esta figura se pueden observar el número de las líneas de columnas y de las crujeas del modelo estructural analizado.

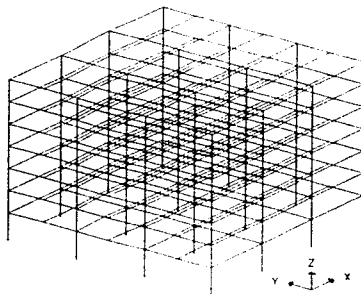


Fig 2.4.- Modelo matemático en ETABS de las estructuras de 7 niveles

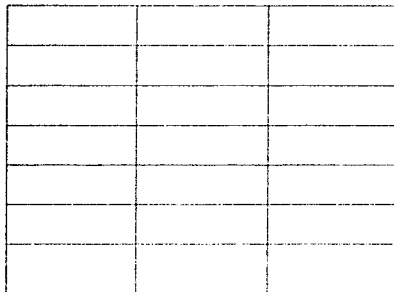


Fig 2.5.- Eje 2, edificios de 7 niveles

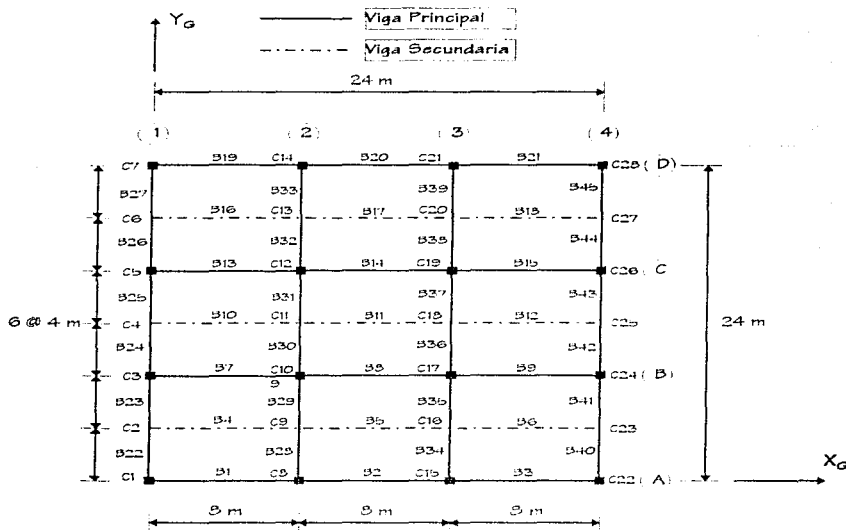


Fig 2.6.- Planta tipo de la estructura con ubicación de vigas y columnas

Conocidas las dimensiones de vigas y columnas, después de haber cumplido con el nivel permisible de deformaciones laterales, posteriormente se realizaron los análisis sísmicos dinámicos definitivos. Enseguida se presentan los resultados principales.

2.4.1.1. Periodos de vibración

La tabla 2.11 muestra los periodos de los tres primeros modos de vibración de la estructura de 7 niveles diseñada en zona de transición y en suelo compresible. Los valores presentados ya incluyen la revisión ante los estados límite de servicio y de falla; se incluye el porcentaje de masa modal efectiva para identificar la dirección dominante de cada uno de ellos.

Los valores de los periodos de las estructuras en las direcciones "X" y "Y" son prácticamente iguales, con periodos fundamentales de 1.07 s en zona II y 0.93 s en zona III. Los edificios resultan ligeramente más rígidos (periodo de vibración menor) en la dirección "X", que es en la que se tienen las vigas secundarias. Los

tres primeros modos participan aproximadamente con el 97 por ciento de la respuesta total de cada estructura.

El edificio diseñado para zona II, como era de esperarse, resulta poco más flexible que el diseñado en zona III, ya que en este último se tienen ordenadas espectrales mayores, al revisar ante el mismo nivel permisible de deformaciones laterales.

Tabla 2.11.- Periodos de vibración, estructuras de 7 niveles

DIRECCIÓN	MODO	PERIODOS DE VIBRACIÓN, T_1 (s)	
		Diseño para Zona II	Diseño para Zona III
X	1	1.053 * (23.00)	0.915 * (22.58)
	2	0.355 * (10.52)	0.302 * (10.52)
	3	0.201 * (3.55)	0.186 * (3.71)
Y	1	1.074 * (23.29)	0.932 * (22.46)
	2	0.365 * (10.53)	0.307 * (10.61)
	3	0.204 * (3.55)	0.189 * (3.75)
Z	1	0.904 * (23.11)	0.698 * (22.71)
	2	0.276 * (10.37)	0.232 * (10.44)
	3	0.195 * (3.57)	0.129 * (3.71)

* Resultados con los que se cumplió el estado límite de servicio y el estado límite de falla

() Masa modal efectiva, %

Las figs 2.7 a 2.9 muestran las deformadas en planta y elevación de los primeros modos de vibrar de la estructura desplantada en zona II, direcciones "Y" y "Z". Las figs 2.10 a 2.12 tienen resultados similares para el edificio desplantado en zona III.

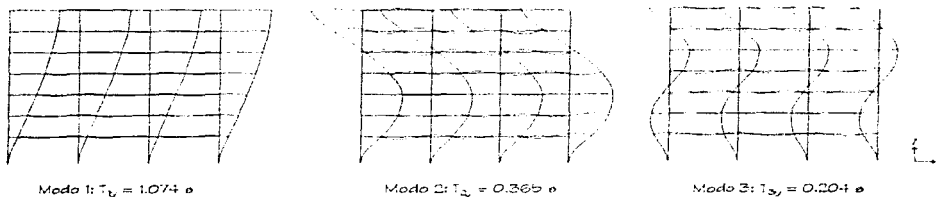
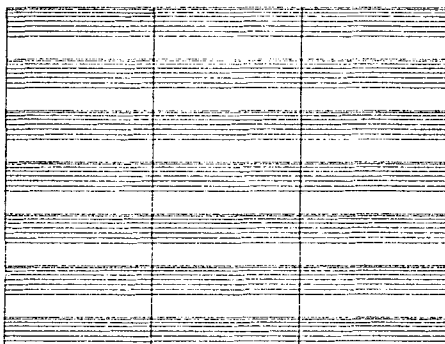
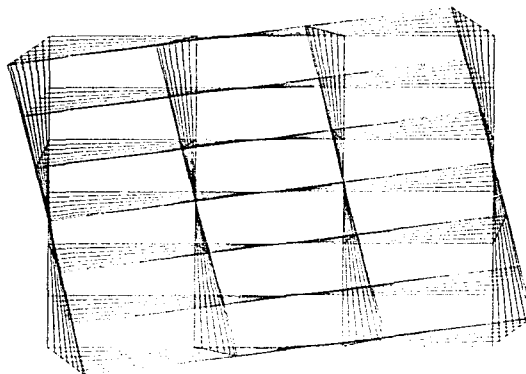


Fig 2.7.- Vista en elevación de las formas modales en dirección "Y", estructura de 7 niveles diseñada en zona II



Modo 1: $T_y = 1.074 s$

Fig 2.8.- Vista en planta del modo fundamental de vibración en dirección "Y" (similar en la dirección "X"), estructura de 7 niveles diseñada en zona II



Modo 1: $T_z = 0.804 s$

Fig 2.9.- Vista en planta del modo fundamental de vibración en dirección "Z", estructura de 7 niveles diseñada en zona II

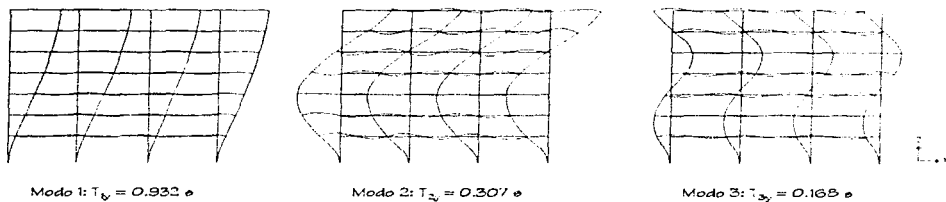


Fig 2.10.- Vista en elevación de las formas modales en dirección "Y", estructura de 7 niveles diseñada en zona III

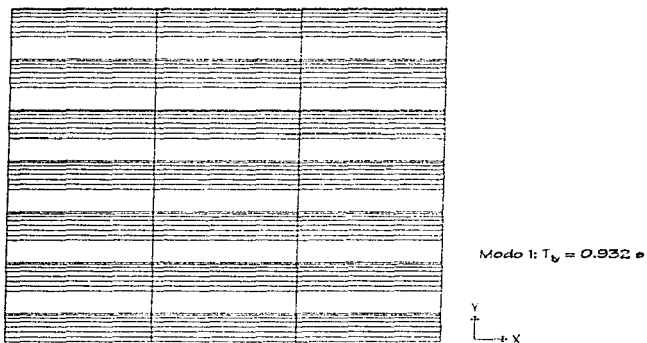


Fig 2.11.- Vista en planta del modo fundamental de vibración en dirección "Y" (similar en la dirección "X"), estructura de 7 niveles diseñada en zona III

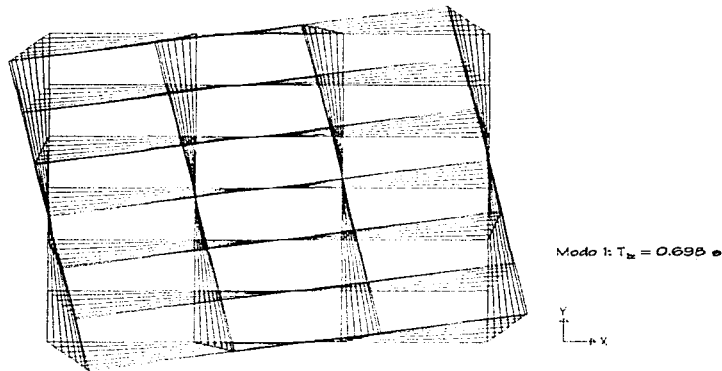


Fig 2.12.- Vista en planta del modo fundamental de vibración en dirección "Z", estructura de 7 niveles diseñada en zona III

2.4.1.2. Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, δ_i/h_i

La tabla 2.12 muestra los valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso para la estructura diseñada con el espectro de zona II, y posteriormente sometida ante el espectro de zona III, para fines comparativos. Las figs 2.13 y 2.14 tienen las relaciones δ_i/h_i en elevación de todos los entrepisos, siem en direcciones X y Y, respectivamente. Los resultados ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, ya que el análisis sísmico modal se hizo con los espectros reducidos por dicho factor, como se especifica en el RDF-93. Se tienen además los resultados del método estático con fines de comparación.

Se puede observar que la estructura es más flexible en dirección "Y" puesto que en esta dirección las relaciones δ_i/h_i son mayores que en dirección "X". Además los valores obtenidos con el método estático son mayores que con el método dinámico y fue con este último con el que se verificó que no excedieran el nivel permisible de 0.006.

Como es lógico, al someter la estructura diseñada para zona de transición al espectro de suelo blando, se incrementan las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso. Este incremento es aproximadamente de un 25 por ciento.

Tabla 2.12.- Valores máximos dinámicos y estáticos de relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso de la estructura diseñada con espectro de zona II y excitada con el espectro de zona III, siemo en direcciones X y Y

ESPECTRO	DIRECCIÓN	ANÁLISIS	$(\delta_i/h_i)_{max}$	ENTREPISO
Zona II (diseño)	X	Estático	0.00712	N2-N1
		Dinámico	0.00596	N2-N1
	Y	Estático	0.00744	N2-N1
		Dinámico	0.00620	N2-N1
Zona III	X	Estático	0.00892	N2-N1
		Dinámico	0.00744	N2-N1
	Y	Estático	0.00928	N2-N1
		Dinámico	0.00776	N2-N1

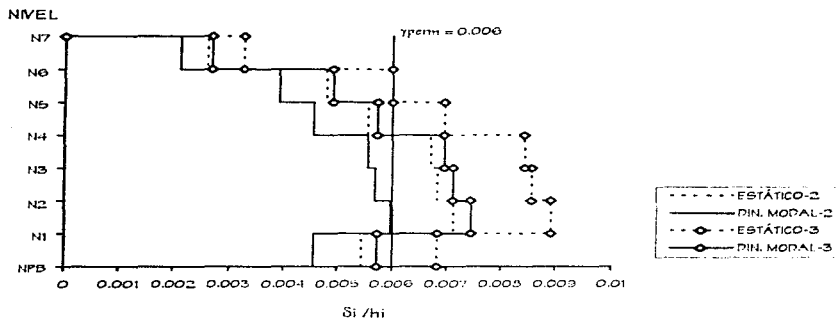


Fig 2.13.- Comparación de relaciones δ_i/h_i (siemo dirección "X") de edificio diseñado en zona II y además ante los efectos sísmicos del espectro de zona III

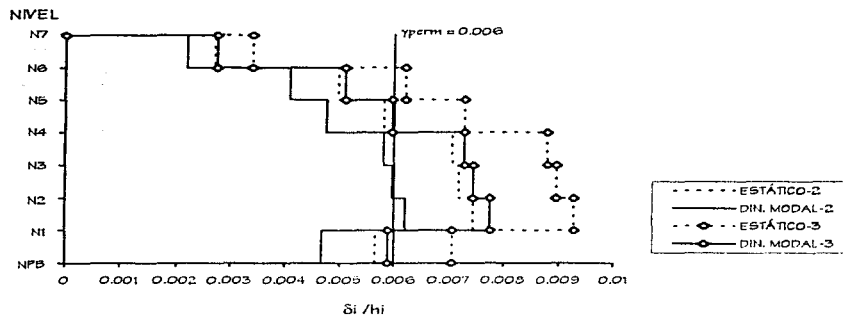


Fig 2.14.- Comparación de relaciones δ_i/h_i (eje en dirección "Y") de edificio diseñado en zona II y además ante los efectos sísmicos del espectro de zona III

La tabla 2.13 presenta los valores máximos de las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso para la estructura diseñada con el espectro de zona III, y también ante el espectro de zona II. Las figs 2.15 y 2.16 muestran las relaciones δ_i/h_i para todos los entrepisos, eje en direcciones X y Y, respectivamente.

La estructura es ligeramente más flexible en dirección "Y"; con el método estático los valores de δ_i/h_i son mayores, con respecto de los del dinámico. Como era de esperarse, la estructura diseñada para euso compresible y sometida posteriormente ante el espectro de zona de transición, presenta relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso menores. La reducción es de alrededor de 20 por ciento, lo cual es congruente por las diferencias que hay en las ordenadas espectrales respectivas.

Tabla 2.13.- Valores máximos dinámicos y estáticos de relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, estructura diseñada con espectro de zona III y excitada también con el espectro de zona II

ESPECTRO	DIRECCIÓN	ANÁLISIS	$(\delta_i/h_i)_{max}$	ENTREPISO
Zona III (diseño)	X	Estático	0.00688	N2-N1
		Dinámico	0.00672	N2-N1
	Y	Estático	0.00712	N2-N1
		Dinámico	0.00692	N2-N1
Zona II	X	Estático	0.00548	N2-N1
		Dinámico	0.00456	N2-N1
	Y	Estático	0.00568	N2-N1
		Dinámico	0.00472	N2-N1

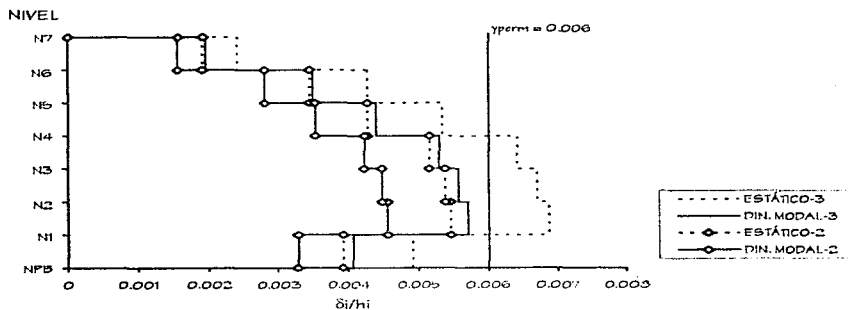


Fig 2.15.- Comparación de relaciones δ_i/h_i (ejeo dirección "X") de edificio diseñado en zona III y además ante los efectos sísmicos del espectro de zona II

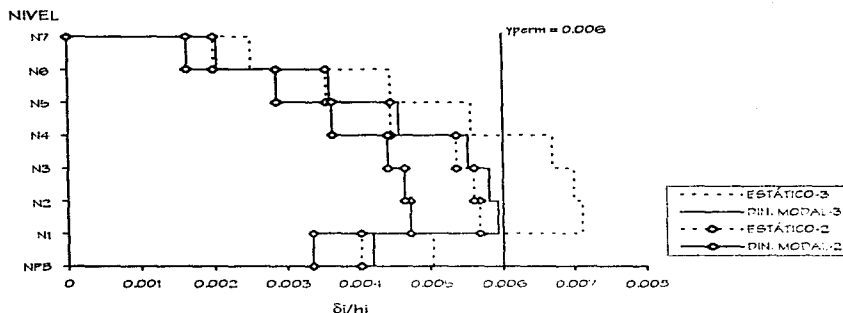


Fig 2.16.- Comparación de relaciones δ_i/h_i (eje horizontal) de edificio diseñado en zona III y además ante los efectos sísmicos del espectro de zona II.

2.4.1.3. Desplazamientos horizontales máximos totales

Los desplazamientos horizontales máximos de piso (estáticos y dinámicos), eje en direcciones "X" y "Y", del edificio diseñado para zona de transición, y después sometido al espectro de suelo compresible se muestran en las figs 2.17 y 2.18. En tabla 2.14 tienen únicamente los desplazamientos horizontales máximos de azotea. Todos los valores ya están afectados por el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$.

Tabla 2.14.- Desplazamientos horizontales máximos en azotea, estructura diseñada con espectro de zona II y ante la acción sísmica de zona III

ESPECTRO	DIRECCIÓN	ANÁLISIS	Δ_{max} (cm)
Zona II (diseño)	X	Estático	14.24
		Dinámico	11.68
	Y	Estático	14.84
		Dinámico	12.16
Zona III	X	Estático	17.80
		Dinámico	14.60
	Y	Estático	18.56
		Dinámico	15.20

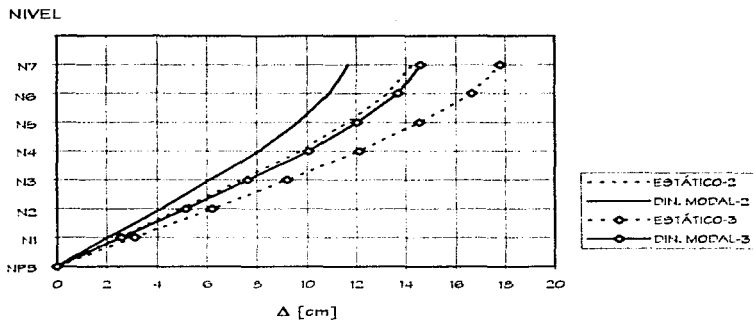


Fig 2.17.- Comparación de desplazamientos máximos dinámicos y estáticos (eje dirección "X") del edificio diseñado en zona II, y además ante los efectos del espectro de zona III

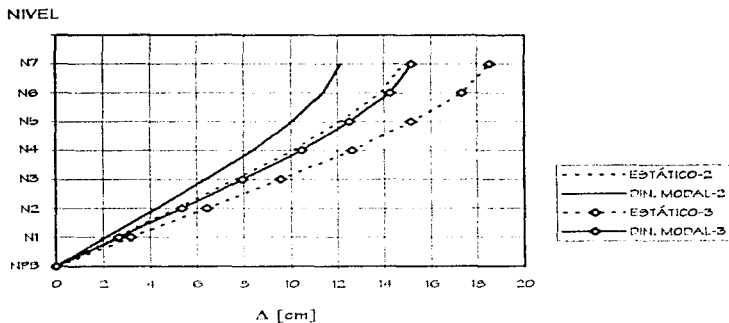


Fig 2.18.- Comparación de desplazamientos máximos dinámicos y estáticos (eje dirección "Y") del edificio diseñado en zona II, y además ante los efectos del espectro de zona III

Las figs 2.19 y 2.20 muestran los desplazamientos horizontales máximos totales (estáticos y dinámicos), siemo en direcciones "X" y "Y", respectivamente, para el edificio diseñado con el espectro de zona III. Para fines comparativos se incluyen los resultados del análisis del mismo edificio, pero ahora ante las fuerzas del espectro de zona II. Los desplazamientos horizontales máximos de azotea correspondientes se encuentran en la tabla 2.15.

Tabla 2.15.- Desplazamientos horizontales máximos en azotea, estructura diseñada con espectro de zona III y ante la acción sísmica de zona II

ESPECTRO	DIRECCIÓN	ANÁLISIS	Δ_{max} (cm)
Zona III (diseño)	X	Estático	13.47
		Dinámico	11.00
	Y	Estático	13.92
		Dinámico	11.40
Zona II	X	Estático	10.76
		Dinámico	9.50
	Y	Estático	11.16
		Dinámico	9.12

NIVEL

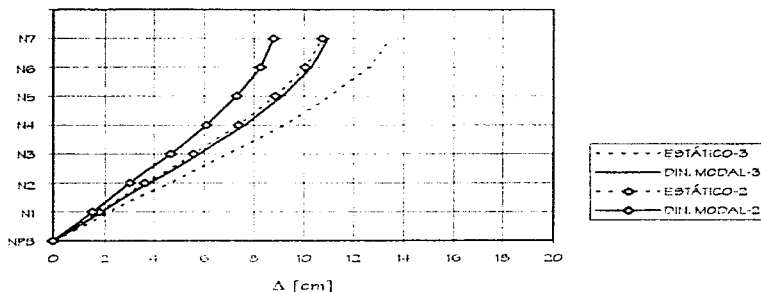


Fig 2.19.- Comparación de desplazamientos máximos dinámicos y estáticos (siemo dirección "X") del edificio diseñado en zona III, y además ante los efectos del espectro de zona II

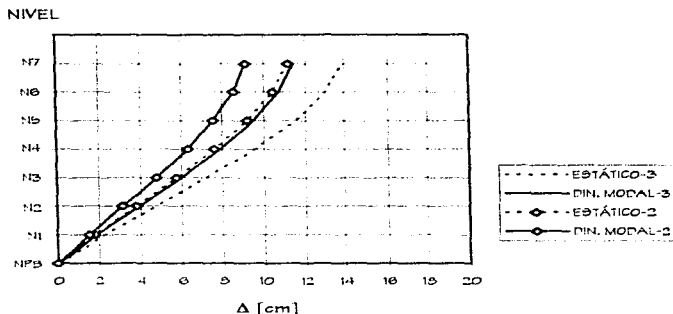


Fig. 2.20.- Comparación de desplazamientos máximos dinámicos y estáticos (eje dirección "Y") del edificio diseñado en zona II, y además ante los efectos del espectro de zona III.

2.4.1.4. Fuerzas cortantes de entrepiso

La tabla 2.16 presenta las fuerzas cortantes máximas dinámicas y estáticas, y las figs 2.21 y 2.22 la distribución en elevación de las fuerzas cortantes, de la estructura desplazada en zona II, sismo actuando en las direcciones "X" y "Y". No hubo necesidad de ajustar los valores por cortante basal; la revisión por este concepto se hace en el siguiente apartado. En dicha tabla también se tienen las fuerzas como resultado de excitar a la estructura con el espectro de zona III.

Las fuerzas cortantes de entrepiso son ligeramente mayores para el sismo en dirección "X". Al aplicar el espectro de suelo compatible al edificio diseñado para zona de transición, lógicamente hay un incremento en los valores de las fuerzas cortantes, siendo éste de 25 por ciento, aproximadamente, de acuerdo a las diferencias en las ordenadas espectrales para ambos tipos de suelos.

Tabla 2.16.- Fuerzas cortantes máximas de entrepiso de la estructura diseñada con espectro de zona II, y además excitada por el espectro de zona III:

ESPECTRO	DIRECCIÓN	ANÁLISIS	V _{max} (t)
Zona II (diseño)	X	Estático	311.26
		Dinámico	261.00
	Y	Estático	311.26
		Dinámico	260.66
Zona III	X	Estático	329.19
		Dinámico	326.35
	Y	Estático	329.19
		Dinámico	325.83

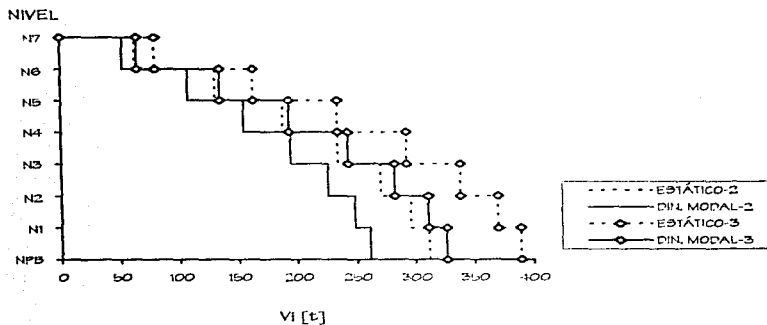


Fig 2.21.- Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso (sobre dirección "X") del edificio diseñado en zona II, y ante los efectos sísmicos del espectro de zona III

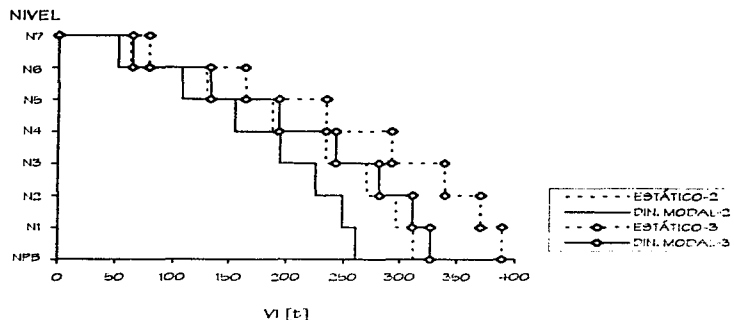


Fig 2.22.- Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso (eje dirección "Y") del edificio diseñado en zona II, y ante los efectos sísmicos del espectro de zona III

La tabla 2.17 muestra las fuerzas cortantes máximas dinámicas y estáticas, y las figs 2.23 y 2.24 la distribución en elevación, del edificio desplazado en zona III, siempre actuando en ambas direcciones. Tampoco se tuvieron que ajustar los valores por cortante hasta esta revisión se realiza en el siguiente apartado. En esta tabla, también se tienen las fuerzas resultantes después de someter a esta estructura ante los efectos sísmicos de la zona II, para fines comparativos.

Las fuerzas cortantes de entrepiso son ligeramente mayores para el sismo en dirección "X". Al someter a la estructura diseñada para suelo II al espectro de zona de transición, hay una reducción de 20 por ciento en los valores de las fuerzas cortantes, lo que concuerda con las diferencias en los espectros de ambas zonas.

Tabla 2.17.- Fuerzas cortantes máximas de entrepiso de la estructura diseñada con espectro de zona III, y además excitada por el espectro de zona II

ESPECTRO	DIRECCIÓN	ANÁLISIS	V_{max} (t)
Zona III (diseño)	X	Estático	406.50
		Dinámico	339.21
	Y	Estático	406.50
		Dinámico	338.76
Zona II	X	Estático	325.20
		Dinámico	271.37
	Y	Estático	325.20
		Dinámico	271.01

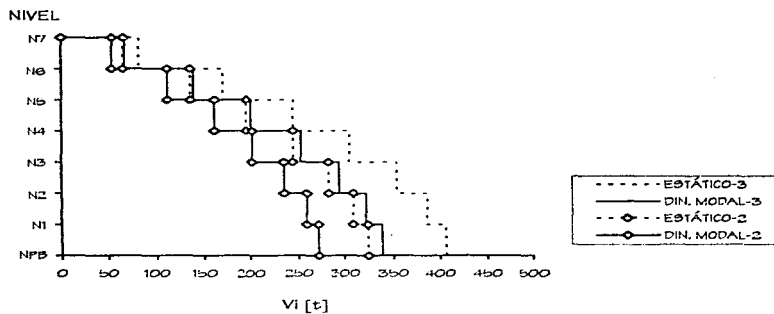


Fig 2.23.- Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso (siento dirección "X") del edificio diseñado en zona III, y ante los efectos sísmicos del espectro de zona II

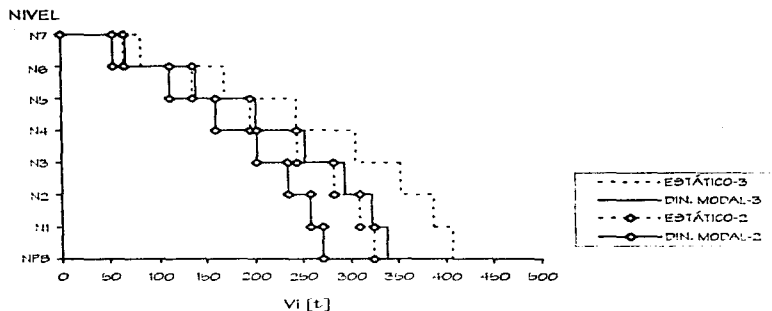


Fig. 2.24.- Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso (eje de dirección "Y") del edificio diseñado en zona III, y ante los efectos sísmicos del espectro de zona II

2.4.1.4.1. Revisión por cortante basal

Según lo establece el RDF-93, la fuerza cortante basal dinámica " V_0 " debe ser mayor o igual que:

$$\frac{0,8aW_0}{Q'}$$

A continuación se presentan los cálculos:

- Edificio diseñado con espectro de zona II

$$W_0 = 3890,78 \text{ t}$$

Espectro de zona II: $T_a = 0,3 \text{ s}$, $T_p = 1,5 \text{ s}$, $c = 0,32$

Dirección "X"

$$T_x = 1,053 \text{ s}, V_{0x} = 261,00 \text{ t}, Q' = 4$$

$T_a < T_x < T_p$ por lo tanto $a_x = c = 0,32$

$$\Rightarrow V_{0x} = 261,00 \text{ t} > \frac{0,3(0,32)(3890,78)}{4} = 249,01 \text{ t} \quad \therefore \text{Bien}$$

Dirección "Y"

$$T_y = 1,074 \text{ s}, V_{0y} = 260,66 \text{ t}, Q' = 4$$

$T_a < T_y < T_p$ por lo tanto $a_y = c = 0,32$

$$\Rightarrow V_{0y} = 260,66 \text{ t} > \frac{0,3(0,32)(3890,78)}{4} = 249,01 \text{ t} \quad \therefore \text{Bien}$$

- Edificio diseñado con espectro de zona III

$$W_0 = 4065.02 \text{ t}$$

$$\text{Espectro de zona III: } T_a = 0.6 \text{ s, } T_b = 3.9 \text{ s, } c = 0.40$$

Dirección "X"

$$T_b = 0.0915 \text{ s, } V_{0x} = 339.21 \text{ t, } Q' = 4$$

$$T_a < T_b < T_c \text{ por lo tanto } a_x = c = 0.40$$

$$\Rightarrow V_{0x} = 339.21 \text{ t} > \frac{0.8(0.40)(4065.02)}{4} = 325.20 \text{ t} \quad \therefore \text{Bien}$$

Dirección "Y"

$$T_b = 0.932 \text{ s, } V_{0y} = 335.76 \text{ t, } Q' = 4$$

$$T_a < T_b < T_c \text{ por lo tanto } a_y = c = 0.40$$

$$\Rightarrow V_{0y} = 335.76 \text{ t} > \frac{0.8(0.40)(4065.02)}{4} = 325.20 \text{ t} \quad \therefore \text{Bien}$$

En ambos casos, edificios diseñados para zonas de transición y suelo compresible, respectivamente, la fuerza cortante basal del análisis dinámico resultó mayor que $0.8aW_0/Q'$, si bien en ambas direcciones, por lo que no fue necesario incrementar las fuerzas de diseño ni los desplazamientos laterales, como lo especifica el Código en las HIC-Biemo.

2.4.1.5. Elementos mecánicos últimos y diseño de elementos estructurales

2.4.1.5.1. Elementos mecánicos últimos

Después de realizar el análisis estructural, se obtuvieron los elementos mecánicos últimos de vigas y columnas de los dos edificios, desplazados en zonas II y III. Para poder realizar comparaciones, la estructura diseñada en zona II se sometió al espectro de zona III, y la estructura diseñada en zona III se revisó ante las fuerzas del espectro de zona II. En esta sección se presenta sólo la comparación de los elementos mecánicos últimos de vigas y columnas para el eje 2 (interior) de la dirección "Y"; se seleccionó únicamente el eje interior en esta dirección, debido a la simetría del edificio.

- Elementos mecánicos últimos en vigas

Las figs 2.25 y 2.26 muestran los elementos mecánicos últimos de los extremos de las vigas del eje 2, obtenidos del análisis sísmico modal espectral tridimensional, incluyendo los efectos de las cargas verticales. Para obtener los elementos mecánicos últimos críticos se revisaron todas las posibles combinaciones de carga señaladas por el RDP-93; en casi todos los casos la que rigió fue: carga vertical + 100 por ciento si bien en la dirección del marco + 30 por ciento si bien en dirección ortogonal, por el factor de carga 1.1. Sólo en las vigas de los niveles superiores rigió la condición de carga

gravitacional, por el factor de carga 1.4. En estas figuras se tienen simultáneamente los resultados correspondientes al diseño y los del análisis, asumiendo la acción del espectro de la otra zona, para fines comparativos.

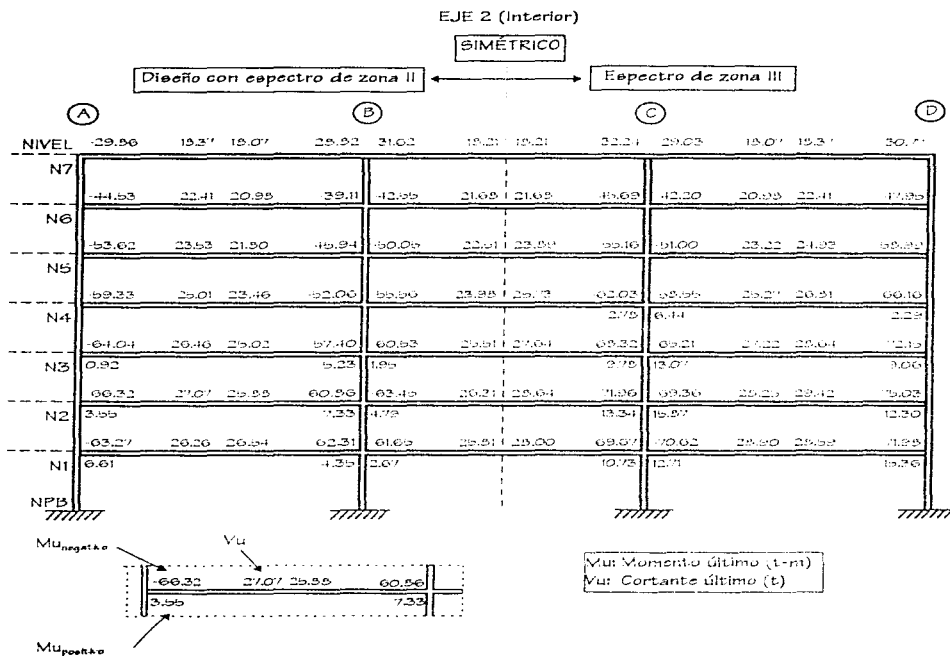


Fig 2.25.- Comparación de elementos mecánicos últimos de las vigas del eje 2 de la estructura diseñada en la zona II, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona III

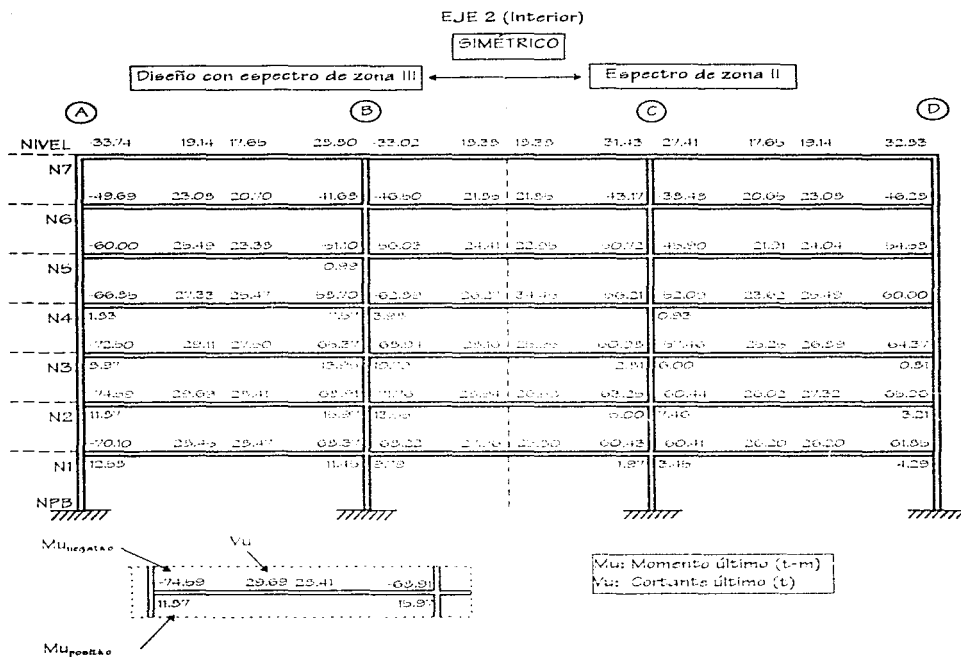
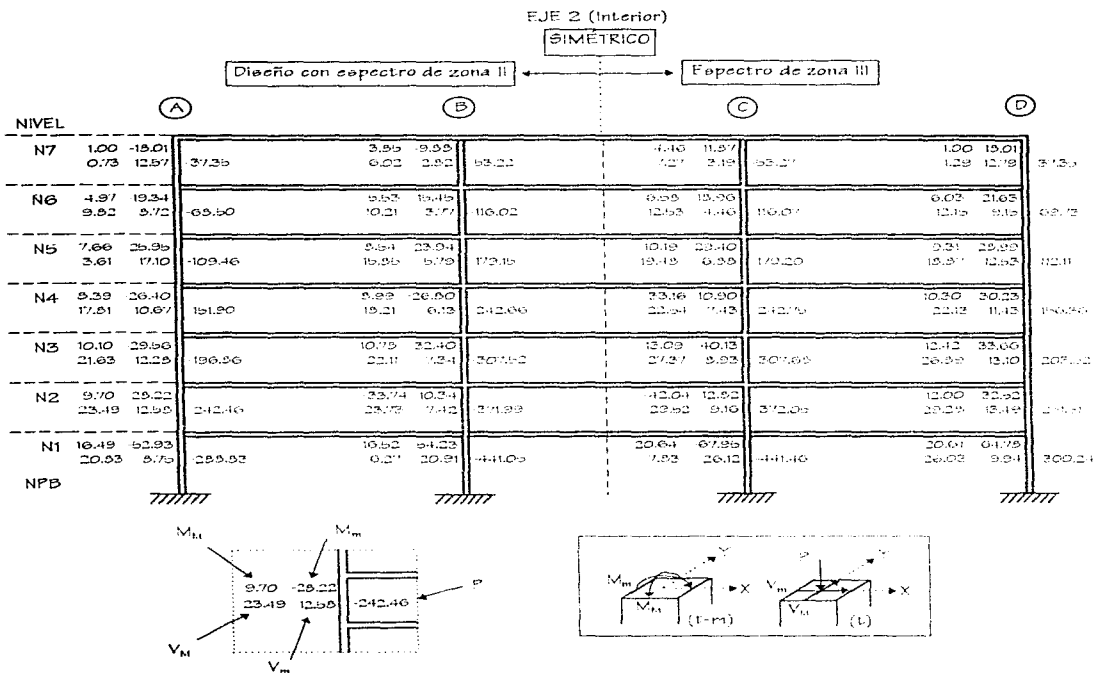


Fig 2.26.- Comparación de elementos mecánicos últimos de las vigas del eje 2 de la estructura diseñada en la zona III, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona II

- Elementos mecánicos últimos en columnas

En las figs 2.27 y 2.28 se presentan los elementos mecánicos últimos críticos de las columnas correspondientes al mismo eje 2. Para obtener dichos resultados se revisaron las diferentes combinaciones de carga especificadas por el RDP-93. La fig 2.27 compara los elementos mecánicos últimos de la estructura diseñada para zona II, y ante los efectos sísmicos al aplicarle el espectro de zona III. La fig 2.28 tiene los elementos mecánicos últimos de la estructura diseñada en zona III, y posteriormente sometida al espectro de zona II. Se incluyen los efectos de los momentos flexionantes y fuerzas cortantes en las dos direcciones, para el extremo más esforzado.



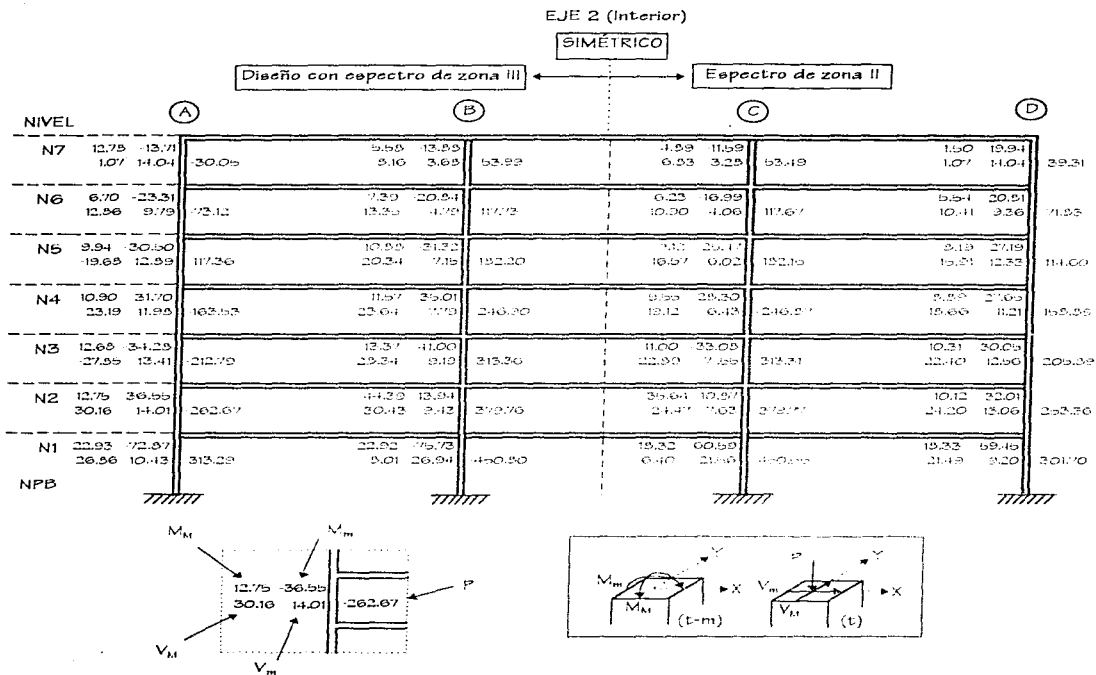


Fig 2.28.- Comparación de elementos mecánicos últimos de las columnas del eje 2 de la estructura diseñada en la zona III, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona II

2.4.1.5.2. Diseño de elementos estructurales

Se realizó el diseño de las cuantías de acero de refuerzo de los elementos estructurales del eje 2 de los edificios desplazados en zona II y en zona III. Se llevó a cabo según las especificaciones generales de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (sección 2.1), y las del cap 5 referente a marcos dúctiles. Estos diseños se compararon con los determinados con el post-procesador de diseño CONKER, llegando a diferencias muy pequeñas, poco significativas.

- Diseño de vigas

Se diseñaron manualmente las vigas B28 de los niveles 2 y 7 (ver fig 2.6) para las condiciones de las zonas II y III; posteriormente se presenta uno de estos diseños. Se seleccionaron estas vigas porque fueron las que presentaban los elementos mecánicos últimos máximos (nivel 2) y mínimos (nivel 7). Para calcular las áreas de acero y la separación de estribos de las otras vigas, se elaboró una hoja de cálculo en Excel. La fig 2.29 presenta las áreas de acero longitudinal calculadas para momentos flexionantes últimos negativo y positivo en las vigas del eje 2; se comparan las cantidades de acero para el caso del edificio diseñado en zona II, y para el caso del edificio diseñado en zona III.

Las áreas de acero longitudinal en vigas calculadas para la estructura desplazada en zona III son ligeramente mayores que las de la estructura desplazada en zona II, con diferencias muy pequeñas.

Las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto establecen en su capítulo de marcos dúctiles, que el momento resistente positivo en la unión con un nudo no debe ser menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministra en esa sección; en la mayoría de las vigas el momento último positivo obtenido del análisis fue menor que la mitad del momento último negativo, por lo que para calcular el área de acero positivo rigió $0.5 M_u$. Lo anterior ocurrió tanto para la estructura diseñada en zona II, como para la estructura diseñada en zona III.

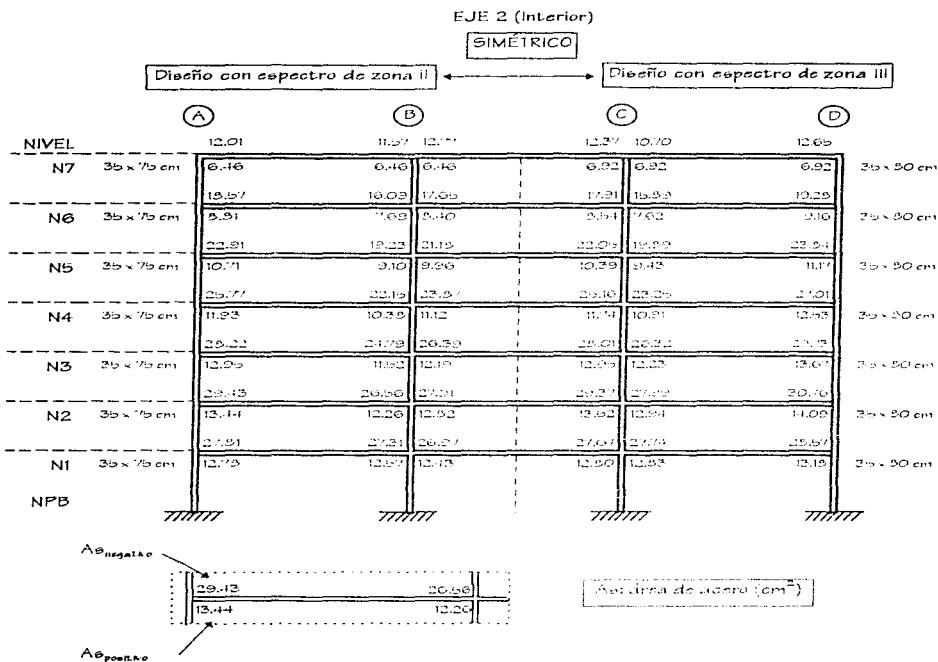


Fig 2.29.- Comparación de cuantías de acero de refuerzo longitudinal de las vigas del eje 2 de las estructuras diseñadas en las zonas II y III

DISEÑO DE UNA VIGA

EDIFICIO DE 7 NIVELES DESPLANTADO EN ZONA II

Viga B2B (Eje 2, nivel 2, extremo izquierdo)

Dimensiones: 35 x 75 cm

Elementos mecánicos últimos: $M_u^+ = 3.55$ t-m, $M_u^- = 66.32$ t-m, $V_u = 27.07$ t

- Revisión de requisitos geométricos (sección 5.2.1, ref B)

$$L \geq 4d \quad L = 3 \text{ m}, d = h - r_{dec} = 75 - 5 = 70 \text{ cm} \Rightarrow 3 \text{ m} > 4 (0.70 \text{ m}) = 2.80 \text{ m}$$

$$\frac{L}{b} \leq 30 \quad \Rightarrow 3 / 0.35 = 22.9 < 30$$

$$\frac{h}{b} < 3 \quad \Rightarrow 0.70 / 0.35 = 2.14 < 3$$

$$h > 25 \text{ cm} \quad \Rightarrow 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

$$h < \text{ancho de columnas a las que llega} \quad \Rightarrow 35 \text{ cm} < 50 \text{ cm (menor ancho de columna)}$$

$$\text{esp horizontal entre ejes de viga y columna} = 0 < 0.1 h_{\text{columna}}$$

- Cálculo del refuerzo longitudinal

- Diseño como viga simplemente armada (se supone $d = 70$ cm)

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c} b d}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{250} (35) (70)}{4200} = 6.46 \text{ cm}^2 \text{ ó dos varillas No. 4} = 2.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s_{\min}} = 6.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{tension max}}} = 0.75 A_{s_{\text{balanceada}}} = 0.75 \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b d = 0.75 \frac{170}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} (35) (70) = 35 \text{ cm}^2$$

Momento negativo ($M_u^- = 66.32$ t-m)Las NTC establecen que el factor de resistencia por flexión es $F_R = 0.9$.

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) \quad F_R = 0.9$$

$$66.32 \times 10^3 = 0.9 (35) (70)^2 (170) q (1 - 0.5q)$$

$$0.5q^2 - q + 0.252749 = 0, \text{ resolviendo la ecuación se llega a } q_1 = 0.2968, q_2 = 1.7032$$

$$\text{El porcentaje de acero es: } p = \frac{q f'_c}{f_y} = \frac{0.2968 (170)}{4200} = 0.012013$$

$$\text{La cantidad de acero necesaria es: } A_s = p b d = 0.012013 (35 \text{ cm}) (70 \text{ cm}) = 29.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 2.54 \text{ cm}^2 < A_s = 29.43 \text{ cm}^2 < A_{s_{\max}} = 35 \text{ cm}^2 \therefore \text{Bien (simplemente armada)}$$

Con el post-procesador de diseño del ETABS, CONKER, la cantidad de acero obtenida es:

$A_{s\text{CONKER}} = 29.29 \text{ cm}^2$, ligeramente menor a la calculada manualmente.

Momento positivo. ($M_u^+ = 3.55 \text{ t-m}$)

El RFD-93 establece que $M_R^+ \geq 0.5 M_R$

$0.5 M_R^+ = 0.5 (66.32 \text{ t-m}) = 33.16 \text{ t-m} > 3.55 \text{ t-m}$, por lo tanto se diseñará para 33.16 t-m .

$M_R = F_R h d^2 f_c' q (1 - 0.5q) \quad F_R = 0.9$

$33.16 \times 10^3 = 0.9 (35) (70)^2 (170) q (1 - 0.5q)$

$0.5q^2 - q + 0.126374 = 0$, resolviendo la ecuación, $q_1 = 0.1356$, $q_2 = 1.86$

El porcentaje de acero es: $p = \frac{a f_c'}{f_y} = \frac{0.1356(170)}{4200} = 0.005487$

Se llega a la siguiente cantidad de acero: $A_s = p b d = 0.005487 (35 \text{ cm}) (70 \text{ cm}) = 13.44 \text{ cm}^2$

$A_{s\text{min}} = 2.54 \text{ cm}^2 < A_s = 13.44 \text{ cm}^2 < A_{s\text{max}} = 35 \text{ cm}^2 \therefore \text{Bien}$

Con el CONKER se obtiene la cantidad de acero: $A_{s\text{CONKER}} = 13.24 \text{ cm}^2$, muy parecida a la cantidad calculada manualmente.

- Cálculo de M_R^+ y M_R^-

Ahora se calcularán los momentos resistentes M_R^+ y M_R^- de la viga, como doblemente armada, para verificar y comprobar que se tiene la resistencia adecuada ante la acción de los momentos actuantes últimos positivo y negativo. Las cantidades de acero de diseño se muestran en la fig 2.30.



Fig 2.30.- Cantidades de acero de diseño de la viga B28 (extremo izquierdo, nivel 2)

Cálculo de MR: $A_s = 29.43 \text{ cm}^2$, $A'_s = 13.44 \text{ cm}^2$, $M_u = 66.32 \text{ t-m}$

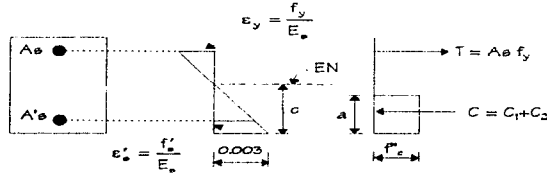


Fig 2.31.- Distribución de esfuerzos y deformaciones unitarias para el cálculo del MR

Para que fluya el acero de compresión, A'_s , se debe cumplir que:

$$(p - p') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d' f'_c}{d f_y}$$

$$p = 0.012013, p' = 0.005487, d' = 5 \text{ cm}$$

$$(p - p') = 0.00652653 < \frac{4800}{6000 - 4200} \frac{5}{70} \frac{170}{4200} = 0.007710, \text{ por lo tanto } f'_c < f_y, \text{ y no fluye el acero de compresión.}$$

Para determinar el esfuerzo que alcanza el acero de compresión se plantea el equilibrio de las fuerzas de compresión y tensión, con base en la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones (ver fig 2.31).

