



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

4
25

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA

01161

ESTUDIO DE LOS CRITERIOS DEL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL Y
SUS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS
REGULARES CON BASE EN MARCOS
DE CONCRETO REFORZADO

TESIS

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

PRESENTA:

JOSÉ LUIS LUNA ARROYO

DIRECTOR: DR. ARTURO TENA COLUNGA

272895



MÉXICO, D.F.

JULIO DE 1999

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1999



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A Jacqueline:
Por el amor que nos ha sacado adelante
y nos mantiene juntos.

A Luisito con todo mi amor:
Por haberle dado sentido a mi vida
y ser la motivación que necesito diariamente.

A mis Padres:
Quienes me han ofrecido todo su amor y apoyo
para lograr todas las metas que me he propuesto.

A mis hermanos Julio y Blanca:
Por su constante apoyo y cariño.

A mis tíos Momo, Pita y Cocol,
con cariño.

Al Dr. Arturo Tena,
quien ha cuidado y se ha preocupado
por mi desarrollo profesional y académico
y quién además ha fortalecido mis
principios morales y éticos con su ejemplo.

A Arturo, Carlos, Efraín y Víctor,
quienes me hicieron creer
nuevamente en la amistad.

*You can't always get what you want
But if you try sometimes you just might find
You'll get what you need...*

(Jagger/Richards)



RESUMEN

Se presenta un estudio donde se evalúan las disposiciones del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93) para marcos dúctiles ante solicitaciones dinámicas, diseñando los elementos de concreto conforme a lo establecido en las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto (NTCC-96). Se diseñaron estructuras regulares de quince niveles con marcos de concreto reforzado, para la zona III de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo (NTCS-95) y para factores de comportamiento sísmico $Q=2$, $Q=3$ y $Q=4$. Se realizaron análisis dinámicos no lineales considerando los acelerogramas de SCT-EW y TBOM-NS del sismo de Michoacán de 1985, dado que están contenidos implícitamente en el espectro de diseño propuesto en el RCDF-93. Los aspectos fundamentales que se evaluaron fueron:

- a) Si diseñar estructuras regulares con marcos dúctiles con factores de comportamiento sísmico de $Q=4$ y $Q=3$ es razonablemente seguro.
- b) Si el límite superior $\Delta=0.012$ de RCDF-93 en cuanto a distorsiones de entrepiso de diseño es adecuado.
- c) Si las dos opciones de diseño a flexión, flexocompresión y cortante permitidas en las NTCC-96 para marcos dúctiles brindan un margen satisfactorio de seguridad.
- d) Si diseñar estructuras con marcos de concreto utilizando un $Q=2$ es razonablemente seguro.
- e) Si los requisitos de confinamiento y detallado establecidos por las NTCC-96 brindan un margen razonable de seguridad cuando se consideran las sobrerresistencias asociadas a estos requisitos.

Se concluye que las demandas de entrepiso máximas asociadas a los diseños para marcos dúctiles superan los factores de comportamiento sísmico; cuando se diseña con valores de distorsión cercanos a $\Delta=0.012$ se presentan grandes distorsiones de entrepiso, demandas de ductilidad y rigideces efectivas pico a pico bajas; el método alternativo de diseño es más susceptible de presentar fluencias en las columnas de los niveles intermedios y superiores; las demandas de ductilidad de entrepiso máximas asociadas a los diseños para marcos no dúctiles superan el factor de comportamiento sísmico, situación crítica ya que los elementos diseñados para $Q=2$ no son capaces, en teoría, de desarrollar en conjunto ductilidades altas. En general las sobrerresistencias tienden a mejorar las respuestas de las estructuras.