Para $C = T$,

$$f'_c A'_s b + A'_s f'_c = A_s f_y$$

Del diagrama de deformaciones, $\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon'_s}{c - b}$, tal que despejando $\epsilon'_s = \frac{c - b}{c} 0.003$: así

$$f'_c = E \epsilon'_s = 2 \times 10^6 \epsilon'_s = 6000 \frac{c - b}{c}$$

Al sustituir en la ecuación de equilibrio: $0.8 f'_c t c + A'_s 6000 \frac{c - b}{c} = A_s f_y$, tal que:

$$0.8(170)(35)c + (13.44)6000 \frac{c - b}{c} = (29.43)(4200)$$

$$\text{donde: } 4760c^2 - 42966c - 403200 = 0$$

Al resolver se obtiene el valor de la profundidad del eje neutro: $c = 14.76 \text{ cm}$, de tal modo que el esfuerzo del

$$\text{acero de compresión: } f'_c = 6000 \frac{14.76 - b}{14.76} = 3969 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Las fuerzas normales C_1 (compresión debida al concreto), C_2 (compresión debida al acero de compresión) y T (tensión) valen:

$$C_1 = 0.8f'_c t_c = 0.8(170)(35)(14.76) = 70258 \text{ kg}$$

$$C_2 = A'_c f'_c = (13.94)(3968) = 53330 \text{ kg} \Rightarrow C = C_1 + C_2 = 123588 \text{ kg}$$

$$T = A_e f_y = (29.43)(4200) = 123606 \text{ kg} = C \text{ (Bien)}$$

Finalmente, el momento resistente negativo se calcula como sigue:

$$MR^- = F_k \left[C_1 \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_2 (d - d') \right] = 0.9 \left[70258 \left(70 - \frac{0.8(14.76)}{2} \right) + 53330(70 - b) \right] = 7,172,736 \text{ kg-cm}$$

$$MR^- = 71.73 \text{ t-m} > Mu^- = 66.32 \text{ t-m}$$

Cálculo de MR^+ : $A_e = 13.44 \text{ cm}^2$, $A'_e = 29.43 \text{ cm}^2$, $Mu^+ = 33.16 \text{ t-m}$

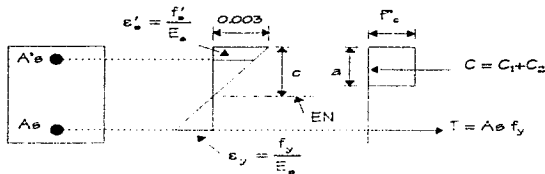


Fig 2.32.- Distribución de esfuerzos y deformaciones unitarias para el cálculo del MR^+

Equilibrio entre fuerzas normales internas de compresión y tensión: $C = T$

$$f'_c a b + A'_c f'_c = A_e f_y$$

Del diagrama de deformaciones (ver fig 2.32), $\frac{0.003}{c} = \frac{e'_c}{c-b}$; despejando, $e'_c = \frac{c-b}{c} \cdot 0.003$, tal que

$$f'_c = E_c e'_c = 2 \times 10^6 e'_c = 6000 \frac{c-b}{c}$$

Al sustituir en la ecuación de equilibrio: $0.8f'_c t_c + A'_c 6000 \frac{c-b}{c} = A_e f_y$, se tiene

$$0.8(170)(35)c + (29.43)6000 \frac{c-b}{c} = (13.44)(4200)$$

$$\text{donde: } 4760c^2 + 120132c - 952800 = 0$$

Por tanto, la profundidad del eje neutro es: $c = 5.95 \text{ cm}$

$$Y, \text{ el esfuerzo del acero de compresión es: } f'_c = 6000 \frac{5.95 - b}{5.95} = 956 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Las fuerzas normales internas C_1 (compresión debida al concreto), C_2 (compresión debida al acero de compresión) y T (tensión) valen:

$$C_1 = 0.8f_c^*r_c = 0.8(170)(35)(5.95) = 28322 \text{ kg}$$

$$C_2 = A'sf_s' = (29.43)(956) = 28135 \text{ kg} \Rightarrow C = C_1 + C_2 = 56457 \text{ kg}$$

$$T = Aef_y = (13.44)(4200) = 56448 \text{ kg} \approx C \text{ (Bieri)}$$

Finalmente, el momento resistente positivo vale:

$$MR^+ = F_R \left[C_1 \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_2 (d - d') \right] = 0.9 \left[28322 \left(70 - \frac{0.8(5.95)}{2} \right) + 28135(70 - 5) \right] = 3,369,518 \text{ kg-cm}$$

$$MR^+ = 33.70 \text{ t-m} > Mu^+ = 33.16 \text{ t-m}$$

- Refuerzo transversal por fuerza cortante ($V_u = 27070 \text{ kg}$)
- Refuerzo transversal por confinamiento (zonas de extremos de longitud "2d")

Según las especificaciones del RDF-93 se deben proporcionar estribos cerrados de al menos # 2.5 y con una separación menor a las siguientes:

$$0.25d = 0.25(70) = 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{esp estribos} < 8\phi \text{ barra más delgada} = 8(1.59) = 12.72 \text{ cm}$$

$$24 \phi_{\text{est}} = 24(0.95) = 22.81 \text{ cm (suponiendo E\#3)}$$

$$30 \text{ cm}$$

Por lo tanto rige E\#3 con esp._{max} @ 12.5 cm

Fuerza cortante que toma el concreto (V_{CR})

$$\frac{L}{h} = \frac{8}{0.75} = 10.67 > 5$$

En vigas con $L/h > 5$, la fuerza que toma el concreto se calcula como sigue:

$$V_{CR} = 0.5F_R h d \sqrt{f_c'} = 0.5(0.6)(35)(70) \sqrt{200} = 10394 \text{ kg} \quad \text{el } p > 0.01$$

$$p^- = \frac{A_s^-}{hd} = \frac{30.42}{(35)(70)} = 0.012416 \quad p^+ = \frac{A_s^+}{hd} = \frac{14.10}{(35)(70)} = 0.005755$$

$$p = 0.012416 > 0.01$$

El cap 2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto establece que el cortante resistente del concreto debe ser reducido en 30 por ciento por cada una de las siguientes condiciones que no se cumplan:

$$h < 70 \text{ cm} \quad h = 75 \text{ cm} > 70 \text{ cm} \quad (\text{no cumple})$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{75 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} = 2.14 < 6 \quad (\text{cumple})$$

Se tiene que reducir V_{CR} en 30 por ciento, a saber:

$$V_{CR \text{ reducido}} = 0.70 (1039 + \text{kg}) = 7276 \text{ kg} < V_u = 27070 \text{ kg} \Rightarrow V_{SR} \geq V_u - V_{CR} = 19794 \text{ kg}$$

- Cálculo de la separación de estribos necesaria en los extremos de longitud "2d" (con E # 3, $A_v = 2A_s = 1.42 \text{ cm}^2$).

Se considera un factor de reducción de resistencia, $F_R = 0.6$, ya que se dimensionará con base en la fuerza cortante última actuante obtenida del análisis.

$$sep = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.6(1.42)(4200)(70)}{27070 - 7276} = 12.65 \text{ cm} \approx sep_{max} = 12.5 \text{ cm}$$

Por tanto, la separación de estribos será @ 12.5 cm (E#3). El primer estribo, a partir del paño de apoyo, debe ir a una separación no mayor de 5 cm.

En ningún caso V_u debe ser mayor que $2F_R b d \sqrt{f'_c}$: se cumple, ya que

$$V_u = 27070 \text{ kg} < 2(0.6)(35)(70)\sqrt{300} = 41579 \text{ kg}$$

- Comprobación de que el cortante resistente V_R es mayor que el cortante último $V_u = 27070 \text{ kg}$ (extremos de longitud "2d"):

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

$$V_{CR} = 7276 \text{ kg}$$

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{sep} = \frac{0.6(1.42)(4200)(70)}{12.5} = 20039 \text{ kg}$$

$$V_R = 7276 + 20039 = 27315 \text{ kg} \approx V_u = 27070 \text{ kg} \therefore \text{Bien}$$

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

Con base en los requerimientos de las Normas para los recubrimientos y separación de varillas, se propone el armado de la fig 2.33.

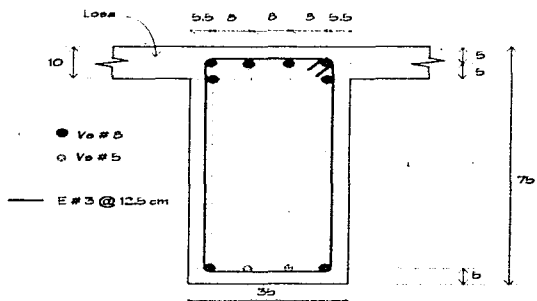


Fig 2.33.- Armado propuesto para la viga B28 del nivel 2 del eje 2, edificio diseñado en la zona II

Los armados de las vigas del eje 2 para la estructura diseñada en zona de transición se presentan en la fig 2.34 y su ubicación se tiene en la fig 2.35. En las figs 2.36 y 2.37 se muestra el mismo tipo de resultados para el edificio diseñado en suelo compresible.

EJE 2 (Interior)

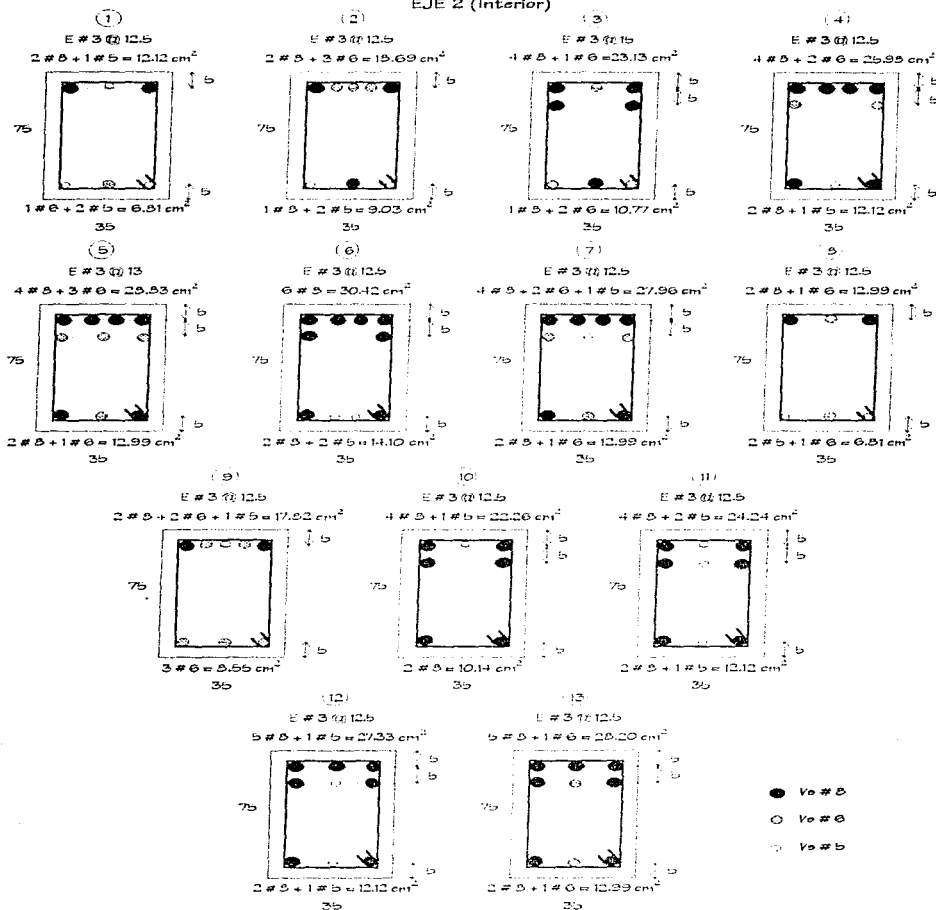


Fig 2.34.- Tipos de armados de vigas del eje 2, edificio de 7 niveles diseñado en la zona II

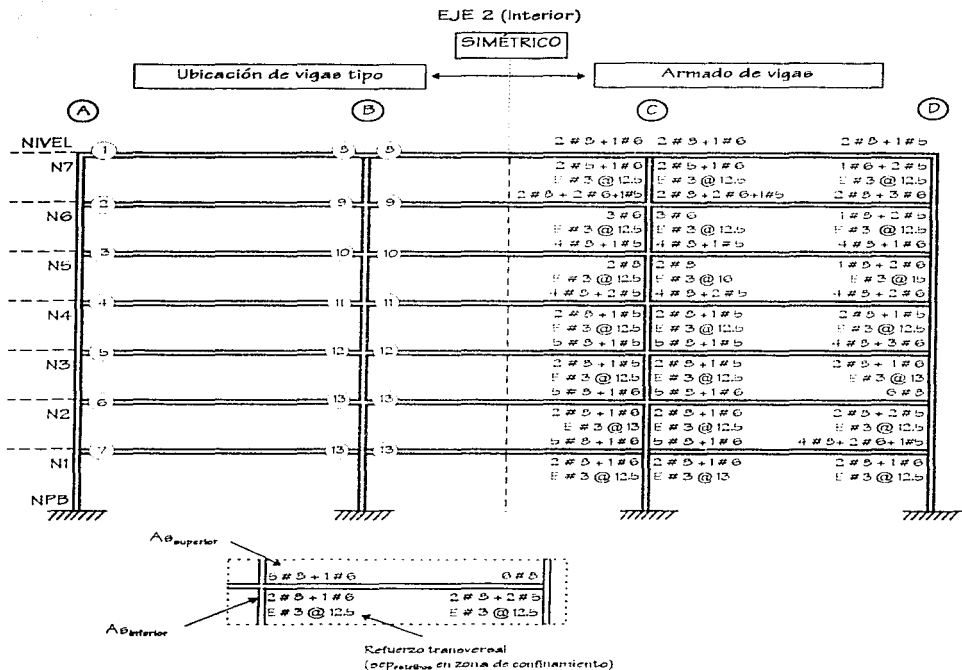


Fig 2.35.- Ubicación de tipos de armados de vigas del eje 2 de la estructura diseñada en la zona II

EJE 2 (Interior)

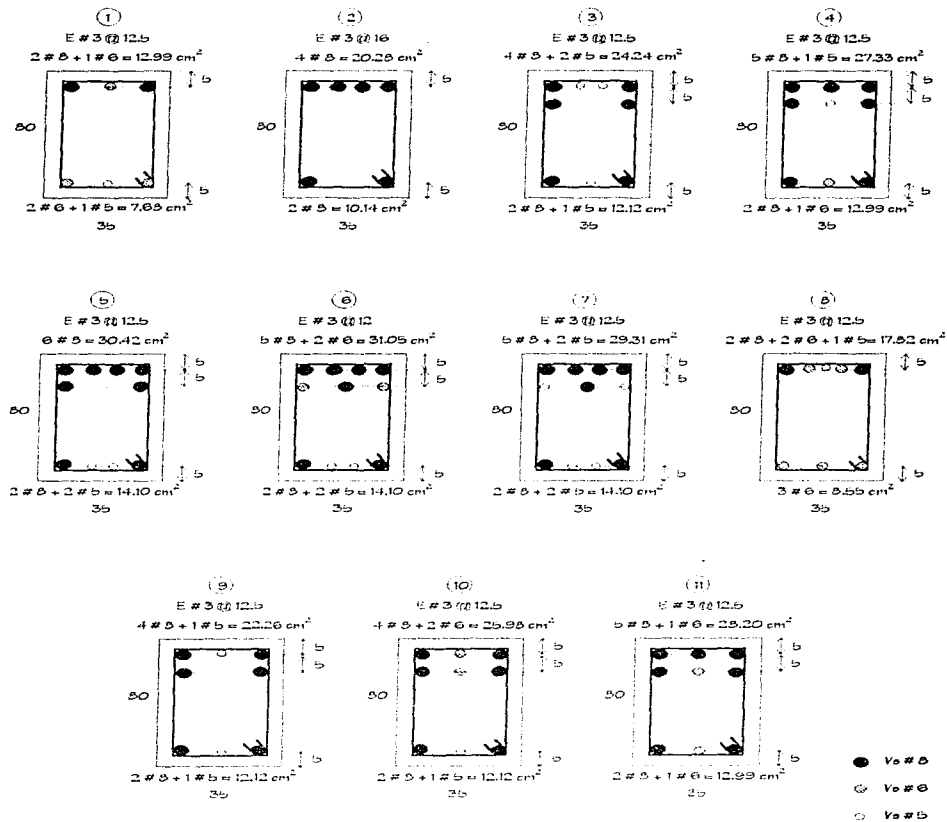


Fig 2.36.- Tipos de armados de vigas del eje 2, edificio de 7 niveles diseñado en la zona III

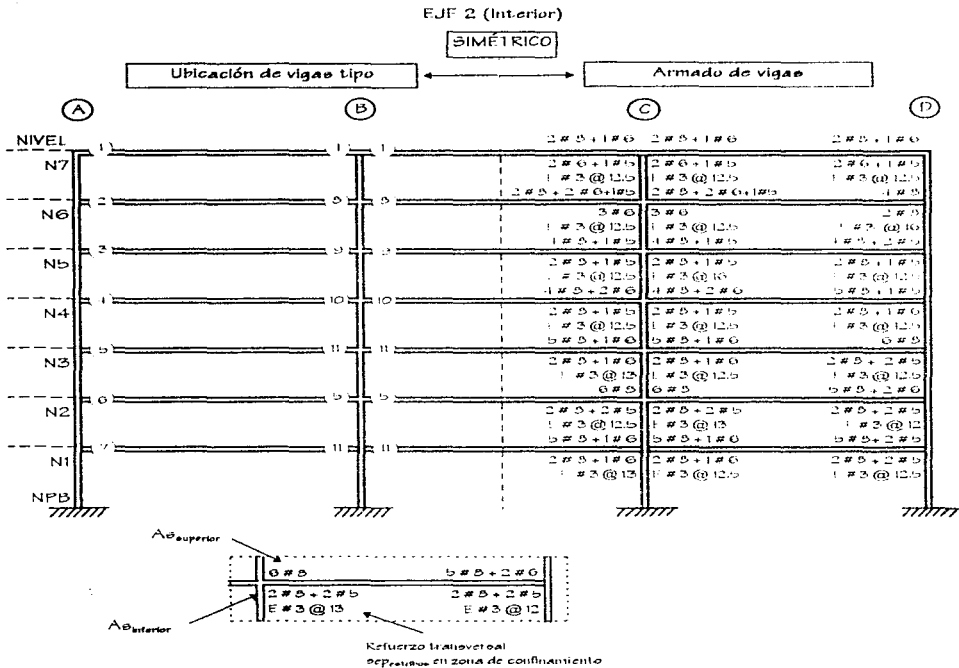


Fig 2.37.- Ubicación de tipos de armados de las vigas del eje 2 de la estructura diseñada en la zona III

• Diseño de columnas

Enseguida se presenta paso a paso el diseño de la columna C12 en el nivel 1 para las condiciones de la zona II. Para determinar el refuerzo longitudinal y transversal de los otros elementos, se elaboró una hoja de cálculo en Excel, según las especificaciones de las NTC. Las cuantías de acero longitudinal calculadas en las columnas del eje 2, de interés posteriormente para los análisis inelásticos paso a paso, se muestran en la fig 2.38. En esta figura se comparan las áreas de acero correspondientes a la estructura diseñada en zona II, y para la estructura diseñada en zona III.

En algunas columnas el área de acero longitudinal requerida resultó menor que el área mínima especificada en el capítulo de marcos dúctiles de las NTC, uno por ciento del área de la sección transversal, dejando finalmente dicha cantidad. Como era de esperarse, las cuantías de acero para el edificio ubicado y diseñado según las condiciones de la zona III son mayores con respecto al edificio de la zona II.

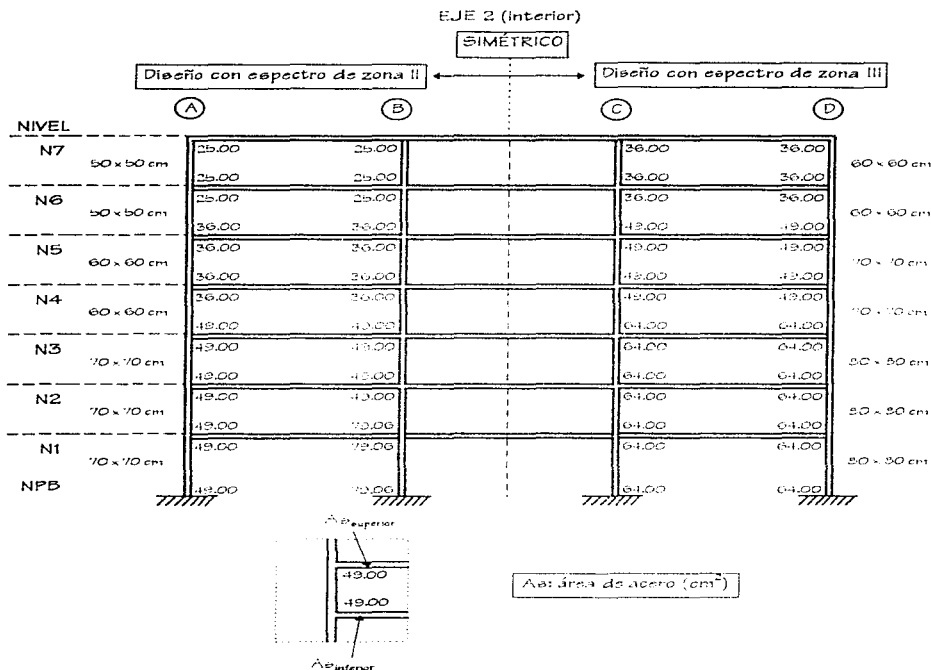


Fig 2.38.- Comparación de cuantías de acero longitudinal de columnas de las estructuras diseñadas en zonas II y III

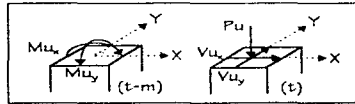
DISEÑO DE UNA COLUMNA

EDIFICIO DE 7 NIVELES DESPLANTADO EN ZONA II

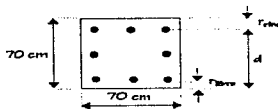
Columna C12 (Eje 2, nivel 1)

Dimensiones 70 x 70 cm

Elementos mecánicos últimos: $M_{ux} = 16.52 \text{ t-m}$, $M_{uy} = 54.37 \text{ t-m}$
 $V_{ux} = 6.26 \text{ t}$, $V_{uy} = 20.91 \text{ t}$
 $P_u = 441.05 \text{ t}$



Se supone refuerzo longitudinal uniformemente distribuido.



$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.8 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 < 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow f'_c = 0.85 f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

• Peralte efectivo.

Según se establece en el cap 3 (requisitos complementarios) de las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, en columnas no expuestas a la intemperie, el recubrimiento libre de toda barra debe ser mayor que su diámetro y que 2 cm.

Suponiendo que se emplean varillas # 12 y estribos # 4:

$$\phi_{varilla} = 3.81 \text{ cm}, \phi_{est} = 1.27 \text{ cm}$$

$$r_{libre} > \phi_{varilla} = 3.81 \text{ cm} \quad \therefore r_{libre} = 3.81 \text{ cm}$$

$$2 \text{ cm}$$

$$r_{efectivo} = r_{libre} + \phi_{est} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 3.81 + 1.27 + \frac{3.81}{2} = 6.99 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm}$$

$$d = b - r_{efectivo} = 70 \text{ cm} - 7 \text{ cm} = 63 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{63}{70} = 0.90$$

De acuerdo a las NTC, se verificarán los requisitos generales en columnas.

- Geometría (sección 4.2.1 ref 8)

t = dimensión transversal mayor = 70 cm

h = dimensión transversal menor = 70 cm

$$\frac{t}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{t}{h} = \frac{70}{70} = 1 < 4 \quad (\text{cumple})$$

$$h \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow h = 70 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (\text{cumple})$$

- Cálculo de momentos de diseño, revisando la excentricidad mínima accidental (sección 2.1.3, ref 8)

$$e_{\text{accidental}} \geq 0.05 h = 0.05 (70 \text{ cm}) = 3.5 \text{ cm}, \quad \therefore \text{rige } 3.5 \text{ cm}$$

2 cm

Por tanto,

$$M_{u, \text{accidental}} = P_u e_{\text{accidental}} = (441.05) (0.035) = 15.44 \text{ t-m} < M_{u, y} = 16.52 \text{ t-m}$$

$$M_{u, \text{accidental}} = P_u e_{\text{accidental}} = (441.05) (0.035) = 15.44 \text{ t-m} < M_{u, x} = 54.37 \text{ t-m}$$

Por lo tanto:

$$e_x = \frac{M_{u, x}}{P_u} = \frac{16.52}{441.05} = 0.0375 \text{ m} = 3.75 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_{u, y}}{P_u} = \frac{54.37}{441.05} = 0.1233 \text{ m} = 12.33 \text{ cm}$$

- Cálculo del acero longitudinal por flexocompresión (se emplean los diagramas de interacción publicados en la ref 9)

$$R_x = \frac{M_{u, x}}{FRb^2hf_c''} \quad R_y = \frac{M_{u, y}}{FRh^2f_c''}$$

En este caso $h = h$, en consecuencia,

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{M_{u, x}}{M_{u, y}} = \frac{16.52}{54.37} = 0.3038$$

Se empleará un factor de resistencia por flexocompresión $FR = 0.6$ porque las columnas se están dimensionando según la opción 2, con los momentos y fuerzas axiales de diseño obtenidos del análisis (sección 5.3.2, ref 8).

$$K = \frac{P_u}{FRhf_c''} = \frac{441050}{0.6(70)(70)(170)} = 0.8325$$

$$R_y = \frac{M_{u, y}}{FRh^2f_c''} = \frac{54.37 \times 10^3}{0.6(70)(70)(170)} = 0.1554$$

De las gráficas de interacción, para $d/h = 0.90$:

Fig 10 (ref 9) $R/R_y = 0 \quad q = 0.35$

Fig 4.2 (ref 9) $R_x/R_y = 0.5$ $q = 0.43$

Interpolando, para: $R_x/R_y = 0.3038 \Rightarrow q = 0.3986$

$$A_e = \frac{qbf_c''}{f_y} = \frac{0.3986(70)(70)(170)}{4200} = 79.06 \text{ cm}^2$$

- Revisión de requisitos para marcos dúctiles

Miembros a flexocompresión (ecuación 5.3, ref 8)

$$\text{Se debe verificar que } P_u > \frac{Agf_c'}{10} \Rightarrow 441,050 \text{ kg} > \frac{(70)^2(250)}{10} = 122,500 \text{ kg} \text{ (cumple)}$$

Requisitos geométricos

$$1. h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 70 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$2. Ag \geq \frac{P_u}{0.5f_c'} \Rightarrow (70)^2 = 4900 \text{ cm}^2 > \frac{441050}{0.5(250)} = 3528 \text{ cm}^2$$

$$3. \frac{h}{t} \geq 0.4 \Rightarrow \frac{70}{70} = 1 > 0.4$$

$$4. \frac{H}{h} \leq 15 \Rightarrow \frac{4.50}{0.70} = 6.43 < 15$$

Refuerzo longitudinal

$$p \geq 0.01 \Rightarrow p = \frac{79.06}{(70)(70)} = 0.0161 > 0.01 \text{ (cumple)}$$

$$\leq 0.04 < 0.04 \text{ (cumple)}$$

Para esta cantidad de acero se propone el armado que se muestra en la fig 2.39.

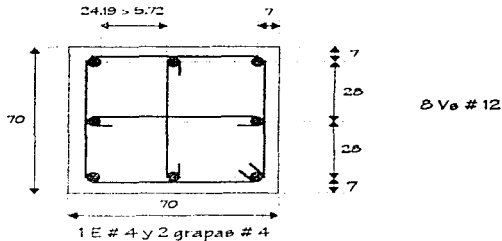


Fig 2.39.- Armado de columna 12 (entrepleo N1), edificio de 7 niveles diseñado en la zona II

Con este tipo de armado se están considerando los requerimientos que fija el Código, en lo que respecta a detalles de la separación de barras y del tamaño del recubrimiento, suponiendo TMA de 3/4", a saber:

$$1.5\phi_{\text{barras}} = 1.5 (3.21) = 5.72 \text{ cm (rige)}$$

$$esp_{\text{barras}} \geq 1.5 \text{ TMA} = 1.5 (0.75)(2.54) = 2.86 \text{ cm}$$

$$4 \text{ cm}$$

Para el armado propuesto, $esp_{\text{barras}} = 24.19 \text{ cm} > 5.72 \text{ cm}$

• Revisión de la resistencia

Se verificará que la carga resistente P_R sea del orden de la carga última $P_u = 441 \text{ t}$; para ello se utilizará la fórmula de Bresler (sección 2.1.3 f), ref 2):

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{R_x}} + \frac{1}{P_{R_y}} + \frac{1}{P_{R_0}}}, \text{ si } \frac{P_R}{P_{R_0}} \geq 0.10$$

donde:

P_R - Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y

P_{R_0} - Carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$

P_{R_x} - Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría

P_{R_y} - Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría

Con el armado propuesto, el área de acero longitudinal es $A_s = 91.2 \text{ cm}^2$ (8 V6 # 12).

$$q = \frac{A_s f_y}{b h f_c'} = \frac{91.2(4200)}{(70)(70)(170)} = 0.4598$$

$$\frac{e_x}{b} = \frac{3.75}{70} = 0.0536$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{12.33}{70} = 0.1761$$

De las gráficas de interacción:

$$K_x = 1.27 \quad \Rightarrow P_{R_x} = K_x F_R h f_c' = (1.27)(0.6)(70)(70)(170) = 634746 \text{ kg} = 635 \text{ t}$$

$$K_y = 0.97 \quad \Rightarrow P_{R_y} = K_y F_R h f_c' = (0.97)(0.6)(70)(70)(170) = 484806 \text{ kg} = 485 \text{ t}$$

$$P_{R_0} = FR [f_c' (A_g - A_{e_t}) + A_s f_y]$$

$$A_g = (70)^2 = 4900 \text{ cm}^2, \quad A_{e_t} = 91.2 \text{ cm}^2$$

$$P_{R_0} = 0.6 [170(4900 - 91.2) + (91.2)(4200)] = 720322 \text{ kg} = 720 \text{ t}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{635} + \frac{1}{485} - \frac{1}{720}} = 445 \text{ t} > P_u = 441 \text{ t}$$

$$\frac{P_R}{P_{RO}} = \frac{445}{720} = 0.62 > 0.1$$

En consecuencia la carga resistente es ligeramente mayor que la carga última.

- Refuerzo transversal

Requisitos para el refuerzo transversal en zonas intermedias de la altura:

$$\frac{850}{\sqrt{f_y}} \phi_{\text{traza más delgada}} = \frac{850}{\sqrt{4200}} (3.81) = 49.97 \text{ cm}$$

$$s_{c\text{estribos}} \leq 48 \phi_{\text{estribo}} = 48 (1.27) = 60.96 \text{ cm}$$

$$0.5 t = 0.5 (70) = 35 \text{ cm (rige)}$$

Por tanto, $s_{c\text{max estribos}} = 35 \text{ cm}$ (zona intermedia)

En extremos de longitud "lc", $s_{c\text{estribos}} \leq \frac{s_{c\text{max}}}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$. De acuerdo a las Normas, la longitud de confinamiento "lc" es la mayor de los siguientes valores:

$$t = 70 \text{ cm}$$

$$l_c \geq \frac{h_{\text{libre}}}{6} = \frac{450}{6} = 75 \text{ cm (rige)}$$

$$60 \text{ cm}$$

Y, en columnas de planta baja, la longitud "lc" en el extremo inferior debe ser la mitad de la altura de la columna. Por tanto:

$$l_{c\text{superior}} = 75 \text{ cm}$$

$$l_{c\text{inferior}} = h/2 = 450/2 = 225 \text{ cm}$$

- Cálculo del refuerzo necesario ($V_u = 20.91 \text{ t}$, $P_u = 441.05 \text{ t}$)

Fuerza que resiste el concreto V_{CR} (sección 2.1.5, ref B)

Para miembros sujetos a flexión y carga axial (compresión), $P_u \leq 0.7f_c A_g + 2000 A_e$, la resistencia al cortante del concreto se obtiene multiplicando por $1 + 0.007 (P_u/A_g)$ los valores dados por las siguientes ecuaciones.

$$\text{si } p < 0.01 \quad V_{CR} = F_R h d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c}$$

$$\text{si } p \geq 0.01 \quad V_{CR} = 0.5 F_R h d \sqrt{f_c}$$

La resistencia al cortante del concreto obtenida con estas expresiones se debe reducir en 30 por ciento por cada una de las siguientes condiciones que no se cumpla (sección 2.1.5.a, ref B):

$$h \text{ (dimensión transversal paralela a la fuerza cortante)} < 70 \text{ cm} \quad \Rightarrow 70 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$$

$$h/b < 6 \quad \Rightarrow 70/70 = 1 < 6$$

Se cumplen ambas condiciones. No se reducirá V_{CR} .

$$p = \frac{A_{\theta t}}{f_d} = \frac{34.20}{(70)(63)} = 0.007755 < 0.01; A_{\theta t} = 34.20 \text{ cm}^2, \text{ acero a tensión de la capa exterior, (3 } \nabla \text{ e } \# 12)$$

$$V_{CR} = F_{RH} b d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c'} = (0.5)(70)(63) [0.2 + 30(0.007755)] \sqrt{200} = 13,492 \text{ kg}$$

Se usa el factor de resistencia $FR = 0.5$, porque el dimensionamiento se realiza a partir de la segunda opción, con la fuerza de diseño obtenida del análisis (sección 5.3.5, ref B).

$$P_u = 441.05 \text{ t} < 0.7F_c A_g + 2000 A_{\theta} = 0.7(200)(4900) + 2000(91.2) = 868400 \text{ kg} = 868 \text{ t}$$

Se multiplicará V_{CR} por $1 + 0.007 (P_u/A_g)$, a saber:

$$1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} = 1 + 0.007 \frac{441050}{(70)^2} = 1.63$$

$$V_{CR} = 1.63 (13492) = 21992 \text{ kg}$$

Las NTC (sección 5.3.5) establecen que al calcular el refuerzo para fuerza cortante en elementos a flexocompresión donde la fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del esmo, es menor que $A_g f_c' / 20$, si la fuerza cortante de diseño causada por el esmo es mayor o igual que la fuerza cortante de diseño, se desprecia la contribución del concreto V_{CR} .

$$P_u = 441050 \text{ kg} > \frac{A_g f_c'}{20} = \frac{(70)^2 (250)}{20} = 61250 \text{ kg, esto implica que se considerará la contribución del concreto.}$$

Separación necesaria de estribos por cortante

$$V_u = 20910 \text{ kg} < V_{CR} = 21992 \text{ kg, en consecuencia se proporcionará el refuerzo mínimo.}$$

$$\text{En zona intermedia} \quad esp_{estribo} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{En zonas extremas} \quad esp_{estribo} = 17.5 \text{ cm}$$

Por otro lado, en la sección 5.3.4 de las NTC se señala que para las zonas extremas, la separación del refuerzo transversal debe ser menor de:

$$e_{p_{estribos}} \leq 10 \text{ cm (rige)}$$

$$b/4 = 70 \text{ cm}/4 = 17.5 \text{ cm}$$

Por tanto, en zonas extremas: $e_{p_{estribos}} = 10 \text{ cm}$

Además, se debe revisar para las zonas extremas que A_{sh} sea mayor a los siguientes valores:

$$A_{sh} = 3 a_s = 3.81 \text{ cm}^2 \text{ (E\#4)} < 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \rho_h c = 0.3 \left(\frac{70^2}{60^2} - 1 \right) \frac{250}{4200} (10)(60) = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 3 a_s = 3.81 \text{ cm}^2 \text{ (E\#4)} < 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \rho_h c = 0.12 \frac{250}{4200} (10)(60) = 4.29 \text{ cm}^2$$

No cumple, por lo que se debe reducir la separación de estribos en las zonas extremas; con $e_{p_{estribos}} = 8.5 \text{ cm}$ se tiene:

$$A_{sh} = 3 a_s = 3.81 \text{ cm}^2 \text{ (E\#4)} > 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \rho_h c = 0.3 \left(\frac{70^2}{60^2} - 1 \right) \frac{250}{4200} (8.5)(60) = 3.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 3 a_s = 3.81 \text{ cm}^2 \text{ (E\#4)} > 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \rho_h c = 0.12 \frac{250}{4200} (8.5)(60) = 3.64 \text{ cm}^2$$

Ambas condiciones se cumplen; la separación de estribos se muestra en la fig 2.40.

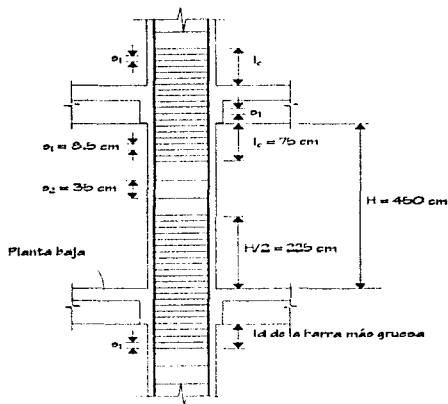


Fig 2.40.- Refuerzo transversal de la columna 12 del eje 2, entrepiso PB-N1, estructura diseñada en condiciones de la zona II

- Comprobación de que V_R sea mayor que $V_u = 20910$ kg

Zona intermedia: $e_{ep} = 3.5$ cm

$$V_{BR} = \frac{FRAvf_y d}{e_{ep}} = \frac{0.5(3.5)(+200)(63)}{3.5} = 14402 \text{ kg}; \quad V_{CR} = 21992 \text{ kg}$$

$$V_R = V_{BR} + V_{CR} = 36394 \text{ kg} > V_u = 20910$$

Para las zonas extremas en las que la separación es menor ($e_{ep} = 8.5$ cm), también se cumple.

La fig 2.41 muestra los armados de las columnas del eje 2 para la estructura diseñada en zona de transición; la fig 2.42 presenta su ubicación. Para el caso de la estructura diseñada en suelo compresible, los armados de las columnas del eje 2 y su ubicación se tienen en las figs 2.43 y 2.44, respectivamente.

EJE 2 (Interior)

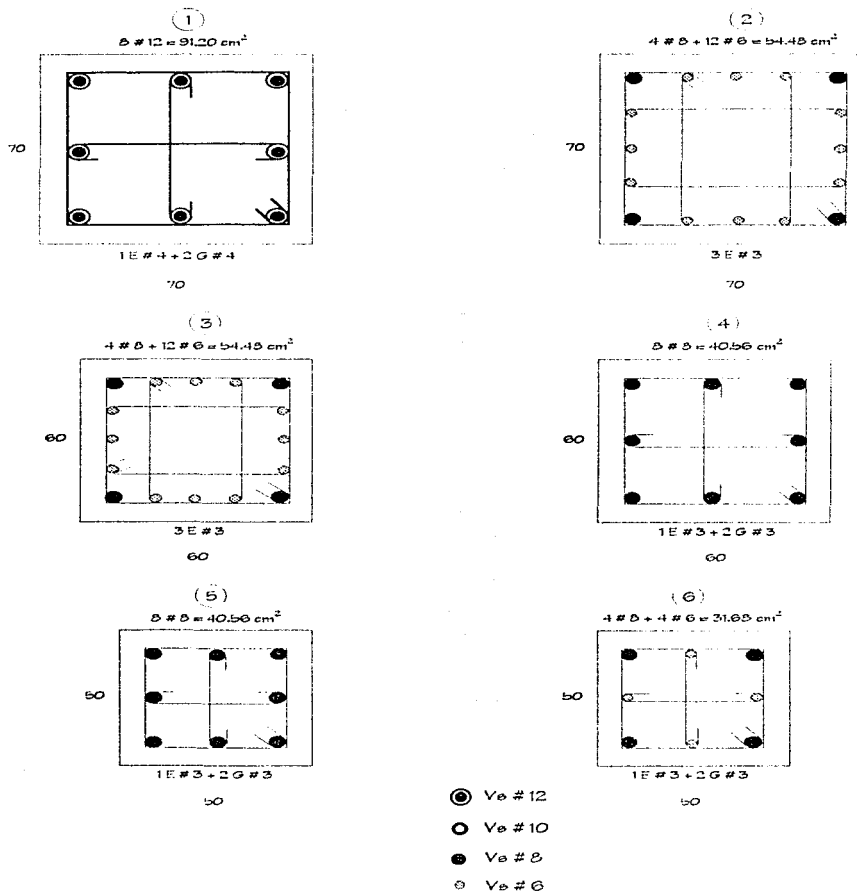


Fig 2.41.- Tipos de armados de las columnas del eje 2, edificio de 7 niveles diseñado en la zona II

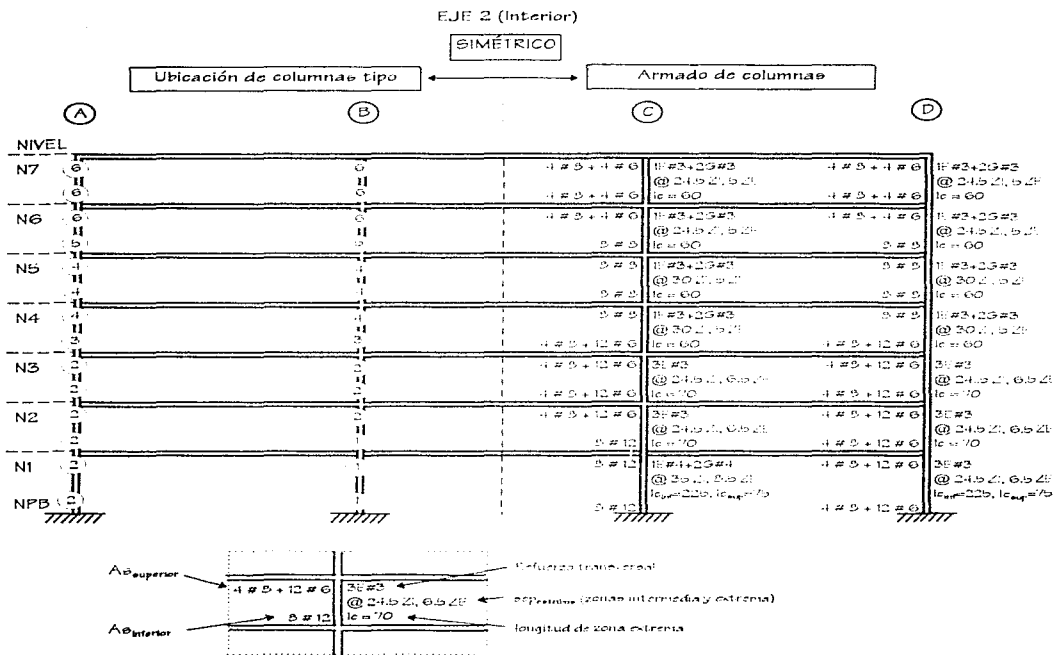


Fig 2.42.- Ubicación de los tipos de armados de las columnas del eje 2 de la estructura diseñada en la zona II

EJE 2 (Interior)

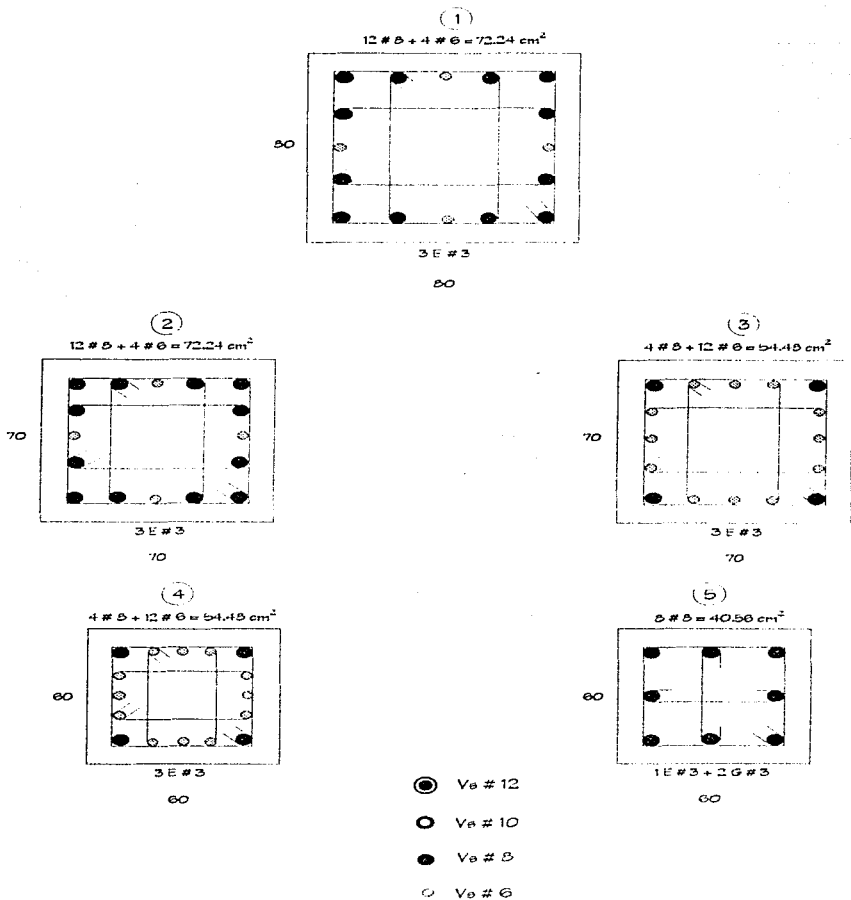


Fig 2.43.- Tipos de armados de las columnas del eje 2, edificio de 7 niveles diseñado en la zona III

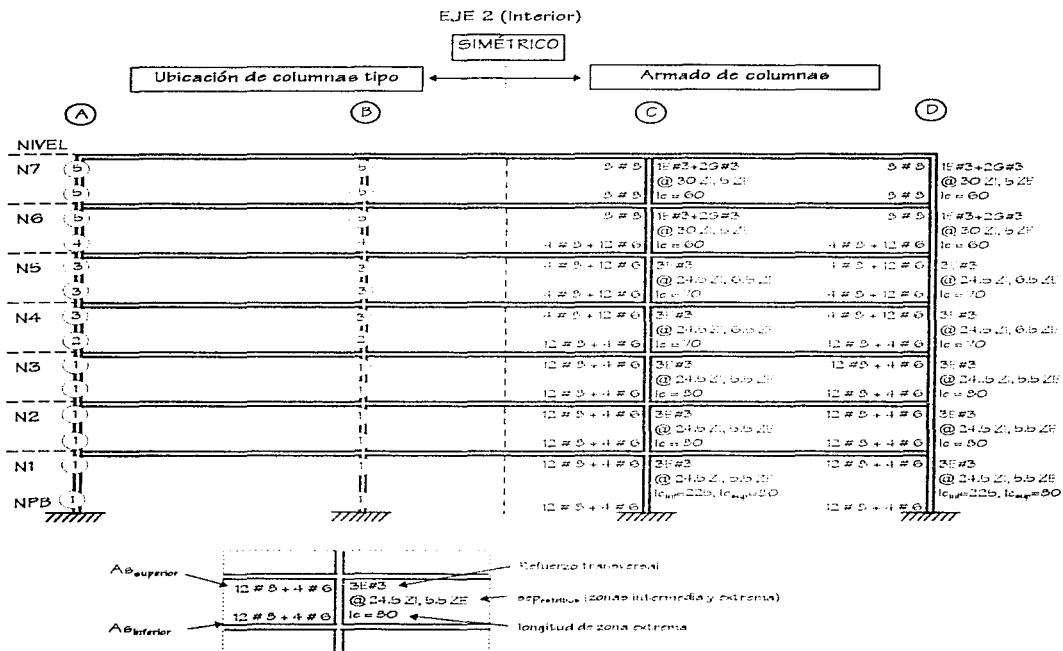


Fig 2.44.- Ubicación de los tipos de armados de las columnas del eje 2 de la estructura diseñada en la zona III

2.4.2. Edificio de 17 niveles

La fig 2.45 muestra el modelo matemático tridimensional de la estructura de 17 niveles, para analizar con el ETABS. El marco para el que se calculará la respuesta elástica es el correspondiente al eje 2, y se presenta en la fig 2.46. La planta del edificio de 17 niveles es similar a la del edificio de 7 niveles, y se muestra en la fig 2.47.

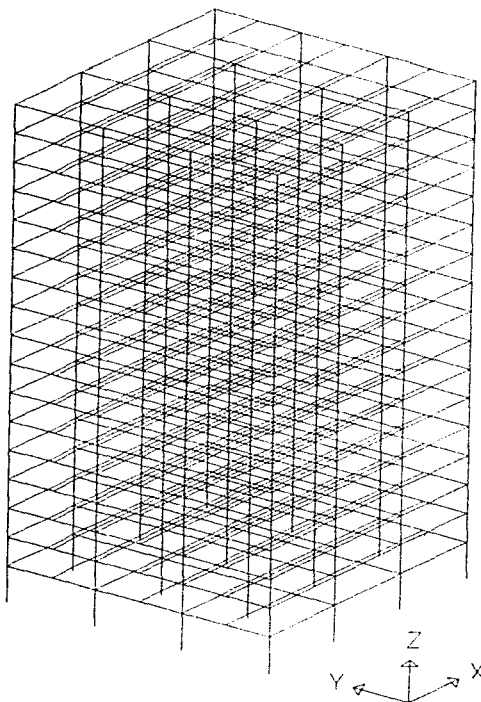


Fig 2.45.- Modelo matemático tridimensional de la estructura de 17 niveles

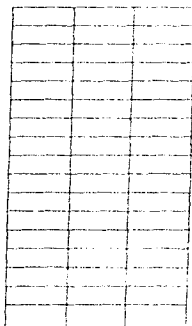


Fig 2.46.- Eje 2, edificio de 17 niveles

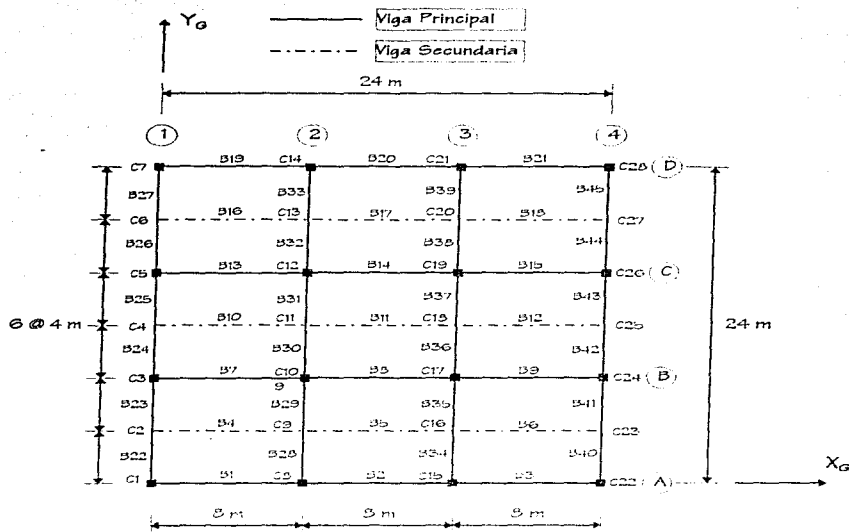


Fig 2.47.- Planta tipo de la estructura de 17 niveles (ubicación de vigas y columnas)

2.4.2.1. Periodos de vibración

Conociendo las distribuciones de masas y de rigideces, y con la ayuda de la herramienta del programa de computadora ETABS, fue posible obtener los periodos de vibración de las estructuras de 17 niveles desplantadas en zona de transición y en suelo compresible; la tabla 2.18 tiene los valores de los tres primeros modos de cada dirección, después de haber cumplido con los estados límite de servicio y de falla. También se incluyen en esta tabla los porcentajes de masa modal efectiva correspondientes.

Por la similitud en geometría y en la estructuración en ambas direcciones, los valores de los periodos fundamentales son muy parecidos: 1.69 s para la zona de transición y 1.45 s para suelo compresible. Las estructuras son ligeramente más rígidas en la dirección "X", debido a las vigas secundarias. Con casi 94 por ciento de la respuesta global de las dos estructuras (zonas II y III) participan los tres primeros modos de vibración, dominando por mucho el modo fundamental.

La estructura diseñada para zona III presenta periodos de vibración menores con respecto de la estructura diseñada para zona II; es decir, es más rígida.

Tabla 2.18.- Periodos de vibración, estructuras de 17 niveles

DIRECCIÓN	MODO	PERIODOS DE VIBRACIÓN, T_i (s)	
		Diseño - Zona II	Diseño - Zona III
X	1	1.667 * (78.22)	1.430 * (77.89)
	2	0.556 * (11.44)	0.473 * (11.69)
	3	0.314 * (3.95)	0.264 * (3.99)
Y	1	1.690 * (78.20)	1.450 * (77.87)
	2	0.563 * (11.40)	0.479 * (11.65)
	3	0.318 * (3.95)	0.268 * (4.00)
Z	1	1.206 * (79.59)	1.024 * (79.55)
	2	0.410 * (10.19)	0.346 * (10.19)
	3	0.238 * (3.99)	0.201 * (3.90)

* Resultados con los que se cumplió el estado límite de servicio y el estado límite de falla
() masa modal efectiva, %

Las figs 2.48 a 2.50 muestran en elevación y en planta las principales formas de vibrar del edificio desplantado en la zona II, direcciones Y y Z. Las figs 2.51 a 2.53 presentan resultados similares para la estructura desplantada en la zona III.

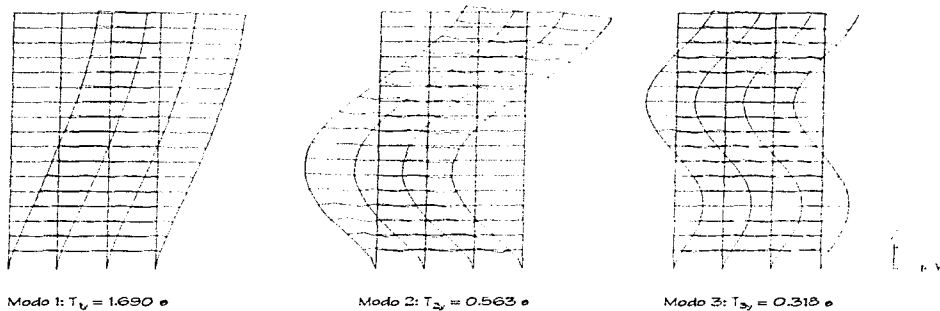


Fig 2.48.- Primeras tres formas modales de la dirección "Y" de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II

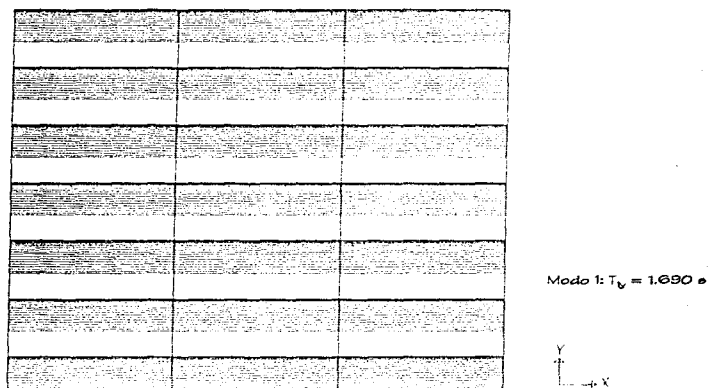


Fig 2.49.- Vista en planta del modo fundamental de vibración en la dirección "Y", estructura de 17 niveles diseñada en la zona II

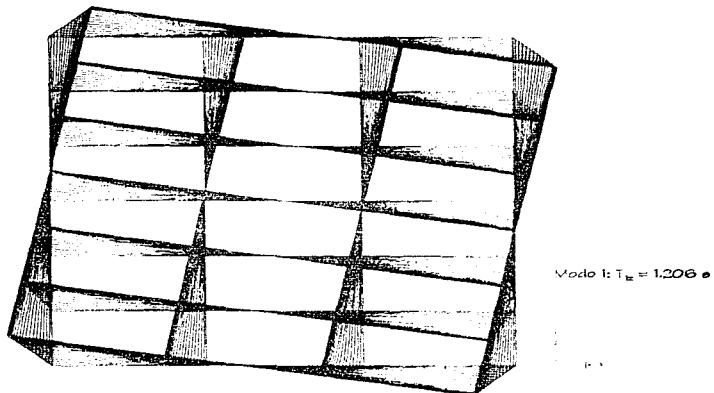


Fig 2.50.- Vista en planta del modo fundamental de vibración en torsión, estructura de 17 niveles diseñada en la zona III

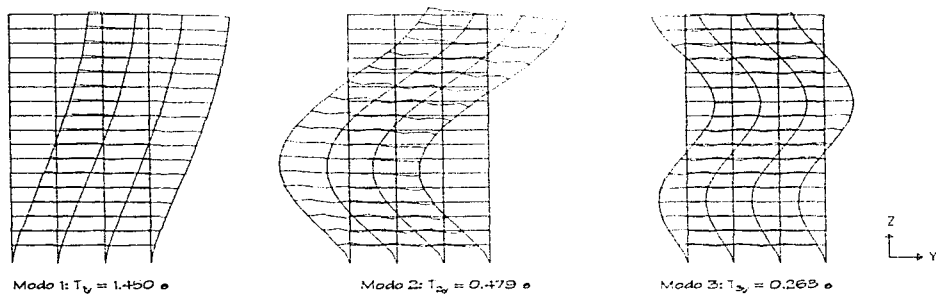


Fig 2.51.- Primeras tres formas modales de la dirección "Y" de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III

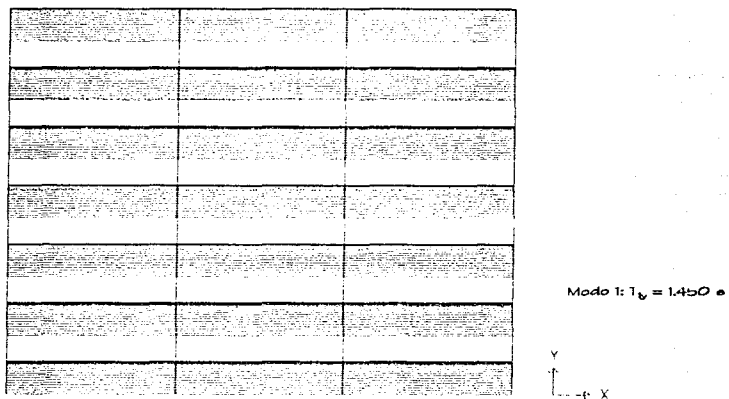


Fig 2.52.- Vista en planta del modo fundamental de vibración de la dirección "Y", estructura de 17 niveles diseñada en la zona III

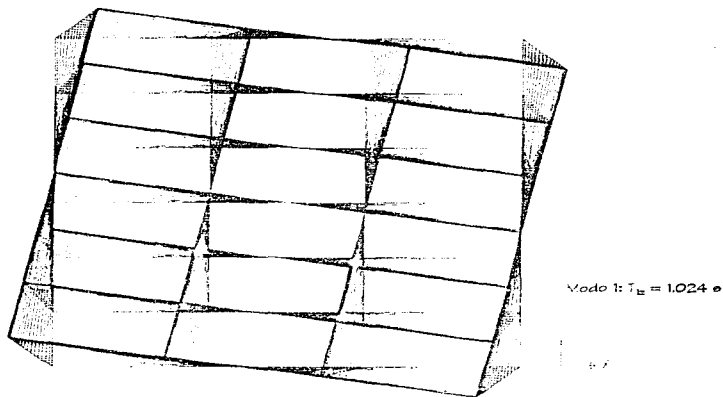


Fig 2.53.- Vista en planta del modo fundamental de vibración en torsión, estructura de 17 niveles diseñada en la zona III

2.4.2.2. Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, δ/h ,

La tabla 2.19 tiene los valores máximos de las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso para la estructura de 17 niveles diseñada con el espectro de zona II, y posteriormente sometida al espectro de zona III, siem en ambas direcciones. Las relaciones δ/h , para todos los entrepisos, siem en las direcciones X y Y, se muestran en las figs 2.54 y 2.55, respectivamente. Los resultados ya están afectados por el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$. Tanto en la tabla como en las figuras mencionadas, se presentan los resultados del método estático con fines comparativos.

Para cuando el siemo actúa en dirección "Y" las relaciones δ/h , son ligeramente mayores. En todos los casos los valores obtenidos con el método estático son mayores que con el método dinámico. La revisión del nivel permisible de 0.006 se realizó con los resultados del método dinámico.

Al excitar a la estructura diseñada para zona de transición ante el espectro de suelo blando, las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso obtenidas con el método dinámico aumentan aproximadamente 35 por ciento, y las del método estático 25 por ciento.

Tabla 2.19.- Valores máximos de relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, estructura de 17 niveles diseñada con espectro de la zona II, y ante el espectro de la zona III

ESPECTRO	DIRECCIÓN	ANÁLISIS	$(\delta/h)_{max}$	ENTREPISO
Zona II (diseño)	X	Estático	0.00340	N5-N6
		Dinámico	0.00616	N5-N6
	Y	Estático	0.00364	N5-N6
		Dinámico	0.00623	N5-N6
Zona III	X	Estático	0.01048	N5-N6
		Dinámico	0.00323	N5-N6
	Y	Estático	0.01080	N5-N6
		Dinámico	0.00352	N5-N6

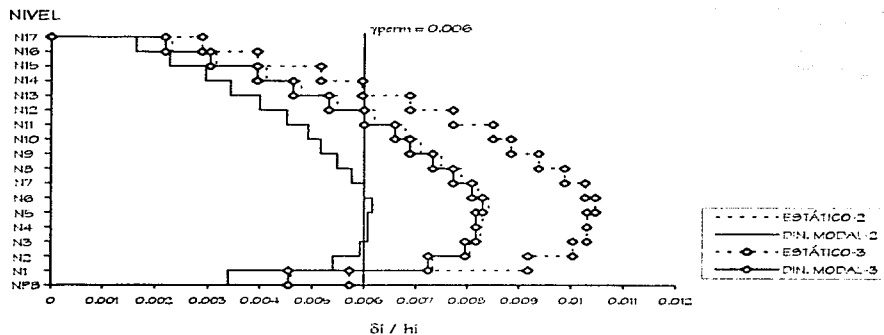


Fig. 2.54.- Comparación de las relaciones δ_i/h_i (seismo dirección "X") del edificio diseñado en la zona II, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona II.

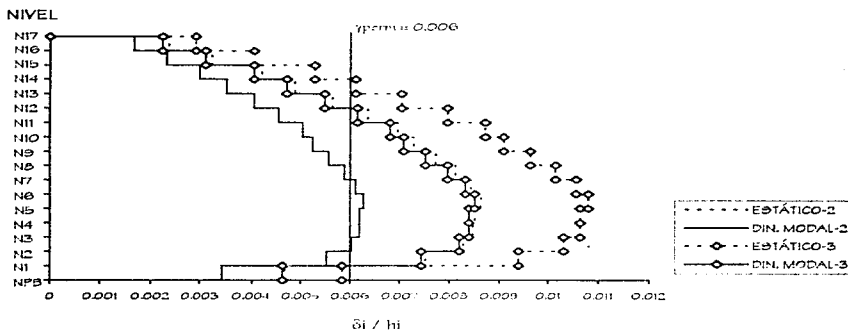


Fig. 2.55.- Comparación de las relaciones δ_y/h_i (seismo dirección "Y") del edificio diseñado en la zona II, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona II.

La tabla 2.20 presenta los valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso para la estructura diseñada con el espectro de zona III, y sometida después al espectro de zona II, como en ambas direcciones. En las fig 2.56 y 2.57 se muestran las relaciones δ/h , para todos los entrepisos. Se tienen las respuestas estáticas, para fines comparativos.

Al excitar a la estructura diseñada para vuelo compresible ante el espectro de la zona de transición, las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso se reducen aproximadamente 20 por ciento, debido a las diferencias entre las ordenadas de ambos espectros de diseño.

Tabla 2.20.- Valores máximos desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, estructura de 17 niveles diseñada con espectro de la zona III, y sometido ante el espectro de la zona II

ESPECTRO	DIRECCIÓN	ANÁLISIS	$(\delta/h)_{max}$	ENTREPISO
Zona III (diseño)	X	Estático	0.00772	N5-N6
		Dinámico	0.00603	N5-N6
	Y	Estático	0.00796	N5-N6
		Dinámico	0.00624	N5-N6
Zona II	X	Estático	0.00616	N5-N6
		Dinámico	0.00484	N5-N6
	Y	Estático	0.00636	N5-N6
		Dinámico	0.00500	N5-N6

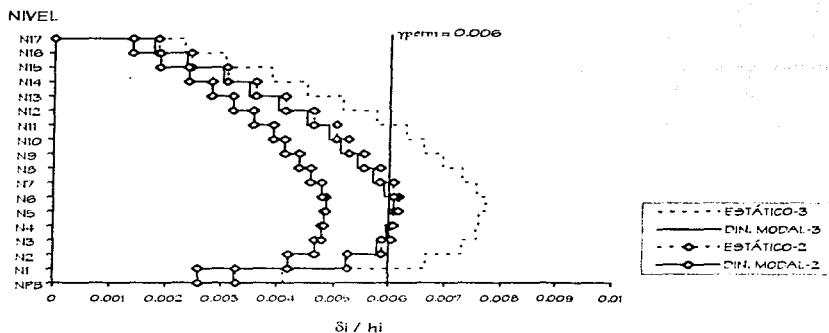


Fig 2.56.- Comparación de relaciones δ_i/h_i (sistema dirección "X") del edificio diseñado en la zona III, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona II

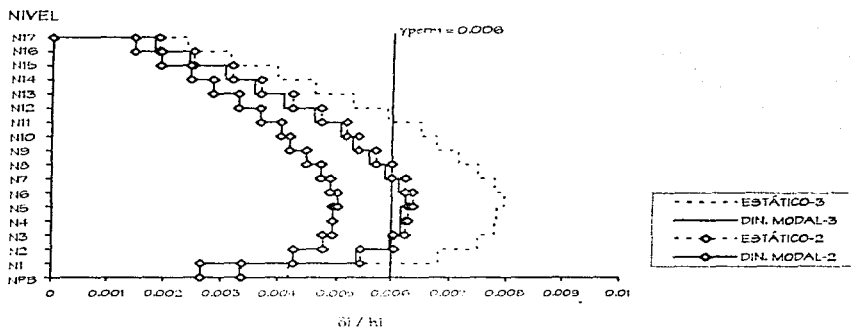


Fig 2.57.- Comparación de relaciones δ_i/h_i (sistema dirección "Y") del edificio diseñado en la zona III, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona II

2.4.2.3. Desplazamientos horizontales máximos totales

Los desplazamientos horizontales máximos de azotea se presentan en la tabla 2.21. Los valores ya están afectados por el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$. Las figs 2.58 y 2.59 muestran en elevación los desplazamientos horizontales máximos de piso (estáticos y dinámicos), siemro en direcciones "X" y "Y", del edificio diseñado para la zona de transición y después sometido al espectro de suelo compresible. Se observa que la estructura tiene un comportamiento de marco de flexión en ambas direcciones.

El incremento en los desplazamientos horizontales máximos al aplicar el espectro de zona III a la estructura diseñada con el espectro de zona II, es aproximadamente de 25 por ciento en el caso del método estático, y de 35 por ciento para el método dinámico.

Los valores obtenidos con el análisis estático son mayores en un 40 por ciento a los obtenidos con el análisis dinámico para la estructura diseñada en zona II, y al someterla ante el espectro de la zona III los resultados del método estático superan en 30 por ciento a los del método dinámico.

Tabla 2.21.- Desplazamientos horizontales máximos en azotea, estructura de 17 niveles diseñada con el espectro de la zona II, y sometida ante el espectro de la zona III

ESPECTRO	DIRECCIÓN	ANÁLISIS	Δ_{max} (cm)
Zona II (diseño)	X	Estático	38.36
		Dinámico	27.76
	Y	Estático	39.44
		Dinámico	28.24
Zona III	X	Estático	47.96
		Dinámico	37.20
	Y	Estático	49.32
		Dinámico	38.24

NIVEL

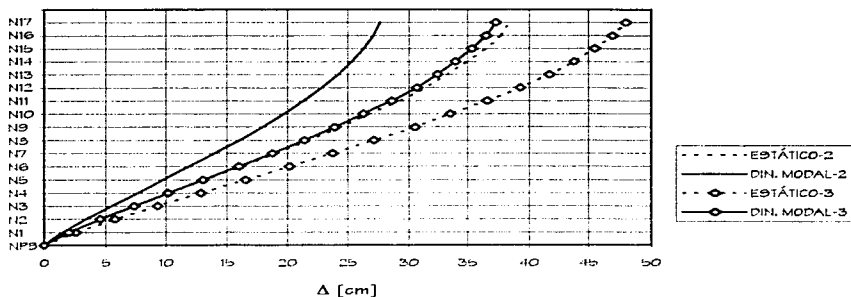


Fig 2.58.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos dinámicos y estáticos (eje X) del edificio diseñado en la zona II, y ante los efectos del espectro de la zona III

NIVEL

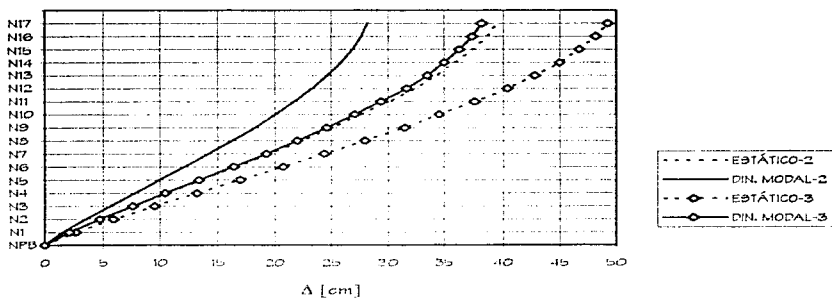


Fig 2.59.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos dinámicos y estáticos (eje Y) del edificio diseñado en la zona II, y ante los efectos del espectro de la zona III

Ahora, las figs 2.60 y 2.61 muestran los desplazamientos horizontales máximos totales para el edificio diseñado con el espectro de zona III, al que posteriormente se le aplica el espectro de zona II, primero en direcciones "X" y "Y", respectivamente; el comportamiento sigue siendo de marco de flexión. Los desplazamientos horizontales máximos de azotea se encuentran en la tabla 2.22.

Los desplazamientos laterales son ligeramente mayores para cuando el sismo actúa en dirección "Y". Al analizar al edificio diseñado en suelo blando con el espectro de zona de transición, los desplazamientos horizontales se reducen 20 por ciento.

Tabla 2.22.- Desplazamientos horizontales máximos en azotea, estructura de 17 niveles diseñada con el espectro de la zona III, y sometida ante el espectro de la zona II

ESPECTRO	DIRECCIÓN	ANÁLISIS	Δ_{max} (cm)
Zona III (diseño)	X	Estático	35.52
		Dinámico	27.48
	Y	Estático	36.48
		Dinámico	28.24
Zona II	X	Estático	28.40
		Dinámico	22.00
	Y	Estático	29.20
		Dinámico	22.60

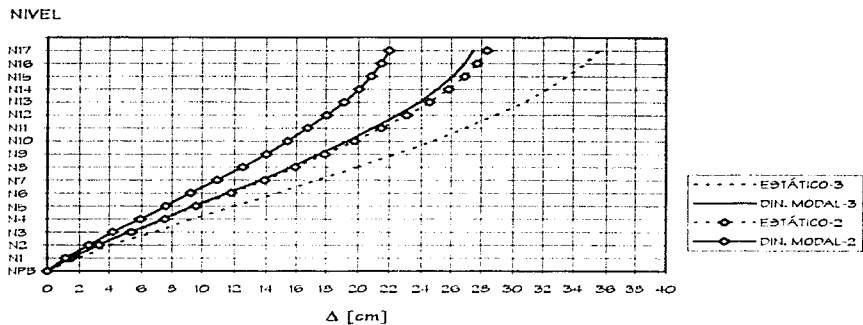


Fig 2.60.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos dinámicos y estáticos (eje en dirección "X") del edificio diseñado en la zona III, y ante los efectos del espectro de la zona II

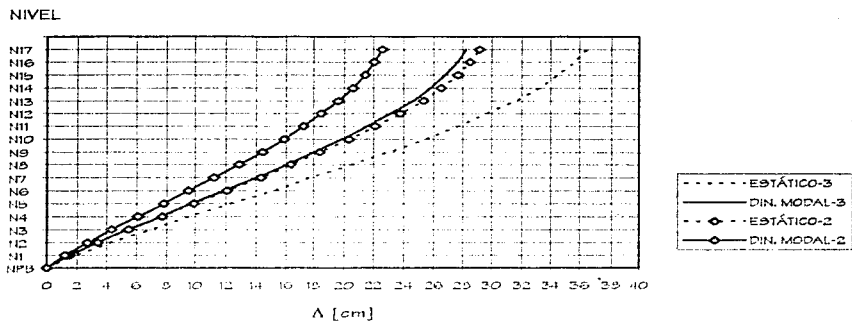


Fig 2.61.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos dinámicos y estáticos (eje en dirección "Y") del edificio diseñado en la zona III, y ante los efectos del espectro de la zona II

2.4.2.4. Fuerzas cortantes de entrepiso

La tabla 2.23 presenta las fuerzas cortantes máximas de entrepiso, y en las figs 2.62 y 2.63 se tiene la distribución en elevación de las fuerzas cortantes, tanto en direcciones "X" y "Y", respectivamente, de la estructura desplantada y diseñada en la zona II, y posteriormente excitada ante las fuerzas sísmicas de la zona III. Se muestran también los resultados estáticos, para fines comparativos.

El incremento en los valores de las fuerzas cortantes obtenidas con el método dinámico al analizar con el espectro de zona III el edificio diseñado para zona II, es de 35 por ciento. Los cortantes para cuando el sismo actúa en las direcciones "X" y "Y" son prácticamente iguales, debido a la casi simetría del edificio.

Tabla 2.23.- Fuerzas cortantes máximas de entrepiso, estructura de 17 niveles diseñada con el espectro de la zona II, y sometida ante el espectro de la zona III

ESPECTRO	DIRECCIÓN	ANÁLISIS	V _{max} (t)
Zona II (diseño)	X	Estático	940.01
		Dinámico	696.51
	Y	Estático	940.01
		Dinámico	690.01
Zona III	X	Estático	1175.01
		Dinámico	931.85
	Y	Estático	1175.01
		Dinámico	931.85

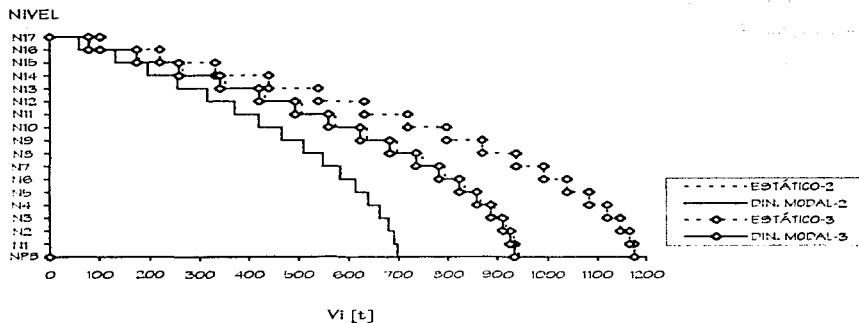


Fig 2.02.- Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso (eje de dirección "X") de edificio diseñado en la zona II, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona III

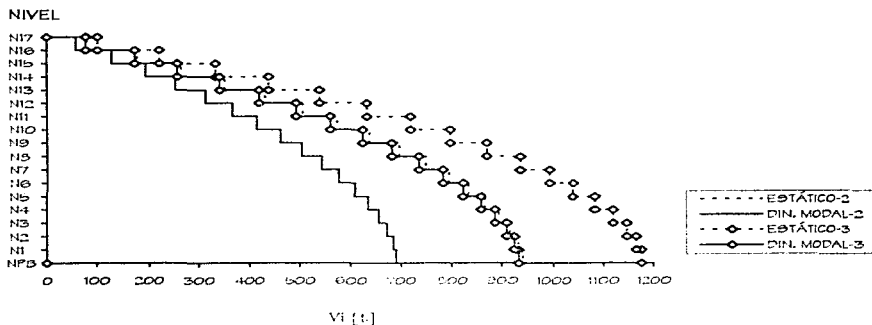


Fig 2.03.- Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso (eje de dirección "Y") de edificio diseñado en la zona II, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona III

La tabla 2.24 muestra las fuerzas cortantes máximas, y las figs 2.64 y 2.65 la distribución en elevación de las fuerzas cortantes, como en direcciones "X" y "Y", del edificio desplazado y diseñado en la zona III, y posteriormente excitado ante los efectos sísmicos de la zona II. Se tienen, también, resultados estáticos, para fines comparativos.

Al excitar la estructura diseñada para las condiciones de suelo blando ante el espectro de la zona de transición, las fuerzas cortantes se reducen hasta 20 por ciento.

Tabla 2.24.- Fuerzas cortantes máximas de entrepiso, estructura de 17 niveles diseñada con el espectro de la zona III, y sometida ante el espectro de la zona II

ESPECTRO	DIRECCIÓN	ANÁLISIS	V _{max} (t)
Zona III (diseño)	X	Estático	1331.16
		Dinámico	1051.79
	Y	Estático	1331.16
		Dinámico	1051.53
Zona II	X	Estático	1064.93
		Dinámico	841.43
	Y	Estático	1064.93
		Dinámico	841.27

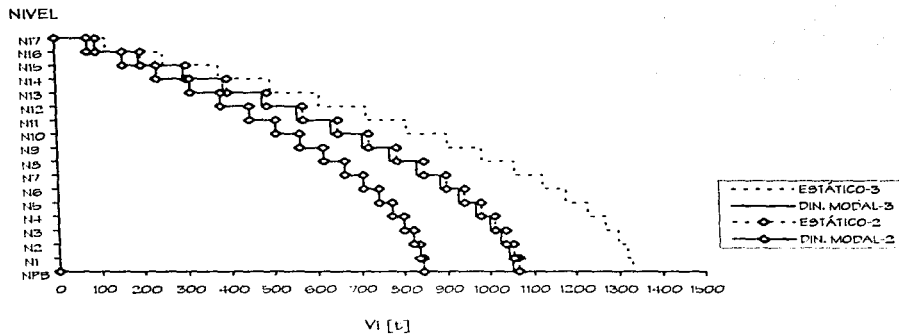


Fig 2.64.- Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso (eje dirección "X") de edificio diseñado en la zona III, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona II

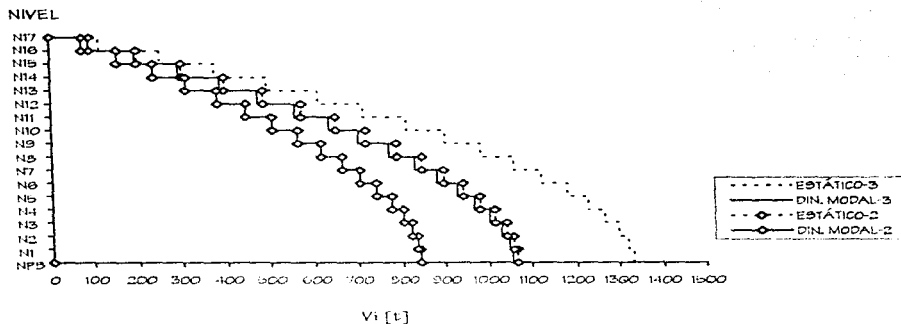


Fig 2.65.- Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso (eje dirección "Y") de edificio diseñado en la zona III, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona II

2.4.2.4.1. Revisión por cortante basal

Como lo especifica el RFD-93 en sus NTC-Sismo, en esta sección se revisa que la fuerza cortante basal dinámica " V_0 " no sea menor que el siguiente valor:

$$\frac{0.8aH_0}{Q'}$$

- Estructura de 17 niveles diseñada con el espectro de la zona II

$$W_0 = 11750.11 \text{ t}$$

$$\text{Espectro de zona II: } T_a = 0.3 \text{ s, } T_b = 1.5 \text{ s, } c = 0.32, r = 2/3$$

Dirección "X"

$$T_x \approx 1.667 \text{ s, } V_{0px} = 696.51 \text{ t, } Q' = 4$$

$$T_b > T_x \Rightarrow a_x = qc = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r c = \left(\frac{1.5}{1.66669}\right)^{\left(\frac{2}{3}\right)} (0.32) = 0.2983$$

$$\frac{0.8a_x W_0}{Q'} = \frac{0.8(0.2983)(11750.11)}{4} = 700.99 \text{ t} > V_{0px} = 696.51 \text{ t}$$

El factor de corrección es:

$$\frac{700.99}{696.51} = 1.006 \approx 1, \text{ por tanto no se afectan los resultados de las fuerzas de diseño y de los desplazamientos, obtenidos anteriormente.}$$

desplazamientos, obtenidos anteriormente.

Dirección "Y"

$$T_y \approx 1.690 \text{ s, } V_{0py} = 690.01 \text{ t, } Q' = 4$$

$$T_b > T_y \Rightarrow a_y = qc = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r c = \left(\frac{1.5}{1.69009}\right)^{\left(\frac{2}{3}\right)} (0.32) = 0.2955$$

$$\frac{0.8a_y W_0}{Q'} = \frac{0.8(0.2955)(11750.11)}{4} = 694.51 \text{ t} > V_{0py} = 690.01 \text{ t}$$

El factor de corrección es:

$$\frac{694.51}{690.01} = 1.007 \approx 1, \text{ por lo tanto no es necesario afectar las fuerzas de diseño y los desplazamientos determinados previamente.}$$

determinados previamente.

- Edificio diseñado con espectro de zona III

$$W_0 = 13311.58 \text{ t}$$

$$\text{Espectro de zona III: } T_a = 0.6 \text{ s, } T_b = 3.9 \text{ s, } c = 0.40, r = 1$$

Dirección "X"

$$T_b \approx 1.430 \text{ s, } V_{0bx} = 1051.79 \text{ t, } Q' = 4$$

$$T_a < T_b < T_b \Rightarrow a_x = c = 0.40$$

$$\frac{0.8 a_x W_0}{Q'} = \frac{0.8(0.40)(13311.58)}{4} = 1064.93 \text{ t} > V_{0bx} = 1051.79 \text{ t}$$

Factor de corrección:

$$\frac{1064.93}{1051.79} = 1.012 \approx 1, \text{ por lo tanto no se afectan resultados de las fuerzas de diseño y de los desplazamientos laterales calculados anteriormente.}$$

Dirección "Y"

$$T_b \approx 1.450 \text{ s, } V_{0by} = 1051.59 \text{ t, } Q' = 4$$

$$T_a < T_b < T_b \Rightarrow a_y = c = 0.40$$

$$\frac{0.8 a_y W_0}{Q'} = \frac{0.8(0.40)(13311.58)}{4} = 1064.93 \text{ t} > V_{0by} = 1051.59 \text{ t}$$

Factor de corrección:

$$\frac{1064.93}{1051.59} = 1.013 \approx 1; \text{ no es necesario modificar los resultados anteriores.}$$

Para ambas estructuras, diseñadas en zonas II y III, la fuerza cortante basal dinámica fue ligeramente menor que $0.8 a W_0 / Q'$, si bien en las direcciones "X" y "Y"; ante diferencias tan pequeñas, no hubo necesidad de afectar los valores de las fuerzas de diseño y de los desplazamientos laterales máximos porque en todos los casos el factor de corrección fue muy cercano a la unidad.

2.4.2.5. Elementos mecánicos últimos y diseño de elementos estructurales

2.4.2.5.1. Elementos mecánicos últimos

Después de llevar a cabo el análisis estructural de los dos edificios de 17 niveles ubicados en las zonas II y III, respectivamente, fue posible obtener los elementos mecánicos últimos de vigas y columnas. Posteriormente, para fines comparativos, se excitó la estructura diseñada en la zona II ante el espectro de la zona III, así como también la estructura diseñada en la zona III bajo el espectro de la zona II. En esta sección se presentan los resultados y las comparaciones de los elementos mecánicos últimos en vigas y columnas para el eje 2 (interior), después de haber revisado todas las posibles combinaciones de cargas actuantes en dichas estructuras. Se procedió de forma similar a la ya expuesta para las estructuras de 7 niveles. Para todos los resultados posteriores se apoyó en el análisis sísmico dinámico modal espectral, más los efectos de las cargas muertas y cargas vivas.

- Elementos mecánicos últimos en vigas

Las figs 2.66 y 2.67 muestran los elementos mecánicos últimos de los extremos de las vigas del eje 2 (marco interior de la dirección "Y"), que se obtienen del análisis sísmico modal espectral tridimensional, incluyendo los efectos de las cargas gravitacionales. La fig 2.66 compara los elementos mecánicos últimos de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, y posteriormente sometida ante el espectro de la zona III; por su parte, la fig 2.67 tiene la comparación de los elementos mecánicos de diseño del edificio de 17 niveles diseñado en la zona III, pero ahora ante los efectos sísmicos del espectro de la zona II. Los elementos mecánicos últimos presentados son los más críticos, que se obtuvieron después de revisar todas las posibles combinaciones de carga señaladas por el RDF-93, tomando en cuenta los factores de carga correspondientes. Están también incluidos los efectos de torsión, los de segundo orden (P- Δ), y los efectos bidireccionales del sismo.

- Elementos mecánicos en columnas

La fig 2.68 tiene los elementos mecánicos últimos de diseño de las columnas del marco del eje 2 para el edificio de 17 niveles diseñado en la zona II, y los elementos mecánicos últimos del mismo edificio pero ante los efectos sísmicos del espectro de la zona III. La fig 2.69 compara los elementos mecánicos últimos de las columnas de la estructura diseñada con el espectro de la zona III, y analizada posteriormente con el espectro de la zona II. La obtención de estos elementos mecánicos últimos se hizo revisando las diferentes combinaciones de carga especificadas por el RDF-93, así como también tomando en cuenta los efectos de interacción entre la fuerza axial y los momentos flexionantes actuantes en ambas direcciones. Estos resultados sólo se presentan para el extremo (superior o inferior) de columna más esforzado.

EJE 2 (Interior)

SIMÉTRICO

Diseño con espectro de zona II

Espectro de zona III

NIVEL	99.48	26.11	12.22	9.46	36.65	19.11	19.36	41.3	11.04	12.22	26.11	99.48	
N17				0.71								2.34	
	-65.85	30.56	19.12	-19.32	-49.89	23.49	29.46	97.03		23.49	16.31	30.56	-69.23
N16				5.87								10.04	
	-12.73	30.00	19.04	-29.43	-58.34	29.88	29.67	68.41		36.62	20.10	31.76	-80.31
N15				13.49								10.82	
	83.27	32.88	20.28	37.10	64.18	28.79	32.62	31.79		47.94	23.32	39.90	94.18
N14				24.93								24.90	
	90.87	34.82	22.81	-49.34	-79.83	30.96	38.99	92.26		58.97	26.87	39.70	104.19
N13				31.65								31.65	
	97.41	36.84	24.99	-93.92	-123.46	33.08	38.44	-102.49		69.89	29.82	41.40	113.88
N12				38.27								38.27	
	-103.18	38.82	24.33	-62.19	-100.24	39.00	41.09	110.12		80.72	32.63	45.82	-122.57
N11				44.03								44.03	
	-110.41	40.89	29.58	-69.82	-127.89	37.49	44.46	122.27		90.80	34.73	47.04	-132.13
N10				51.87								51.87	
	131.73	42.17	31.49	-70.10	-103.33	39.01	46.86	129.69		99.39	38.17	48.89	-158.63
N9				59.29								59.29	
	20.14	43.29	33.92	-63.20	-100.33	40.43	48.82	138.82		108.49	42.02	50.89	-184.29
N8				69.31								69.31	
	27.39	44.37	39.48	-69.93	-112.96	41.79	50.28	142.72		119.10	43.82	52.19	-190.28
N7				79.33								79.33	
	122.63	44.37	39.48	-69.93	-112.96	41.79	50.28	142.72		119.10	43.82	52.19	-190.28
N6				89.35								89.35	
	40.41	45.02	37.28	-96.09	-116.27	42.72	51.69	147.34		124.97	44.94	53.27	-194.13
N5				99.37								99.37	
	40.41	46.29	39.29	-101.72	-120.10	44.28	53.69	152.16		131.96	46.03	55.10	-198.29
N4				109.39								109.39	
	46.34	46.34	40.39	-109.72	-121.37	44.64	54.12	154.18		136.20	46.42	56.34	-199.00
N3				119.41								119.41	
	50.27	49.84	41.23	-109.19	-120.64	44.13	53.82	153.29		135.19	46.30	54.89	-197.44
N2				129.43								129.43	
	55.64	44.17	40.89	-107.41	-116.29	43.11	52.01	149.23		131.35	44.99	52.84	-190.27
N1				139.45								139.45	
	51.64	39.33	38.01	-96.99	-100.48	38.60	49.89	143.67		121.99	44.34	46.63	-129.10
NPB				149.47								149.47	
	41.93			-99.32	-83.28			68.93		70.44			67.48

Fig 2.66.- Comparación de elementos mecánicos últimos de las vigas del eje 2 de la estructura diseñada en la zona II, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona III

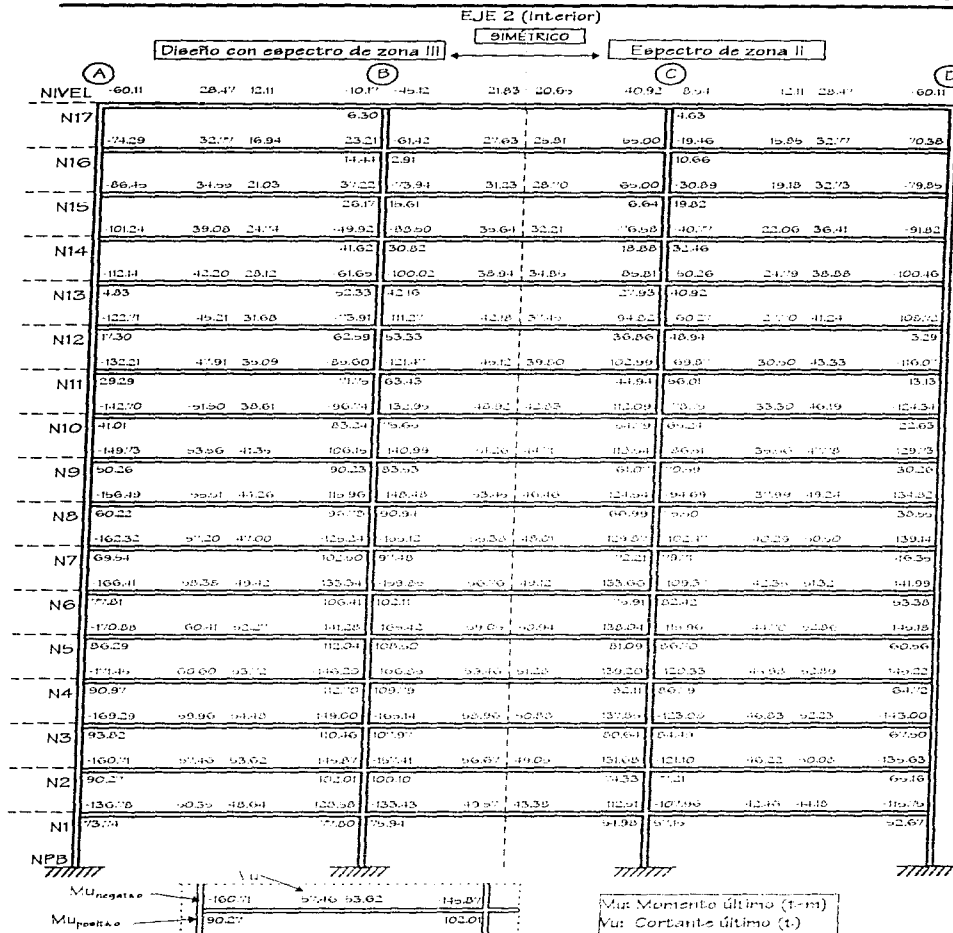
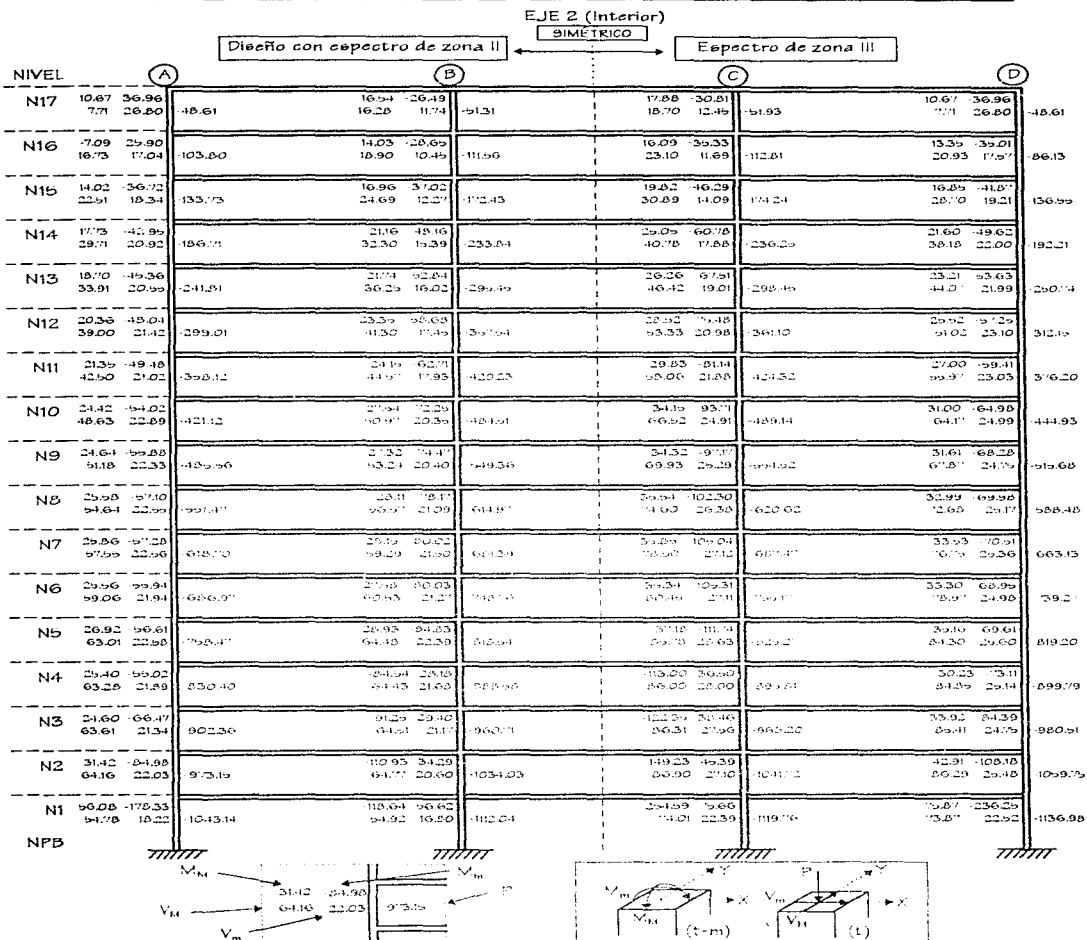


Fig 2.67.- Comparación de elementos mecánicos últimos de la viga del eje 2 de la estructura diseñada en la zona III, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona II



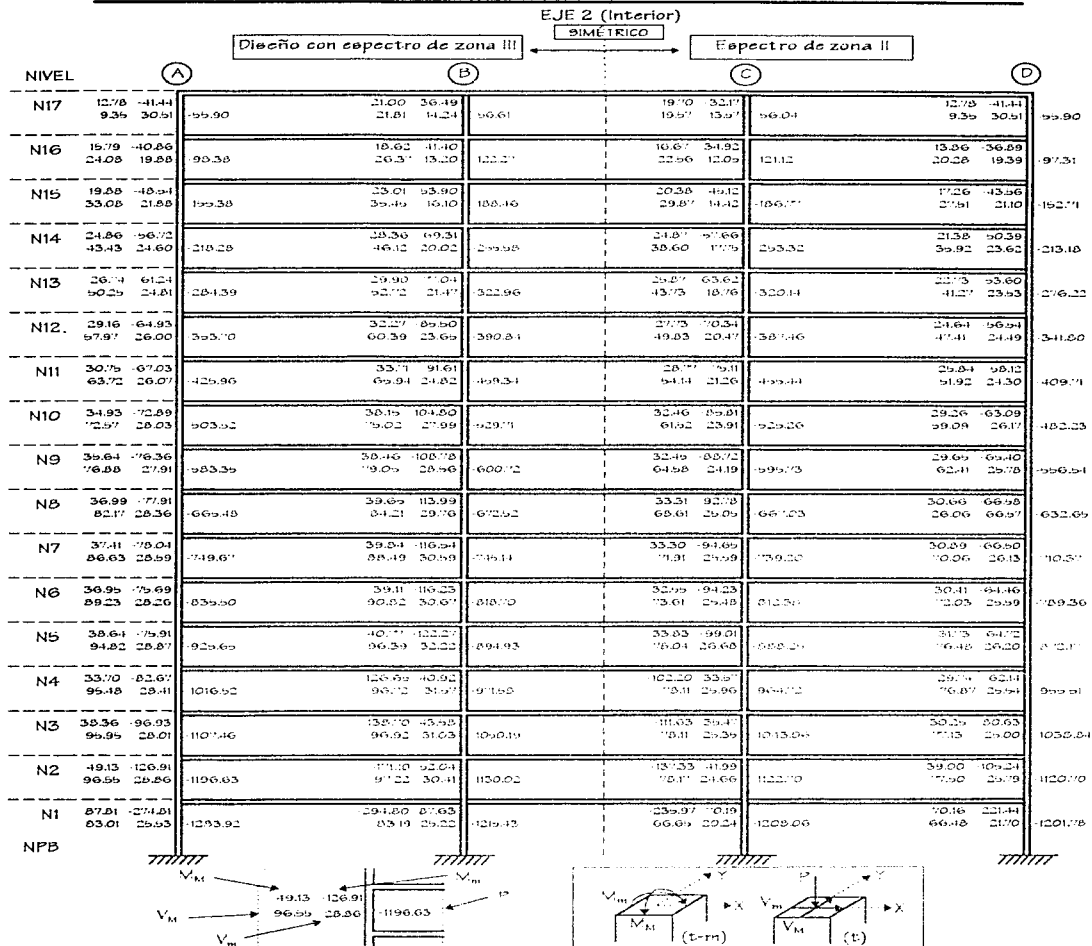


Fig 2.69.- Comparación de elementos mecánicos últimos de las columnas del eje 2 de la estructura diseñada en la zona III, y ante los efectos sísmicos del espectro de la zona II

2.4.2.5.2. Diseño de elementos estructurales

Se diseñaron las áreas de acero de refuerzo de los elementos estructurales (vigas y columnas) del marco del eje 2 de los edificios de 17 niveles desplazados en zonas de suelo de transición y compresible. Algunos de estos diseños se realizaron manualmente, de acuerdo a las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y el resto con la ayuda del post-procesador de diseño CONKER del ETABS. Con ambas formas de diseñar se obtienen resultados prácticamente iguales.

- Diseño de vigas

Se diseñaron manualmente las vigas B2B de los niveles 4 y 17 (ver fig 2.6) de las dos estructuras ubicadas en las zonas II y III. El cálculo del acero de refuerzo longitudinal y transversal de las otras vigas se hizo con una hoja de cálculo en Excel. La fig 2.70 muestra las áreas de acero de refuerzo resultantes para momentos flexionantes negativo y positivo de las vigas del marco del eje 2, donde se comparan los valores obtenidos para el edificio de 17 niveles diseñado en la zona II y en la zona III.

Como es lógico, las áreas de acero de refuerzo longitudinal de las vigas de la estructura desplazada en la zona III resultan mayores que las de la estructura desplazada en zona II, debido a las diferencias de las ordenadas espectrales.

Para cumplir con las especificaciones de marcos dúctiles, en todas las vigas se revisó que el momento resistente positivo fuera al menos la mitad del momento resistente negativo, en ambas condiciones de zonas sísmicas.

La fig 2.71 muestra los tipos de armados resultantes de las vigas del marco del eje 2 para la estructura de 17 niveles diseñada ante las condiciones de la zona de transición; su ubicación se tiene en la fig 2.72. Los armados y ubicación de las vigas del edificio de 17 niveles diseñado en suelo compresible, se presentan en las figs 2.73 y 2.74.