ABSTRACT

A study where the recommendations of Mexico's Federal District Code (RCDF-93) for special moment and ordinary moment resisting reinforced concrete (RC) frames are evaluated using nonlinear dynamic analyses. Fifteen-story RC regular buildings were selected and designed for soil profile type III to comply with the seismic and reinforced concrete norms of RCDF-93 code. Seismic response modification factors $Q=2$ (ordinary frames), $Q=3$ and $Q=4$ (moment resisting frames) were used for the designs. The SCT-EW and TBOM-NS accelerograms recorded in the lakebed region of Mexico City during the 1985 Michoacán earthquake were used for the nonlinear dynamic analyses because they are implicitly considered in design spectra of RCDF-93. The following issues were evaluated:

- a) If using seismic response modification factors $Q=4$ and $Q=3$ is safe enough for the design of regular buildings with special moment resisting RC frames.
- b) If the upper drift angle limit $\Delta=0.012$ of RCDF-93 code is appropriate for this type of structures.
- c) If the two methods allowed by the concrete norms (NTCC-96) of RCDF-93 for the design of special moment resisting frames offer a similar and satisfactory range of safety.
- d) If using the seismic response modification factor $Q=2$ is safe enough for the design of regular buildings with ordinary moment resisting RC frames.
- e) If the requirements for concrete confinement and detailing established by NTCC-96 offer a reasonable margin of safety when overstrength associated with these requirements is considered.

It is concluded that the peak displacement ductility demands associated with the designs for special moment resisting frames surpass seismic response modification factors when designed with story drift angles close to the RCDF-93's upper limit $\Delta=0.012$. High story drift angles, displacement ductility demands, and low "peak to peak" effective story stiffnesses are associated with designs targeted with $\Delta=0.012$. The alternate method for the design of special moment resisting RC frames is more susceptible to present yielding of columns of intermediate and upper levels. In some cases, peak displacement ductility demands associated with the designs for ordinary moment resisting RC frames surpass the seismic response modification factors ($Q=2$), critical situation since the elements designed for $Q=2$ are not able, in theory, to develop such ductility demands when overstrength is neglected. An improved seismic behavior is observed in ordinary moment resisting RC frames when some overstrength sources are considered in the analyses, particularly those frames that carry higher gravity loads. In general, the considered overstrength sources tend to improve the behavior of the structures when subjected to dynamic loading, in contrast with some results presented before in the literature using "pushover" analyses.

ÍNDICE

Resumen	vii
Abstract	ix
Introducción	1
Capítulo 1 Criterios de diseño de estructuras con marcos de concreto	6
1.1 Consideraciones generales	7
1.1.1 Suposiciones de diseño	7
1.1.2 Fórmulas para calcular resistencias	9
1.2 Marcos no dúctiles	10
1.2.1 Miembros a flexión	10
1.2.2 Miembros a flexocompresión	12
1.2.3 Fuerza Cortante	15
1.3 Marcos dúctiles	24
1.3.1 Requisitos generales	25
1.3.2 Miembros a flexión	26
1.3.3 Miembros a flexocompresión	31
Capítulo 2 Investigaciones recientes	62
2.1 Fuentes de sobrerresistencia en la estructura	63
2.2 Sobrerresistencia implícita en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño	65
2.3 Efectos adversos de la sobrerresistencia	66
2.4 Diseño por capacidad	67
2.5 Sobrerresistencia debida a las características reales esfuerzo-deformación en los materiales	69
2.5.1 Acero de refuerzo	69
2.5.2 Concreto confinado	71
Capítulo 3 Modelos constitutivos del concreto reforzado	74
3.1 Concreto no confinado	74
3.2 Concreto confinado	75
3.3 Acero de refuerzo	81