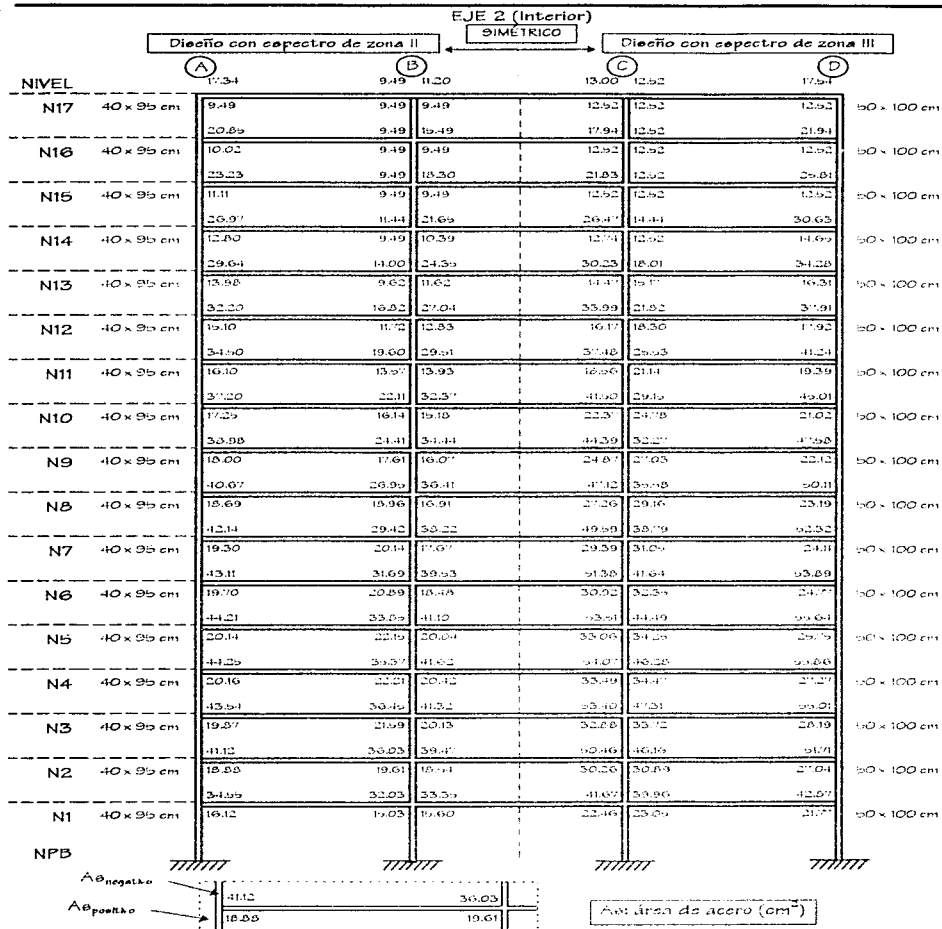


Fig 2.70.- Comparación de cuantías de acero de refuerzo longitudinal de las vigas del eje 2 de las estructuras diseñadas en las zonas II y III

EJE 2 (Interior)

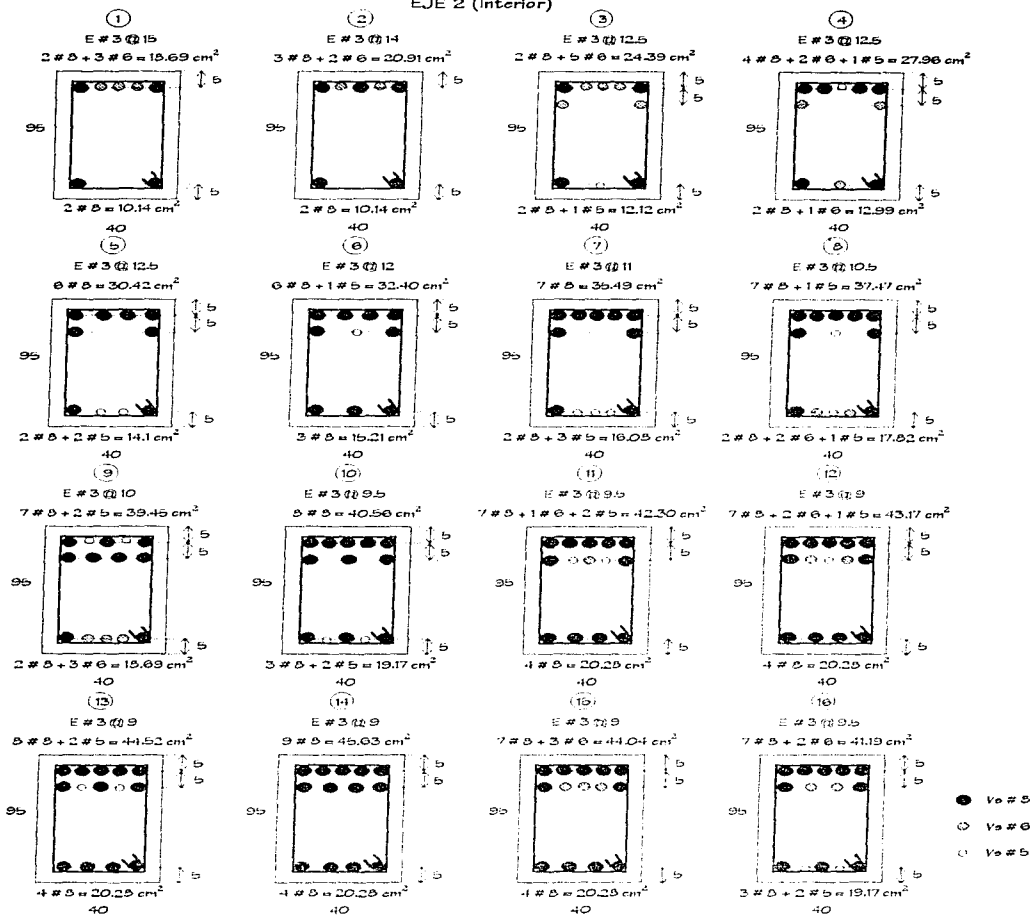


Fig 2.71.a).- Tipos de armados de las vigas del eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en la zona II

EJE 2 (Interior)

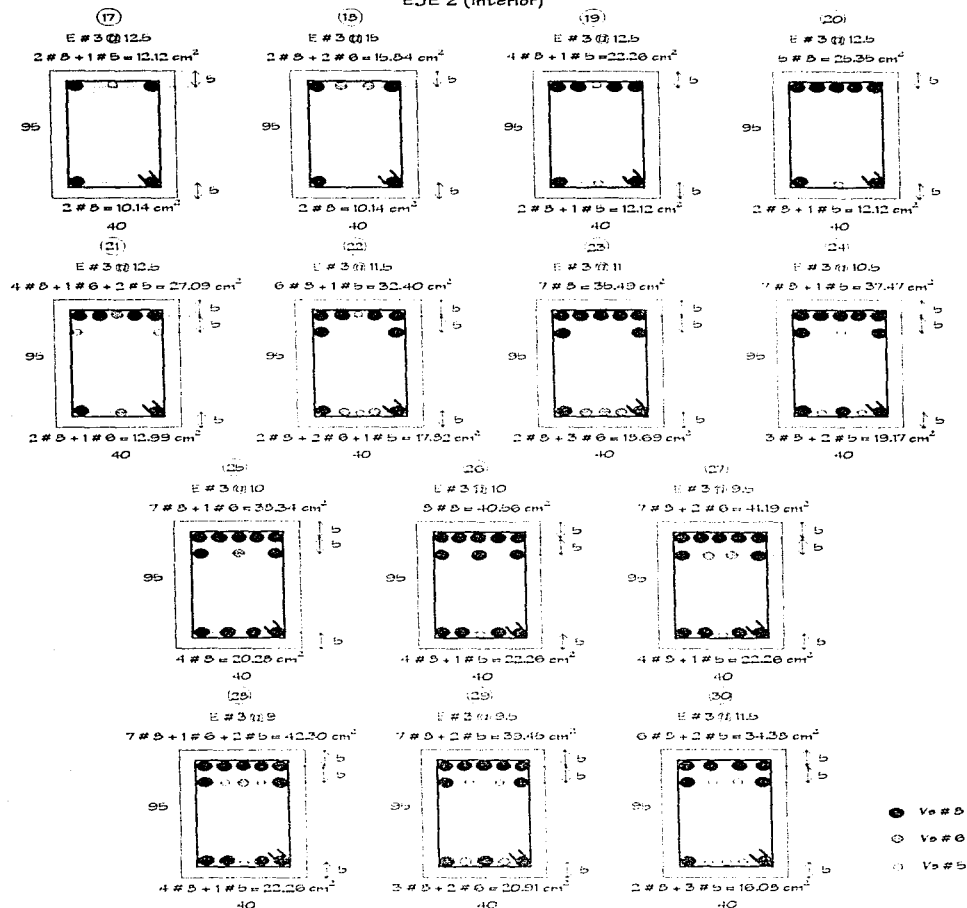


Fig 2.71.b).- Tipos de armados de las vigas del eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en la zona II

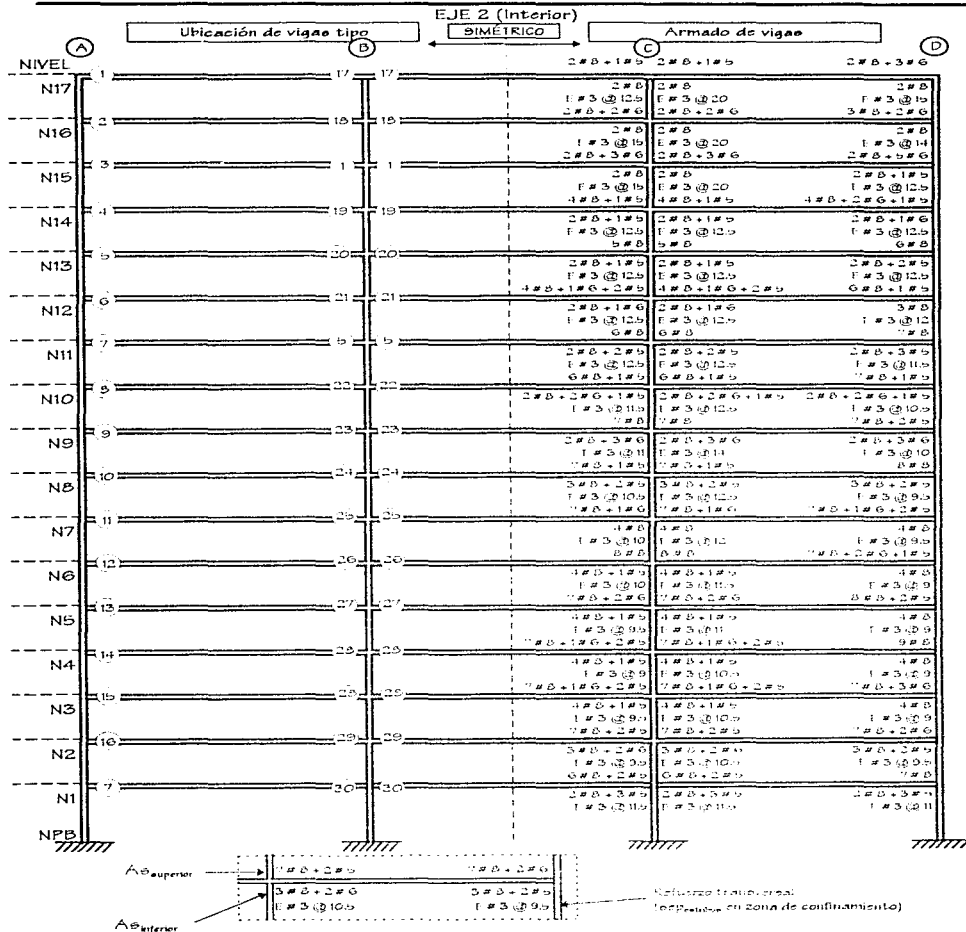


Fig 2.72.- Ubicación de los tipos de armados de las vigas del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II

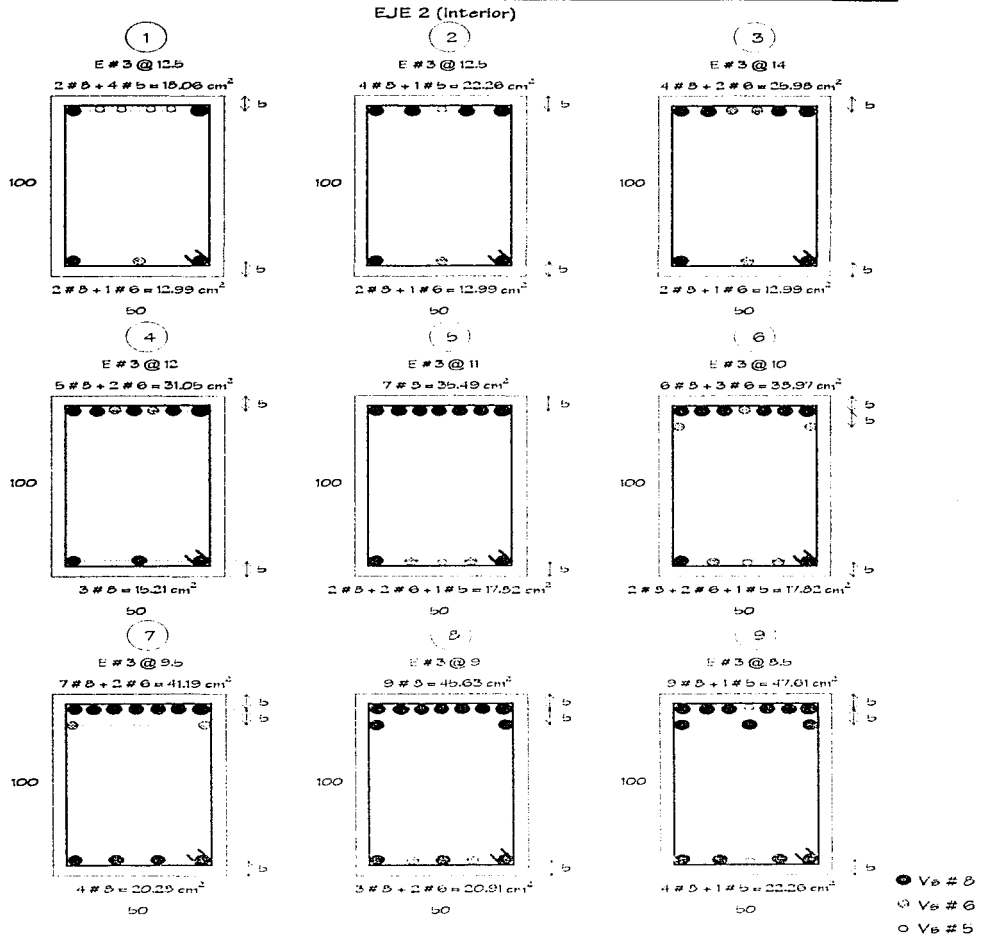


Fig 2.73 a).- Tipo de armado de las vigas del eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en la zona III

EJE 2 (Interior)

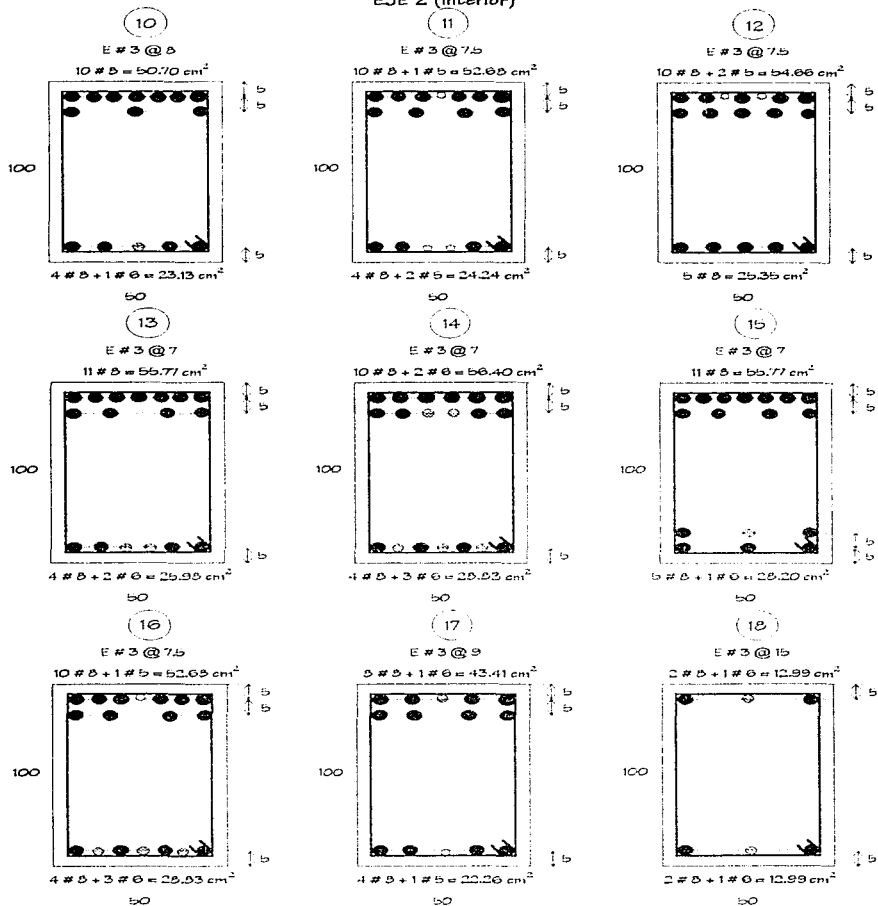


Fig 2.73 b).- Tipos de armados de las vigas del eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en la zona III

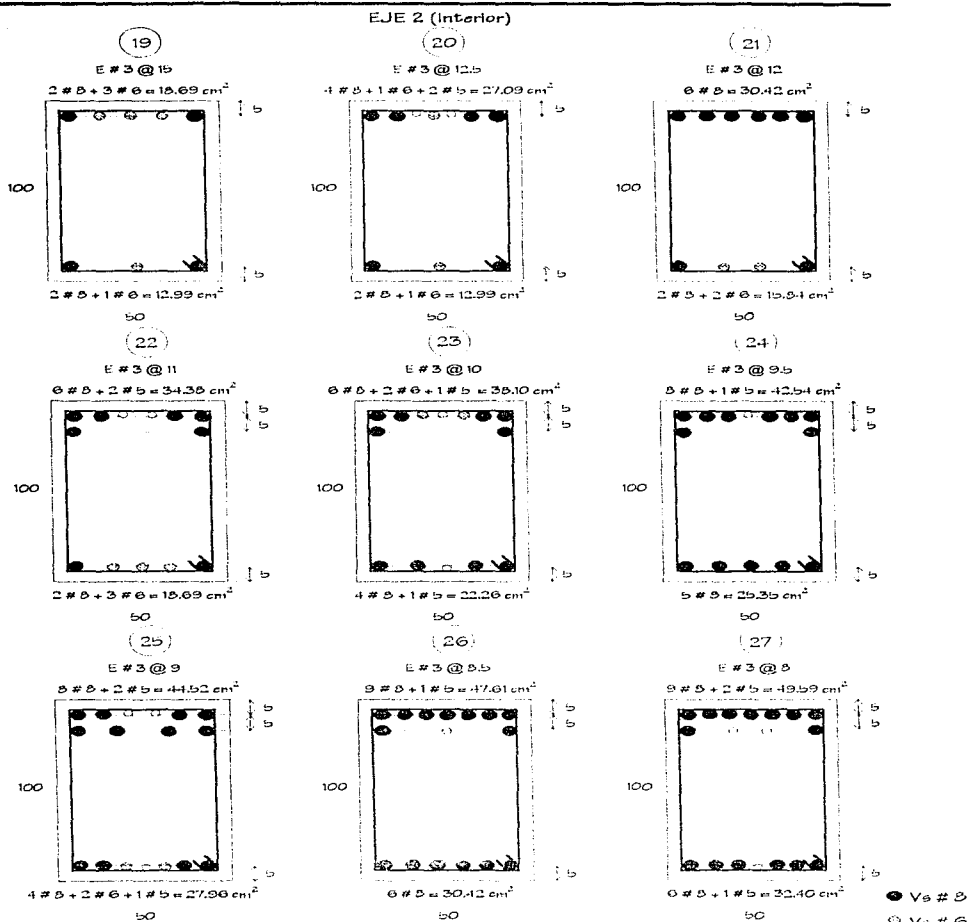
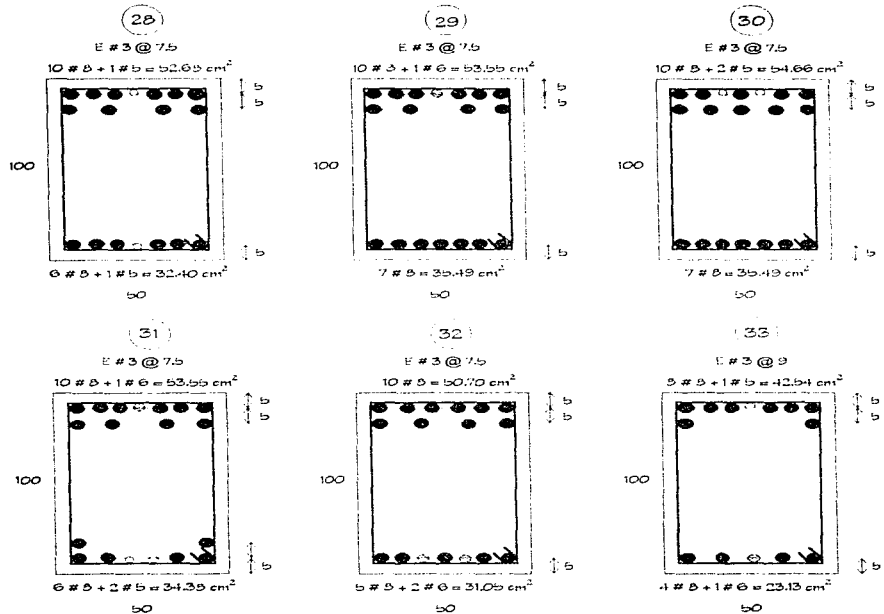


Fig 2.73 c).- Tipos de armados de las vigas del eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en la zona III

EJE 2 (Interior)



- $V_e \# 8$
- $V_e \# 6$
- $V_e \# 5$

Fig 2.73 d).- Tipos de armados de las vigas del eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en la zona III

- **Diseño de columnas**

Las columnas C12 y C14 del marco del eje 2 (ver fig 2.47) donde hay cambio de sección transversal (entreplecos 1, 6, 11 y 15) fueron diseñadas de forma manual, estructurales de las zonas II y III. Para el resto se elaboró una hoja de cálculo en Excel, considerando las especificaciones de las NTC. Además, se apoyó en los cálculos hechos por el post-procesador de diseño CONKER, disponible en el ETABS; las diferencias por ambos métodos fueron poco significativas. La fig 2.75 compara las cuantías de acero longitudinal calculadas en las columnas del eje 2 para los edificios diseñados bajo las condiciones de las zonas II y III.

El área de acero longitudinal requerida, en la mayoría de las columnas fue ajustada al área mínima especificada en el capítulo de marcos dúctiles de las NTC, que es el 1 por ciento del área de la sección transversal bruta. Las cuantías de acero de refuerzo para el edificio de la zona III son mayores que para el edificio de la zona II, como era de esperarse.

La fig 2.76 muestra los tipos de armados resultantes de las columnas del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada ante las condiciones de la zona de transición; la fig 2.77 presenta su ubicación. Para el edificio de 17 niveles diseñado bajo los efectos de suelo compresible, los armados de las columnas del eje 2, y su ubicación se tienen en las figs 2.78 y 2.79, respectivamente.

EJE 2 (Interior)

SIMÉTRICO

Diseño con espectro de zona II ← → Diseño con espectro de zona III

NIVEL	(A)	(B)	(C)	(D)	
N17	64.00 80 x 80 cm	64.00		90.25 90.25	90 x 90 cm
N16	64.00 80 x 80 cm	64.00		90.25 90.25	90 x 90 cm
N15	64.00 80 x 80 cm	64.00		90.25 90.25	90 x 90 cm
N14	81.00 90 x 90 cm	81.00		110.25 110.25	100 x 100 cm
N13	81.00 90 x 90 cm	81.00		110.25 110.25	100 x 100 cm
N12	81.00 90 x 90 cm	81.00		110.25 110.25	100 x 100 cm
N11	81.00 90 x 90 cm	81.00		110.25 110.25	100 x 100 cm
N10	100.00 100 x 100 cm	100.00		132.25 132.25	110 x 110 cm
N9	100.00 100 x 100 cm	100.00		132.25 132.25	110 x 110 cm
N8	100.00 100 x 100 cm	100.00		132.25 132.25	110 x 110 cm
N7	100.00 100 x 100 cm	100.00		132.25 132.25	110 x 110 cm
N6	100.00 100 x 100 cm	100.00		132.25 132.25	110 x 110 cm
N5	121.00 110 x 110 cm	121.00		156.25 156.25	120 x 120 cm
N4	121.00 110 x 110 cm	121.00		156.25 156.25	120 x 120 cm
N3	121.00 110 x 110 cm	121.00		156.25 156.25	120 x 120 cm
N2	121.00 110 x 110 cm	121.00		156.25 156.25	120 x 120 cm
N1	121.00 110 x 110 cm	121.00		159.19 159.19	120 x 120 cm
NPB	121.00	121.00		159.19 159.19	

$A_{s\text{ superior}}$
 $A_{s\text{ inferior}}$

A_s (area de acero (cm²))

Fig 2.75.- Comparación de cuantías de acero longitudinal de las columnas del marco del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en las zonas II y III

EJE 2 (Interior)

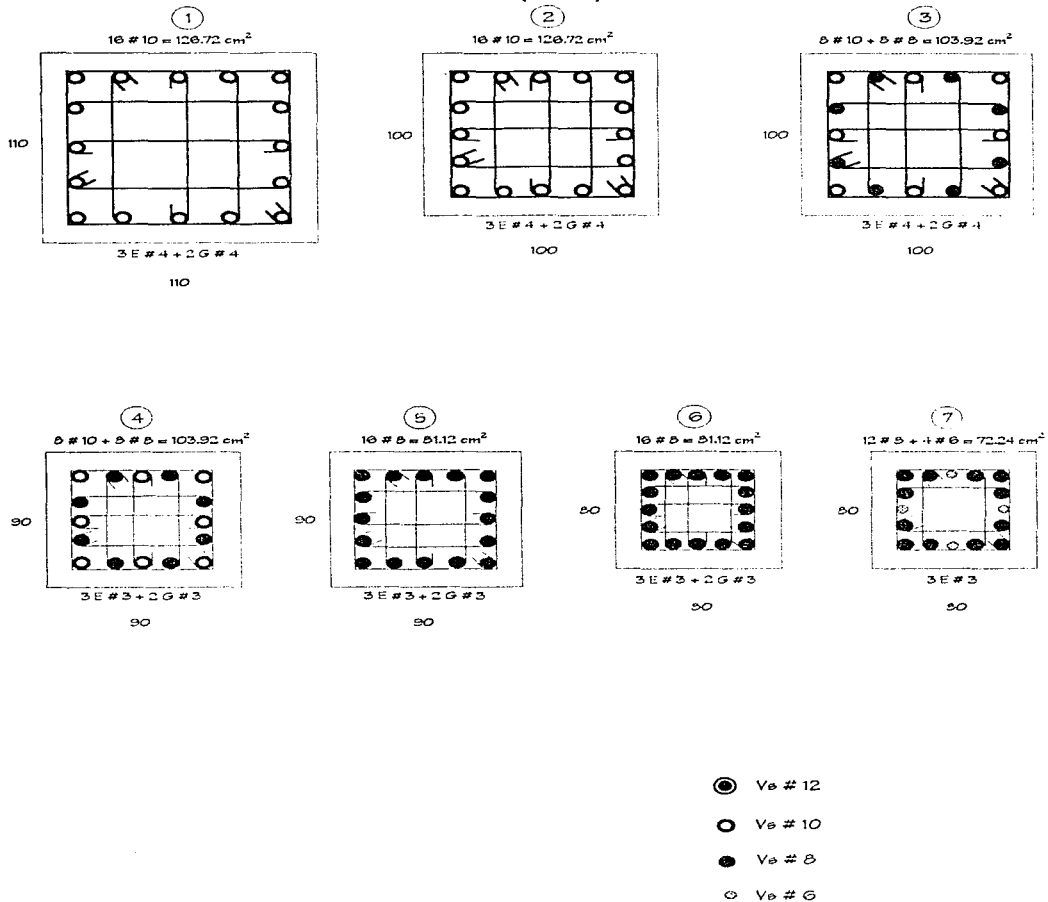
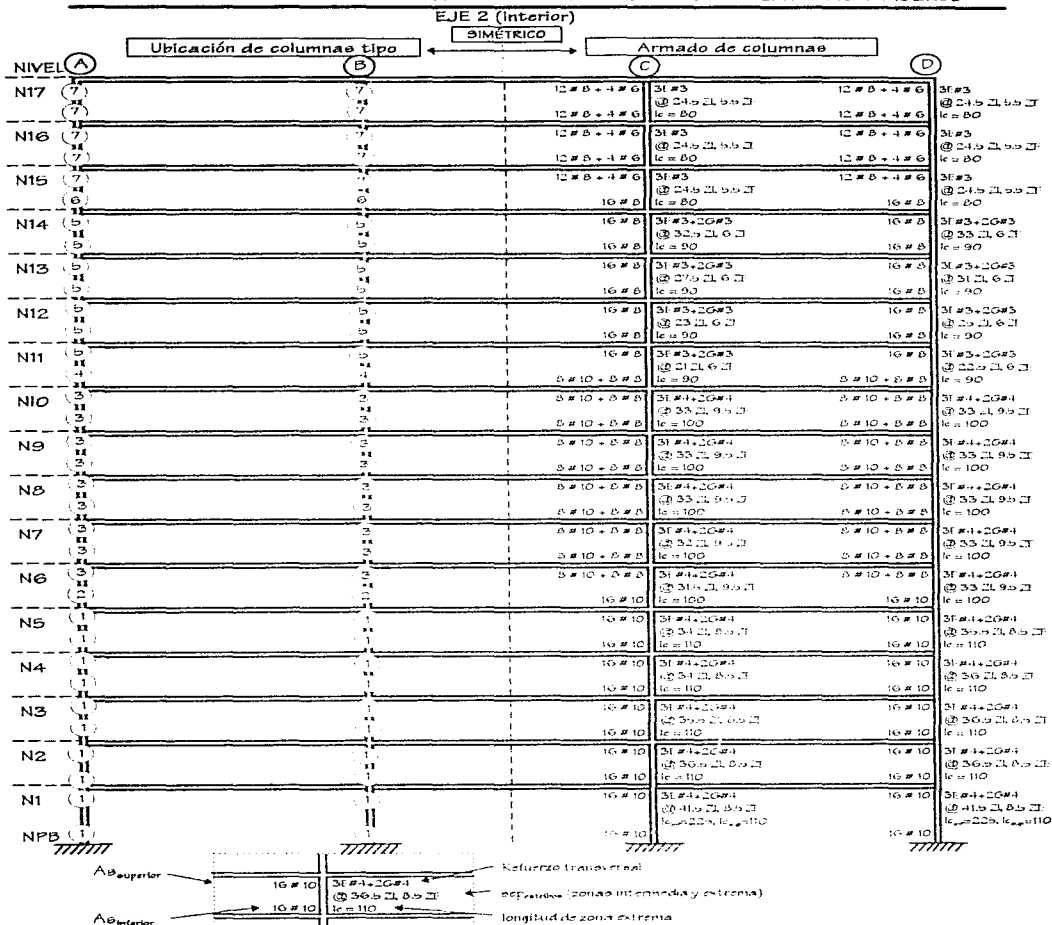


Fig 2.76.- Tipo de armados de las columnas del eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en la zona II



EJE 2 (Interior)

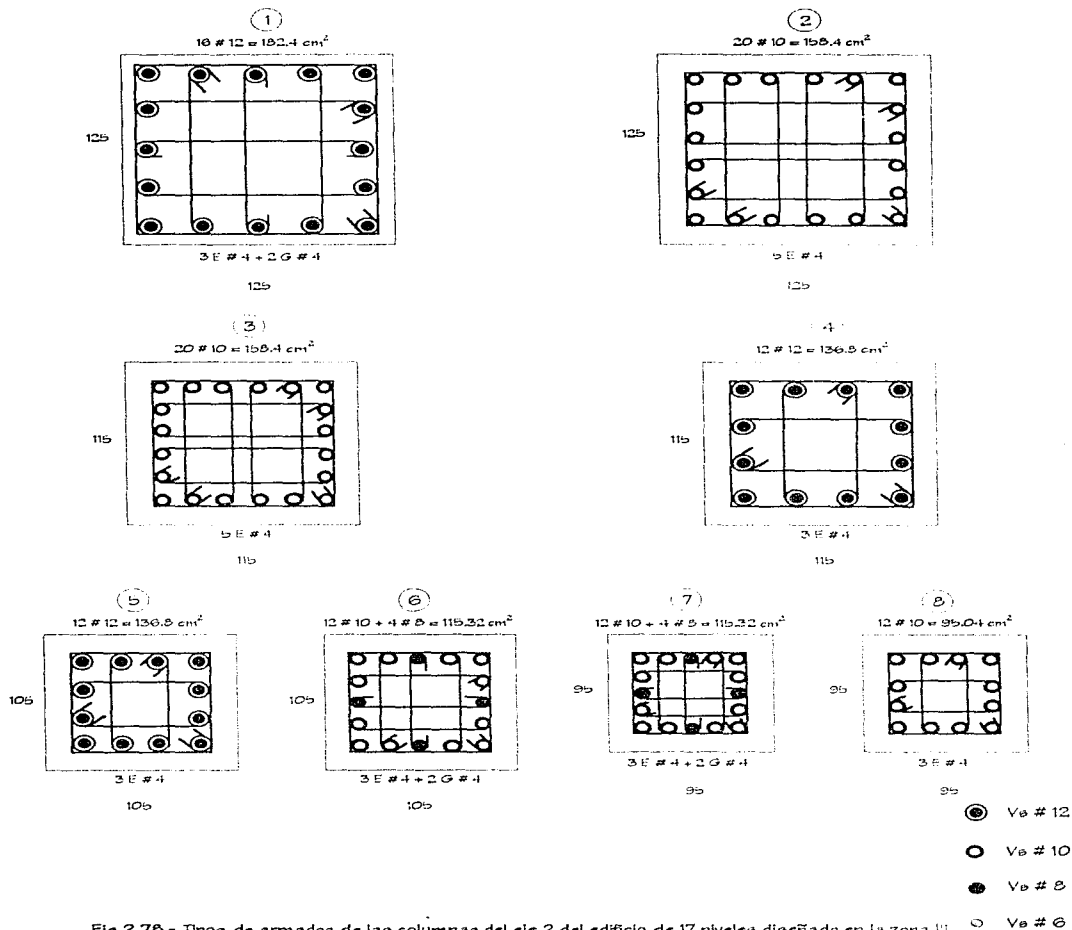
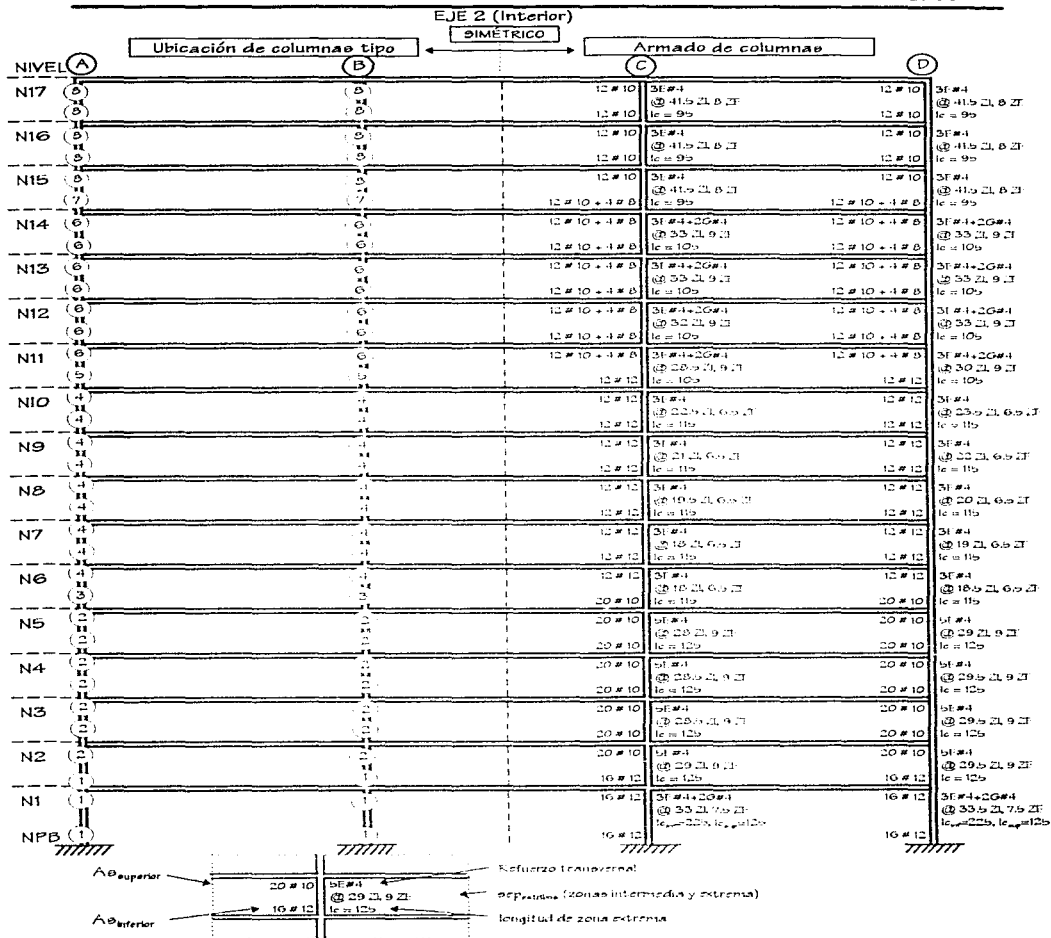


Fig 2.78.- Tipos de armados de las columnas del eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en la zona III



3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

En este capítulo se presentan las respuestas de cada estructura obtenidas de los análisis sísmicos inelásticos paso a paso. Se somete a cada una de las estructuras ante un sismo determinado, considerando la resistencia de los elementos; con ello se puede ver el comportamiento de las vigas y las columnas en el rango inelástico, la formación de articulaciones plásticas en los miembros, así como la redistribución de esfuerzos que se llega a presentar en la historia del tiempo, con el fin de predecir el comportamiento real de la estructura.

En este trabajo se excitó a las estructuras de 7 y 17 niveles diseñadas para las condiciones sísmicas de las zonas II y III del Valle de México (cuatro casos) ante los registros de aceleraciones VIVE-EW-85 y SCT-EW-85 (ver figs 3.1 y 3.2); dichos acelerogramas son los más representativos de la zona de transición y de suelo blando, respectivamente, a raíz de los sismos de septiembre de 1985. Las figs 3.3 y 3.4 presentan los espectros de respuesta inelástica ($\mu = 1$ y 4) de los registros mencionados para un 5 por ciento de amortiguamiento viscoso (ref 15), necesarios para poder hacer algunas comparaciones, con respecto de los diseños y análisis llevados a cabo en este estudio. En dichas figuras se presentan también los espectros de diseño correspondientes, para fines comparativos.

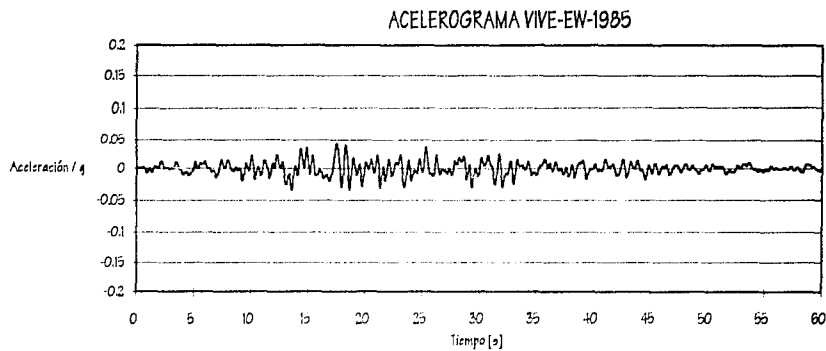


Fig 3.1.- Acelerograma VIVE-EW, 19 de septiembre de 1985

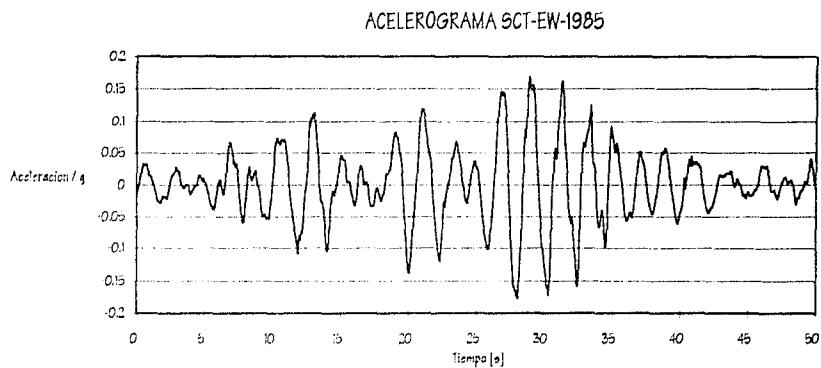


Fig 3.2.- Acelerograma SCT-EW, 19 de septiembre de 1985

COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO Y DE RESPUESTA, ZONA II

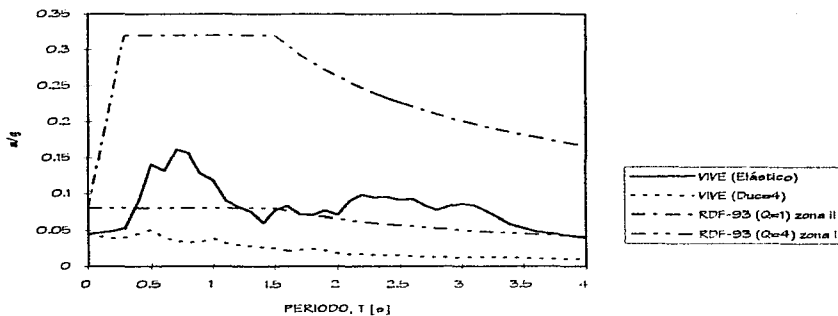


Fig 3.3.- Comparación de espectros de diseño y de respuesta para la zona de transición

COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO Y DE RESPUESTA, ZONA III

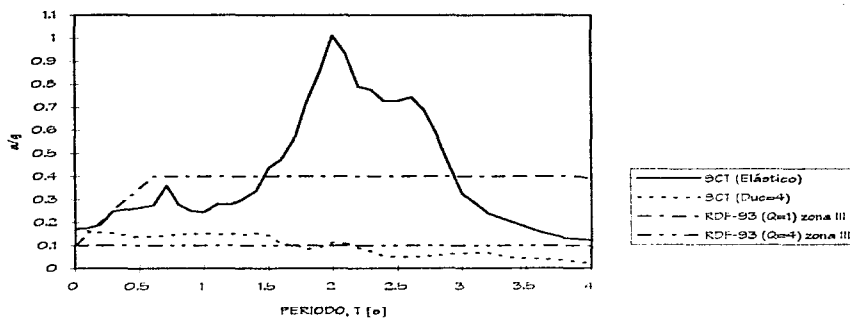


Fig 3.4.- Comparación de espectros de diseño y de respuesta para la zona de suelo compresible

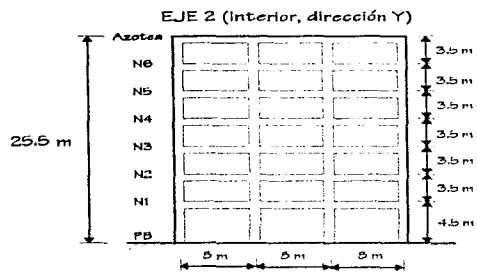


Fig 3.5.- Eje 2 de las estructuras de 7 niveles, análisis paeo a paeo con el DRAIN-2D

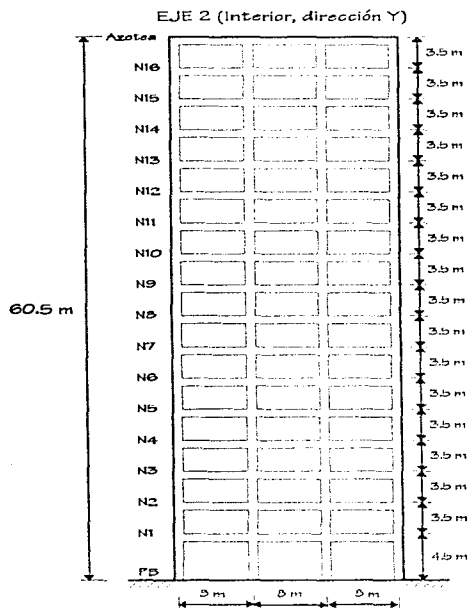


Fig 3.6.- Eje 2 de las estructuras de 17 niveles, análisis paeo a paeo con el DRAIN-2D

Los análisis inelásticos de las estructuras de interés se realizaron con el programa de computadora DRAIN-2D, que se describe posteriormente. Para estos análisis, se eligió el marco plano interior del eje 2, dirección Y , debido a la geometría y simetría de las estructuras. El marco de las estructuras de 7 niveles se muestra en la fig 3.5, y en la fig 3.6 el de 17 niveles.

Al llevar a cabo los análisis paso a paso del marco del eje 2 seleccionado, fue necesario determinar las propiedades estructurales (masas, rigideces y cargas) del eje de interés, que representara la respuesta tridimensional del edificio en cuestión. Para lograr lo anterior se calibró modificando la masa asociada al marco de tal forma que, para una rigidez dada, los tres primeros periodos de vibración correspondieran a los de la estructura tridimensional. Además, con la ayuda del análisis estructural tridimensional con el ETABS y análisis estructural plano con el ETABS y el DRAIN se obtuvieron y compararon los elementos mecánicos del marco, para que dieran resultados similares entre sí. Las calibraciones realizadas fueron las siguientes:

1. Bajo carga vertical se compararon los resultados de ETABS tridimensional contra ETABS plano y DRAIN plano.
2. Ante la acción de cargas laterales del viento en la dirección del eje 2 plano de interés (Y), se compararon los resultados de los análisis dinámicos plano y tridimensional con ETABS.

En ambas comparaciones se llegó a elementos mecánicos similares del marco del eje 2, como resultado de los análisis tridimensional y bidimensional. Por otro lado, debido a la simetría de la estructura global, las masas correspondientes sólo al eje del marco 2 fueron muy cercanas a la cuarta parte de las masas totales de cada edificio.

Después de haber estado seguros de que el eje del marco plano seleccionado sí representaba el comportamiento tridimensional de dicha dirección Y , posteriormente se realizaron los análisis dinámicos paso a paso elásticos e inelásticos, incluyendo los efectos de las cargas muertas y vivas correspondientes, así como los efectos P- Δ .

- Análisis dinámicos paso a paso elásticos

En estos análisis se asignaron resistencias muy grandes a los elementos estructurales, con lo que se obligó a que se tuviera un comportamiento elástico ante cualquier sollicitación. Los resultados de estos análisis permitieron realizar posteriormente una comparación con los de los análisis inelásticos.

- Análisis dinámicos paso a paso inelásticos

En los análisis inelásticos se proporcionaron las resistencias nominales de los miembros estructurales obtenidas en los diseños previos. Para determinar estas resistencias se consideraron los armados obtenidos en el capítulo anterior, con base en los elementos mecánicos últimos producto de los análisis modales espectrales, según lo especifica el Código.

3.1. Características generales del programa DRAIN-2D

El programa DRAIN-2D (ref 3) permite determinar la respuesta dinámica inelástica de estructuras planas con cualquier configuración ante un movimiento del terreno, descrito por un acelerograma dado, con componentes horizontal y vertical.

3.1.1. Modelación con DRAIN-2D

- La estructura se idealiza como un sistema plano de elementos estructurales conectados por nudos.
- Cada nudo tiene tres posibles grados de libertad: desplazamientos horizontal y vertical, y giro.
- Pueden especificarse desplazamientos nulos o idénticos en diferentes nudos, lo cual reduce el número de ecuaciones por resolver, y por tanto también el tiempo de solución.
- Se pueden considerar excitaciones sísmicas independientes en direcciones horizontal y vertical.
- Antes de la aplicación de las cargas dinámicas se pueden aplicar cargas estáticas, pero bajo la acción de éstas sólo se considera comportamiento elástico.
- Los efectos P- Δ se incluyen en el programa modificando la rigidez geométrica de los miembros estructurales, mediante una aproximación lineal de los efectos no lineales producto de grandes desplazamientos.
- Las coordenadas y desplazamientos de los nudos se definen con respecto de un sistema global derecho, con los ejes X y Y en el plano de la estructura.
- La estructura puede estar constituida por los siguientes elementos estructurales: viga, viga-columna, panel, armadura y conexiones semi-rígidas.

La respuesta dinámica se determina por la integración numérica paso a paso de las ecuaciones de movimiento con el método descrito en el primer capítulo. Para modelar los efectos de amortiguamiento viscoso, el DRAIN-2D adopta el criterio de Rayleigh (ref 3), en el cual la matriz de amortiguamiento se obtiene sumando la matriz de masa (M) y la de rigideces iniciales (K_1), afectando la primera con el factor α y la segunda con β_0 , como se indica en la siguiente ecuación:

$$[C] = \alpha[M] + \beta_0[K_1] \quad 3.1$$

Los factores de proporcionalidad α y β_0 se obtienen con las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{4\pi\varphi}{T_1 + T_2}$$

$$\beta_0 = \frac{T_1 T_2 \varphi}{\pi(T_1 + T_2)}$$

donde:

φ - Porcentaje de amortiguamiento crítico para el primer y segundo modos de vibración

T_1 - Periodo del primer modo de vibración lateral en la dirección del marco

T_2 - Periodo del segundo modo de vibración lateral en la dirección del marco

Para este trabajo se consideró un porcentaje de amortiguamiento crítico, φ , de 5 por ciento; el incremento de tiempo (Δt) adoptado para la integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento fue de 0.02 s.

La tabla 3.1 tiene los periodos de los dos primeros modos de vibrar y los valores de los coeficientes α y β_0 , en la dirección del marco analizado, para las estructuras de 7 niveles diseñadas según las condiciones sísmicas de las zonas II y III. Para los edificios de 17 niveles ubicados en zonas II y III dichos valores se muestran en la tabla 3.2.

Tabla 3.1.- Valores de α y β_0 para el análisis sísmico paso a paso con el DRAIN-2D, eje 2 del edificio de 7 niveles diseñado en las zonas II y III

EDIFICIO	PERIODOS NATURALES* (s)		CONSTANTES DE AMORTIGUAMIENTO	
	T_1	T_2	α	β_0
Diseño - zona II	1.074	0.366	0.4367	0.004332
Diseño - zona III	0.932	0.307	0.5074	0.003672

* Periodos de los dos primeros modos de vibración lateral en la dirección de análisis

Tabla 3.2.- Valores de α y β_0 para el análisis sísmico paso a paso con el DRAIN-2D, eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en las zonas II y III

EDIFICIO	PERIODOS NATURALES* (s)		CONSTANTES DE AMORTIGUAMIENTO	
	T_1	T_2	α	β_0
Diseño - zona II	1.630	0.563	0.2788	0.008725
Diseño - zona III	1.450	0.479	0.3257	0.006734

* Periodos de los dos primeros modos de vibración lateral en la dirección de análisis

Para modelar los marcos de este trabajo se emplearon elementos viga-columna para las columnas y los elementos viga para los miembros horizontales; las principales características de dichos elementos son:

- Se orientan en cualquier dirección en el plano XY.
- Pueden tener rigidez a flexión, a carga axial, y a cortante. Pueden tener deformaciones axiales, por flexión y por cortante.
- Los elementos de sección transversal variable se pueden definir por medio de los coeficientes de rigidez.
- Es posible considerar la interacción entre carga axial y momento flexionante en los elementos columna.
- En el caso de las vigas la articulación plástica se forma cuando el momento actuante alcanza al momento de fluencia, y en columnas cuando alguna combinación de carga axial y momento flexionante llega a la frontera de la superficie de interacción especificada.
- Las articulaciones plásticas se forman en los extremos de los elementos definidos.
- La etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo se puede modelar considerando que la gráfica esfuerzo-deformación consiste en una componente elástica y otra elasto-plástica superpuestas (ver fig 3.7). Las articulaciones en la componente elasto-plástica fluyen bajo momento constante, mientras que en la componente elástica el momento continúa creciendo.
- Se pueden tener hasta tres tipos de diagramas de interacción. En este trabajo sólo se emplean dos, el que corresponde a vigas (ver fig 3.8), y el que corresponde a columnas (ver fig 3.9).
- Los momentos de fluencia pueden ser diferentes en los dos extremos de cada elemento estructural.
- Las cargas estáticas se toman en cuenta especificando fuerzas aplicadas en los extremos de los miembros, previamente al análisis dinámico paso a paso.
- Los efectos de los grandes desplazamientos (P- Δ) se consideran incluyendo en el análisis la rigidez geométrica.

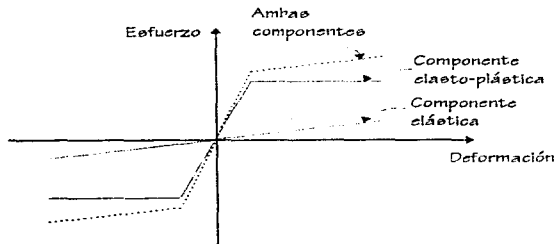


Fig 3.7.- Descomposición de la relación esfuerzo-deformación

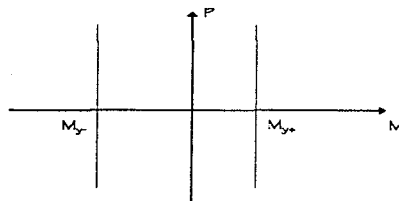


Fig 3.8.- Diagrama de interacción para vigas

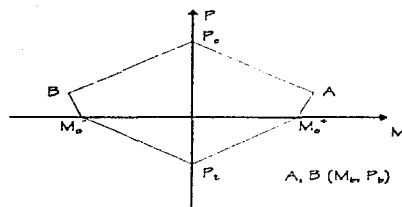


Fig 3.9.- Superficie de interacción para columnas de concreto reforzado

3.2. Respuestas inelásticas

A continuación se presentan los resultados de los análisis elásticos e inelásticos que se obtuvieron para cada estructura, 7 y 17 niveles, diseñadas para las condiciones de las zonas sísmicas II y III. A nivel global: los desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea, desplazamientos relativos entre alturas de entrepiso, relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea, así como historias de coeficientes sísmicos; y, a nivel local: las historias de elementos mecánicos en vigas y columnas, además de las demandas de ductilidad local. Por último, para cada estructura se determina la distribución de articulaciones plásticas y las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en los diferentes miembros estructurales del marco del eje 2 seleccionado.

3.2.1. Edificio de 7 niveles

Para hacer los análisis dinámicos paso a paso inelásticos se proporcionaron al programa DRAIN-2D los momentos resistentes de las vigas y los datos de los diagramas de interacción de las columnas; las tablas 3.3 y 3.4 tienen los valores correspondientes al edificio diseñado en la zona II, y las tablas 3.5 y 3.6 las resistencias del edificio diseñado para la zona III. La ubicación de las vigas y columnas de la estructura

desplazada en la zona de transición se muestra en las figs 2.35 y 2.42, respectivamente; en las figs 2.37 y 2.44 se tiene la localización de los miembros de la estructura diseñada según las condiciones de suelo blando.

Tabla 3.3.- Momentos resistentes de las vigas del eje 2 del edificio de 7 niveles diseñado en la zona II

SECCIÓN (35 x 75 cm)	MR+ (t-m)	MR- (t-m)
1	19.26	33.70
2	25.33	51.26
3	30.90	60.34
4	34.50	69.26
5	37.01	76.01
6	40.03	79.89
7	36.95	74.01
8	19.26	36.03
9	24.02	48.94
10	29.19	53.52
11	34.43	63.46
12	34.63	71.31
13	36.92	73.03

Tabla 3.4.- Diagramas de interacción de las columnas del eje 2 del edificio de 7 niveles diseñado en la zona II

SECCIÓN (cm)	Pc (t)	Pt (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)	Pb/Pc	Mb/Mo
1 70x70	1232	-434	94	331	166	0.27	1.53
2 70x70	1088	-285	61	346	135	0.32	2.21
3 60x60	854	-265	49	246	94	0.29	1.93
4 60x60	797	-211	38	243	83	0.31	2.17
5 50x50	604	-193	30	163	56	0.23	1.86
6 50x50	567	-159	25	173	52	0.30	2.09

Pc - Carga resistente máxima de compresión

Pt - Carga resistente máxima de tensión

Mo - Momento resistente de flexión pura

Pb - Carga axial de la condición balanceada

Mb - Momento flexionante de la condición balanceada

Tabla 3.5.- Momentos resistentes de las vigas del eje 2 del edificio de 7 niveles diseñado en la zona III

SECCIÓN (35 x 80 cm)	MR+ (t-m)	MR- (t-m)
1	23.25	38.79
2	30.48	59.75
3	37.04	69.97
4	39.63	77.23
5	42.98	86.28
6	43.01	87.94
7	42.94	83.50
8	25.82	52.68
9	36.92	63.42
10	37.05	73.18
11	39.66	79.42

Tabla 3.6.- Diagramas de interacción de las columnas del eje 2 del edificio de 7 niveles diseñado en la zona III

SECCIÓN	Pc (t)	Pt (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)	Pb/Pc	Mb/Mo
1 80x80	1421	-374	29	445	196	0.31	2.19
2 70x70	1160	-357	77	343	151	0.30	1.96
3 70x70	1028	-235	61	346	135	0.32	2.21
4 60x60	856	-267	50	249	96	0.29	1.94
5 60x60	800	-213	39	250	84	0.31	2.18

Pc - Carga resistente máxima de compresión

Pt - Carga resistente máxima de tensión

Mo - Momento resistente de flexión pura

Pb - Carga axial de la condición balanceada

Mb - Momento flexionante de la condición balanceada

3.2.1.1. Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

• Desplazamientos horizontales máximos

La fig 3.10 muestra las envolventes de los desplazamientos horizontales máximos del eje 2 del edificio de 7 niveles diseñado en la zona de transición; dichas envolventes se obtuvieron a partir de los análisis pao a pao elástico e inelástico, empleando el registro de aceleraciones VIVE-EW-85 que se el que corresponde a la zona de transición. Además se incluye, con fines comparativos, la envolvente correspondiente al análisis dinámico modal con el espectro de diseño de la zona II del RDF-93. Los desplazamientos de los análisis pao a pao elástico e inelástico son los mismos y menores que los resultados del análisis modal espectral; esto es, ante este tipo de acelerogramas la estructura del eje 2 no excursionó en el rango inelástico.