Capítulo 4 Edificio en estudio y metodología de evaluación	89
4.1 Descripción y metodología general del diseño de marcos dúctiles de acuerdo con las NTCS-95 y NTCC-96	89
4.2 Descripción y metodología general del diseño de marcos no dúctiles de acuerdo con las NTCS-95 y NTCC-96	93
4.3 Acelerogramas seleccionados	95
4.4 Espectros de diseño	95
Capítulo 5 Diseño del edificio para marcos dúctiles con $Q=4$	101
5.1 Descripción de las secciones de diseño, modelo E15Q4M1	101
5.2 Descripción de las secciones de diseño, modelo E15Q4M2	105
Capítulo 6 Diseño del edificio para marcos dúctiles con $Q=3$	119
6.1 Descripción de las secciones de diseño, modelo E15Q3M1	119
6.2 Descripción de las secciones de diseño, modelo E15Q3M2	123
Capítulo 7 Diseño del edificio para marcos no dúctiles con $Q=2$	137
7.1 Descripción de las secciones de diseño, modelo E15Q2	137
Capítulo 8 Evaluación de los criterios del RCDF-93 considerando resistencias nominales según las NTCC-96 y sobrerresistencias	146
8.1 Consideraciones generales	146
8.2 Análisis no lineales del modelo E15Q4M1	148
8.3 Análisis no lineales del modelo E15Q4M2	150
8.4 Análisis no lineales del modelo E15Q3M1	152
8.5 Análisis no lineales del modelo E15Q3M2	153
8.6 Análisis no lineales del modelo E15Q2	153
Capítulo 9 Resumen y conclusiones	217
Agradecimientos	224
Referencias	225

Introducción

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-95, 1995) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal definen, en su apartado 5, los valores para el factor de comportamiento sísmico "Q" que podrán aceptarse para el diseño de estructuras. Para el caso de estructuras con marcos de concreto reforzado, el valor de Q varía entre Q=2 y Q=4, dependiendo de si se cumplen los requisitos que fijan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-96, 1996) para marcos dúctiles (Q=3 y Q=4) o no dúctiles (Q=2).

Los requisitos para marcos dúctiles de concreto reforzado se indican en el apartado 5 de las NTCC-96. Los requisitos para miembros de marcos dúctiles a flexión (vigas) se especifican en la sección 5.2 de las normas de referencia. Entre las diferencias más importantes contempladas en las NTCC-96, comparando los requisitos para marcos dúctiles y los no dúctiles, desde el punto de vista de diseño en vigas, se encuentran:

- [1] Requisitos de tipo geométrico (sección 5.2.1).
- [2] Especificar que debe existir refuerzo longitudinal tanto en el lecho inferior como en el superior, y que el área mínima de refuerzo no debe ser menor a dos varillas del #4 ni:

$$A_{smin} \geq \frac{0.7\sqrt{f'_c} bd}{f_y}$$

- [3] El momento resistente positivo en la unión con un nudo no será menor a la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección.
- [4] Se limitan los paquetes de varillas a dos barras por paquete como máximo (en lugar de tres).
- [5] Se especifican refuerzos transversales mínimos por confinamiento (sección 5.2.3).

- [6] Los requisitos para fuerza cortante (sección 5.2.4) son más severos, con la finalidad de evitar las posibles fallas por corte.

Los requisitos para miembros de marcos dúctiles a flexocompresión (columnas) se especifican en la sección 5.3 de las NTCC-96. Entre las diferencias más importantes contempladas en las NTCC-96, comparando los requisitos para marcos dúctiles y los no dúctiles, desde el punto de vista de diseño en columnas, se encuentran:

- [1] Requisitos geométricos (sección 5.3.1).
- [2] Especificar una resistencia mínima a flexión, en la cual la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a un nudo debe ser mayor o igual a la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo, tomando en cuenta el nivel de carga axial de diseño de las columnas, considerando para ello condiciones críticas de ésta.
- [3] Límites de la cuantía de refuerzo transversal más rigurosos para marcos dúctiles.
- [4] Estrictos requerimientos para el refuerzo transversal por confinamiento (sección 5.3.4)
- [5] Requisitos para garantizar que no se presente la falla de corte (sección 5.3.5), consistentes con los requisitos para la resistencia mínima a flexión (sección 5.3.2).