La fig 3.11 tiene ahora los resultados del edificio de 7 niveles diseñado según las condiciones del suelo compresible, pero ante la excitación VIVE-EW; al no haber excursión en el rango inelástico, los valores de los análisis elástico e inelástico son iguales. Se incluye también la envolvente que resulta del análisis dinámico modal con el espectro de la zona II; los desplazamientos del análisis espectral son mayores.

Para comparar las respuestas de las estructuras de 7 niveles diseñadas según las condiciones de las zonas II y III, la fig 3.12 compara las envolventes de los desplazamientos laterales de los análisis pao a pao, con el acelerograma VIVE-EW-85. Las respuestas son ligeramente mayores para la estructura que se diseñó según las condiciones de la zona de transición; al no haber excursión en el rango no-lineal, los resultados de los análisis elástico e inelástico son iguales.

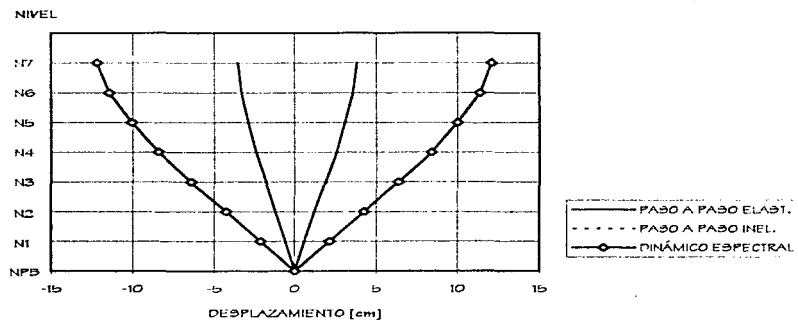


Fig 3.10.- Desplazamientos laterales máximos del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma VIVE-EW-85

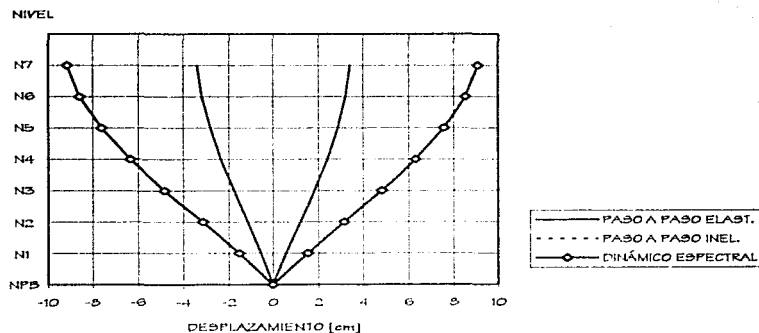


Fig 3.11.- Desplazamientos laterales máximos del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma VIVE-EW-85

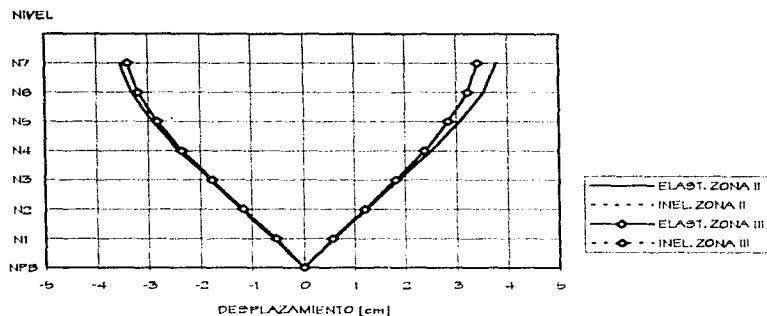


Fig 3.12.- Desplazamientos laterales máximos del eje 2, estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas II y III, acelerograma VIVE-EW-85

Posteriormente se realizaron los análisis paso a paso de los edificios de 7 niveles diseñados según los espectros de las zonas II y III, pero ahora utilizando el registro correspondiente a suelo blando (SCT-EW-85). La fig 3.13 muestra las envolventas de desplazamientos horizontales para la estructura diseñada en la zona II; se incluyen las respuestas de los análisis paso a paso elástico e inelástico, así como también las del análisis dinámico con el espectro de la zona III. Para esta condición de excitación si hay excentricidad en el rango inelástico; los valores del análisis inelástico son mayores que los del elástico, con una relación aproximada de 2 a 1. Los desplazamientos del análisis espectral son mayores que los del análisis paso a paso elástico, pero menores que los del inelástico.

Las envolventas de desplazamientos horizontales máximos de la estructura diseñada con el espectro de la zona III se presentan en la fig 3.14. Las respuestas del análisis paso a paso inelástico son mayores que las del análisis elástico, y los resultados del análisis dinámico modal con el espectro de la zona III resultan superiores que los de los análisis paso a paso (elástico e inelástico).

La fig 3.15 compara las envolventas que se obtienen de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos de los edificios diseñados según las fuerzas sísmicas de las zonas de transición y de suelo blando, con el acelerograma SCT-EW-85. Como era de esperarse, los valores son menores en el caso de la estructura de la zona III.

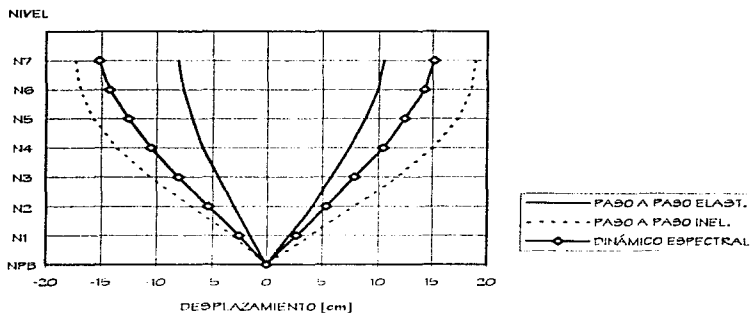


Fig 3.13.- Desplazamientos laterales máximos del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-8b

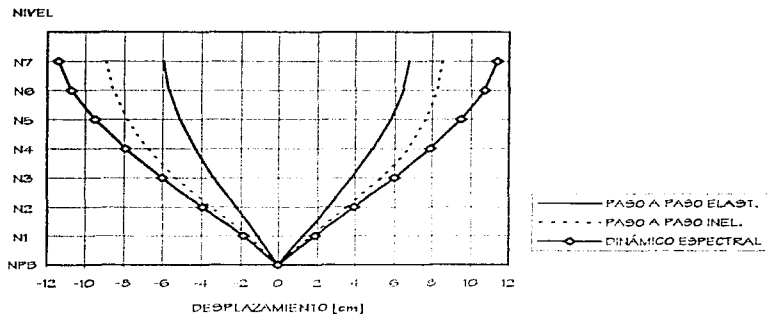


Fig 3.14.- Desplazamientos laterales máximos del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-8b

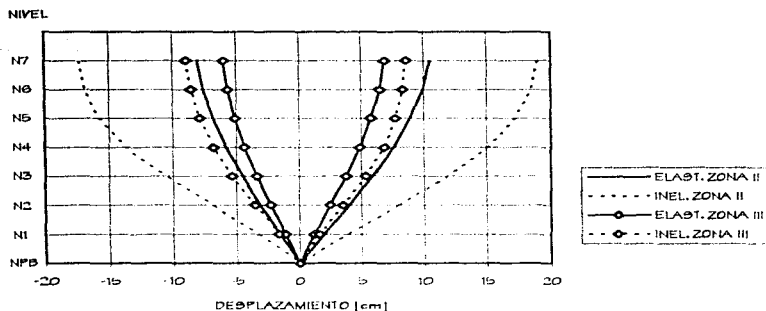


Fig 3.15.- Desplazamientos laterales máximos del eje Z, estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas II y III, acelerograma SCT-EW-85

- Historias de desplazamientos en azotea

Las figs 3.16 y 3.17 presentan las historias de desplazamientos en azotea de los análisis paso a paso, con el registro VIVE-EW-85, para las estructuras diseñadas según las condiciones sísmicas de las zonas II y III, respectivamente. En ambos casos, como se comentó anteriormente, no hay comportamiento inelástico. La amplitud del desplazamiento máximo es ligeramente mayor para el diseño en la zona II, cercano a los 4 cm. En los dos casos, los mayores desplazamientos ocurren aproximadamente a los 20 s. En la estructura proporcionada según la zona III, los valores son sensiblemente constantes en ciertos intervalos, mientras que en el caso de la zona II hay más variación en dichas amplitudes.

Las figs 3.18 y 3.19 muestran y comparan las historias de los desplazamientos en azotea de los análisis paso a paso elástico e inelástico para los diseños de las zonas II y III, respectivamente, con el registro SCT-EW-85. Se observa que hay mayor comportamiento inelástico en el edificio de zona III, ya que tiene diferencias más importantes con el caso elástico. Por otro lado, las magnitudes de los desplazamientos en el caso de zona II son aproximadamente el doble que las de zona III. En ambos casos la historia de desplazamientos del análisis inelástico presenta un desfase en el tiempo con respecto a la historia elástica, lo cual se debe al incremento de la flexibilidad al formarse articulaciones plásticas en los elementos estructurales. En las dos estructuras, al final hay asimetría en los desplazamientos del análisis inelástico y se tiene una deformación permanente.

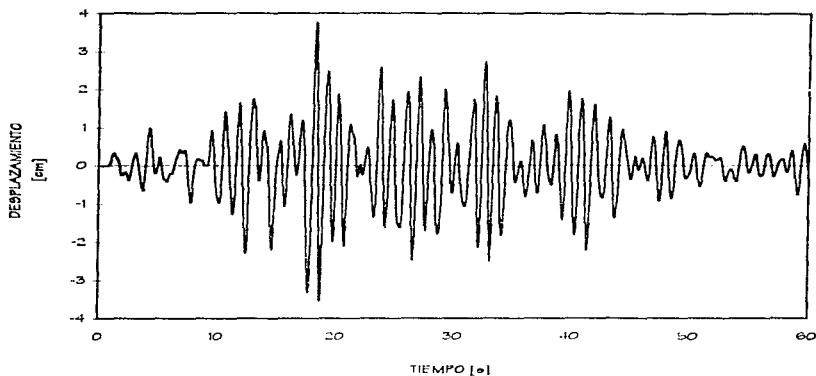


Fig 3.16.- Historias de desplazamientos de azotea del eje 2, elástico e inelástico, VIVE-EW-85, edificio de 7 niveles diseñado en la zona II

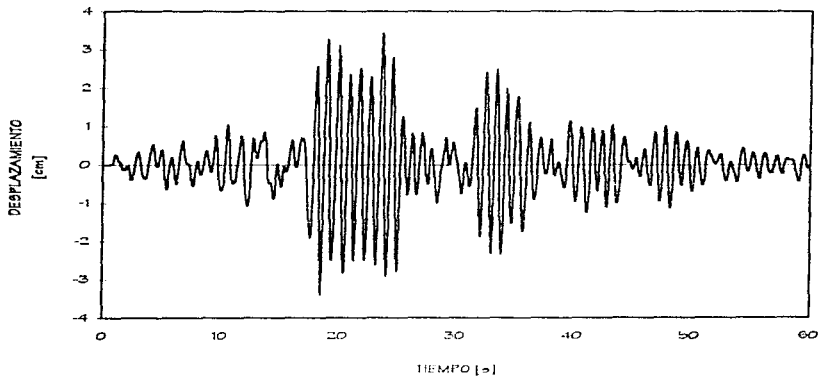


Fig 3.17.- Historias de desplazamientos de azotea del eje 2, elástico e inelástico, VIVE-EW-85, edificio de 7 niveles diseñado en la zona III

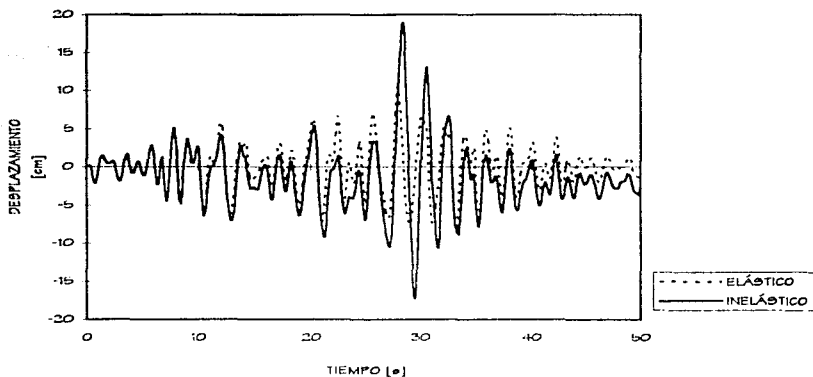


Fig 3.18.- Historias de desplazamientos de azotea del eje 2, elástico e inelástico, SCT-EW-85, edificio de 7 niveles diseñado en la zona II

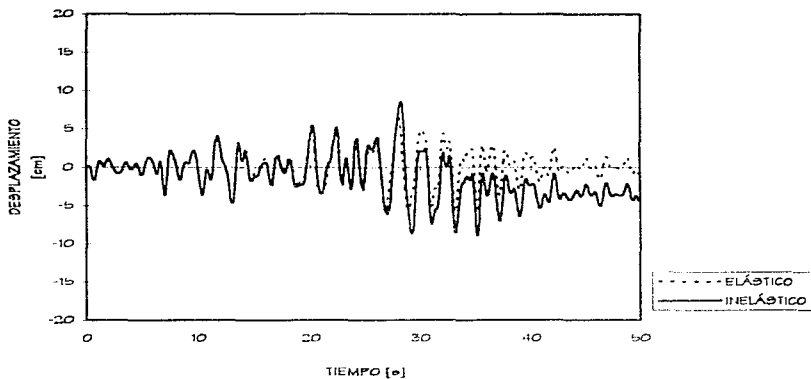


Fig 3.19.- Historias de desplazamientos de azotea del eje 2, elástico e inelástico, SCT-EW-85, edificio de 7 niveles diseñado en la zona III

3.2.1.2. Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, δ/h ,

Conocidos los resultados de los análisis paso a paso, se calcularon las relaciones δ/h , a partir de los desplazamientos laterales máximos en valores absolutos. Con este tipo de respuesta es posible ver qué pasa a nivel de entrepiso, y así verificar el comportamiento de los edificios con respecto del estado límite de servicio (desplazamientos laterales) que especifica el RDP-93. Dan una idea del comportamiento de las estructuras en la dirección del eje analizado, porque no son totalmente válidas ya que se obtuvieron a partir de los desplazamientos máximos en cada entrepiso, los cuales no ocurren en el mismo tiempo.

La fig 3.20 presenta la distribución en elevación de las relaciones δ/h , correspondientes al eje 2 de la estructura diseñada en la zona II, y analizada con el registro VVE-EW-05b. Nótese que la respuesta es muy pequeña, sin entrar al rango inelástico; el valor máximo obtenido con el análisis paso a paso es aproximadamente el 30 por ciento del límite permisible de 0.006. Se incluyen los resultados del análisis dinámico modal con el espectro de la zona II, que fueron con los que se verificó el estado límite de servicio durante la etapa del diseño, para fines comparativos.

La fig 3.21 tiene los resultados de las relaciones δ/h , para la estructura diseñada para la zona III y analizada paso a paso con el acelerograma VVE-EW-05b. Al igual que en el caso anterior, no hay comportamiento inelástico. Las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del análisis elástico son ligeramente menores que las obtenidas en la estructura diseñada con el espectro de la zona II. Se tienen también los resultados del análisis dinámico modal con el espectro de la zona II, que son menores al valor permisible debido a que el diseño se realizó con el espectro de la zona III.

Posteriormente se calcularon las relaciones δ/h , del eje 2 de las estructuras diseñadas bajo condiciones de las zonas de transición y de suelo compresible, utilizando el registro SCT-EW-05b. Los resultados se muestran en las figs 3.22 y 3.23, para diseños de las zonas II y III, respectivamente. En ambos casos hay excurción en el rango inelástico. Para el diseño de la zona II, las relaciones δ/h , del análisis elástico exceden el valor permisible de 0.006, llegando a ser casi del doble; se tienen mayores diferencias en los entrepisos 1 a 5. Con el análisis dinámico modal ante el espectro de la zona III, se llega a valores menores que con el análisis inelástico. Para la estructura diseñada en la zona III, en todos los análisis las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso son menores que el límite permisible de 0.006. Los resultados máximos del análisis elástico son alrededor del 65 por ciento de los del análisis inelástico.

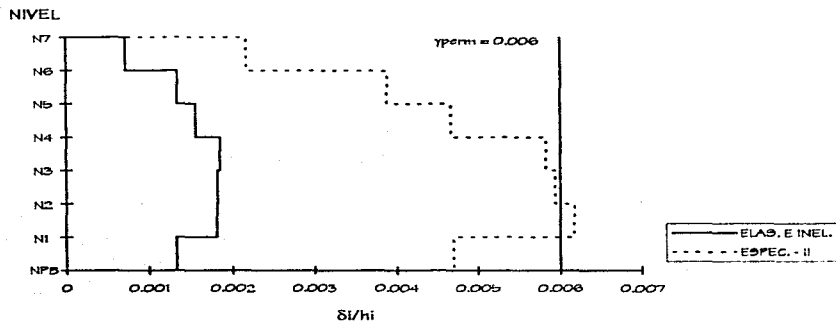


Fig 3.20.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje 2 de la estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma VIVE-EW-85

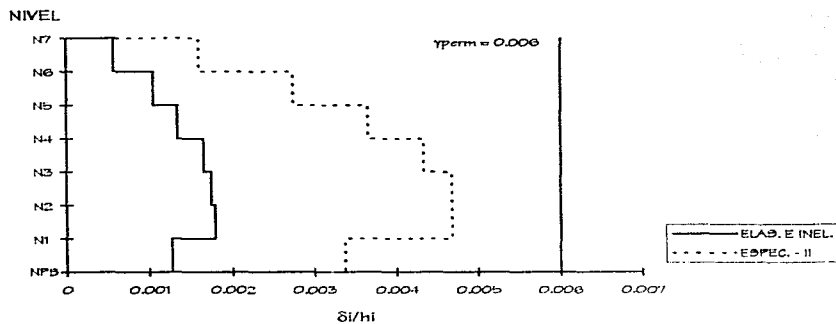


Fig 3.21.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje 2 de la estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma VIVE-EW-85

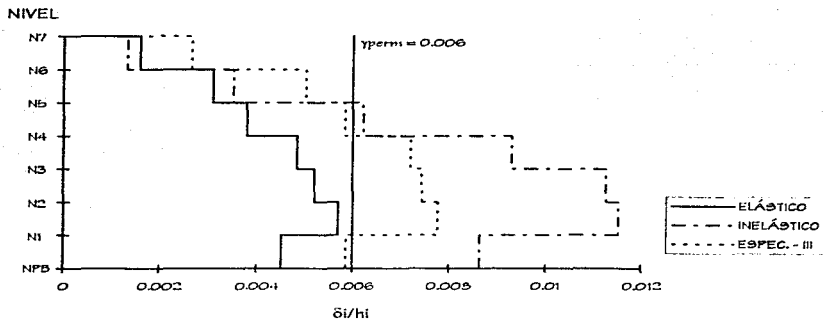


Fig 3.22.- Relación de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje 2 de la estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

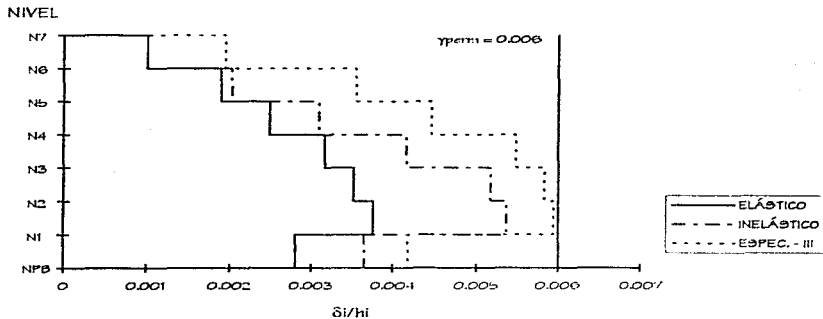


Fig 3.23.- Relación de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje 2 de la estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

3.2.1.3. Historias de coeficientes sísmicos

A continuación se muestran las historias de coeficientes sísmicos de los casos analizados. El coeficiente sísmico se define como el cociente de la fuerza cortante basal en la historia del tiempo, obtenida como la suma de las fuerzas cortantes que actúan en las columnas de planta baja, y el peso de la estructura por arriba de este nivel.

Las historias de coeficientes sísmicos con el registro de aceleraciones VIVE-EW-85 se muestran en las figs 3.24 y 3.25. La fig 3.24 corresponde al edificio de 7 niveles diseñado en la zona II, y la fig 3.25 al diseñado en la zona III. En ambos casos, como ya se ha mencionado, las estructuras no excursionan en el rango inelástico. Para el diseño en la zona II el coeficiente sísmico máximo es de 0.019 y se presenta a los 17.68 s, y para el diseño de la zona III resulta de 0.026, ocurriendo en los 23.64 s; es decir, para el caso diseñado ante las condiciones de la zona III el coeficiente sísmico es 36 por ciento mayor que el de zona II.

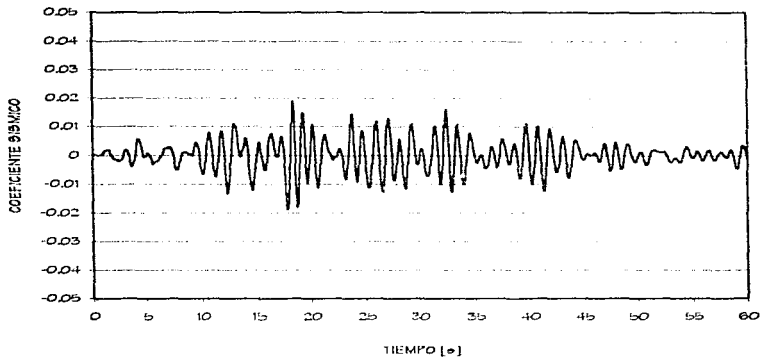


Fig 3.24.- Historia de coeficientes sísmicos del eje 2, clásico e inelástico, estructura de 7 niveles diseñada para la zona II, acelerograma VIVE-EW-85

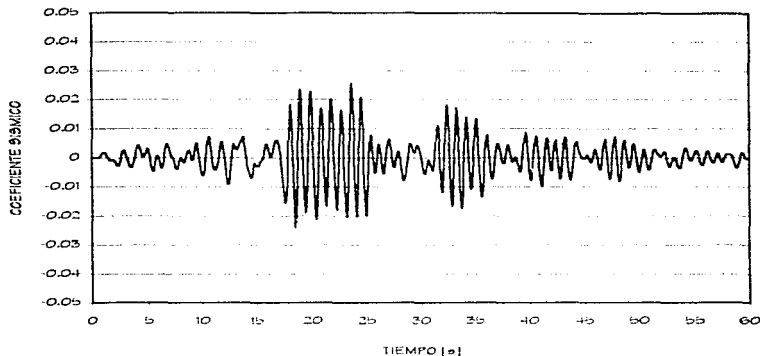


Fig 3.25.- Historia de coeficientes sísmicos del eje 2, elástico e inelástico, estructura de 7 niveles diseñada para la zona III, acelerograma V.VE-EW-8b

La fig 3.26 compara la respuesta sísmica elástica e inelástica del edificio diseñado en la zona II, ante el registro SCT-EW-8b. Al tenerse comportamiento inelástico los valores máximos del coeficiente sísmico disminuyen casi un 30 por ciento, con respecto del caso elástico.

La fig 3.27 tiene ahora la comparación de los coeficientes sísmicos de la estructura proporcionada según los efectos sísmicos de la zona III, ante la influencia del acelerograma SCT-EW-8b; las diferencias entre la respuesta elástica y la inelástica son menores que para la estructura diseñada en la zona II. El coeficiente sísmico máximo con comportamiento inelástico se reduce 15 por ciento con respecto del máximo elástico.

Las reducciones en las fuerzas sísmicas, y por consiguiente en los coeficientes sísmicos, se deben a la disipación de energía sísmica por el comportamiento de las rótulas plásticas de los elementos estructurales.

La tabla 3.7 presenta los coeficientes sísmicos máximos elásticos e inelásticos para el eje 2 de las estructuras diseñadas en las zonas II y III, ante el acelerograma SCT-EW-8b.

Tabla 3.7.- Comparación de coeficientes sísmicos máximos, comportamiento elástico e inelástico, acelerograma SCT-EW-8b

	COEFICIENTE SÍSMICO MÁXIMO		$C_{\text{INELÁSTICO}} / C_{\text{ELÁSTICO}}$
	ELÁSTICO	INELÁSTICO	
Estructura diseñada en la zona II (Eje 2)	0.0671	0.0475	0.708
Estructura diseñada en la zona III (Eje 2)	0.0585	0.0502	0.858

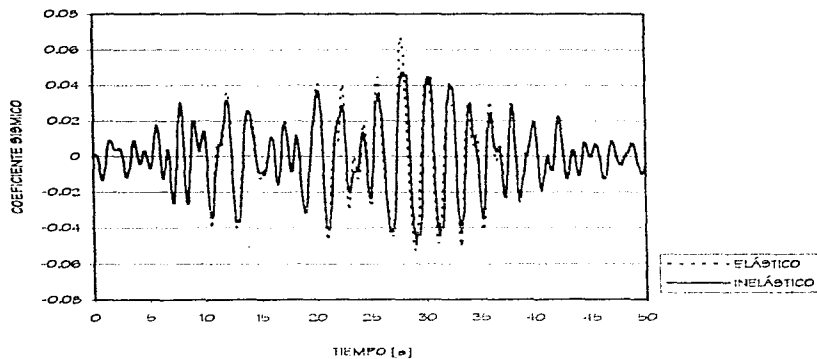


Fig 3.26.- Historia de coeficientes sísmicos del eje 2, elástico e inelástico, estructura de 7 niveles diseñada para la zona II, acelerograma SCT-EW-8b

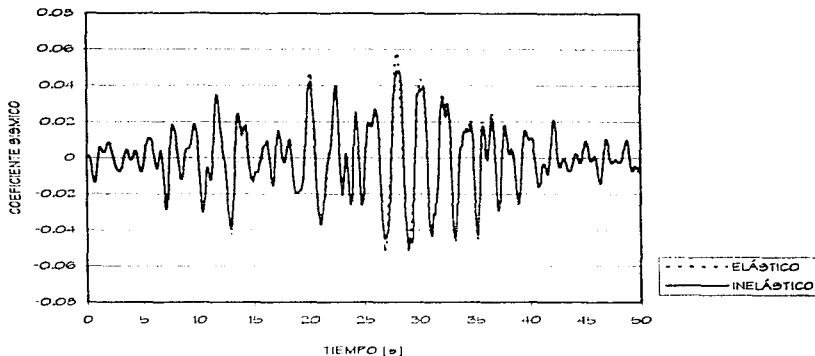


Fig 3.27.- Historia de coeficientes sísmicos del eje 2, elástico e inelástico, estructura de 7 niveles diseñada para la zona III, acelerograma SCT-EW-85

3.2.1.4. Relaciones fuerza cortante baseal-desplazamiento lateral de azotea

Para observar la forma en que excursa en el rango inelástico el eje 2 de las estructuras diseñadas según las condiciones sísmicas de las zonas II y III que especifica el RDF-93, ante los efectos de los registros VIVE-EW-85 y SCT-EW-85, se prepararon las gráficas fuerza cortante baseal contra desplazamiento lateral de azotea (ver figs 3.29 a 3.33); con este tipo de resultados se puede observar la variación de la resistencia y rigidez lateral de las estructuras, así como su forma de disipar la energía sísmica (por medio del área encerrada en dichas curvas) cuando se tiene comportamiento inelástico.

Con el acelerograma VIVE-EW-85 ambas estructuras, diseños de zonas II y III, permanecieron en el rango elástico. Lo anterior se puede corroborar en las figs 3.26 y 3.29, donde las respuestas son casi líneas rectas, habiendo disipación de energía sísmica sólo por el amortiguamiento viscoso supuesto (5 por ciento). Para el diseño de la zona III se llega a cortantes baseales mayores que en el caso diseñado en la zona II; para el primero los cortantes máximos son de ± 100 t, mientras que para el segundo de ± 73 t. En lo que se refiere a los desplazamientos máximos en azotea, éstos son similares para las estructuras proporcionadas según las condiciones de las dos zonas: caso de la zona II con ± 3.6 cm, y en zona III con ± 3.4 cm.

Para las estructuras proporcionadas según los efectos sísmicos de la zona II, y ante el registro SCT-EW-85, y con resistencias muy grandes (comportamiento elástico), la gráfica de cortante basal contra desplazamiento en azotea (ver fig 3.30) resulta casi una línea recta con fuerzas máximas de + 260 t y - 206 t, y con desplazamientos máximos de + 10.5 cm y -8 cm. La fig 3.31 muestra la respuesta sísmica inelástica para la misma estructura. Ésta permanece en el rango elástico para desplazamientos de + 4 cm, - 7 cm y fuerzas cortantes de ± 120 t; tiene una gran disipación de energía, disminuyendo los cortantes basales con respecto del caso elástico a ± 180 t, aunque con ligero deterioro en la rigidez, alcanzando desplazamientos máximos de casi 3 veces los que se presentan al ocurrir la primera fluencia.

Para la estructura diseñada en la zona III, la respuesta elástica (ver fig 3.32) presenta desplazamientos máximos de + 6.8 cm y - 6 cm, y cortantes basales máximos de 238 t y -213 t. En este caso hay menor disipación de energía que lo que ocurre para la estructura diseñada en la zona II, pues el área interior de las curvas es menor (ver fig 3.33): cuando hay comportamiento inelástico, para el caso diseñado en la zona III se presentan cortantes basales máximos de ± 200 t, similares a los valores elásticos.

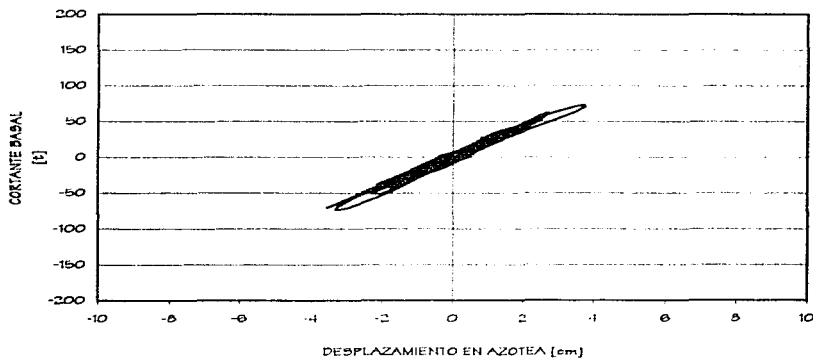


Fig 3.28.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea del eje 2, elástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma VIVE-EW-85

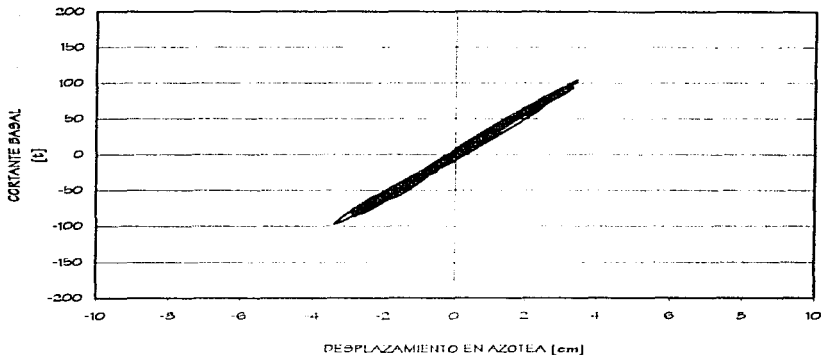


Fig 3.29.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea del eje 2, elástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma VIVE-EW-85

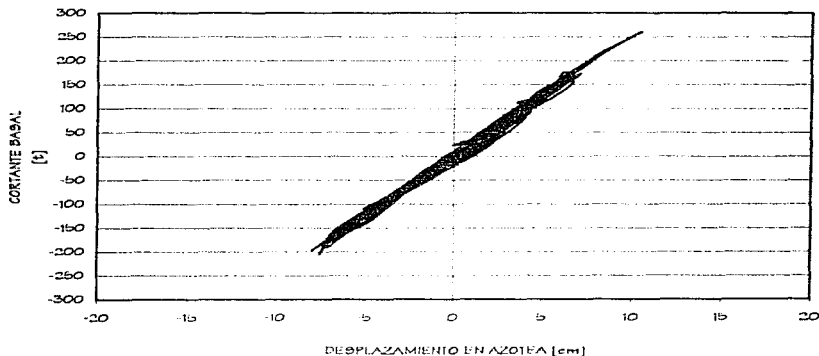


Fig 3.30.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea del eje 2, elástico, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma BCT-EW-85

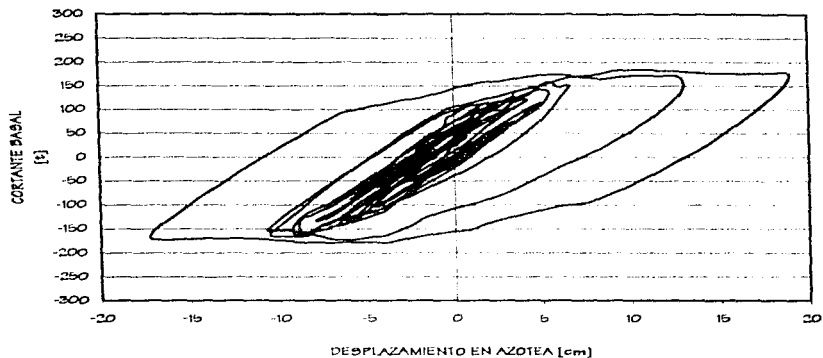


Fig 3.31.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea del eje 2, inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

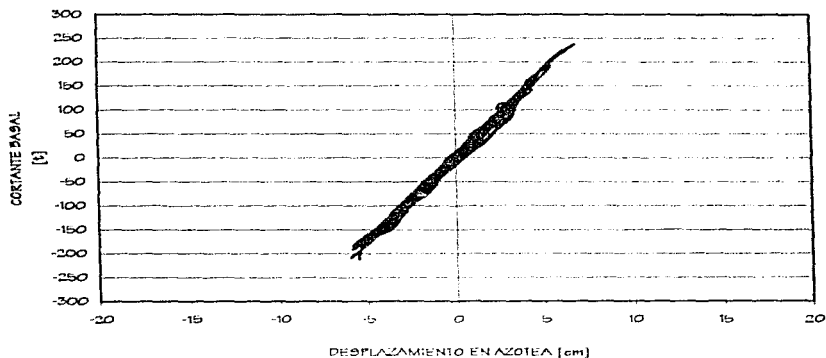


Fig 3.32.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea del eje 2, elástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

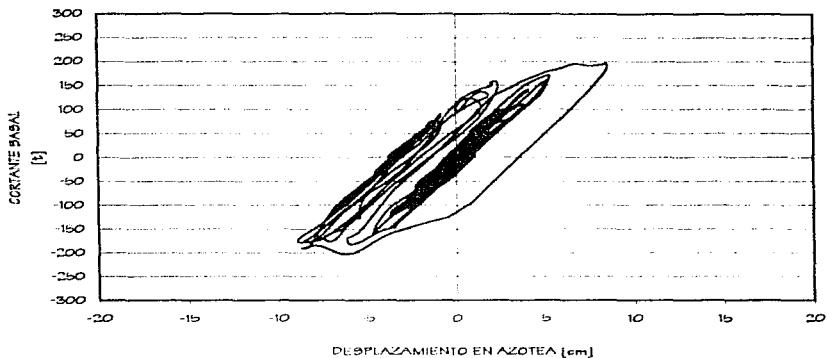


Fig 3.33.- Relación fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea del eje 2, inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

3.2.1.5. Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

Para observar el comportamiento a nivel local de los elementos estructurales del eje 2 analizado, se seleccionaron la viga del nivel 1 y la columna del mismo entrepiso que se indican en la fig 3.34; enseguida se presentan los resultados de los extremos señalados en la misma figura.

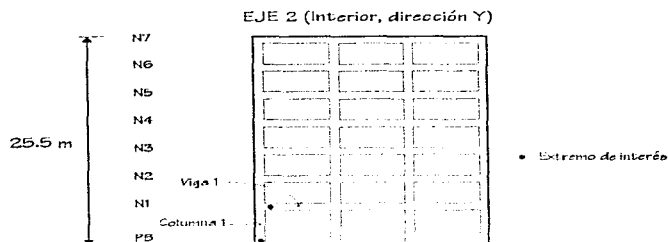


Fig 3.34.- Miembros estructurales y extremos de interés del eje 2, estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas II y III

Se muestran las historias en el tiempo de elementos mecánicos actuantes de los miembros estructurales, obtenidas de los análisis paso a paso y se comparan con las resistencias disponibles correspondientes. Para vigas se presentan las historias de momento flexionante y de fuerza cortante; para columnas se grafican las combinaciones carga axial contra momento flexionante (P - M), y las historias de las fuerzas cortantes.

a) Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs 3.35 y 3.36 muestran las historias de momento flexionante de la viga 1 del eje 2 de las estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas II y III, respectivamente, ante los efectos del acelerograma VIVE-EW-85. No se observa comportamiento inelástico, al no alcanzarse las resistencias positiva y negativa disponibles.

Ahora bajo la influencia del registro SCT-EW-85 (ver figs 3.37 y 3.38), para el diseño de la zona II se tiene un número mayor de ciclos en que se alcanza la fluencia, cuando se llega a la resistencia, con respecto de lo que ocurre para el diseño de la zona III; esto es, la estructura diseñada en la zona II excursiona más en el rango plástico, como era de esperarse.

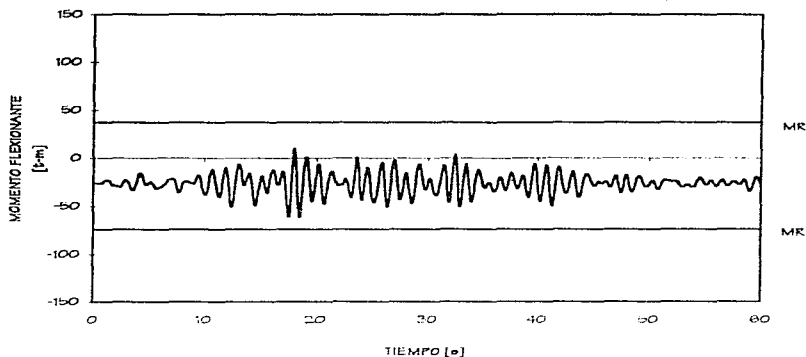


Fig 3.35.- Historias de momentos flexionantes en la viga 1 del eje 2, elástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, registro VIVE-EW-85

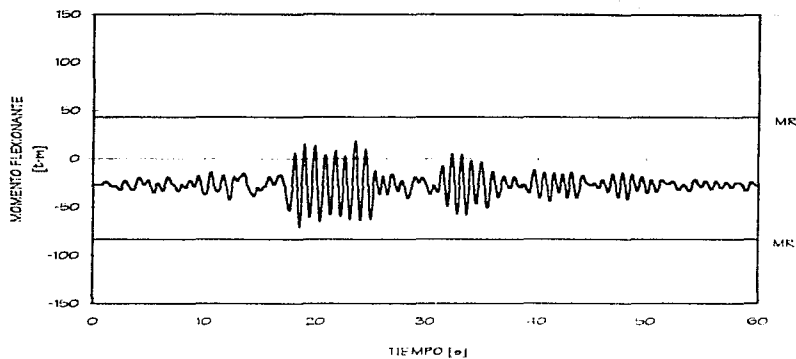


Fig 3.36.- Historias de momentos flexionantes en la viga 1 del eje 2, elástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, registro VIVE-EW-85

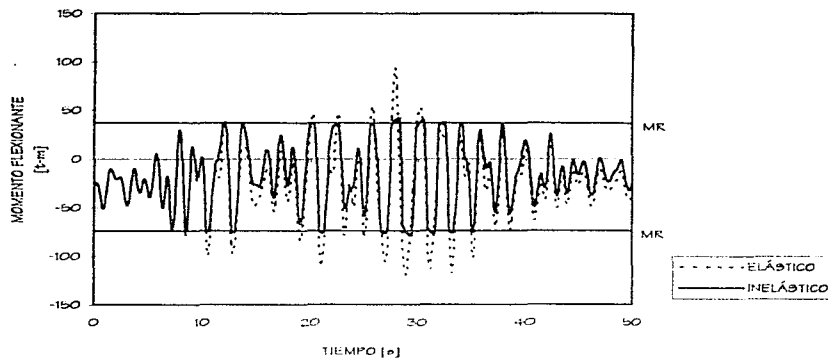


Fig 3.37.- Historias de momentos flexionantes en la viga 1 del eje 2, elástico e inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, registro SCT-EW-85

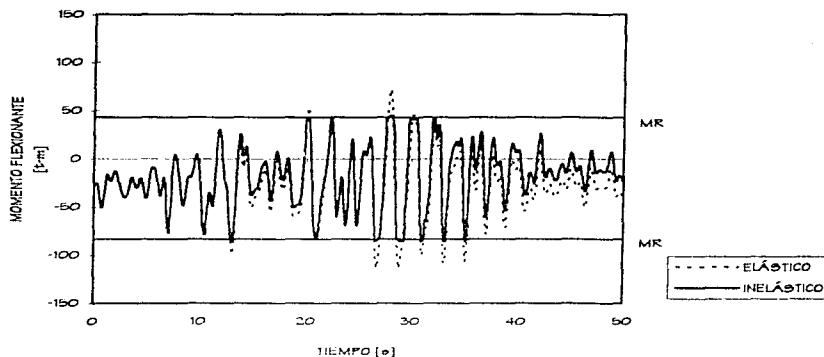


Fig 3.38.- Historias de momentos flexionantes en la viga 1 del eje 2, elástico e inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, registro SCT-EW-85

b) Historias de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 3.39 y 3.40 muestran respectivamente las historias de fuerzas cortantes de la viga 1 del eje 2 de las estructuras de 7 niveles diseñadas según las condiciones de las zonas sísmicas II y III, con el registro VIVE-EW-85. En ambos casos nunca se excedió la resistencia disponible; siempre hay una reserva adicional de resistencia, lo cual garantiza que no se tendrá una falla frágil por tensión diagonal.

Las figs 3.41 y 3.42 presentan ahora las historias de fuerzas cortantes obtenidas con el acelerograma SCT-EW-85; nuevamente se observa que hay reservas suficientes de resistencia para evitar una falla frágil, y asegurar de ese modo que el comportamiento sísmico inelástico ocurra por la fluencia ante la flexión de los miembros estructurales tipo vigas.

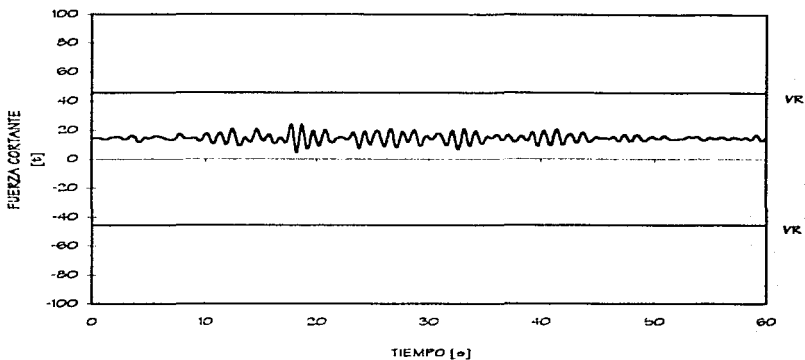


Fig 3.39.- Historia de fuerzas cortantes en la viga 1 del eje 2, elástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma VIVE-EW-85

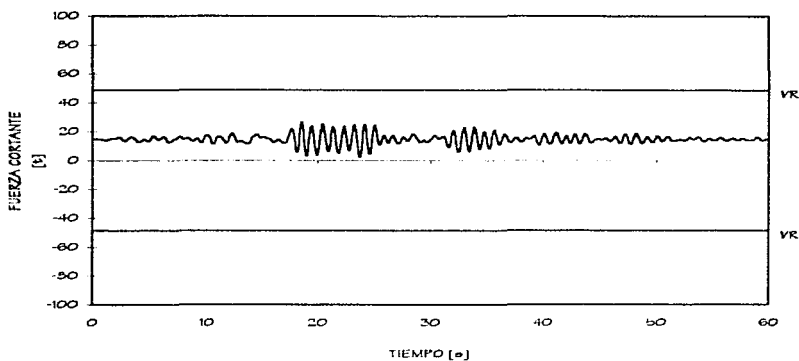


Fig 3.40.- Historia de fuerzas cortantes en la viga 1 del eje 2, elástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma VIVE-EW-85

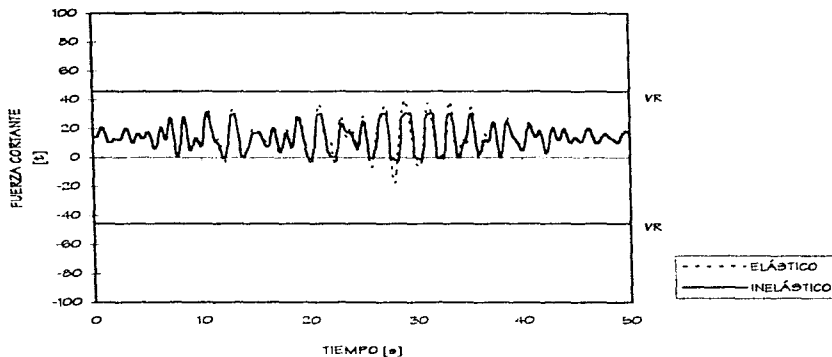


Fig 3.41.- Historia de fuerzas cortantes en la viga 1 del eje 2, elástico e inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

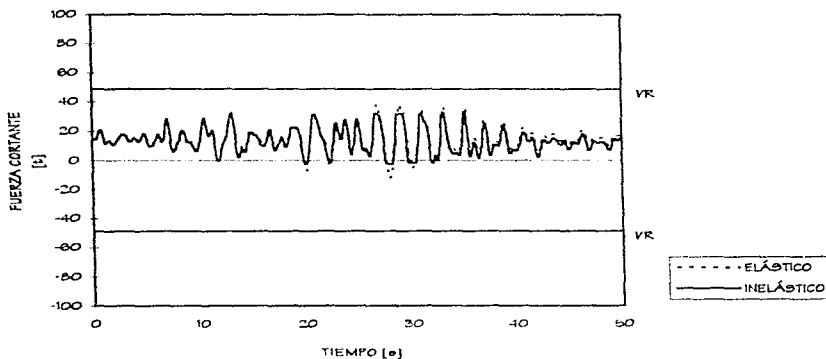


Fig 3.42.- Historia de fuerzas cortantes en la viga 1 del eje 2, elástico e inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

c) Combinaciones carga axial-momento flexionante en columnas, P-M

Las figs 3.43 y 3.44 tienen las historias P-M del extremo inferior de la columna 1 contra los diagramas de interacción, para los diseños según las zonas II y III, ante el registro VIVE-EW-85, respectivamente; el comportamiento es elástico en ambos tipos de diseño, pues nunca se llega a la fluencia, con cambios mínimos en la carga axial y por debajo de la condición balanceada.

En lo que respecta a los resultados de los análisis con el acelerograma SCT-EW-85, diseños según las condiciones de las zonas II y III, las figs 3.45 y 3.46 muestran las correspondientes respuestas. La columna 1 se comporta de forma similar en ambas situaciones, llegándose a tener en algunos ciclos combinaciones de carga axial y momento flexionante que implican la fluencia y la formación de una articulación plástica en el miembro estructural. La columna trabaja, en ambos diseños (zona de transición y suelo compresible), bajo cargas axiales menores con respecto de la condición balanceada, por lo que de presentarse la falla, ésta sería del tipo de tensión.

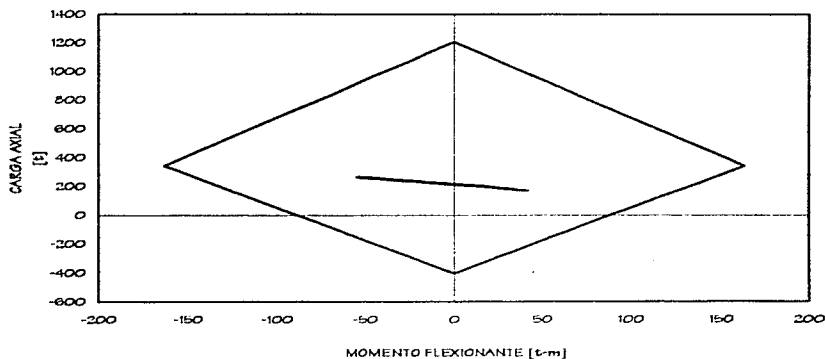


Fig 3.43.- Relaciones carga axial-momento flexionante en la columna 1 del eje 2, elástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma VIVE-EW-85

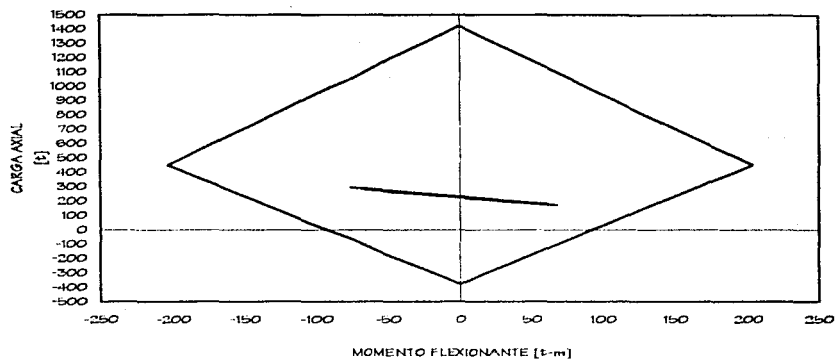


Fig 3.44.- Relación carga axial-momento flexionante en la columna 1 del eje 2, elástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma VIVE-EW-85

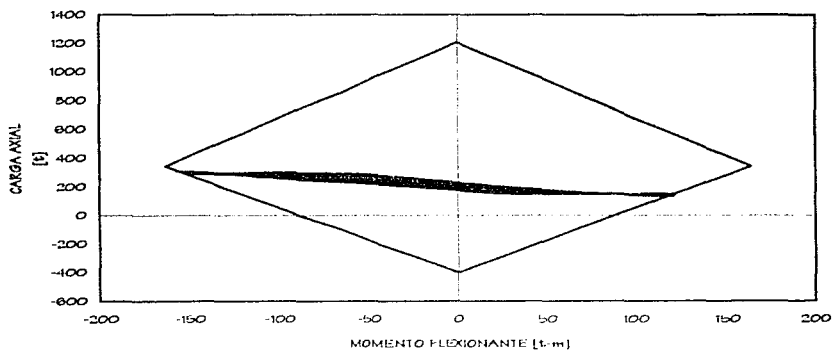


Fig 3.45.- Relación carga axial-momento flexionante en la columna 1 del eje 2, inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

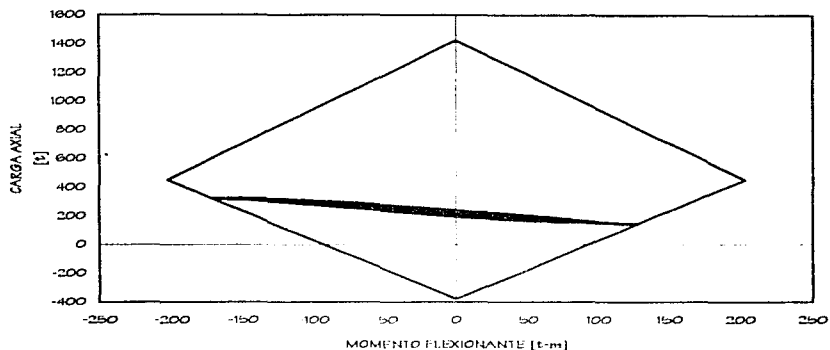


Fig 3.46.- Relaciones carga axial-momento flexionante en la columna 1 del eje 2, inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

d) Historia de fuerzas cortantes en columnas

Las figs 3.47 y 3.48 presentan las historias de fuerzas cortantes de la columna 1 (extremo inferior) para los dos tipos de diseño (zonas II y III), respectivamente, con el registro de aceleraciones VIVE-EW-85. No se nota que la resistencia se exceda, teniéndose una gran reserva de resistencia ante este tipo de acción.