Existen, además, requisitos para el diseño de uniones viga-columna (sección 5.4). La mayoría de los requisitos de diseño para marcos dúctiles se basan esencialmente en el apéndice A del reglamento del ACI de 1983 y en criterios de diseño neozelandeses de mediados de los años ochenta ("Comentarios", 1991). Por lo tanto, se presenta una comparación entre los reglamentos internacionales para diseño de estructuras de concreto más actualizados, mostrándose las diferencias en el rubro de diseño de marcos de concreto reforzado. Los códigos contemplados son:

- Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95), del Instituto Americano del Concreto (ACI-95, 1997).
- 1997 Uniform Building Code (UBC-97, 1997).
- New Zealand Standard: Code of Practice for the Design of Concrete Structures NZS 3101:1982 (NZS-82, 1982), complementado con Park (1995 y 1997).
- Architectural Institute of Japan: Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures y Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Ultimate Strength Concept (AIJ-90, 1994).
- Canadian Standards CAN-A23.3-M84, la revisión de este reglamento se hizo basado en Habibullah (1992).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-96, 1996) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93, 1993).

Dicha comparación se enfoca en las disposiciones para marcos dúctiles y marcos no dúctiles, atendiendo las diferencias desde el punto de vista conceptual, numérico e intuitivo en el caso en que los requisitos no estén soportados en estudios o investigaciones.

Además, se presenta un estudio de los avances que en materia del comportamiento de marcos dúctiles de concreto reforzado sujetos a cargas sísmicas ofrecen investigaciones recientes, enfocándose principalmente en la sobrerresistencia, la cual es uno de los factores importantes en la determinación de la ductilidad local en los elementos, y global en la estructura, y ha sido tratada con frecuencia en estudios recientes. Por otro lado, se presenta una recopilación de diversos modelos esfuerzo-deformación para el concreto (confinado y no confinado) y para el acero de refuerzo.

Aunque la mayoría de los requisitos contenidos actualmente en las NTCC-96 están orientados y parecerían garantizar el que se forme el mecanismo de falla de viga débil-columna fuerte, estudios recientes (Luaces, 1995) utilizando análisis estáticos no lineales ante carga creciente monótonica sugieren que el mecanismo de falla de edificios regulares con marcos dúctiles de concreto reforzado diseñados conforme a las NTCC-96 pudiera no ser de naturaleza dúctil si se consideran los efectos de las sobrerresistencias. En el estudio de referencia se realizaron análisis no lineales estáticos y se diseñaron los elementos de concreto utilizando el modelo de Scott, Park y Priestley (1982) para el concreto no confinado y el modelo de acero de refuerzo propuesto por Rodríguez y Botero (1994). Posteriormente se evaluaron los efectos de sobrerresistencias, dentro de los que se encuentran:

- [1] Confinamiento del núcleo de la sección de concreto.
- [2] Comportamiento "real" del acero de refuerzo.
- [3] Contribución del refuerzo y del patín de compresión de las losas.
- [4] Influencia de la velocidad de carga.

Por tanto, se expone un estudio más ambicioso donde se evalúan las disposiciones del Reglamento para marcos dúctiles ante sollicitaciones dinámicas, diseñando los elementos de concreto conforme a lo establecido en las NTCC-96, es decir, calculando las resistencias de diseño de vigas a flexión y columnas a flexocompresión y flexotensión utilizando:

- [1] La distribución real del refuerzo, incluyendo la aportación del refuerzo de compresión en vigas.
- [2] El bloque equivalente de esfuerzos del concreto estipulado en las NTCC-96.
- [3] Suponiendo un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo, como lo especifican las NTCC-96.

Con ello se obtuvieron diseños más representativos conforme al Reglamento. Este fue el enfoque del presente estudio, donde se diseñaron estructuras regulares con base en marcos de concreto reforzado de quince niveles, para la zona III de las NTCS-95 y para factores de comportamiento sísmico $Q=2$, $Q=3$ y $Q=4$. En el diseño de los edificios con marcos dúctiles se evalúan las dos opciones de diseño a flexión, flexocompresión y cortante que permiten los requisitos de las NTCC-96. El estudio de Luaces (1995) sugiere que el procedimiento "optativo" para el diseño de marcos dúctiles (aquel que permite la utilización de los elementos mecánicos provenientes del análisis estructural incorporando factores de resistencia reducidos) puede producir mecanismos de falla de naturaleza frágil. Además, se presenta una revisión de los criterios del procedimiento de diseño alternativo a flexión y flexocompresión, así como los requisitos de confinamiento en columnas.