A partir de los análisis paso a paso con el acelerograma SCT-EW-85, para la columna de interés se obtuvieron las historias de fuerzas cortantes que se tienen en las figs 3.49 y 3.50 (diseños zonas II y III, respectivamente); aún para los análisis en que el comportamiento fue elástico, las fuerzas cortantes actuantes nunca alcanzan la resistencia disponible, lo que garantiza que no se presentará una falla frágil.

Las reservas disponibles de resistencia al cortante se debe a que al diseñar el refuerzo transversal, en la mayoría de los casos rigió el requisito por confinamiento especificado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, según el capítulo de marcos dúctiles; esto es, en estos casos quedó una reserva considerable por cortante, principalmente en los extremos de los miembros estructurales.

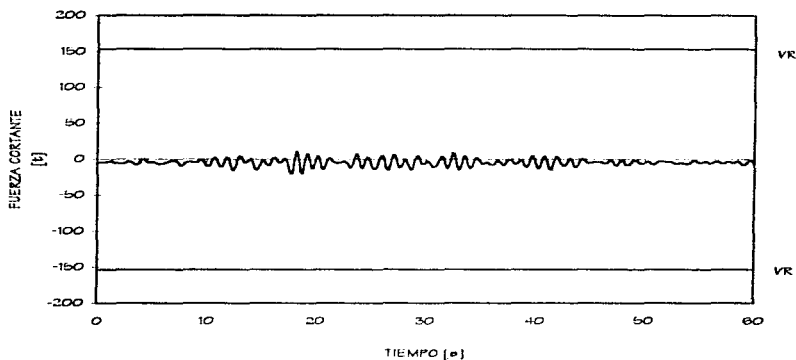


Fig 3.47.- Historia de fuerzas cortantes en la columna 1 del eje 2, elástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma VIVE-EW-85

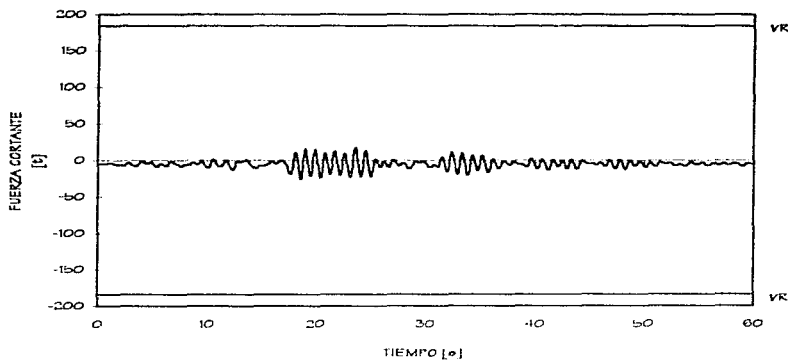


Fig 3.48.- Historia de fuerzas cortantes en la columna 1 del eje 2, elástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma VIVE-EW-85

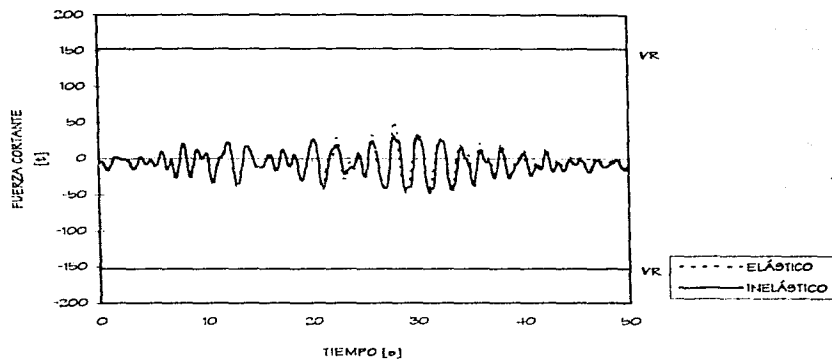


Fig 3.49.- Historia de fuerzas cortantes en la columna 1 del eje 2, elástico e inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

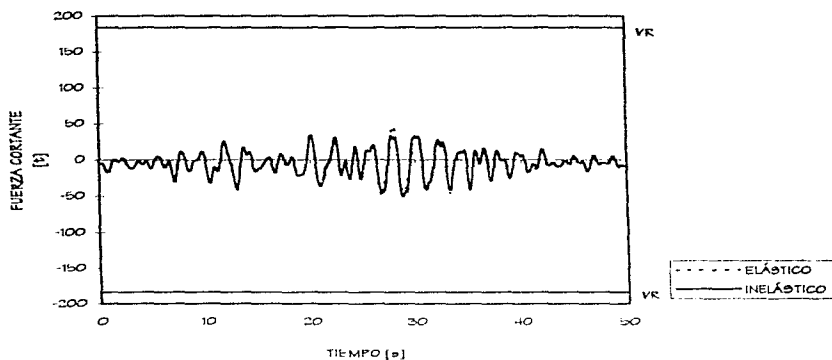


Fig 3.50.- Historia de fuerzas cortantes en la columna 1 del eje 2, elástico e inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

3.2.1.6. Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

Cuando los miembros estructurales superan el límite elástico es necesario que tengan cierta capacidad de deformación, sin que haya una gran degradación de la rigidez y/o deterioro en la resistencia y se llegue al colapso; es muy importante que los esfuerzos se redistribuyan hacia otras zonas, menos críticas. Un índice de dicha capacidad de deformación es la ductilidad desarrollada en los elementos estructurales. A continuación se presentan las historias de demandas de ductilidad local que se desarrollan en la viga 1 del nivel 1 del eje 2 de los casos analizados.

Con el registro VIVE-EW-95, en ambas estructuras diseñadas en las zonas II y III, la viga 1 permaneció en el rango elástico; es decir, las demandas de ductilidad local fueron de ± 1 en toda la historia en el tiempo.

La fig 3.51 tiene la historia de demandas de ductilidad local para el caso del diseño según la zona II, con el acelerograma SCT-EW-95. Los valores máximos que se alcanzan son de 5 para flexión positiva y de 10.2 para flexión negativa. Los valores de las demandas se calcularon según se especificó en el cap 1, considerando una longitud equivalente de articulación plástica de $1d$ (un penalti efectivo de la sección transversal de la viga).

En el caso de la estructura diseñada según los efectos sísmicos de la zona III y ante el registro SCT-EW-95, la fig 3.52 tiene la historia de demandas de ductilidad local de la viga 1 (extremo izquierdo); ante la flexión positiva el comportamiento es prácticamente elástico. Ante la influencia del momento negativo se tiene una demanda máxima de 4.5. Cabe mencionar que en resultados de pruebas experimentales reportados en la literatura se han llegado a valores máximos de 20 a 25, por lo que los valores determinados en este trabajo parecen controlables desde el punto de vista de diseño.

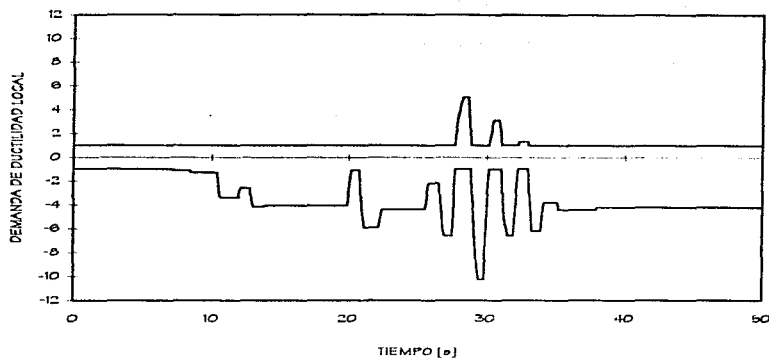


Fig 3.51.- Historias de demandas locales de ductilidad en la viga 1 del eje 2, inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

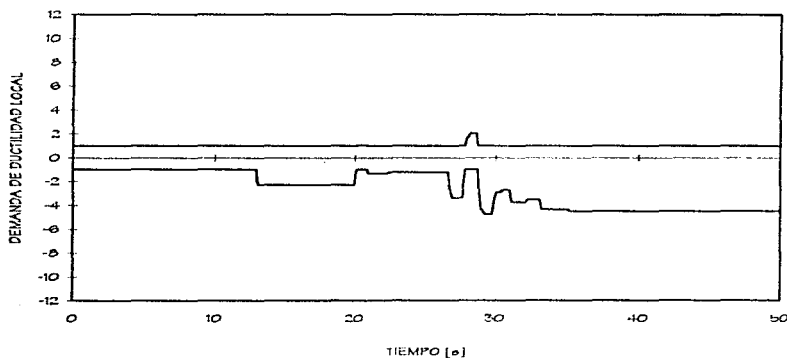


Fig 3.52.- Historias de demandas locales de ductilidad en la viga 1 del eje 2, inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

3.2.1.7. Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

A partir de los análisis paso a paso con el acelerograma VVE-EW-85, ambas estructuras (diseños según zonas II y III) se mantuvieron dentro del rango elástico; esto es, no se presentó ninguna rótula plástica, y las demandas máximas de ductilidad local tanto en vigas como en columnas resultaron de ± 1 .

Las figs 3.53 y 3.54 muestran la distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 de las estructuras diseñadas según las condiciones de las zonas II y III, respectivamente, ante los efectos del acelerograma SCT-EW-85. Para el caso del diseño de zona II se forman articulaciones plásticas en los extremos de todas las vigas, exceptuando las del último nivel, así como también en el extremo inferior de las columnas de planta baja; la tendencia del mecanismo de falla es del tipo "viga". La respuesta de la estructura desarrollada en zona III es similar, pero con menos articulaciones, pues sólo se llegan a tener fluencias en los extremos inferiores de las columnas extremas de planta baja y en la mayoría de las vigas desde el nivel 1 hasta el nivel 6. Por lo tanto, para ambos tipos de diseños (zonas II y III) el patrón de comportamiento es el de "columna fuerte-viga débil", que corresponde a lo señalado en el diseño de marcos dúctiles del RDF-93.

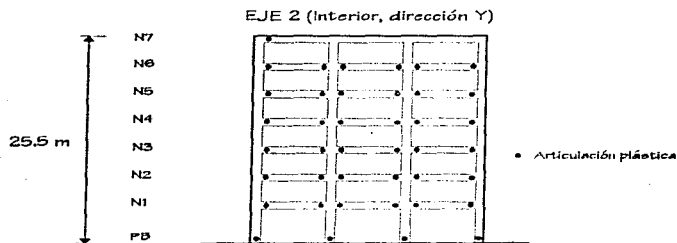


Fig 3.53.- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2, inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

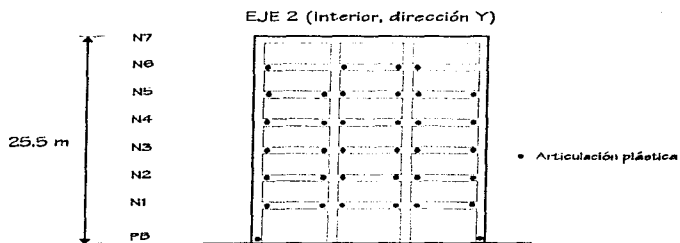


Fig 3.54.- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2, inelástico, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

Las figs 3.55 y 3.56 muestran las envolventes de las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas de cada nivel, respectivamente de la estructura diseñada según las fuerzas sísmicas de la zona de transición. El cálculo de estas demandas se realizó como se indica en la sección 1.8, con base en los momentos de fluencia y los giros de las rótulas plásticas. Las máximas ductilidades se presentan en las vigas de los niveles 1 a 3, mayores para flexión positiva y con valores del orden de 3. En lo que se refiere a columnas, las demandas máximas de ductilidad desarrolladas se concentran en la base del primer entrepiso.

La estructura diseñada según las condiciones de la zona III tiene un comportamiento similar a la del diseño de la zona II, pero con demandas menores de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas (ver figs 3.57 y 3.58, respectivamente). La gráfica que corresponde a vigas indica que el tramo crítico comprende a los tres primeros niveles, con demandas de ductilidad entre 3 y 4; los valores máximos se presentan para momento positivo en los niveles 1 a 3, y para momento negativo en los niveles 4 a 7. En columnas sólo hay demanda de ductilidad local en planta baja.

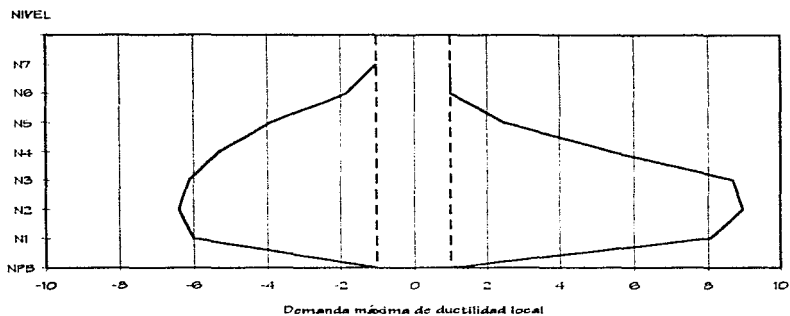


Fig 3.55.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

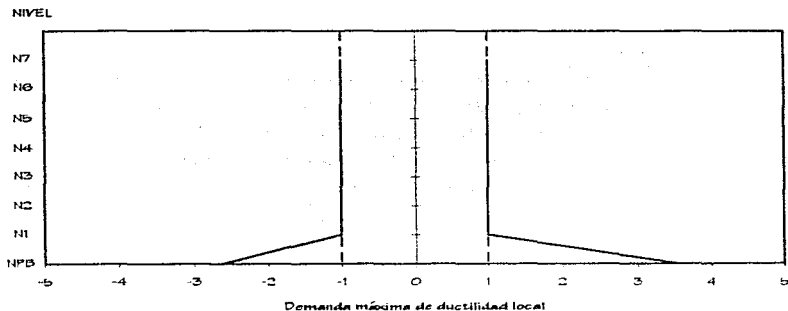


Fig 3.56.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

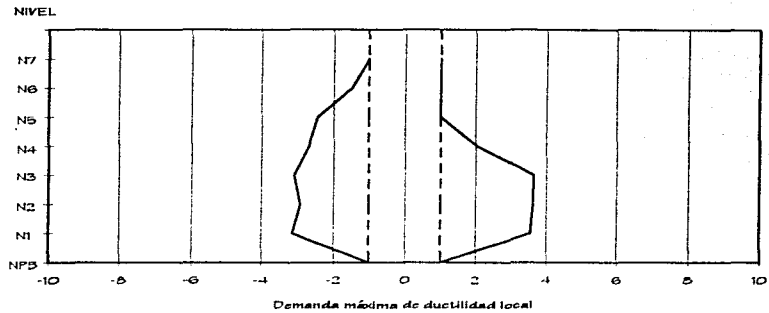


Fig 3.57.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

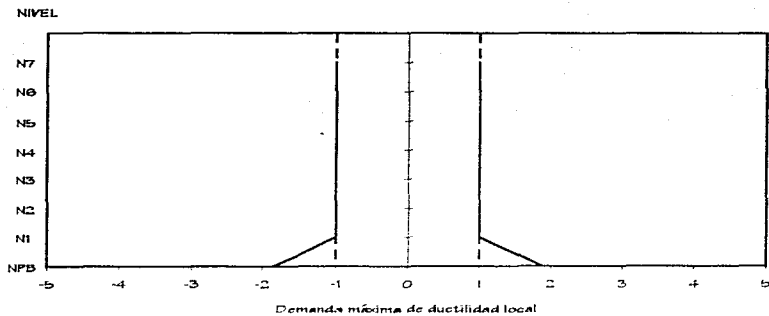


Fig 3.58.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

3.2.2. Edificio de 17 niveles

Los momentos resistentes de vigas (flexión positiva y negativa) y los diagramas de interacción de las columnas del eje 2 (interior), se presentan en las tablas 3.8 a 3.11. Las tablas 3.8 y 3.10 (figs 2.72 y 2.77) corresponden a la estructura diseñada según las condiciones sísmicas de la zona de transición, y las tablas 3.9 y 3.11 (figs 2.74 y 2.79) según el diseño para suelo compresible. Conocidas estas resistencias, además de las rigideces y masas, posteriormente fue posible realizar los análisis dinámicos paso a paso con los acelerogramas representativos de suelo de transición (VIVE-EW-85) y de suelo compresible (SCT-EW-85); a continuación se presentan las respuestas globales y locales correspondientes.

Tabla 3.8.- Momentos resistentes en las vigas del eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en la zona II

SECCIÓN (40 x 95 cm)	MR+ (t-m)	MR- (t-m)
1	36.99	67.23
2	36.96	74.95
3	44.80	85.95
4	47.95	95.26
5	52.05	105.83
6	56.01	112.29
7	59.15	123.21
8	65.23	129.14
9	68.17	134.82
10	70.13	139.60
11	74.03	145.19
12	74.05	147.74
13	74.10	151.66
14	74.10	154.94
15	74.05	150.27
16	70.17	141.46
17	36.97	44.03
18	36.99	57.22
19	44.05	79.79
20	44.05	90.44
21	47.75	95.66
22	65.11	113.16
23	65.26	123.77
24	70.03	130.11
25	73.92	133.05
26	80.53	140.47
27	80.56	142.45
28	80.57	145.92
29	76.12	136.70
30	59.09	118.65

Tabla 3.9.- Momentos resistentes de las vigas del eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en la zona III

SECCIÓN (50 x 100 cm)	MR+ (t-m)	MR- (t-m)
1	50.07	69.17
2	50.06	84.37
3	50.08	99.63
4	58.45	117.39
5	68.32	133.85
6	69.17	149.15
7	78.41	153.56
8	81.13	168.53
9	86.34	174.78
10	89.68	185.81
11	93.83	191.66
12	97.79	197.69
13	100.39	202.73
14	110.59	204.89
15	105.83	200.10
16	110.64	193.23
17	86.11	160.95
18	50.08	50.08
19	50.08	71.54
20	50.08	102.70
21	60.95	115.16
22	72.55	127.80
23	85.87	141.76
24	97.50	158.30
25	106.85	163.71
26	116.45	176.97
27	123.82	184.01
28	123.76	193.92
29	135.15	197.52
30	134.79	200.48
31	128.94	195.39
32	118.66	186.55
33	89.27	157.98

Tabla 3.10.- Diagramas de interacción de las columnas del eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en la zona II

SECCIÓN	Pc (t)	Pt (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)	Pb/Pc	Mb/Mo
1 110x110	2658	-693	223	858	503	0.32	2.26
2 100x100	2287	-655	193	707	412	0.31	2.08
3 100x100	2194	-563	168	710	381	0.32	2.26
4 90x90	1856	-534	146	569	301	0.31	2.06
5 90x90	1766	-445	119	578	273	0.33	2.30
6 80x80	1463	-419	101	452	210	0.31	2.03
7 80x80	1427	-380	92	455	203	0.32	2.20

Pc - Carga resistente máxima de compresión

Pt - Carga resistente máxima de tensión

Mo - Momento resistente de flexión pura

Pb - Carga axial de la condición balanceada

Mb - Momento flexionante de la condición balanceada

Tabla 3.11.- Diagramas de interacción de las columnas del eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en la zona III

SECCIÓN	Pc (t)	Pt (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)	Pb/Pc	Mb/Mo
1 125x125	3511	-964	362	1111	780	0.31	2.15
2 125x125	3417	-870	323	1124	740	0.33	2.29
3 115x115	2936	-830	286	933	603	0.31	2.13
4 115x115	2899	-744	255	933	578	0.32	2.26
5 105x105	2507	-711	226	774	471	0.31	2.09
6 105x105	2423	-621	196	787	445	0.32	2.27
7 95x95	2067	-590	171	633	357	0.31	2.03
8 95x95	1934	-514	146	639	327	0.32	2.24

Pc - Carga resistente máxima de compresión

Pt - Carga resistente máxima de tensión

Mo - Momento resistente de flexión pura

Pb - Carga axial de la condición balanceada

Mb - Momento flexionante de la condición balanceada

3.2.2.1. Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

- Desplazamientos horizontales máximos

La fig 3.59 presenta las envolventes de los desplazamientos laterales del eje 2 de la estructura diseñada en la zona de transición, según el RDF-93; se incluyen los resultados de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico con el acelerograma VIVE-EW-85, así como los del análisis dinámico modal con el espectro de diseño de dicha zona sísmica. Los desplazamientos del análisis modal espectral son casi cinco veces mayores que los de los análisis en la historia del tiempo elástico e inelástico; estos últimos son iguales porque la estructura no excursiona en el rango no-lineal. Los desplazamientos máximos del análisis paso a paso del último nivel resultaron de + 5.6 cm y de - 6.9 cm.

Posteriormente, con el mismo registro de aceleraciones VIVE-EW-85, se realizaron los análisis paso a paso del edificio de 17 niveles ubicado en suelo compresible, y los desplazamientos horizontales máximos que resultan de dichos análisis se muestran en la fig 3.60; se tienen también las respuestas del análisis dinámico modal espectral (zona II), para fines comparativos. Nuevamente, no se observa comportamiento inelástico, con desplazamientos máximos en la azotea de + 3.6 cm y - 4 cm; los desplazamientos del análisis espectral resultan muy superiores.

La fig 3.61 compara las respuestas máximas de los edificios de 17 niveles diseñados para ambas zonas II y III, ante los efectos del registro VIVE-EW-85. Ninguna de las dos estructuras excursionó en el rango inelástico, por lo que las envolventes de los análisis elástico e inelástico son las mismas. Los desplazamientos de la estructura diseñada según las condiciones de la zona II son casi 50 por ciento mayores.

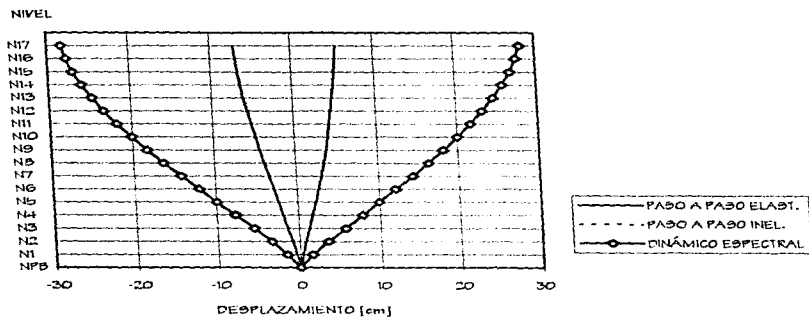


Fig 3.59.- Desplazamientos laterales máximos del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma VIVE-EW-95

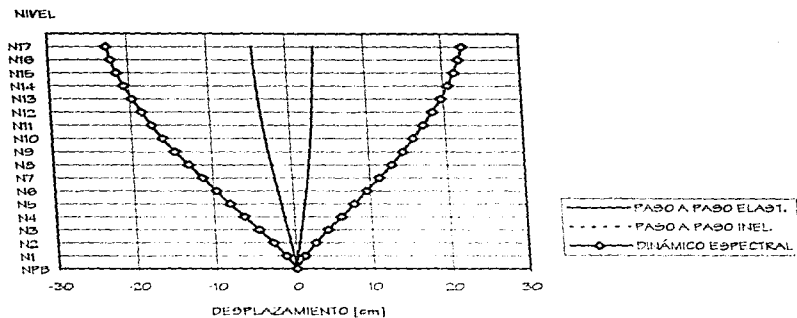


Fig 3.60.- Desplazamientos laterales máximos del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma VIVE-EW-95

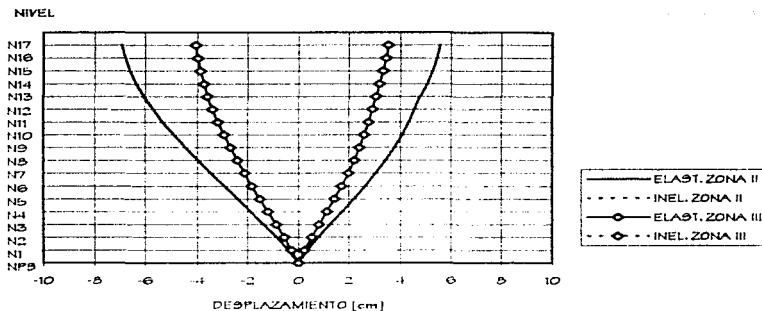


Fig 3.61.- Desplazamientos laterales máximos del eje 2 de las estructuras de 17 niveles diseñadas en las zonas II y III, acelerograma VIVE-EW-85

Después de analizar paso a paso las estructuras de 17 niveles ante el registro correspondiente a suelo blando (SCT-EW-85), las figs 3.62 y 3.63 presentan las envolventes de desplazamientos para el edificio diseñado según las condiciones de las zonas II y III, respectivamente. Se presentan también los desplazamientos laterales máximos del análisis dinámico modal con el espectro de la zona III, para fines comparativos.

Los desplazamientos del edificio diseñado en la zona II (fig 3.62) cuando hay excursionamiento en el rango no-lineal son ligeramente menores que los del análisis elástico, en todos los niveles de la estructura; en el nivel de azotea se tienen desplazamientos máximos del orden de + 27.3 cm y - 37.7 cm para el análisis inelástico, y de + 44.6 cm y -47.7 cm para el análisis elástico. Las respuestas del análisis dinámico modal espectral resultan por debajo de las del análisis paso a paso elástico, tanto para desplazamientos positivos como para negativos.

La fig 3.63 muestra los desplazamientos máximos de cada nivel del eje 2 de la estructura diseñada en la zona III, ante el registro SCT-EW-85. Las envolventes del análisis paso a paso inelástico quedan ligeramente por arriba de las obtenidas con los análisis paso a paso elástico y dinámico espectral.

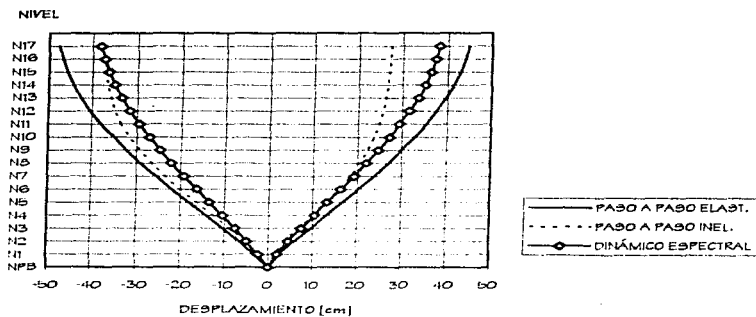


Fig 3.62.- Desplazamientos laterales máximos del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

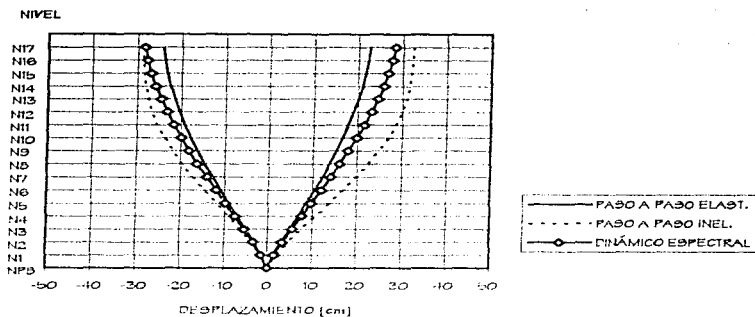


Fig 3.63.- Desplazamientos laterales máximos del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

La fig 3.64 tiene la comparación de los desplazamientos laterales máximos de las estructuras diseñadas según las condiciones de las zonas II y III. Para el diseño de la zona II se tienen mayores desplazamientos con el análisis paso a paso elástico; para el caso proporcionado según las fuerzas sísmicas de la zona III, ocurre lo contrario. Los resultados del análisis elástico en la historia del tiempo de la estructura diseñada según la zona II son casi el doble que los del edificio de la zona III.

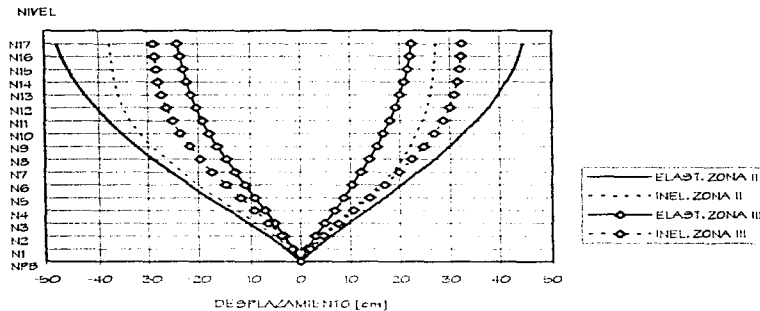


Fig 3.64.- Desplazamientos laterales máximos del eje Z de las estructuras de 17 niveles diseñadas en las zonas II y III, acelerograma SCT-EW-85

- Historias en el tiempo de desplazamientos en azotea

Después de excitar con el acelerograma VIVE-EW-85 a los edificios de 17 niveles diseñados según las condiciones de las zonas II y III, las figs 3.65 y 3.66, respectivamente, muestran las historias en el tiempo de los desplazamientos de azotea. Para ambos edificios sólo hubo comportamiento elástico. Se tienen desplazamientos máximos del orden de 4 cm y de 7 cm para un diseño (zona II) y otro (zona III).

Las figs 3.67 y 3.68 presentan y comparan las historias de desplazamientos de azotea de los análisis paso a paso para los dos diseños, según las condiciones de las zonas II y III, respectivamente; para ello se utilizó el registro de aceleraciones SCT-EW-85. Para el caso del diseño de la zona II, los desplazamientos del análisis elástico son mayores que los del análisis inelástico, con valores máximos del orden de ± 45 cm; sin embargo, para el caso diseñado en la zona III los desplazamientos del nivel de azotea del análisis

inelástico resultan ligeramente superiores, de ± 30 cm. Se observa un desfaseamiento en el tiempo de la respuesta inelástica con respecto de la del análisis elástico, debido a la fluencia que ocurre en los elementos estructurales (articulaciones plásticas): las amplitudes máximas se tienen entre los 27 y los 32 s, etapa donde el registro SCT-EW-85 presenta mayores aceleraciones.

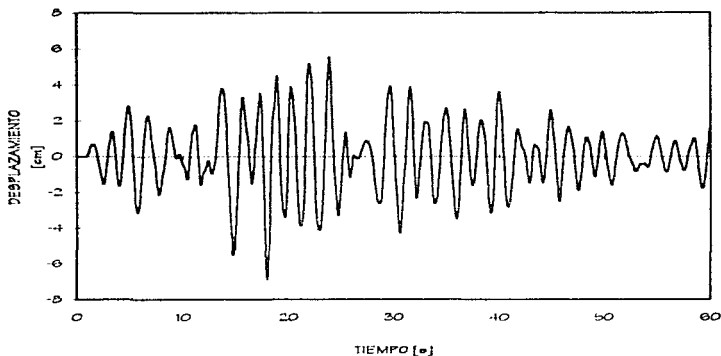


Fig 3.65.- Historias de desplazamientos del nivel de azotea del eje 2, elástico e inelástico, edificio de 17 niveles diseñado en la zona II, acelerograma VIVE-EW-85

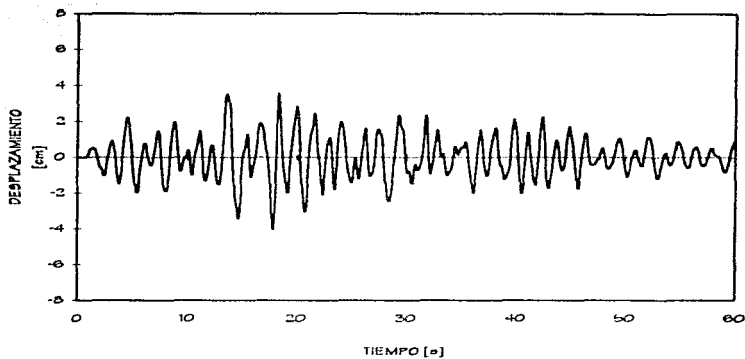


Fig 3.66.- Historias de desplazamientos del nivel de azotea, del eje 2, elástico e inelástico, edificio de 17 niveles diseñado en la zona III, acelerograma VIVE-EW-85

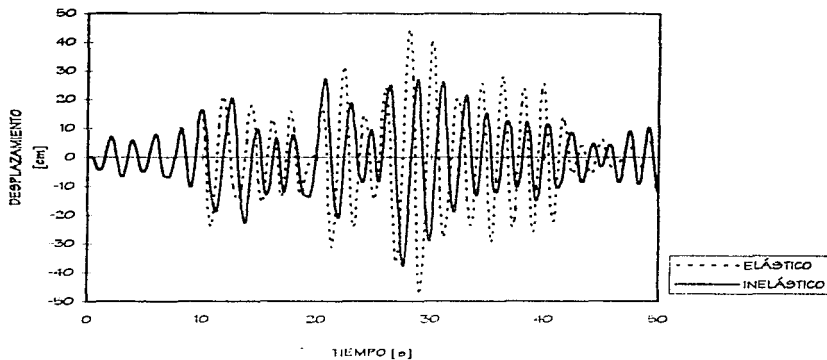


Fig 3.67.- Historias de desplazamientos a nivel de azotea del eje 2, elástico e inelástico, edificio de 17 niveles diseñado en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

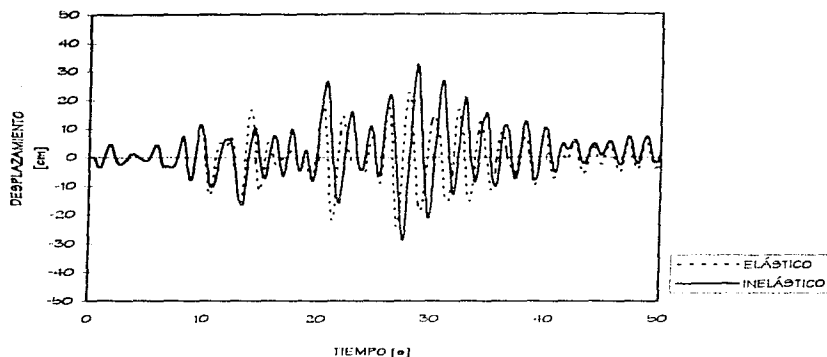


Fig 3.68.- Historias de desplazamientos a nivel de azotea del eje 2, elástico e inelástico, edificio de 17 niveles diseñado en la zona III, acelerograma SCT-EW-95

3.2.2.2. Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, δ/h ,

En esta parte se presentan y comparan las relaciones δ/h , máximas calculadas en el marco del eje 2 de las estructuras de 17 niveles diseñadas según los efectos de las zonas sísmicas II y III, que se obtuvieron con los diferentes análisis paso a paso realizados.

Las figs 3.69 y 3.70 tienen las respuestas de ambos casos de diseños, ante el registro de aceleraciones VIVE-EW-95; estos resultados se comparan con los del diseño (análisis modal espectral). No se observa comportamiento inelástico; las relaciones δ/h , del análisis paso a paso quedan muy por debajo del nivel permisible especificado en el RDF-93 para cumplir con el estado límite de servicio (0.006).

Las comparaciones de las respuestas de los análisis paso a paso con el acelerograma SCT-EW-95 para las estructuras diseñadas según las condiciones de las zonas II y III se muestran en las figs 3.71 y 3.72, respectivamente; se presentan, también, los resultados de los análisis dinámicos con el espectro de la zona III, para fines comparativos. Para el caso del diseño de la zona II, se supera el nivel permisible de 0.006, llegándose a valores de hasta 0.0111. Se tienen mayores distorsiones elásticas, con respecto de lo

que ocurre en el análisis paso a paso inelástico y el dinámico modal espectral. Para el diseño de la zona III las relaciones δ_i/h_i de los análisis elástico y dinámico modal espectral cumplen con el límite fijado por el RDF-93; con el análisis paso a paso inelástico se llega a valores de 0.0090, mayores en casi 60 por ciento que las del análisis paso a paso elástico. Los entrepisos críticos, diseños de las zonas II y III, van del 2 al 8.

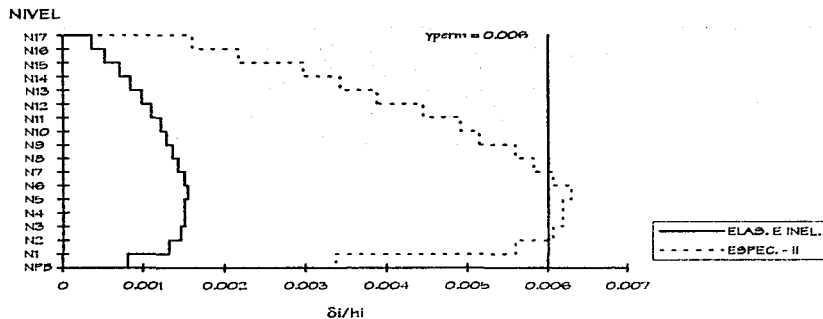


Fig 3.69.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma VIVE-EW-85

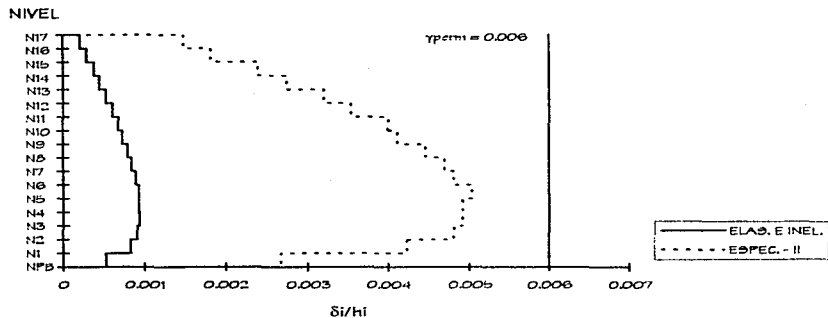


Fig 3.70.- Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma VIVE-EW-85

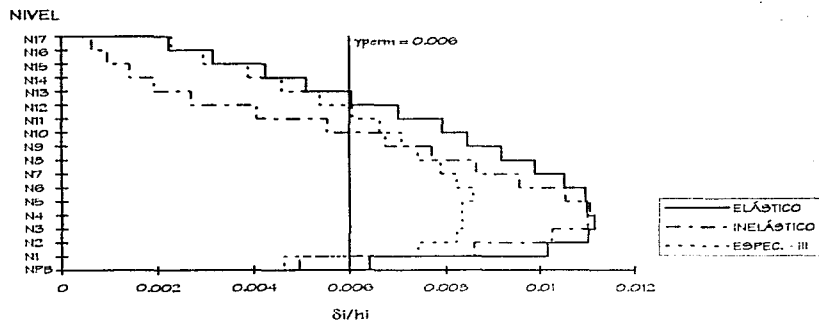


Fig 3.71.- Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma BCT-EW-86

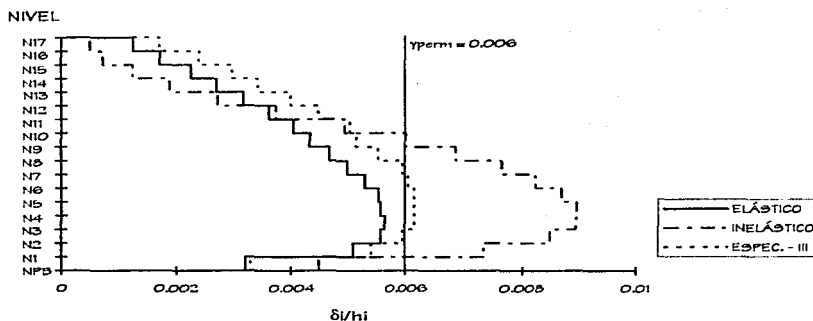


Fig 3.72.- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

3.2.2.3. Historias de coeficientes sísmicos

Las figs 3.73 y 3.74 muestran las historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso con el registro VIVE-EW-85 para los diseños de las zonas II y III, respectivamente; las estructuras permanecen en el rango elástico, sin disipación de energía histerética. La respuesta es similar en ambos casos, presentándose coeficientes sísmicos máximos de 0.0141 y 0.0134 para ambos tipos de diseños, respectivamente.

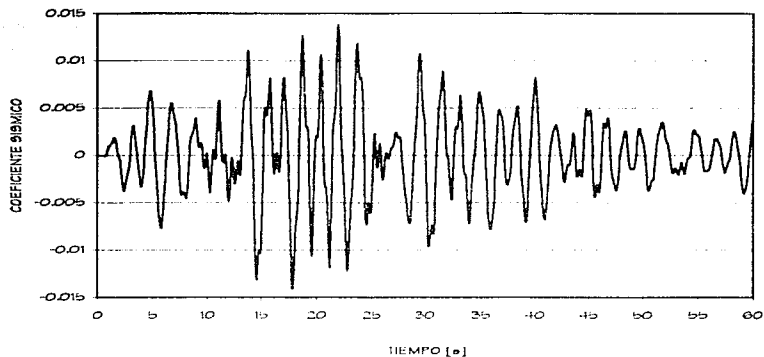


Fig 3.73.- Historia de coeficientes sísmicos del eje 2, elástico e inelástico, estructura de 17 niveles diseñada para la zona II, acelerograma VIVE-EW-8b

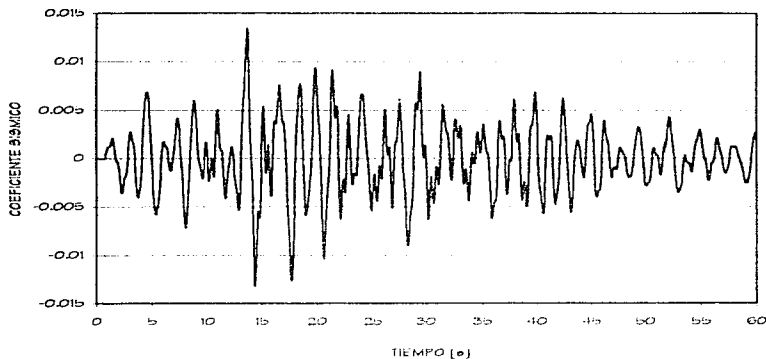


Fig 3.74.- Historia de coeficientes sísmicos del eje 2, elástico e inelástico, estructura de 17 niveles diseñada para la zona III, acelerograma VIVE-EW-8b

La fig 3.75 muestra y compara las respuestas sísmicas elásticas e inelásticas del eje 2 del edificio diseñado en la zona II, ante el registro SCT-EW-85; se tiene una considerable disminución de las fuerzas sísmicas cuando se excursiona en el comportamiento inelástico, donde los valores máximos disminuyen cerca de 70 por ciento, con respecto del caso elástico.

Al analizar paso a paso, con el acelerograma SCT-EW-85, la estructura diseñada en la zona III, se observa menor disipación de energía (fig 3.76) que lo que ocurre en la estructura diseñada en la zona II. El coeficiente sísmico máximo inelástico se reduce hasta 45 por ciento con respecto del máximo elástico.

La tabla 3.12 tiene los valores de los coeficientes sísmicos máximos del eje 2 de la estructura de 17 niveles, como resultado de los análisis paso a paso con el registro SCT-EW-85.

Tabla 3.12.- Comparación de coeficientes sísmicos máximos, comportamiento elástico e inelástico, acelerograma SCT-EW-85

	COEFICIENTE SÍSMICO MÁXIMO		$C_{INELÁSTICO} / C_{ELÁSTICO}$
	ELÁSTICO	INELÁSTICO	
Estructura diseñada en la zona II (Eje 2)	0.1140	0.0321	0.282
Estructura diseñada en la zona III (Eje 2)	0.0792	0.0429	0.541

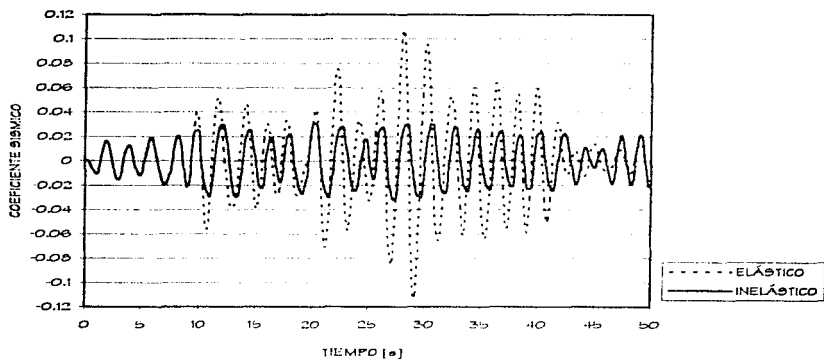


Fig 3.75.- Historia de coeficientes sísmicos del eje 2, elástico e inelástico, estructura de 17 niveles diseñada para la zona II, acelerograma SCT-EW-05

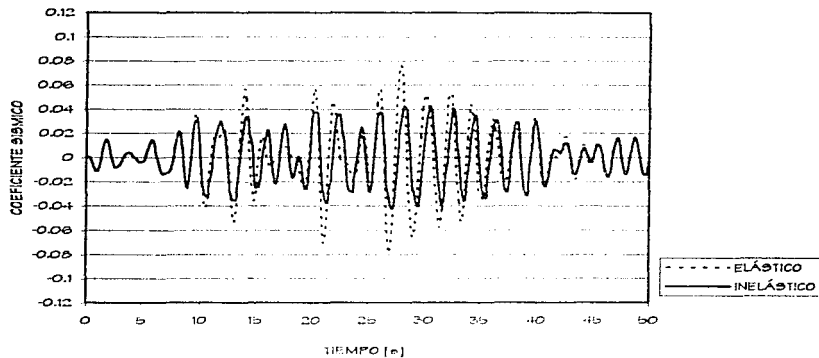


Fig 3.76.- Historia de coeficientes sísmicos del eje 2, elástico e inelástico, estructura de 17 niveles diseñada para la zona III, acelerograma SCT-EW-05

3.2.2.4. Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs 3.77 y 3.78 muestran el comportamiento del eje 2 de las estructuras diseñadas en las zonas II y III, respectivamente, ante la acción del sismo VIVE-EW-85, comportamiento elástico e inelástico; no se observa comportamiento inelástico, y la disipación de energía que es notoria sólo es por efectos del amortiguamiento viscoso. En el diseño de la zona de transición se tienen cortantes basales máximos de ± 160 t y desplazamientos en azotea del orden de + 6 cm y - 7 cm. La estructura diseñada para suelo compresible presenta mayor rigidez, donde los cortantes son ligeramente mayores (± 180 t) y con menores niveles de deformación (± 4 cm).

Las figs 3.79 y 3.80 presentan las respuestas elástica e inelástica de la estructura dimensionada en la zona II ante el acelerograma SCT-EW-85, respectivamente; con el comportamiento elástico-lineal se tienen valores máximos de 47 cm y 1350 t, aproximadamente. Al utilizar las resistencias nominales se excursiona en el rango inelástico con gran disipación de energía, con una área histerética considerable; los valores máximos del cortante basal se reducen a ± 400 t con desplazamientos máximos cercanos a 40 cm.

Las figs 3.81 y 3.82 muestran las relaciones cortante basal-desplazamiento de azotea del edificio diseñado en la zona III y analizado con el registro SCT-EW-85; para el comportamiento elástico, las fuerzas cortantes basales máximas son de ± 100 t, y los desplazamientos en azotea de ± 25 cm. Para el caso de excursionamiento en el rango no-lineal, hay una importante disipación de energía, con mayores deformaciones laterales (± 30 cm) y menores cortantes basales (± 600 t).

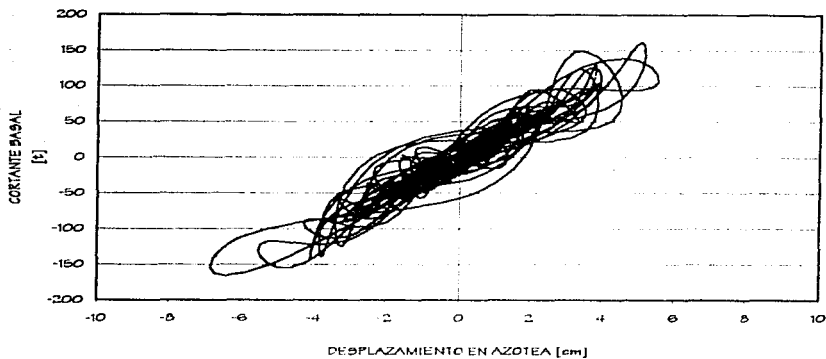


Fig 3.77.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del eje 2 (elástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma VIVE-EW-85

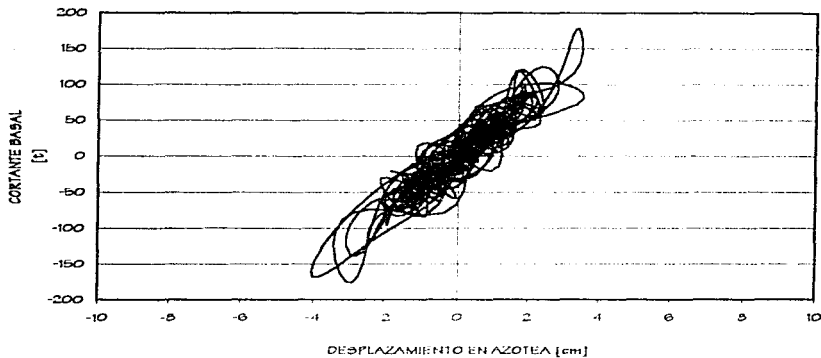


Fig 3.78.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del eje 2 (elástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma VIVE-EW-85

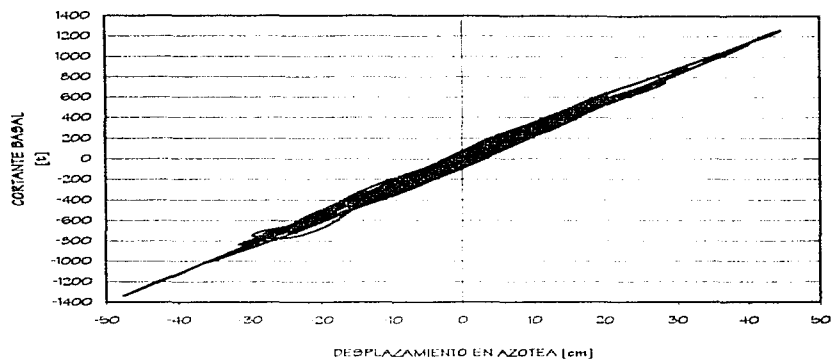


Fig 3.79.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del eje 2 (elástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

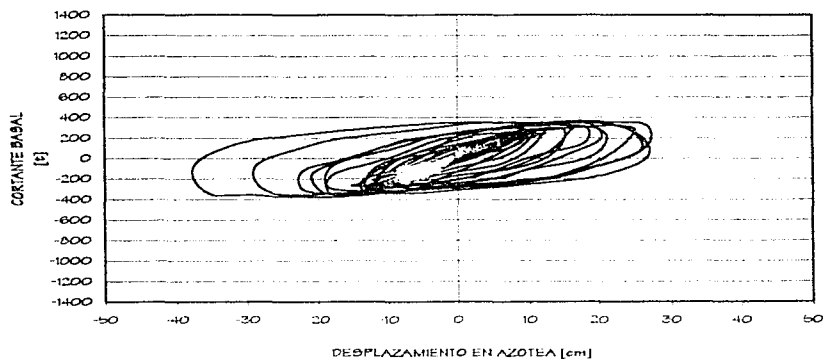


Fig 3.80.- Relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del eje 2 (inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

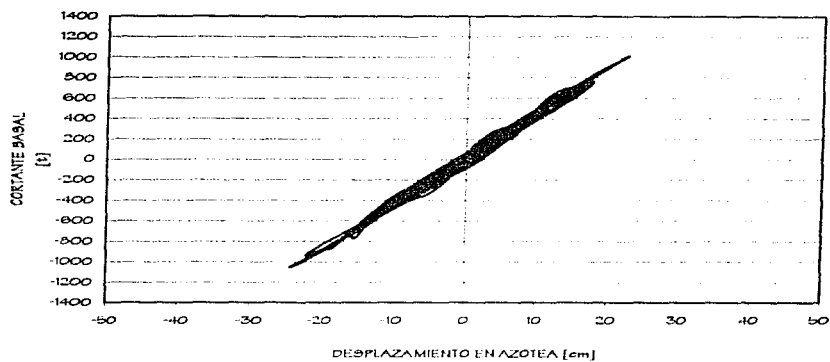


Fig 3.81.- Relaciónes fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del eje 2 (elástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

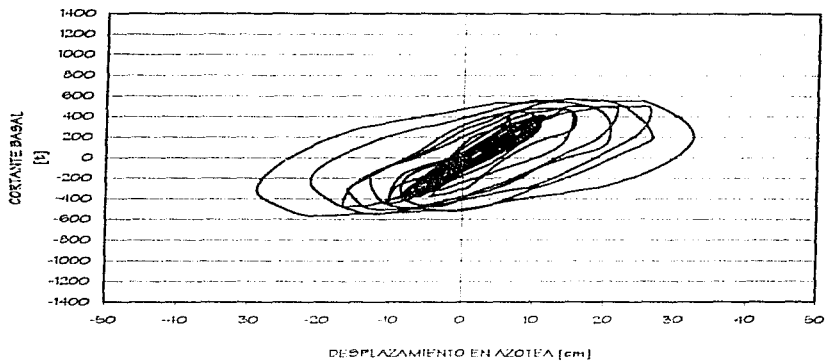


Fig 3.82.- Relaciónes fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea del eje 2 (inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

3.2.2.5. Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

La fig 3.83 muestra los miembros estructurales de interés del eje 2 de los edificios de 17 niveles, de los cuales se presentarán las historias de elementos mecánicos y se compararán con las resistencias respectivas.

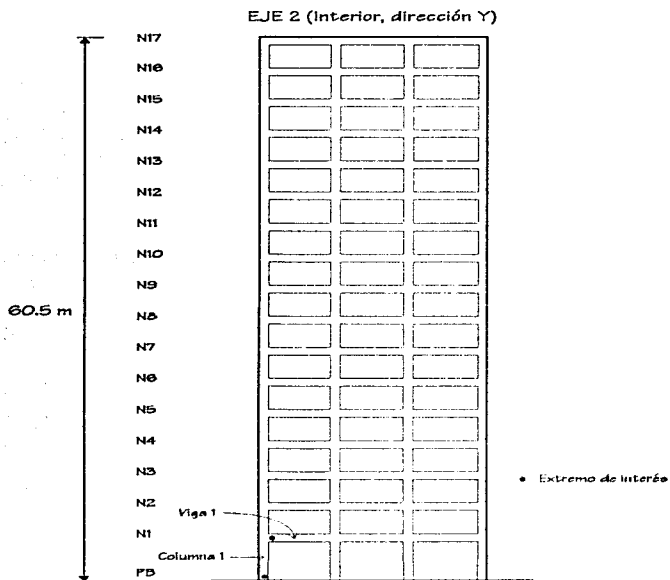


Fig 3.83.- Miembros estructurales y extremos de interés del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en las zonas II y III

a) Historias en el tiempo de momentos flexionantes de vigas

Las figs 3.84 y 3.85 tienen las historias en el tiempo del momento flexionante de la viga 1 (extremo izquierdo) del eje 2 de interés para los casos diseñados según las condiciones sísmicas de las zonas II y III, respectivamente, ante el sismo VIVE-EW-85; no hay comportamiento inelástico, y los momentos flexionantes actuantes quedan por debajo de la resistencia proporcionada.

Los resultados de los análisis con el registro SCT-EW-85 se presentan en las figs 3.86 y 3.87, donde se comparan las historias de momentos flexionantes del análisis elástico contra las del inelástico, para ambos casos de diseño de las zonas II y III, respectivamente. Para el diseño de la zona II se tiene un gran número de ciclos en que se alcanza la fluencia y se excursiona en el rango inelástico; el momento flexionante actuante elástico llega a ser hasta cuatro veces mayor que la resistencia proporcionada. Para el caso proporcionado según la zona III el comportamiento inelástico es menor; los momentos actuantes elásticos resultan aproximadamente del doble del momento resistente.

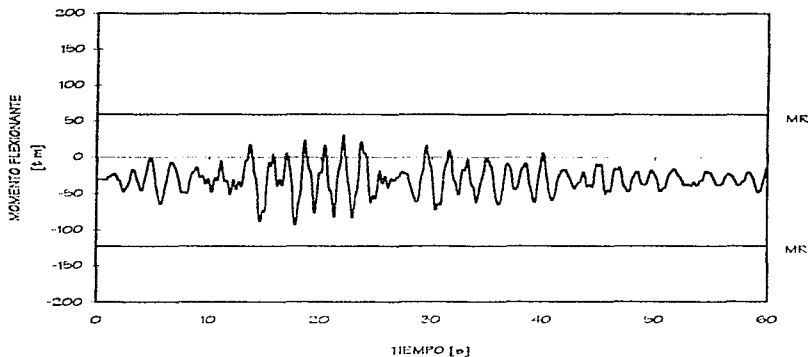


Fig 3.84.- Historias de momentos flexionantes de la viga 1 del eje 2 (elástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, registro VIVE-EW-85

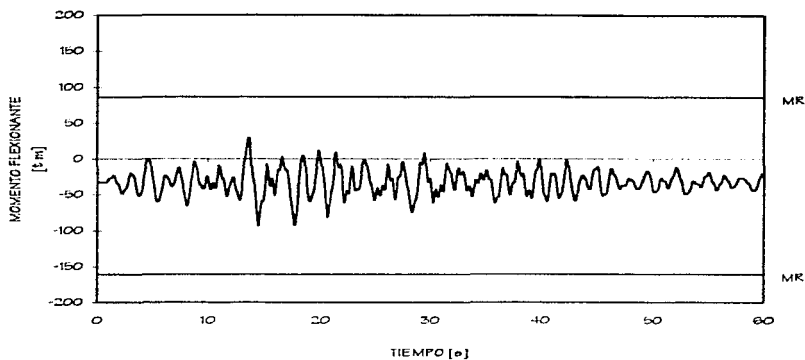


Fig 3.85.- Historias de momentos flexionantes de la viga 1 del eje 2 (elástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, registro VIVE-EW-85

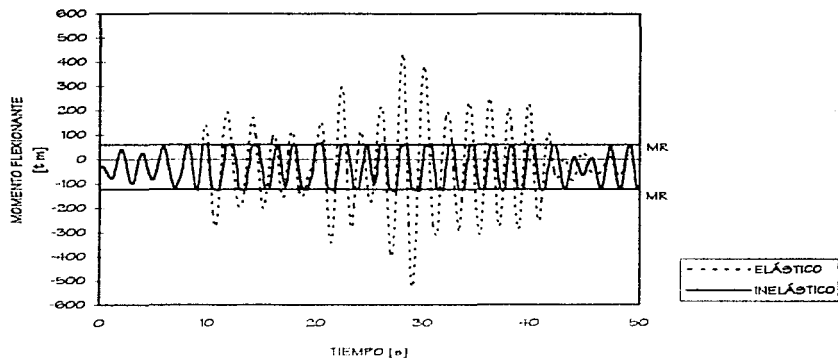


Fig 3.86.- Historias de momentos flexionantes de la viga 1 del eje 2 (elástico e inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, registro SCT-EW-85

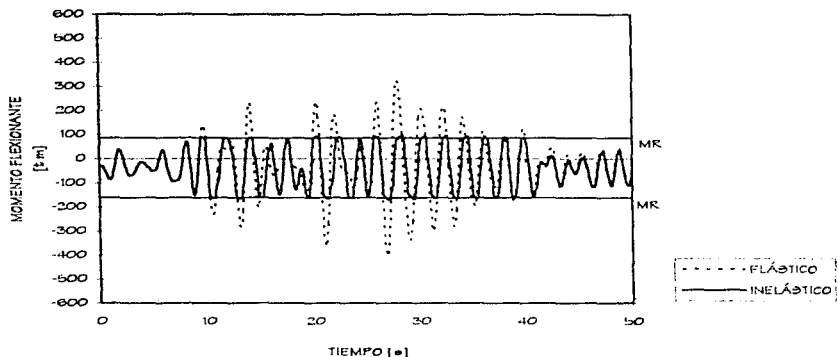


Fig 3.87.- Historias de momentos flexionantes de la viga 1 del eje 2 (elástico e inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, registro SCT-EW-85

b) Historias de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 3.88 y 3.89 tienen las historias de fuerzas cortantes contra el tiempo del extremo izquierdo de la viga 1 del eje 2 de interés para los casos diseñados en las zonas II y III, respectivamente, ante el registro VIVE-EW-85; sólo hay comportamiento elástico, sin excederse las resistencias disponibles respectivas.

Las respuestas elástica e inelástica de ambos casos de diseño (zonas II y III) utilizando el registro SCT-EW-85 se tienen en las figs 3.90 y 3.91; en los dos diseños nunca se alcanza la resistencia proporcionada. Se tiene reserva de resistencia que garantiza que el comportamiento inelástico por flexión se desarrolla antes de que ocurran fallas frágiles por tensión diagonal. Los cortantes de los análisis elásticos son superiores a los de los análisis inelásticos, los cuales exceden a las resistencias disponibles.

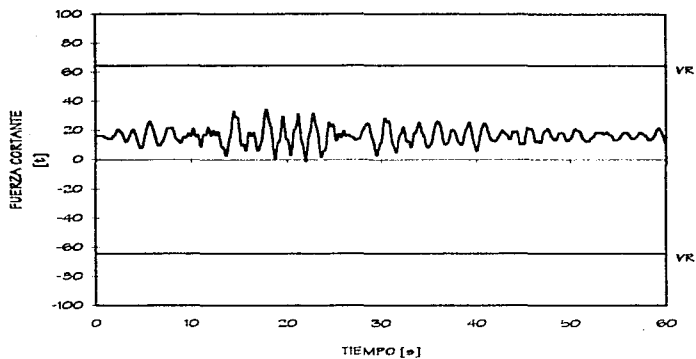


Fig 3.88.- Historia de fuerzas cortantes de la viga 1 del eje 2 (elástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma VIVE-EW-85

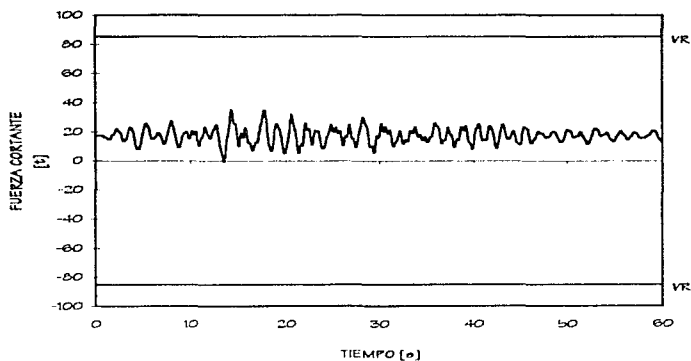


Fig 3.89.- Historia de fuerzas cortantes de la viga 1 del eje 2 (elástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma VIVE-EW-85

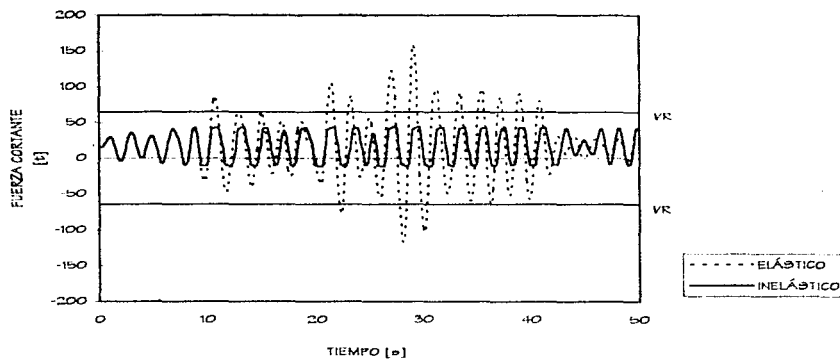


Fig 3.90.- Historia de fuerzas cortantes de la viga 1 del eje 2 (elástico e inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

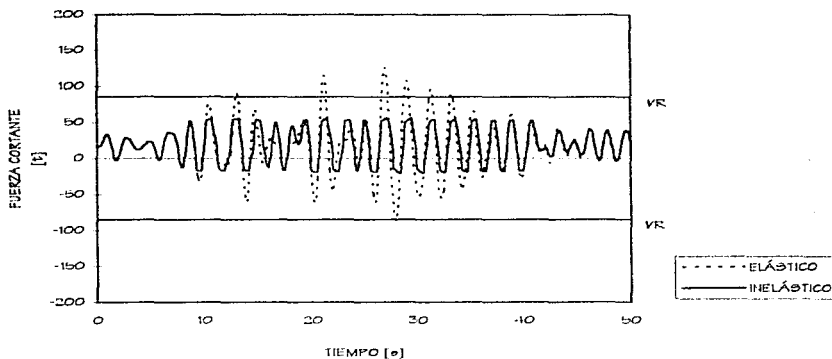


Fig 3.91.- Historia de fuerzas cortantes de la viga 1 del eje 2 (elástico e inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

c) Historias de combinaciones carga axial-momento flexionante en columnas, P-M

Las figs 3.92 y 3.93 presentan las relaciones P-M del extremo inferior de la columna 1 del eje 2 de los edificios diseñados en las zonas II y III, respectivamente, ante el sismo VIVE-EW-25; en ambos casos se logra mantenerse en el rango elástico, con combinaciones de carga axial y momento flexionante muy por debajo del los diagramas de interacción representativos de la resistencia disponible ante la combinación de este tipo de acciones.

Las figs 3.94 y 3.95 tienen ahora las combinaciones carga axial-momento flexionante para los casos diseñados en las zonas II y III, respectivamente, con el acelerograma SCT-EW-25b. Para ambos tipos de diseño, hay excursión en el rango inelástico, ligeramente mayor para el caso de la zona II. Para los dos diseños se tienen cargas axiales mayores y menores que las de la condición balanceada, por lo que se llegase a presentar una falla ésta podría ser del tipo de tensión ó de compresión.

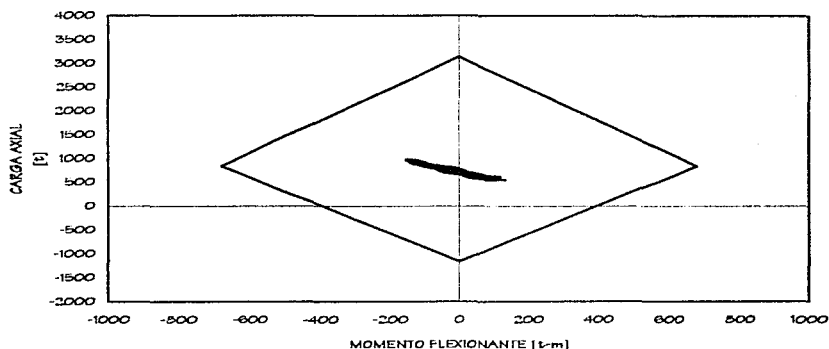


Fig 3.92.- Relaciones carga axial-momento flexionante de la columna 1 del eje 2 (elástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma VIVE-EW-25

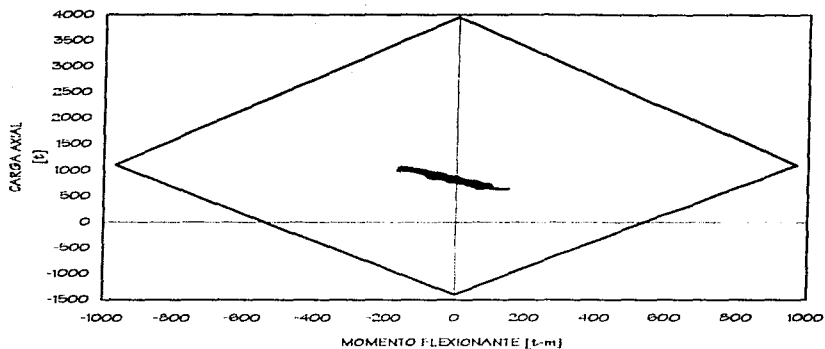


Fig 3.93.- Relaciones carga axial-momento flexionante de la columna 1 del eje 2 (elástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma VIVE-EW-85

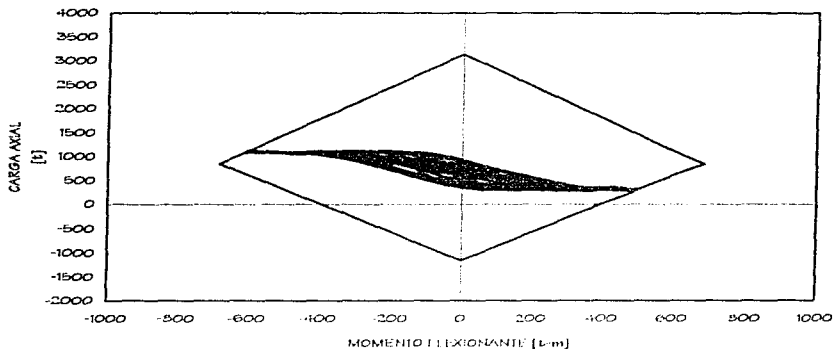


Fig 3.94.- Relaciones carga axial-momento flexionante de la columna 1 del eje 2 (inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

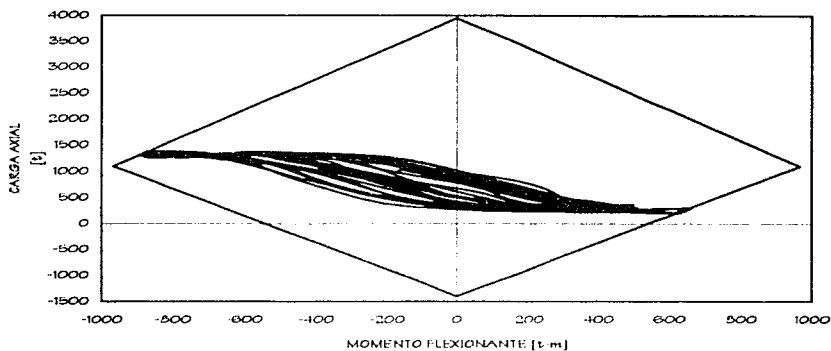


Fig 3.95.- Relaciones carga axial-momento flexionante de la columna 1 del eje 2 (Inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

d) Historia de fuerzas cortantes en columnas

Para revisar y así garantizar que no ocurran fallas frágiles por tensión diagonal, en seguida se grafican las historias de fuerzas cortantes en el extremo inferior de la columna 1 del eje 2 de interés contra la resistencia disponible. Las figs 3.96 y 3.97 comparan las respuestas de los diseños de las zonas II y III, respectivamente, ante el registro VIVE-EW-85; en ambos casos no hay comportamiento inelástico. Las fuerzas cortantes actuantes para el diseño de la zona II son del orden del 15 por ciento del cortante resistente; en zona III resultan aproximadamente del 10 por ciento.

Las figs 3.98 y 3.99 presentan los resultados correspondientes, pero ahora teniendo como excitación el acelerograma SCT-EW-85; independientemente del tipo de comportamiento (elástico o inelástico) que se presente, las fuerzas cortantes actuantes son menores que las resistencias disponibles, lo que garantiza que no se presentará una falla frágil ante este tipo de acción. Para el caso de zona II, las reducciones de la fuerza cortante elástica con respecto de la inelástica son más importantes que lo que ocurre para el caso diseñado en la zona III.

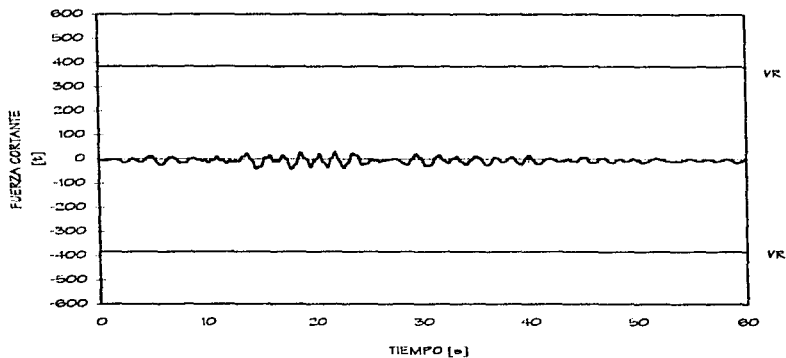


Fig 3.96.- Historia de fuerzas cortantes de la columna 1 del eje 2 (elástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma VIVE-EW-85

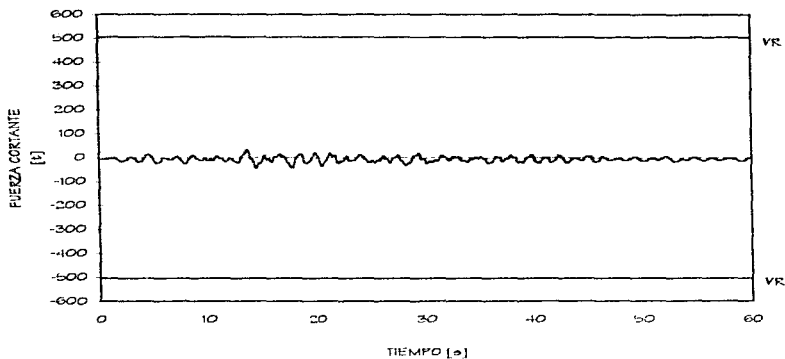


Fig 3.97.- Historia de fuerzas cortantes de la columna 1 del eje 2 (elástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma VIVE-EW-8b

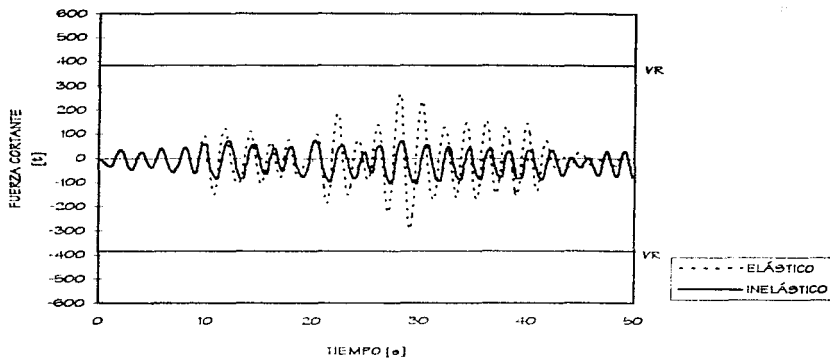


Fig 3.98.- Historia de fuerzas cortantes de la columna 1 del eje 2 (elástico e inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

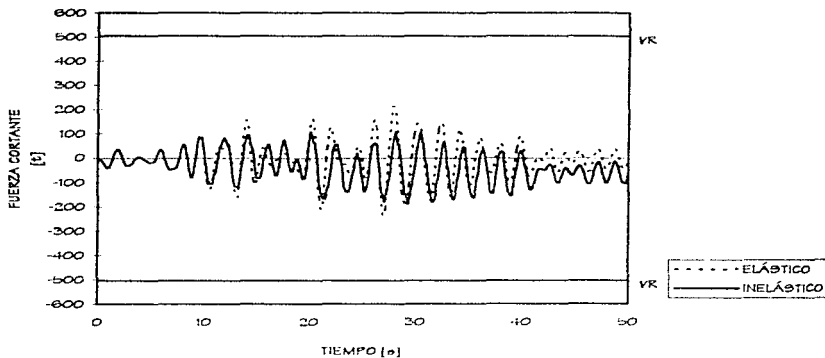


Fig 3.99.- Historia de fuerzas cortantes de la columna 1 del eje 2 (elástico e inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

3.2.2.6. Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

En esta parte se presentan los resultados de las demandas de ductilidad desarrolladas contra el tiempo en el extremo izquierdo de la viga 1 del eje 2 de interés.

Como las estructuras diseñadas bajo las condiciones sísmicas de las zonas II y III y sometidas ante el sismo VIVE-EW-95, no excursionaron en el rango inelástico, las demandas de ductilidad local en la historia del tiempo son de ± 1 , según la dirección del momento flexionante.

La fig 3.100 presenta la historia de demandas de ductilidad local de la viga 1 del eje 2 del edificio diseñado en la zona II, y excitado ante el registro SCT-EW-95; se observa un número considerable de ciclos en que la viga trabaja en el rango inelástico, con valores máximos de 3.5 y 3.2 en flexión positiva y negativa, respectivamente. Para la estructura proporcionada en la zona III, la viga 1 (extremo izquierdo) excursiona en menos ocasiones en el rango inelástico (ver fig 3.101); las demandas de ductilidad local son menores, con un máximo del orden de 5.8 (flexión negativa).

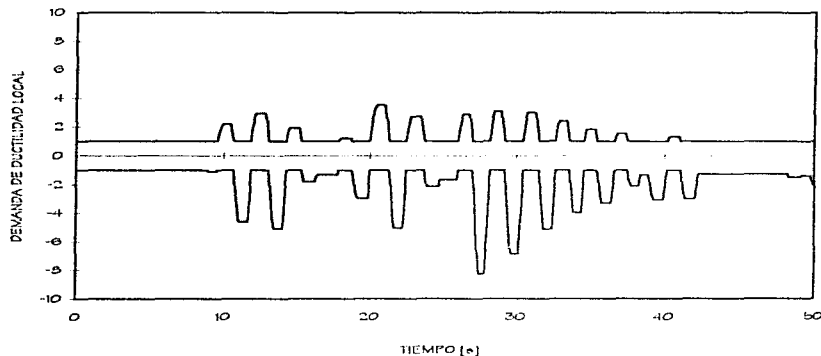


Fig 3.100.- Historias de demandas locales de ductilidad de la viga 1 del eje 2 (inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-95

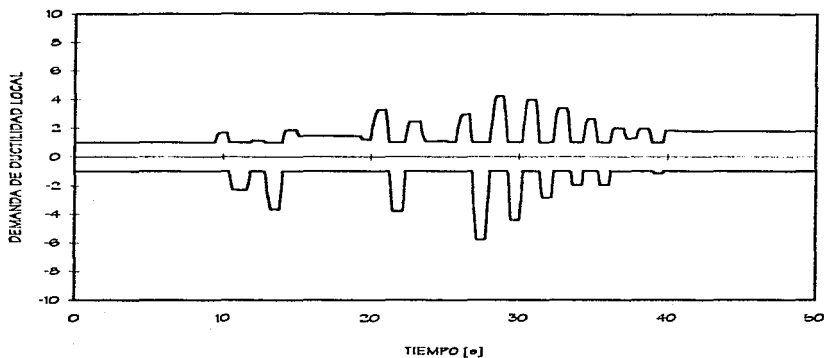


Fig 3.101.- Historias de demandas locales de ductilidad de la viga 1 del eje 2 (inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

3.2.2.7. Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

Para las estructuras diseñadas en las zonas II y III y analizadas ante el registro VIVE-EW-85, no hubo formación de articulaciones plásticas: esto es, se mantuvieron en el rango elástico.

Las figs 3.102 y 3.103 presentan las distribuciones globales de rótulas plásticas que resultaron de los análisis inelásticos con el acelerograma SCT-EW-85, para ambos casos de diseño, según los efectos de las zonas de transición y suelo compresible, respectivamente. La tendencia del mecanismo de falla, ambos casos, es del tipo "viga" (columna fuerte-viga débil), teniéndose una distribución de articulaciones plásticas prácticamente generalizada en los extremos de todas las vigas, y en los extremos inferiores de las columnas de planta baja.

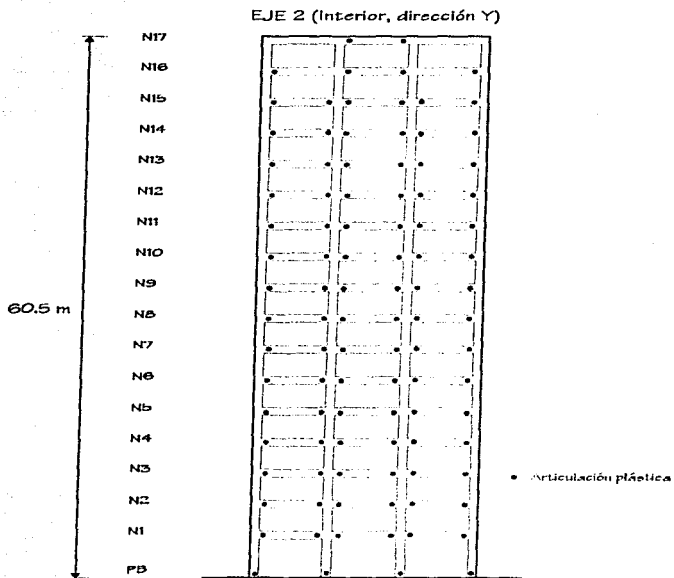


Fig 3.102.- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

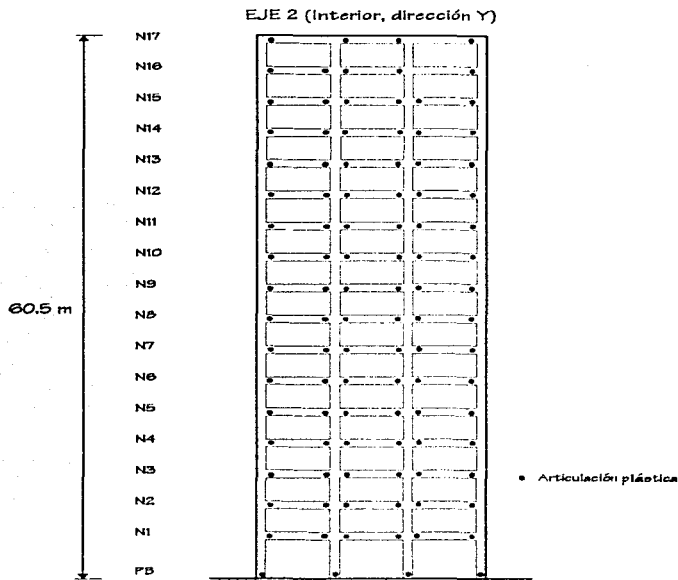


Fig 3.103.- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (inelástico) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-8b

Las figs 3.104 a 3.107 tienen ahora las gráficas por nivel de las envolventes de las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas y columnas, ante el registro SCT-EW-8b. En vigas, zonas II y III, la respuesta es mayor ante el momento flexionante positivo (tensiones en la parte inferior), con valores máximos en el diseño de la zona II ligeramente superior. En columnas, ambos diseños, las demandas de ductilidad local sólo ocurren en la parte inferior de los miembros de planta baja, mayores para el diseño de zona III. De acuerdo a lo que se reporta en la bibliografía existente, según estudios de pruebas experimentales, los valores obtenidos en este trabajo son manejables desde el punto de vista del diseño.

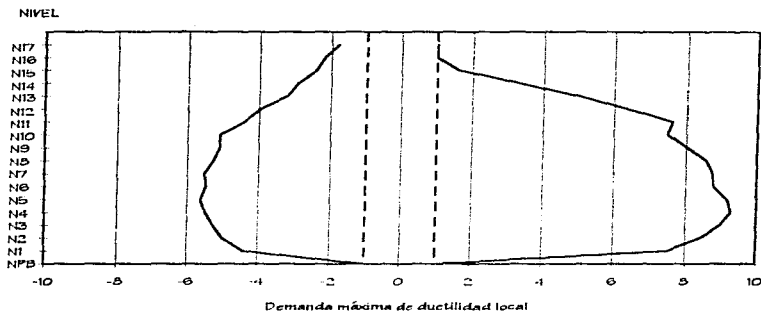


Fig 3.104.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

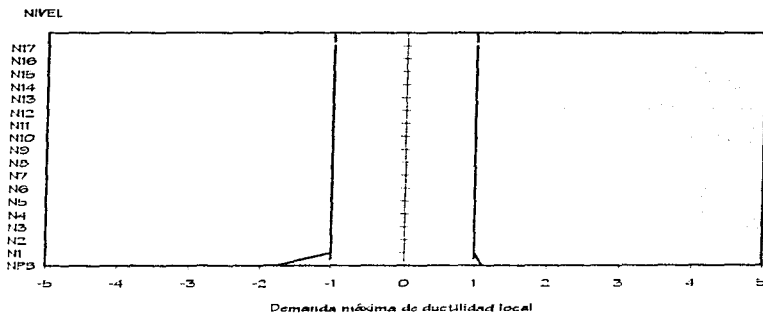


Fig 3.105.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona II, acelerograma SCT-EW-85

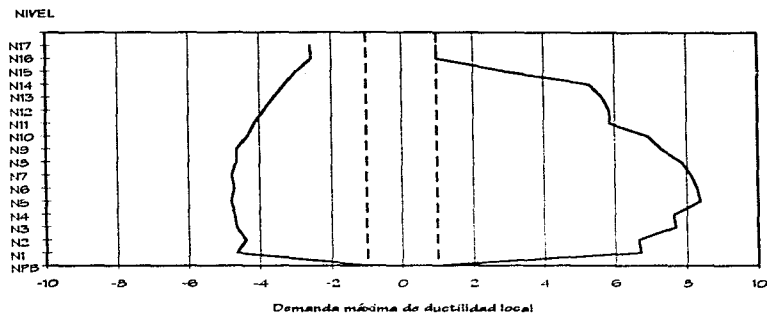


Fig 3.106.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

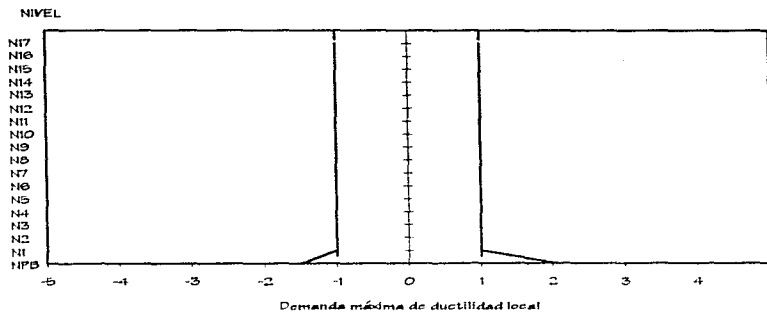


Fig 3.107.- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas del eje 2 de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona III, acelerograma SCT-EW-85

4. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

4.1. Introducción

En los dos capítulos anteriores se presentaron las respuestas sísmicas elásticas e inelásticas desde el punto de vista del diseño según el RDF-93 y de los análisis paso a paso de las dos estructuras de 7 y 17 niveles, a base de marcos, motivo de este estudio. En total se tuvieron cuatro casos, ya que cada edificio se diseñó para las condiciones de las zonas de transición y de suelo compresible del Distrito Federal; estos diseños se realizaron con base en el Código vigente, con el apoyo de las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Durante la fase del diseño se verificó que en todos los casos se cumpliera con los estados límite de falla y de servicio señalados en el RDF. Se consideró que los edificios eran del grupo B, y se adoptó un factor de comportamiento sísmico de $Q = 4$. Para cumplir con el estado límite de servicio la distorsión angular permisible de cada entrepiso fue de 0.006.

Para obtener la respuesta dinámica paso a paso elástica e inelástica de las estructuras, después de haberse diseñado, se utilizaron los acelerogramas VIVE-EW-85 y SCT-EW-85, correspondientes a las zonas de transición y suelo blando, respectivamente. Los análisis paso a paso, al igual que los diseños, se realizaron empujando al nivel de planta baja.

En este capítulo se comparan las respuestas correspondientes de los dos edificios (7 y 17 niveles) diseñados para los efectos sísmicos de las zonas II y III del Valle de México.

4.2. Análisis sísmicos clásicos

Los resultados que se muestran en esta sección se obtuvieron a partir de los análisis dinámicos modales espectrales, determinados con el programa ETABS-90.

4.2.1. Comparación de las dimensiones de las secciones transversales de los miembros estructurales de los dos edificios

- Edificio de 7 niveles

La tabla 4.1 compara las dimensiones de los miembros estructurales con las que se satisficieron los estados límite de servicio y de falla para los diseños de las zonas II y III; para ambas estructuras las dimensiones con las que se cumplió el estado límite de servicio (desplazamientos laterales) no fue necesario modificarlas al revisar el estado límite de falla (resistencia).

Para el edificio dimensionado en la zona III se tienen elementos estructurales ligeramente mayores, con respecto de los del diseño de la zona II; esta diferencia es mayor en columnas, ya que para cumplir con el estado límite de servicio en la zona III ($\gamma_{perm} = 0.006$) fue necesario incrementar ligeramente más la sección transversal en las columnas que en las vigas.

Tabla 4.1.- Dimensiones de los elementos estructurales del edificio de 7 niveles diseñado en las zonas II y III

Elemento Estructural	EDIFICIO DE 7 NIVELES (ZONA II) Dimensiones (cm)	EDIFICIO DE 7 NIVELES (ZONA III) Dimensiones (cm)
Vigas Principales	35 x 75	35 x 80
Vigas Secundarias	30 x 70	30 x 70
Columnas N1 a N3	70 x 70	80 x 80
Columnas N4 a N5	60 x 60	70 x 70
Columnas N6 a N7	50 x 50	60 x 60

- Edificio de 17 niveles

La tabla 4.2 tiene las dimensiones de los miembros estructurales para los edificios de 17 niveles diseñados según las condiciones de las zonas de transición y de suelo compresible. Con estas dimensiones se satisficieron los estados límite que señala el RDP-93; al revisar el estado límite de falla, no fue necesario modificar las dimensiones de vigas y columnas que se habían calculado para cumplir con el estado límite de servicio.

Obviamente, las dimensiones de los miembros estructurales del edificio diseñado para los efectos sísmicos del suelo compresible resultan mayores.

Tabla 4.2.- Dimensiones de los elementos estructurales del edificio de 17 niveles diseñado en las zonas II y III.

Elemento Estructural	EDIFICIO DE 17 NIVELES (ZONA II)	EDIFICIO DE 17 NIVELES (ZONA III)
	Dimensiones (cm)	Dimensiones (cm)
Vigas Principales	40 x 95	50 x 100
Vigas Secundarias	30 x 70	30 x 70
Columnas N1 a N5	110 x 110	125 x 125
Columnas N6 a N10	100 x 100	115 x 115
Columnas N11 a N14	90 x 90	105 x 105
Columnas N15 a N17	80 x 80	95 x 95

4.2.2. Periodos fundamentales de vibración

- Estructuras de 7 niveles

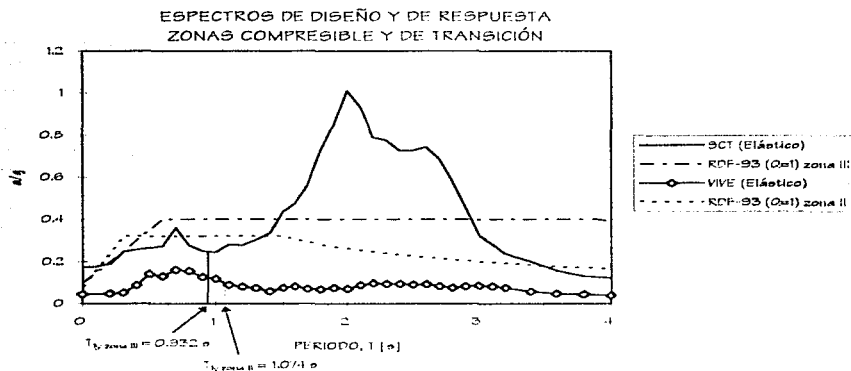
La tabla 4.3 compara los periodos fundamentales de vibración de los casos diseñados en las zonas II y III. El edificio diseñado para la zona III es más rígido, y los periodos son menores. En ambos casos los valores de los periodos son similares en direcciones X y Y debido a la simetría de las estructuras, tanto en planta como en elevación.

Tabla 4.3.- Comparación de los periodos fundamentales de vibración de las estructuras de 7 niveles

DIRECCIÓN	MODO	PERIODO DE VIBRACIÓN, T_1 (s)	
		Diseño en la Zona II	Diseño en la Zona III
X	2	1.053	0.915
Y	1	1.074	0.932
Z	3	0.50+	0.695

Para el edificio diseñado en la zona de transición, los periodos fundamentales de traslación ($T_x = 1.053$ s, y $T_y = 1.074$ s) se encuentran en la parte descendente del espectro de respuesta elástica correspondiente al registro VIVE-EW con amortiguamiento crítico de 5 por ciento. Dichos periodos caen del lado derecho del periodo dominante del movimiento del suelo (aproximadamente 0.7 s), que es donde se tienen las ordenadas espectrales máximas de dicho registro (ver fig 4.1).

En cambio, el edificio diseñado en el suelo compresible resulta con periodos fundamentales cortos (estructura rígida) en ambas direcciones X y Y ($T_x = 0.915$ s, $T_y = 0.932$ s); lo anterior es favorable, pues se está alejado de la zona del periodo dominante del suelo (2 s), según se puede ver en la fig 4.1.



- Estructuras de 17 niveles

La tabla 4.4 presenta los periodos fundamentales de las direcciones X, Y y Z para los dos casos de diseño de este trabajo (zonas II y III). El edificio diseñado para la zona de transición resulta más flexible, con periodos mayores, como era de esperarse.

Tabla 4.4.- Comparación de los periodos fundamentales de vibración de las estructuras de 17 niveles

DIRECCIÓN	MODO	PERIODO DE VIBRACIÓN, T_1 (s)	
		Diseño en la Zona II	Diseño en la Zona III
X	2	1.667	1.430
Y	1	1.690	1.450
Z	3	1.206	1.024

La fig 4.2 muestra los espectros de respuesta elástica de los acelerogramas VIVE-EW y SOT-EW, amortiguamiento crítico de 5 por ciento, y la ubicación de los periodos fundamentales de vibración de los edificios de 17 niveles diseñados en las zonas II y III. Para el caso del diseño de la zona II la estructura resulta flexible, tal que se aleja de la zona del periodo dominante del espectro VIVE-EW. Para el caso del diseño para suelo compresible, los valores de los periodos fundamentales de traslación (X y Y) caen al inicio

de la parte ascendente del espectro SCT-EW, lo cual supone que se inducirán fuerzas de inercia considerables en la estructura mientras empieza trabajando en el rango elástico-lineal.

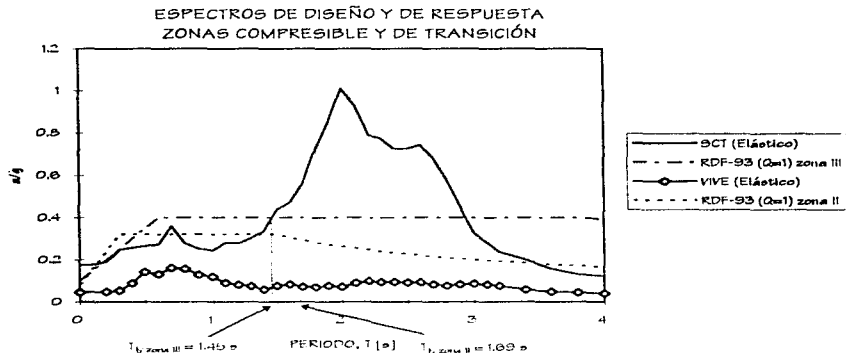


Fig 4.2.- Períodos fundamentales de vibración de las estructuras de 17 niveles

4.2.3. Desplazamientos horizontales máximos

- Edificios de 7 niveles

Las figs 4.3 y 4.4 comparan los desplazamientos laterales máximos de los edificios diseñados según las condiciones sísmicas de las zonas II y III. Para el sismo en la dirección Y se tienen desplazamientos ligeramente mayores. Para el caso del diseño en la zona II los desplazamientos máximos de azotea son cerca de 6 por ciento mayores que los del caso de la zona III (tabla 4.5).

Tabla 4.5.- Comparación de desplazamientos máximos de azotea de los edificios de 7 niveles, sismo en ambas direcciones

DIRECCIÓN	Diseño - zona II	Diseño - zona III
X	11.68 cm	11.0 cm
Y	12.16 cm	11.4 cm

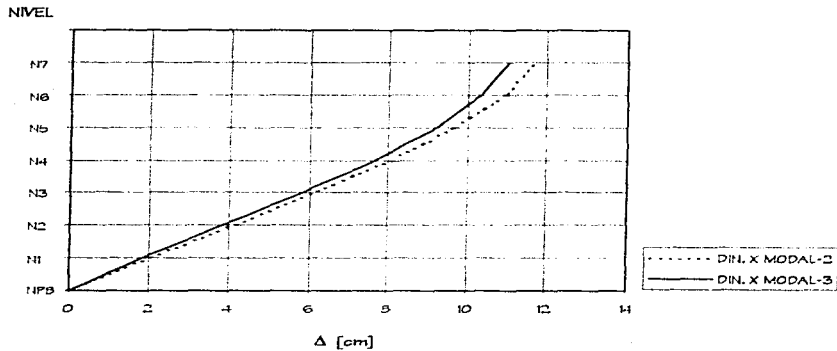


Fig 4.3.- Comparación de desplazamientos laterales máximos de las estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas de transición y suelo compresible, mismo dirección X

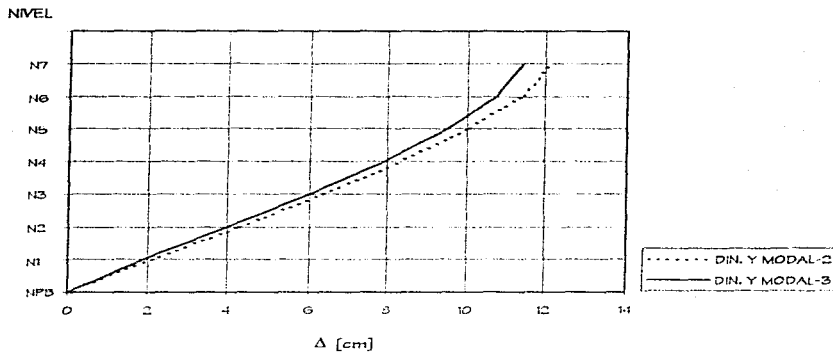


Fig 4.4.- Comparación de desplazamientos laterales máximos de las estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas de transición y suelo compresible, mismo dirección Y

- Edificios de 17 niveles

La tabla 4.6 compara los desplazamientos de azotea de las estructuras de 17 niveles diseñadas en las zonas II y III; son prácticamente iguales, independientemente de la dirección del sismo. Las configuraciones deformadas de los dos casos se muestran en las figs 4.5 y 4.6. Se observa un patrón de comportamiento tipo marco de flexión.

Tabla 4.6.- Comparación de desplazamientos máximos de azotea de los edificios de 17 niveles, sismo en ambas direcciones

DIRECCIÓN	Diseño - zona II	Diseño - zona III
X	27.76 cm	27.48 cm
Y	25.24 cm	25.24 cm

NIVEL

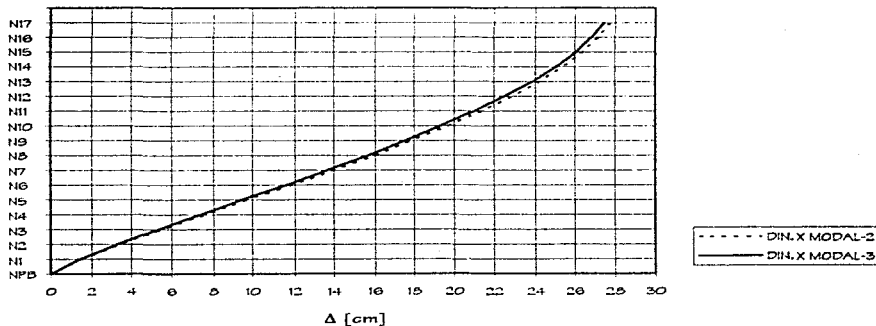


Fig 4.5.- Comparación de desplazamientos laterales máximos de las estructuras de 17 niveles diseñadas en las zonas de transición y suelo compresible, sismo dirección X

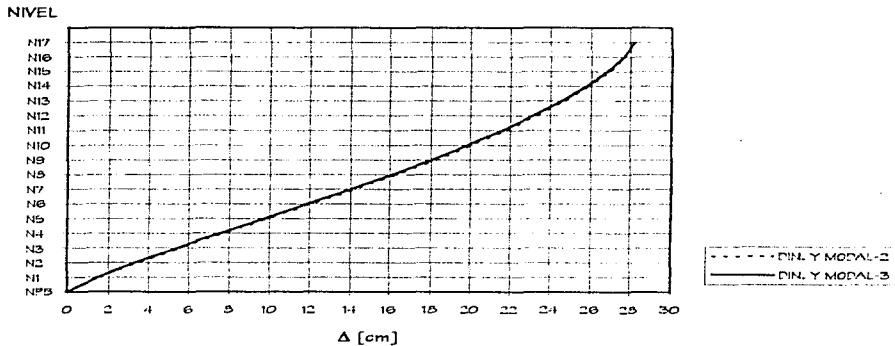


Fig 4.6.- Comparación de desplazamientos laterales máximos de las estructuras de 17 niveles diseñadas en las zonas de transición y suelo compresible, sismo dirección Y

4.2.4. Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, δ/h_i

- Edificios de 7 niveles

Las figs 4.7 y 4.8 comparan las relaciones δ/h_i de los casos diseñados según las condiciones de las zonas II y III; los entrepisos críticos van del 2 al 4, con valores similares para el sismo en ambas direcciones. La tabla 4.7 presenta los valores máximos registrados en las dos estructuras, sismo en direcciones X y Y.

Tabla 4.7.- Comparación de relaciones δ/h_i máximas de las estructuras de 7 niveles, sismo en ambas direcciones

DIRECCIÓN	Diseño - zona II		Diseño - zona III	
	Entrepiso	δ/h_i	Entrepiso	δ/h_i
X	N2-N1	0.00596	N2-N1	0.00572
Y	N2-N1	0.00620	N2-N1	0.00592

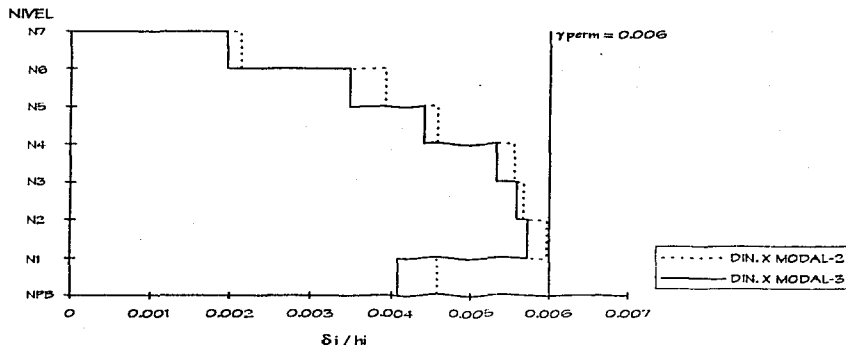


Fig 4.7.- Comparación de relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso de las estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas de transición y suelo compresible, en la dirección X

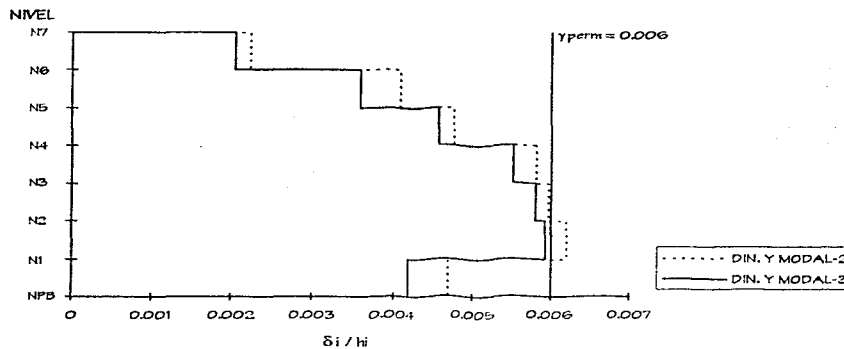


Fig 4.8.- Comparación de relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso de las estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas de transición y suelo compresible, en la dirección Y

- Edificios de 17 niveles

la tabla 4.8 tiene las distorsiones máximas de entrepiso de las estructuras diseñadas en ambas zonas sísmicas (II y III), y las figs 4.9 y 4.10 muestran los valores de todos los entrepisos, mismo en las dos direcciones. El comportamiento es similar para ambos diseños, con mayores respuestas en los entrepisos 3 a 7.

Tabla 4.8.- Comparación de relaciones δ_i/h_i máximas de las estructuras de 17 niveles, mismo en ambas direcciones

DIRECCIÓN	Diseño - zona II		Diseño - zona III	
	Entrepiso	δ_i/h_i	Entrepiso	δ_i/h_i
X	N6-N5	0.00616	N6-N5	0.00603
Y	N6-N5	0.00625	N6-N5	0.00624

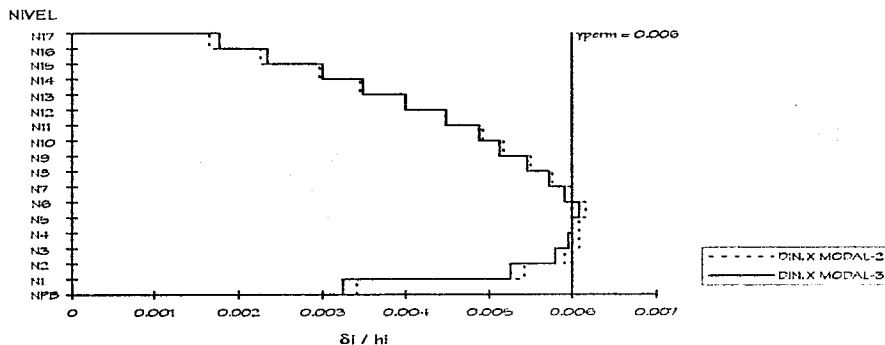


Fig 4.9.- Comparación de relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso de las estructuras de 17 niveles diseñadas en las zonas de transición y suelo compresible, mismo dirección X

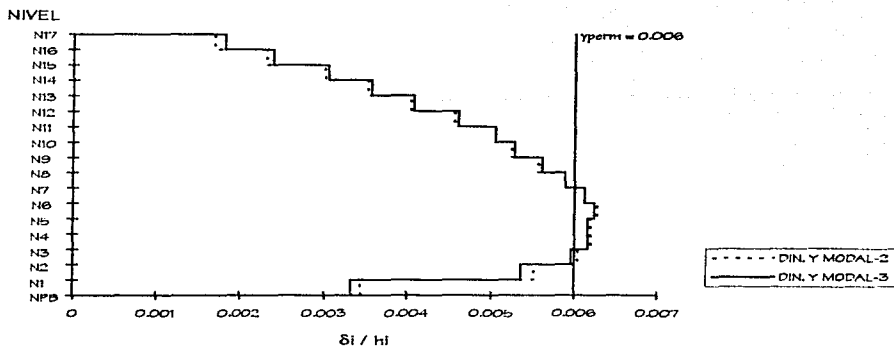


Fig 4.10.- Comparación de relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso de las estructuras de 17 niveles diseñadas en las zonas de transición y suelo compresible, en la dirección Y

4.2.5. Fuerzas cortantes basales

- Edificios de 7 niveles

La tabla 4.9 compara las fuerzas cortantes basales de los edificios diseñados según los efectos sísmicos de las zonas II y III; las fuerzas obtenidas para la zona II son del orden de 77 por ciento de las de la zona III. La distribución en elevación de los cortantes se tienen en las figs 4.11 y 4.12. Nótese la influencia del primer modo de vibrar en este tipo de respuestas.

Tabla 4.9.- Comparación de fuerzas cortantes basales de las estructuras de 7 niveles, en la misma dirección

DIRECCIÓN	Diseño - zona II	Diseño - zona III
X	261.00 t	339.21 t
Y	260.66 t	339.76 t

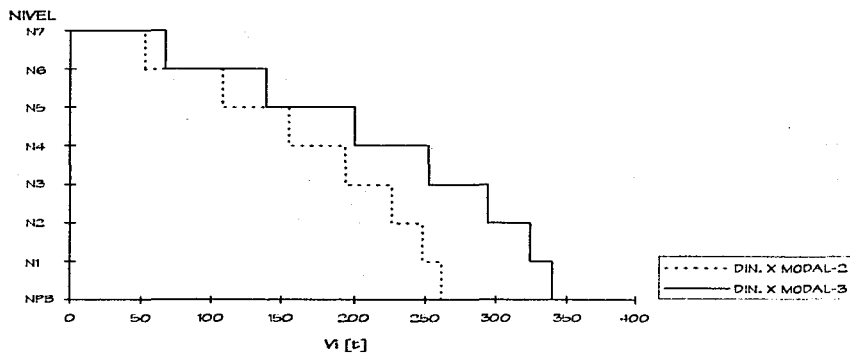


Fig 4.11.- Comparación de fuerzas cortantes basales de las estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas de transición y suelo compresible, sismo dirección X

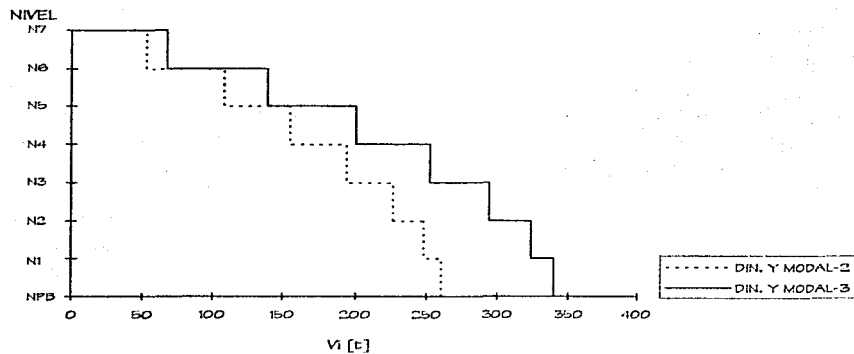


Fig 4.12.- Comparación de fuerzas cortantes basales de las estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas de transición y suelo compresible, sismo dirección Y

- Edificios de 17 niveles

Las fuerzas cortantes basales de los diseños en las zonas II y III se tienen en la tabla 4.10; las fuerzas del caso del diseño en la zona II son aproximadamente el 68 por ciento de las del caso del diseño de la zona III.

Las figs 4.13 y 4.14 tienen la distribución en elevación de todas las fuerzas cortantes de entrepiso.

Tabla 4.10.- Comparación de fuerzas cortantes basales de las estructuras de 17 niveles, siemo en ambas direcciones

DIRECCIÓN	Diseño - zona II	Diseño - zona III
X	696.51 t	1051.79 t
Y	690.01 t	1051.59 t

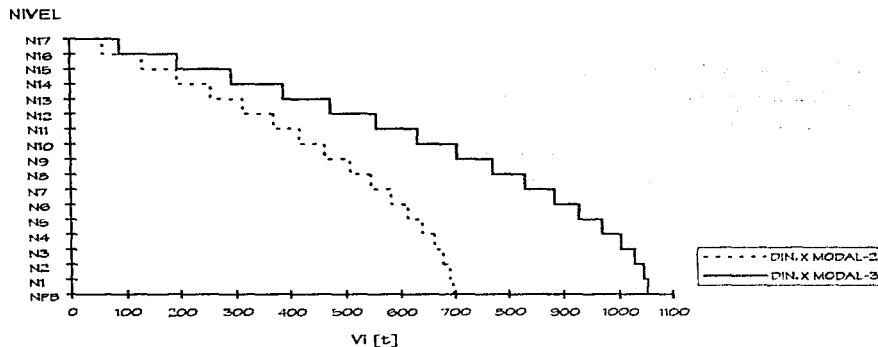


Fig 4.13.- Comparación de fuerzas cortantes basales de las estructuras de 17 niveles diseñadas en las zonas de transición y suelo compresible, siemo dirección X

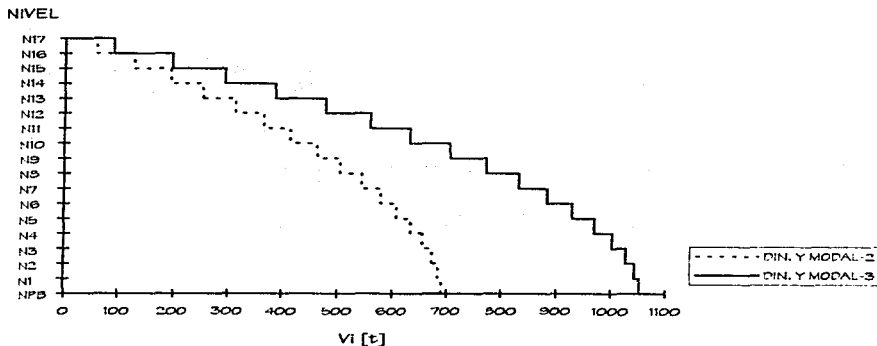


Fig 4.14.- Comparación de fuerzas cortantes base de las estructuras de 17 niveles diseñadas en las zonas de transición y suelo compresible, mismo dirección Y

4.2.6. Elementos mecánicos últimos

4.2.6.1. Elementos mecánicos últimos de vigas

- Estructuras de 7 niveles

La fig 4.15 compara los elementos mecánicos últimos de las vigas de los edificios diseñados según las fuerzas sísmicas de las zonas II y III. Los valores que se presentan son los que rigieron en el análisis, y que se obtuvieron después de revisar las diferentes combinaciones de carga establecidas por el RDF-93. Los resultados de la condición de suelo compresible resultan mayores, como era de esperarse, debido a las diferencias entre las ordenadas espectrales. Las diferencias más importantes entre los dos casos ocurren en los niveles 2 y 3. Los valores de momento flexionante negativo y fuerza cortante del diseño de la zona III son entre 10 y 15 por ciento mayores a los del diseño de la zona II; el momento positivo, en algunos niveles, resulta hasta nueve veces mayor para la condición de la zona III, con respecto de lo que pasa para la zona II.

Para fines de observar la relación entre los momentos flexionantes de ambos casos de diseño, en la fig 4.16 se grafican los cocientes M_{uIII}/M_{uII} de dicha respuesta, para el extremo izquierdo de la cruzja central del eje 2 (cruzja B2B); ante la acción del momento flexionante negativo, dichas relaciones son similares en

todos los niveles, con un máximo de 1.14. Para momento positivo dichos cocientes resultan mayores. En las crujeas extremas se tiene un comportamiento parecido al de la crujea central.

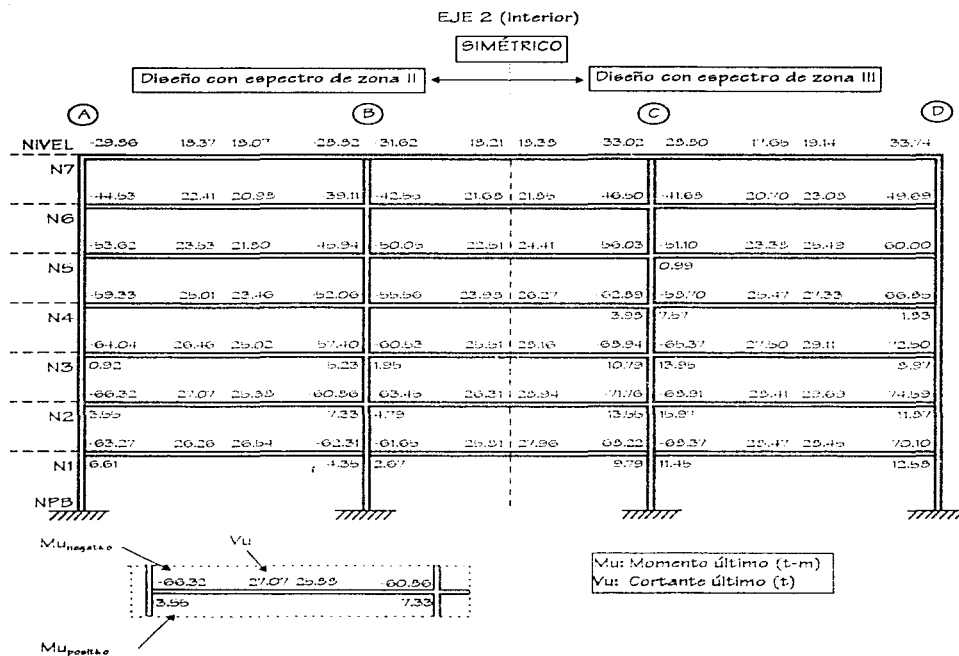


Fig 4.15.- Comparación de elementos mecánicos últimos de las vigas del eje 2 de las estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas II y III

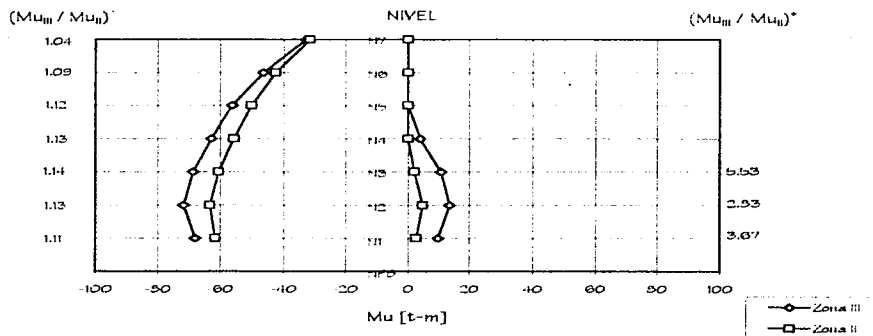


Fig 4.16.- Comparación de momentos flexionantes últimos del extremo izquierdo de la viga de la cruzía central del marco del eje 2 de los edificios de 7 niveles diseñados en las zonas II y III

• Estructuras de 17 niveles

La fig 4.17 presenta los momentos flexionantes (positivo y negativo) y las fuerzas cortantes de las vigas del eje 2 que rigieron en el diseño; del lado izquierdo se tienen los valores de la estructura de la zona II, y del derecho los que corresponden al diseño de la zona III. Para suelo blando se llega a sismos mecánicos últimos mayores. La fig 4.18 compara los cocientes de los momentos flexionantes últimos del extremo izquierdo de la cruzía central del eje 2, como resultado de dividir lo que ocurre en zona III entre lo de la zona II. Las relaciones máximas son del orden de 1.38 para momento negativo; para momento positivo dichos cocientes son mayores en los niveles superiores.

EJE 2 (Interior)

SIMÉTRICO

Diseño con espectro de zona II

Diseño con espectro de zona III

	(A)			(B)			(C)			(D)		
NIVEL	95.48	26.11	12.22	9.46	36.69	19.11	21.83	45.12	10.17	12.11	28.47	60.11
N17				0.31				0.30				
	66.89	30.96	19.12	19.32	49.89	23.48	21.63	61.42	23.21	16.94	32.77	74.29
N16				9.81				3.91	11.41			
	12.73	30.08	18.04	29.43	98.34	29.84	31.23	73.94	37.22	21.03	34.99	86.46
N15				13.49				16.61	26.11			
	83.27	32.88	20.28	37.40	60.16	28.78	39.64	88.90	49.92	24.74	39.08	101.24
N14				24.93				30.82	41.02			
	90.97	34.92	22.61	49.34	179.93	30.96	38.94	100.02	61.69	29.12	42.20	112.14
N13				31.89				42.16	62.33			1.23
	97.44	36.84	24.99	69.32	83.46	33.08	42.18	111.27	73.91	31.68	49.21	122.71
N12				38.27				53.33	81.99			17.30
	103.48	38.62	27.33	62.19	90.24	39.20	49.42	121.47	89.60	39.09	47.91	132.21
N11				44.03				63.43	71.75			29.29
	110.41	40.89	29.58	69.52	97.69	37.49	46.92	132.95	96.74	38.61	51.50	142.70
N10				51.87				79.69	83.24			41.01
	114.88	42.17	31.49	78.10	103.33	39.04	51.26	140.99	106.16	41.39	53.96	149.73
N9				60.29				83.93	90.23			50.20
	119.04	43.39	33.02	83.20	128.38	40.42	53.49	148.43	119.93	44.20	59.01	156.19
N8				69.31				90.94	96.75			60.22
	122.63	44.37	35.45	89.95	142.06	41.39	59.38	159.12	129.24	47.00	67.20	162.32
N7				65.79				97.48	102.90			69.84
	124.96	45.22	37.28	96.08	146.29	42.72	60.76	159.89	133.34	49.42	70.38	166.11
N6				69.98				102.11	109.41			71.81
	127.98	46.29	39.23	101.77	120.16	44.28	69.09	169.42	141.28	52.77	80.41	170.88
N5				69.64				108.90	112.61			80.29
	127.69	46.24	40.29	109.72	121.37	44.04	69.48	166.29	146.20	53.72	80.60	171.19
N4				69.79				109.79	112.70			80.97
	129.99	46.24	41.23	123.49	120.64	44.43	69.96	169.44	149.02	54.48	89.93	169.29
N3				68.01				107.97	110.46			83.82
	120.19	44.17	40.89	107.41	116.09	43.11	66.67	169.11	149.27	53.62	87.66	160.71
N2				62.22				100.10	102.61			86.27
	103.61	39.35	38.01	96.99	100.46	38.60	49.97	133.43	123.58	40.64	60.39	136.78
N1				49.52				99.94	77.00			70.74
NPB												

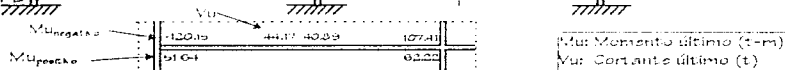


Fig 4.17.- Comparación de elementos mecánicos últimos de las vigas del eje 2 de las estructuras de 17 niveles diseñadas en las zonas II y III

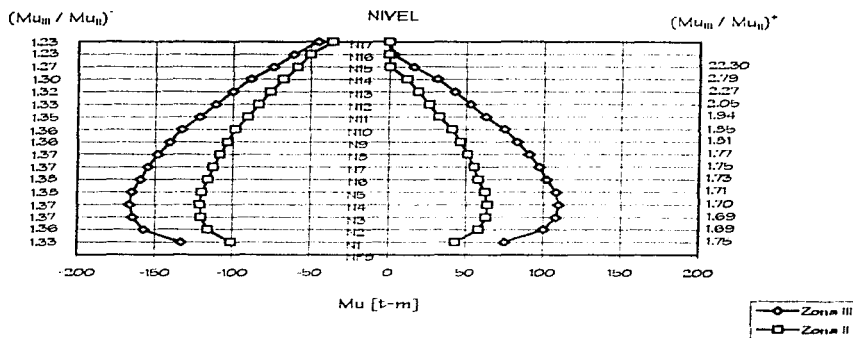


Fig 4.18.- Comparación de momentos flexionantes últimos del extremo izquierdo de la viga de la cruzja central del marco del eje 2 de los edificios de 17 niveles diseñados en las zonas II y III

4.2.6.2. Elementos mecánicos últimos de columnas

- Estructuras de 7 niveles

La fig 4.19 compara los elementos mecánicos últimos de las columnas del eje 2 de las estructuras diseñadas en las dos zonas sísmicas (II y III); se tienen valores más grandes para el diseño de la zona III, como era de esperarse. La carga axial de las columnas interiores es muy parecida en ambos diseños, debido a que estas columnas tienden a trabajar más para tomar las cargas gravitacionales. Sólo se presentan los resultados del extremo (superior o inferior) más esforzado.

- Estructuras de 17 niveles

La fig 4.20 compara las cargas axiales, momentos flexionantes (ambas direcciones) y fuerzas cortantes de la condición de diseño que rige en las columnas del eje 2 de los edificios diseñados en las zonas II y III; para la condición de suelo compresible se tienen respuestas superiores con mayores diferencias en los niveles inferiores.

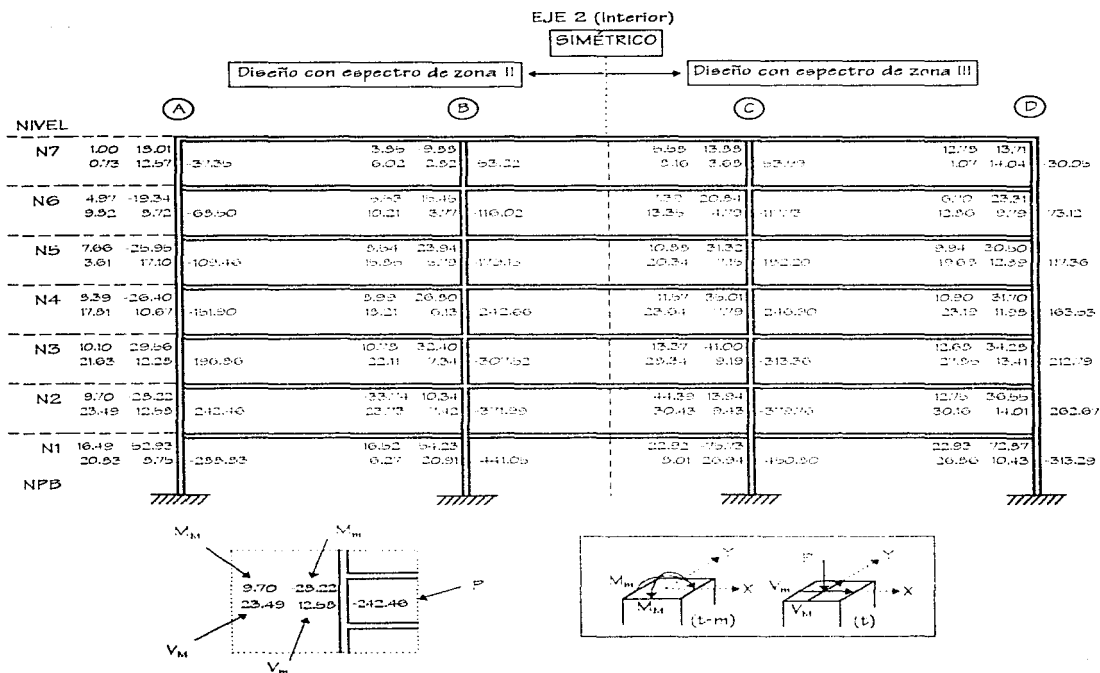


Fig 4.19.- Comparación de elementos mecánicos últimos de las columnas del eje 2 de las estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas II y III

EJF. 2 (Interior)

SIMÉTRICO

NIVEL	Diseño con espectro de zona II				Diseño con espectro de zona III						
	A		B		C		D				
N17	10.67 7.91	36.96 26.80	16.94 16.28	36.49 11.74	51.31	21.00 21.81	36.49 14.24	12.78 9.39	41.84 30.31	99.90	
N16	17.09 16.73	25.90 11.94	14.03 18.90	25.69 10.45	111.56	18.62 26.27	41.40 18.20	122.27	15.79 24.08	40.56 19.58	98.35
N15	14.02 22.91	36.72 18.34	16.96 24.69	37.62 12.27	172.43	23.01 29.49	33.90 16.10	168.46	18.28 23.03	48.94 21.88	100.35
N14	17.03 29.71	41.96 20.92	21.16 32.30	48.16 15.39	223.84	23.36 46.12	69.51 20.02	259.56	24.86 45.43	66.02 24.60	218.28
N13	18.70 33.91	46.36 20.99	21.74 36.29	62.84 16.02	299.39	29.80 42.72	71.04 24.97	322.96	26.71 40.29	61.21 24.01	264.59
N12	20.36 39.00	48.04 21.42	23.39 41.30	68.60 15.58	397.94	32.27 60.39	85.00 23.69	390.84	29.76 47.97	64.93 28.07	362.70
N11	21.35 42.90	49.18 21.02	24.19 44.57	62.71 17.93	520.23	33.21 64.54	91.61 24.82	493.34	30.76 49.12	67.03 26.07	424.96
N10	24.42 48.63	54.02 22.89	27.94 50.97	72.25 20.29	684.51	38.79 76.02	104.00 27.99	629.78	34.95 54.27	72.89 28.03	605.62
N9	24.64 51.18	55.85 22.33	27.32 55.24	74.47 20.40	849.36	38.46 74.05	108.78 28.96	600.72	36.64 55.85	76.36 27.91	683.24
N8	26.58 54.64	57.10 22.59	28.11 56.57	76.17 21.09	1044.97	39.69 74.21	115.99 29.76	672.82	36.99 58.27	77.91 28.56	699.48
N7	28.86 57.95	57.28 22.96	28.19 59.29	80.02 21.90	1304.20	39.84 83.49	116.94 30.99	716.11	37.41 59.65	80.41 28.99	749.67
N6	28.86 59.06	58.94 21.94	27.98 60.83	80.03 21.27	1588.76	39.11 80.22	116.23 30.67	818.10	36.99 59.25	78.69 28.28	834.40
N5	26.92 63.01	56.61 22.98	28.93 64.16	84.83 22.39	2000.44	40.77 80.29	122.21 32.22	884.03	36.61 58.42	80.11 28.37	924.69
N4	26.40 63.28	56.62 21.89	28.64 64.13	85.19 21.60	2588.68	40.69 80.72	109.92 31.67	971.58	35.10 58.87	82.61 28.41	1016.92
N3	24.60 63.61	56.47 21.34	28.23 64.51	84.40 21.11	3400.71	42.70 83.92	113.63 31.03	1090.19	34.36 58.69	80.85 28.21	1079.46
N2	31.12 64.16	54.90 22.03	31.93 64.77	84.20 20.60	4454.03	44.10 84.22	121.61 30.41	1150.02	41.13 60.97	80.91 28.66	1166.63
N1	56.08 94.78	170.33 18.22	118.64 94.92	56.62 16.80	1112.04	294.20 83.19	376.63 29.22	1219.13	67.81 85.01	274.81 28.53	1293.92
NPB											

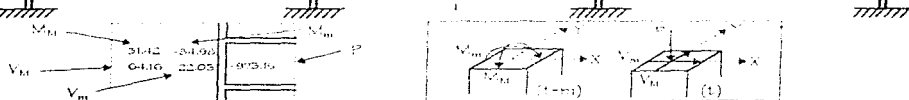


Fig 4.20.- Comparación de elementos mecánicos últimos de las columnas del eje 2 de las estructuras de 17 niveles diseñadas en las zonas II y III

4.3. Comparación de resultados inelásticos

En esta sección se comparan las respuestas del eje 2 (interior) de las estructuras después de hacer los análisis dinámicos paso a paso que se llevaron a cabo con el programa DRAIN-2D.

4.3.1. Desplazamientos horizontales máximos totales y relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso

- Desplazamientos horizontales máximos totales

La fig 4.21 presenta los desplazamientos máximos por nivel del eje 2 de las estructuras de 7 niveles. Los resultados que se muestran se obtuvieron de los análisis paso a paso con el acelerograma VIVE-EW-85 para el caso del diseño de la zona II, y con el registro OCT-EW-85 para el diseño de la zona III. El edificio diseñado según las fuerzas sísmicas de la zona de transición no presenta comportamiento inelástico, y los desplazamientos que resultan son menores que los de la estructura diseñada en suelo compresible: para esta última condición los desplazamientos horizontales con comportamiento inelástico son mayores a los del comportamiento elástico.

Los desplazamientos del nivel de azotea del diseño de la zona II son del orden del 55 por ciento de los que ocurren en el diseño de la zona III con comportamiento elástico, y del 40 por ciento cuando hay comportamiento inelástico.

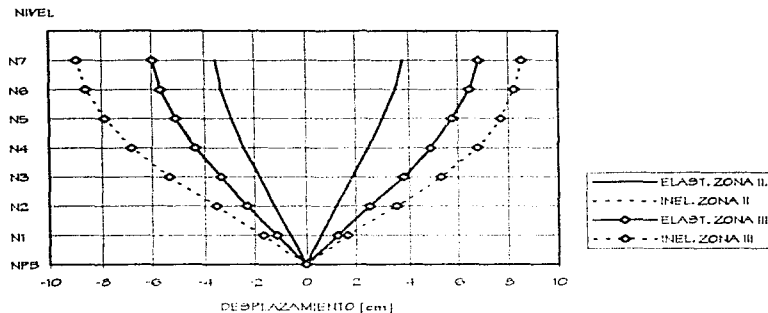


Fig 4.21.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje 2 de las estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas II y III, análisis dinámico paso a paso

La fig 4.22 tiene la comparación de desplazamientos laterales máximos del eje 2 de los edificios de 17 niveles diseñados en ambas zonas. Para el diseño del caso de la zona II no hay comportamiento inelástico; para el diseño de la zona III los resultados del análisis paso a paso inelástico son mayores a los del análisis elástico. Al comparar las amplitudes de los desplazamientos del último nivel, las respuestas elásticas e inelásticas del diseño en la zona III son hasta cuatro y seis veces mayores, respectivamente, con respecto a las respuestas del diseño de la zona II.

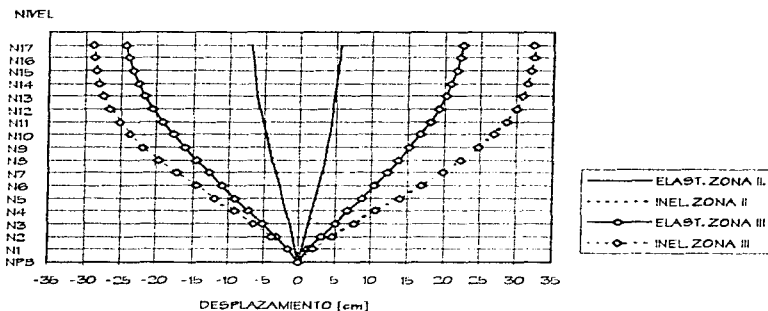


Fig 4.22.- Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje 2 de las estructuras de 17 niveles diseñados en las zonas II y III, análisis dinámicos paso a paso

- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso

La fig 4.23 muestra las relaciones δ/h_i de los entrepisos del eje 2 de las estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas II y III. Para el diseño de la zona II no hay comportamiento inelástico, y las distorsiones que se presentan son menores que las del diseño de la zona III. Para el caso de la zona de transición se tiene un comportamiento uniforme, debido a que no hay variaciones considerables en las distorsiones de cada entrepiso, con valores máximos de aproximadamente 30 por ciento del límite permisible (0.006). El edificio desplazado y diseñado según los efectos del suelo compresible también cumple con el estado límite de servicio fijado por el RDF-93, tanto en el rango elástico como en el inelástico. La tabla 4.11 presenta los valores máximos de las relaciones δ/h_i para cada caso de diseño.

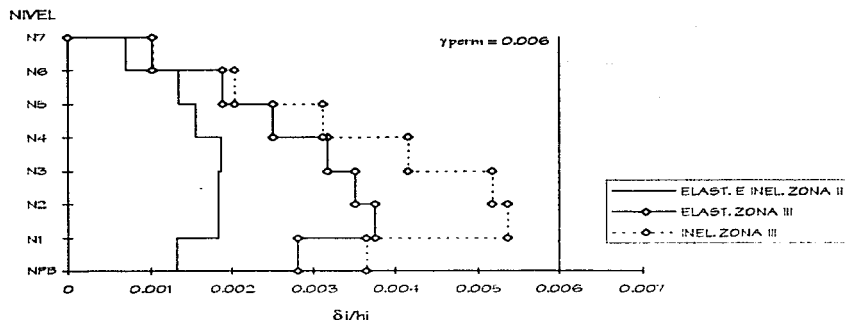


Fig 4.23.- Comparación de relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje 2 de las estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas II y III, análisis dinámico paso a paso

Tabla 4.11.- Comparación de relaciones δ/h_i máximas del eje 2 de las estructuras de 7 niveles, análisis dinámico paso a paso

	Comportamiento elástico		Comportamiento inelástico	
	Entrepiso	δ/h_i	Entrepiso	δ/h_i
Diseño en la zona II	N4-N3	0.00186	N4-N3	0.00186
Diseño en la zona III	N2-N1	0.00377	N2-N1	0.00537

La fig 4.24 compara las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje 2 de los edificios de 17 niveles diseñados en las zonas II y III. Al igual que para la estructura de 7 niveles, para el diseño de la zona II no se tiene comportamiento inelástico, con distorsiones de entrepiso muy por debajo del valor permisible de 0.006. Por otra parte, la estructura diseñada en la zona III tiene relaciones δ/h_i dentro del comportamiento inelástico mayores que las del comportamiento elástico, principalmente para los entrepisos inferiores: ocurre lo contrario en los entrepisos 12 a 17. Cuando se tiene comportamiento inelástico se rebasa el límite permisible en casi 60 por ciento. Los valores máximos de las distorsiones y su ubicación se presentan en la tabla 4.12.

Tabla 4.12.- Comparación de relaciones δ/h_i máximas del eje 2 de las estructuras de 17 niveles, análisis dinámico paso a paso

	Comportamiento elástico		Comportamiento inelástico	
	Entrepisos	δ/h_i	Entrepisos	δ/h_i
Diseño en la zona II	N6-N5	0.00154	N6-N5	0.00154
Diseño en la zona III	N4-N3	0.00560	N5-N4	0.00597

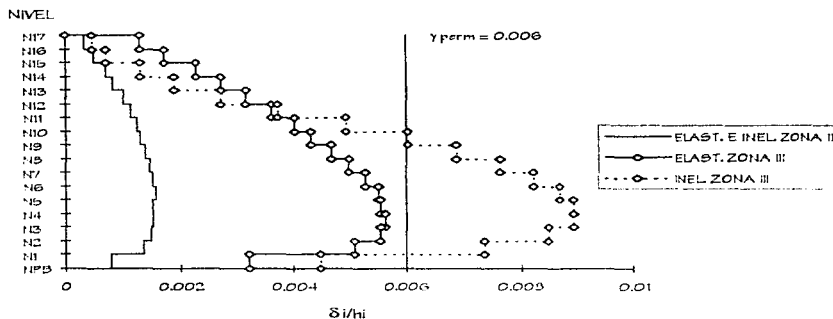


Fig 4.24.- Comparación de relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepisos del eje 2 de las estructuras de 17 niveles diseñadas en las zonas II y III, análisis dinámico paso a paso

4.3.2. Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs 3.29 a 3.33 muestran las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea para las estructuras de 7 niveles. Tanto el edificio diseñado en la zona II como el diseñado en la zona III se analizaron paso a paso con los registros VIVE-EW-85 y SCT-EW-85. Con base en lo anterior se establecen las siguientes comparaciones:

- Caso del diseño de la zona II ante el registro VIVE-EW-85 contra el caso diseñado en la zona III y ante el registro SCT-EW-85 (figs 3.28, 3.32 y 3.33)

La estructura dimensionada en la zona de transición se mantiene en el rango elástico, y sólo disipa energía debido a los efectos del amortiguamiento viscoso disponible; se alcanzan fuerzas cortantes basales de 50 t y desplazamientos de 3.6 cm. La estructura ubicada y diseñada según los efectos sísmicos de suelo compresible, en su etapa elástica llega a cortantes (238 t) de casi tres veces los que se obtuvieron para el diseño de la zona II, y desplazamientos del doble (6.9 cm). Para este caso se tiene ligero excursionamiento en el rango no-lineal, sin gran disipación de energía; los cortantes basales se reducen a 200 t, y los desplazamientos alcanzan casi 10 cm.

- Caso de los diseños de la zona II ante los registros VIVE-EW-85 y SCT-EW-85 (figs 3.29, 3.30 y 3.31)

Debido a que la estructura es diseñada para las condiciones de la zona de transición, el análisis paso a paso representativo debería ser con el registro VIVE-EW-85; los resultados con este tipo de registro muestran que no hay comportamiento inelástico. En cambio si se utiliza el acelerograma SCT-EW-85 se presenta una considerable disipación de energía por histéresis, lo cual se observa en el área mayor encerrada por las curvas mostradas.

- Caso del diseño de la zona III ante los registros VIVE-EW-85 y SCT-EW-85 (figs 3.29, 3.32 y 3.33)

Al utilizar el registro VIVE-EW-85 no se observa comportamiento inelástico; los cortantes máximos son de 100 t con desplazamientos en azotea cercanos a los 4 cm. Al emplear el registro que mejor representa las condiciones de diseño (SCT-EW-85), para la condición de comportamiento elástico se obtienen fuerzas cortantes de más del doble que las obtenidas con el otro registro. La respuesta inelástica muestra poca disipación de energía, con mínima degradación en la rigidez.

Los resultados de las historias fuerza cortante basal-desplazamiento en azotea de las estructuras de 17 niveles se tienen en las figs 3.77 a 3.82. Se realizan las siguientes comparaciones:

- Estructura diseñada en la zona II y analizada con el registro VIVE-EW-85 contra estructura diseñada en la zona III y analizada con el registro SCT-EW-85 (figs 3.77, 3.81 y 3.82)

Para la estructura de la zona II no se tiene excursionamiento en el rango no-lineal, y la respuesta tiende a ser una línea recta; los cortantes máximos son de 150 t con desplazamientos de hasta 7 cm. Para el edificio diseñado en la zona III sí se presentan deformaciones inelásticas, con respuestas diferentes para el análisis elástico y el inelástico; para el primero los cortantes máximos son aproximadamente de 1000 t y

los desplazamientos del orden de 25 cm, y al presentarse comportamiento inelástico los cortantes se reducen casi en un 40 por ciento con mayores desplazamientos (30 cm).

- Estructura diseñada en la zona II y analizada con los registros VIVE-EW-2b y SCT-EW-2b (figs 3.77, 3.79 y 3.80)

Al someter a la estructura diseñada bajo las condiciones de la zona de transición ante el acelerograma de suelo compresible (SCT-EW-2b), bajo comportamiento elástico los cortantes y los desplazamientos resultan 3 y 7 veces mayores, respectivamente, con respecto de los obtenidos con el registro VIVE-EW-2b; esto es, lo anterior da una idea de los efectos que se tendrían al construir una estructura en una zona más crítica, para la que no fue diseñada. Ante el sismo VIVE-EW-2b no hubo comportamiento inelástico.

- Estructura diseñada para la zona III y analizada con los registros VIVE-EW-2b y SCT-EW-2b (figs 3.78, 3.81 y 3.82)

La respuesta ante el acelerograma VIVE-EW-2b resulta dentro del rango elástico-lineal, sin disipación de energía debida a la excursión en el rango post-elástico. Con el sismo de suelo compresible (SCT-EW-2b) sí se observa que hay excursionamiento en el campo inelástico, donde la disipación de energía por histéresis es considerable.

4.3.3. Historias en el tiempo de elementos mecánicos de las columnas y vigas

Las figs 3.34 y 3.33 muestran las vigas y columnas del eje 2 de los edificios de 7 y 17 niveles, respectivamente, de las que se obtuvieron las historias de elementos mecánicos, y que se comparan a continuación. Las comparaciones se hacen con base en las estructuras diseñadas para la zona de transición contra las diseñadas en suelo compresible, y analizadas cada una con el registro correspondiente, es decir VIVE-EW-2b en la zona II y SCT-EW-2b en la zona III.

4.3.3.1. Historias de elementos mecánicos de vigas

- Estructuras de 7 niveles

Para el caso diseñado en la zona II y ante el sismo VIVE-EW-2b, no hay comportamiento inelástico. Al comparar los resultados de la estructura diseñada en la zona II contra los de la diseñada en la zona III, las historias de momentos flexionantes (ver figs 3.35 y 3.36) del diseño de la zona compresible presentan respuestas mayores, con ciclos en que se alcanza la fluencia; para el edificio ubicado en la zona de transición no ocurre lo anterior, debido a que los momentos actuantes quedan por debajo de las resistencias disponibles.

Al comparar las historias de fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias (figs 3.39 y 3.42), en ambos casos (zonas II y III) se verifica que hay un comportamiento adecuado y no ocurrirá una falla frágil; para el diseño de la zona III los cortantes que se presentan son mayores a los de la zona II.

- Estructuras de 17 niveles

Los momentos flexionantes actuantes en la viga del eje 2 del edificio diseñado en la zona II son menores a las resistencias proporcionadas (ver fig 3.84); esto es, no hay comportamiento inelástico. Por otra parte, la viga del eje 2 de la estructura de la zona III se excursiona en el rango inelástico (ver fig 3.87), alcanzando en varios ciclos su capacidad a la flexión.

En lo que se refiere a las historias de fuerzas cortantes en el extremo de la viga de interés del eje 2, éstas se tienen en las figs 3.88 y 3.91 para los diseños de las zonas II y III, respectivamente. Para el diseño de la zona II, no se observa comportamiento inelástico, con fuerzas cortantes menores a las de la zona III; para ambos diseños se tiene una gran reserva de resistencia, garantizando de esa forma que se tenga comportamiento dúctil por flexión. Para el diseño de la zona III y ante comportamiento elástico, el cortante actuante supera al resistente en algunos ciclos.

4.3.3.2. Historias de elementos mecánicos de columnas

- Estructuras de 7 niveles

Las figs 3.43 y 3.46 muestran las combinaciones carga axial-momento flexionante del extremo inferior de la columna del primer piso del eje 2 seleccionada, para los diseños según las condiciones de las zonas II y III, respectivamente. Para el diseño de la zona II las combinaciones carga axial-momento flexionante de la columna de interés están muy por debajo de la superficie de interacción que representa la resistencia disponible. Para la columna del diseño de la zona III en varios ciclos se alcanza la resistencia, lo que indica la formación de articulaciones plásticas. Para ambos tipos de diseño predomina la flexión, por debajo de la condición balanceada; esto es, de ocurrir la falla, ésta sería por tensión; y del tipo dúctil.

Las columnas de ambos casos de diseño presentan una gran reserva de resistencia por cortante, mayor para el caso del diseño de la zona II (ver figs 3.47 y 3.50); las fuerzas cortantes actuantes del caso de la zona III son varias veces mayores a las del diseño de la zona II. Por tanto, para ambos tipos de diseños (zonas II y III), el diseño del refuerzo transversal es adecuado, ya que no se tendrán fallas frágiles.

- Estructuras de 17 niveles

Las figs 3.92 y 3.95 presentan las combinaciones carga axial-momento flexionante de la columna de interés del eje 2 de los edificios diseñados en ambas zonas sísmicas. Para el diseño de la zona II dichas relaciones quedan muy por abajo de la superficie de interacción. Para el caso diseñado en la zona III en algunos ciclos se alcanza la resistencia disponible. Los valores obtenidos para el diseño de la zona III son mayores, tanto en carga axial como en momento flexionante. Para el caso del diseño en la zona III hay una importante participación de la carga axial, con valores mayores a los de la condición balanceada.

Las historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior de la columna seleccionada del eje 2 de los edificios diseñados en ambas zonas sísmicas (ver figs 3.96 y 3.98) muestran una adecuada reserva de resistencia ante este tipo de acción, con lo que se garantiza que no ocurran fallas frágiles por tensión diagonal.

4.3.4. Distribución global de rótulas plásticas y demandas máximas de ductilidad local

4.3.4.1. Distribución global de articulaciones plásticas

- Estructuras de 17 niveles

Ante la acción del registro VVE-EW-05 el eje 2 de la estructura diseñada en la zona II no presenta articulaciones plásticas; esto es, no se desarrolla ductilidad. En cambio, para el caso diseñado en la zona III y ante el mismo 0CT-EW-05, se tienen rótulas plásticas en los extremos de casi todas las vigas (ver fig 3.54), excepto en las del último nivel, y en la parte inferior de las columnas extremas de planta baja; es decir, la tendencia del mecanismo de falla fue del tipo viga, como se recomienda en el Código.

- Estructuras de 17 niveles

La estructura desplantada y diseñada según las condiciones de la zona de transición se mantuvo en el rango elástico, sin formación de rótulas plásticas. La estructura ubicada y dimensionada según los efectos sísmicos de suelo compresible presenta articulaciones plásticas en los extremos de prácticamente todas las vigas, así como en la base de las columnas de planta baja (ver fig 3.103); esto es, se desarrolla una gran ductilidad local, aunque con un nivel alto de daños.

4.3.4.2. Demandas máximas de ductilidad local de vigas y columnas

- Estructuras de 7 niveles

Como se ha venido señalando, con el diseño según las condiciones de la zona de transición no hay excursión en el rango no-lineal; es decir, las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas son de ± 1 . Para la estructura diseñada en suelo compresible, los envolventes de demandas de ductilidad en vigas y

columnas se muestran en las figs 3.57 y 3.58, respectivamente; la ductilidad desarrollada en vigas se reduce en los niveles superiores, teniendo los máximos en los niveles 1 a 3, con valores de 3.65. Para columnas sólo hay fluencia en los extremos inferiores de planta baja, con demandas máximas de ductilidad del orden de 1.9.

- Estructuras de 17 niveles

La estructura diseñada en la zona II no fluye; esto es, las ductilidades son de ± 1 en vigas y columnas. Para el diseño de la zona III, las vigas presentan demandas de ductilidad en todos los niveles (ver fig 3.106), excepto en el último; las ductilidades, en general, son mayores ante la acción del momento positivo, con valor máximo de 3.39 en el nivel 5. En columnas, sólo fluyen las de planta baja con ductilidades de + 2.05 y - 1.49 (fig 3.107). Con base en los resultados analíticos de las demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas y columnas, y comparando con lo que se publica de pruebas experimentales, se puede corroborar que todos estos resultados son manejables desde el punto de vista del diseño práctico, cuidando los armados y detalles de los refuerzos longitudinal y transversal.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

En este trabajo se estudió la respuesta sísmica elástica e inelástica de dos edificios de 7 y 17 niveles a base de marcos, deplantados en las zonas de transición y compresible del Valle de México. Por las características de los edificios, con base en las especificaciones del RDF-93, para el cálculo de las resistencias se consideró un factor de comportamiento sísmico $Q=4$, y el límite permisible en las distorsiones de entrepiso fue de 0.006.

Ambas estructuras (7 y 17 niveles) fueron diseñadas ante los espectros de las zonas II y III, cumpliendo los estados límite de servicio y de falla de los resultados de los análisis elásticos dinámicos modales espectrales. A partir de estos diseños se puede establecer lo siguiente:

- Al comparar las dimensiones de los miembros estructurales de los edificios diseñados en ambas zonas sísmicas (transición y compresible), resultan mayores para la condición de zona III, como se esperaba. Las diferencias son mayores en columnas: tanto en los edificios de 7 como en los de 17 niveles, el área de la sección transversal de columnas se incrementa 35 por ciento en promedio, al pasar de los diseños de la zona II a la zona III.
-

- El comportamiento de las estructuras resulta similar en ambas direcciones X y Y, debido a la regularidad y simetría de las mallas.
- Los edificios diseñados bajo las fuerzas laterales de la zona III, presentan periodos de vibración más cortos; es decir, son menos flexibles.
- Las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso presentan valores máximos en los entrepisos 1 a 4 para los edificios de 7 niveles, y del 1 al 9 para los de 17 niveles. Los desplazamientos horizontales de los análisis elásticos resultan casi iguales, ambas zonas sísmicas.
- La estructura de 7 niveles que se diseñó en la zona III presenta un cortante basal mayor en 30 por ciento con respecto del diseño de la zona II. Para los edificios de 17 niveles, al diseñar en la zona III se presenta un cortante basal 50 por ciento mayor al que resulta en el diseño de la zona II.

Con base en la respuesta dinámica inelástica paso a paso de las estructuras, ante las excitaciones sísmicas SCT-EW-85 y VIVE-EW-85 (suelo II y de transición), se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Los edificios de 7 y 17 niveles diseñados ante las fuerzas del espectro de la zona de transición, y analizados posteriormente ante el registro de aceleraciones VIVE-EW, no presentan excursionamiento en el rango no lineal; esto es, no hubo desarrollo de ductilidad. Lo anterior se explica al comparar las ordenadas del espectro de diseño que señala el RDF-93 para dicha zona contra las del espectro de respuesta elástica del sismo VIVE-EW; para la mayoría de los periodos, las ordenadas del RDF-93 son mayores. Esto es, la excitación sísmica VIVE-EW-85 no resultó lo suficientemente severa como para que las fuerzas actuantes superaran a las de diseño.
- Por otro lado, las estructuras (7 y 17 niveles) diseñadas ante las condiciones sísmicas del suelo compresible que especifica el Código, y sometidas posteriormente ante el sismo SCT-EW, sí logran excursionar en el rango inelástico; se llega a tener una formación de rótulas plásticas de manera prácticamente generalizada en los extremos de vigas, y en la parte inferior de las columnas del primer entrepiso. La tendencia del mecanismo de falla es del tipo "columna fuerte-viga débil", que va de acuerdo a la filosofía de diseño del RDF-93.

- Al haber fluencia en los diferentes elementos estructurales, para permitir el desarrollo de ductilidad, se presenta un cierto nivel de daños en la estructura que hay que reparar; lo anterior se corrobora al revisar los resultados de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, que para comportamiento inelástico superan el límite permisible de 0.006.
- Los requerimientos de marcos dúctiles del RDF-93 son adecuados para este tipo de estructuras, para evitar la ocurrencia de fallas frágiles en los elementos estructurales. Esta afirmación es producto de haber comparado las historias de fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias disponibles en las vigas y en las columnas; en todos los casos hay una importante reserva de capacidad.
- Los periodos fundamentales de vibración resultan menores en los edificios de 7 niveles; esto es, son más rígidos. Para los diseños bajo las condiciones de la zona de transición es conveniente que las estructuras sean flexibles, para que se alejen del periodo dominante del suelo (aproximadamente 0.7 s). En cambio, para el tipo de suelo compresible se deben tener estructuras con periodos más cortos (estructuras rígidas), alejadas del periodo dominante del suelo de 2 s, con el inconveniente de que al ser más rígido el edificio desarrollaría menos ductilidad.

Con los análisis sísmicos (ETABS) se obtuvieron las respuestas de las estructuras diseñadas ante los efectos sísmicos de la zona II, y sometidas bajo el espectro de la zona III y viceversa. Lo mismo se hizo para los análisis paso a paso (DRAIN-2D); esto es, los edificios diseñados en la zona de transición se sometieron al sismo SCT-EW, y los diseñados en suelo compresible al sismo VIVE-EW.

Al hacer las comparaciones respectivas, resulta evidente que la estructura diseñada para soportar el sismo en la zona de transición, no tendría un comportamiento adecuado si se construyera en una zona con sollicitaciones más severas como son las del suelo compresible, como era de esperarse.

5.2. Recomendaciones

- Al considerar en la etapa de diseño de las estructuras que habrá comportamiento inelástico y que se desarrollará ductilidad ante sismos severos, también se debe asumir que habrá un nivel de daños a reparar, sin que necesariamente se llegue al colapso, lo cual se traduce en costos. Esto es, se debe comparar el costo resultante de proporcionar gran resistencia y rigidez lateral al edificio para que tenga daños mínimos, contra el costo del mismo edificio con diferentes resistencia y rigidez lateral, más el costo de las reparaciones por haber disipado la energía sísmica durante su comportamiento inelástico.

- El refuerzo transversal proporcionado para lograr el confinamiento del núcleo del concreto de las vigas y columnas que especifica el RDF en su capítulo de marcos dúctiles, es adecuado para evitar que se presenten fallas frágiles y prematuras. Esto se, no se deben huecar ahorros mal entendidos queriendo poner menos cantidad de estribos, sino al contrario.
 - Al diseñar en zonas sísmicas importantes, como el Distrito Federal, no debe olvidarse en revisar cómo son las propiedades dinámicas de las estructuras contra las del suelo en que se planea construir, para así evitar posibles efectos de resonancia.
 - Es conveniente la realización de estudios adicionales que consideren estructuras con características diferentes a las de este trabajo, para llegar a conclusiones más generales en cuanto al comportamiento elástico e inelástico que se pueda desarrollar en las diferentes zonas del Valle de México.
-

REFERENCIAS

1. Franz Sauter, "Fundamentos de Ingeniería Sísmica I, Introducción a la Sísmología", Ed Tecnológica de Costa Rica (1989)
 2. Wilson E and Habibullah Ahrif, "ETABS: Extended Three dimensional Analysis of Building System", Computer and Structures, Inc., California, EEUU (1993)
 3. Kanaan A E and Powell G H, "Drain-2D: inelastic dynamic response of plane structures", Universidad de California, Berkeley (1973), adaptado a P. C. por J N Dyer, Instituto de Ingeniería, UNAM (1990)
 4. Park R y Paulay T, "Estructuras de concreto reforzado", Ed Limusa, México, DF (1975)
 5. Paulay T and Priestley J N, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", Ed John Wiley & Sons, Inc. (1992)
 6. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-93)", DDF, México, DF (Agosto-1993)
 7. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sísmo", DDF, México, DF (1996)
 8. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", DDF, México, DF (1996)
 9. Meli R y Rodríguez M, "Gráficas de Interacción para Diseño de Columnas de Concreto Reforzado", Publicación 428, Serie del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, DF
 10. Bazán E y Meli R, "Manual de diseño sísmico de edificios", Ed Limusa, México, DF (1996)
 11. Meli R, "Diseño estructural", Ed Limusa, México, DF (1987)
 12. Wakabayashi M y Martínez E, "Diseño de estructuras sísmoresistentes", Ed McGraw-Hill, México, DF (1989)
 13. Gillies A G, "Post-elastic dynamic analysis of three-dimensional frame structures", Department of Civil Engineering, University of Auckland, Auckland New Zealand (1979)
 14. Clough WR and Penzien J, "Dynamics of structures", Ed McGraw-Hill (1975)
 15. Ávila J A y Meli R, "Comportamiento sísmico de sistemas simples de cortante. Espectros de respuesta inelástica", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, S.M.S, Puerto Vallarta, México (1993)
 16. Ávila J A y Durán R, "Respuesta sísmica de edificios típicos de la Ciudad de México. Tercera etapa", Informe para el DDF, Instituto de Ingeniería, UNAM (1991)
 17. Ávila J A y Hernández P, "Comportamiento sísmico inelástico de edificios diseñados con diferentes niveles de deformación permisible del RDF-93", Informe para el DDF, Instituto de Ingeniería, UNAM (1997)
-