El presente estudio pretende, además, revisar la confiabilidad de diseñar estructuras de concreto con base en marcos no dúctiles para la zona III de las NTCS-95, dado que muchos ingenieros estructurales están optando por diseñar estructuras basadas en marcos con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$ (Rioboó, 1995), debido al trabajo adicional y complicaciones prácticas existentes para diseñar marcos dúctiles, especialmente cuando los requisitos de confinamiento de columnas los llevan a diseños de difícil construcción y que son además antieconómicos, por lo que muchos clientes no se los aceptan. Sin embargo, pudiera ser que estos diseños con $Q=2$ no tengan el nivel de confiabilidad que se supone actualmente. Por tanto, se presenta una evaluación del comportamiento de edificios diseñados con $Q=2$ y se comparan con los diseños con $Q=3$ y $Q=4$ desde el punto de vista de su comportamiento dinámico no lineal.

Los aspectos fundamentales que se pretenden evaluar en el presente estudio son:

- [1] Si diseñar estructuras regulares con marcos dúctiles con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ y $Q=3$ es razonablemente seguro.
- [2] Si el límite superior $\Delta=0.012$ de RCDF-93 en cuanto a distorsiones de entrepiso de diseño es adecuado.
- [3] Si las dos opciones de diseño permitidas en las NTCC-96 para marcos dúctiles brindan un margen satisfactorio de seguridad.
- [4] Si diseñar estructuras con marcos de concreto utilizando un $Q=2$ es razonablemente seguro.
- [5] Si los requisitos de confinamiento y detallado establecidos por las NTCC-96 brindan un margen razonable de seguridad cuando se consideran las sobrerresistencias asociadas a estos requisitos.

Para lograr esto, se presentan análisis no lineales utilizando acelerogramas representativos cuyas características están relacionadas con el sismo máximo contemplado por el presente reglamento (RCDF-93) y que a su vez, provocan la mayor exigencia a los modelos analizados.

Para los análisis no lineales se calcularon resistencias nominales de vigas a flexión y columnas a flexocompresión y flexotensión utilizando:

- [1] La distribución real del refuerzo, incluyendo la aportación del refuerzo de compresión en vigas.
- [2] El bloque equivalente de esfuerzos del concreto estipulado en las NTCC-96 del RCDF-93.
- [3] Suponiendo un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo, como lo especifican las NTCC-96.

Este criterio corresponde a las sobrerresistencias mínimas inherentes al reglamento de diseño. También, se realizaron análisis no lineales en los modelos considerando las sobrerresistencias debidas a:

- [1] Confinamiento del núcleo del concreto utilizando el modelo de Kent-Park modificado.
- [2] Comportamiento no lineal "real" del acero de refuerzo utilizando el modelo de Rodríguez y Botero (1994).

Este criterio corresponde a una sobrerresistencia racional asociada a los requisitos de detallado y confinamiento estipulados por las NTCC-96. Se consideraron efectos $P-\Delta$ en los análisis no lineales y no se incluyó la interacción suelo-estructura.

El presente trabajo está organizado en nueve capítulos. En el capítulo uno se presenta una comparación entre los reglamentos internacionales para diseño de estructuras de concreto. En el capítulo dos se presenta un estudio de los avances que en materia del comportamiento de marcos dúctiles de concreto reforzado sujetos a cargas sísmicas ofrecen investigaciones recientes, enfocándose principalmente en la sobrerresistencia. El capítulo tres expone una recopilación de diversos modelos esfuerzo-deformación para el concreto (confinado y no confinado) y para el acero de refuerzo. El capítulo cuatro presenta las características generales del edificio en estudio y la metodología de evaluación. Los capítulos cinco al siete presentan respectivamente los diseños finales para $Q=4$ (métodos riguroso y optativo), $Q=3$ (métodos riguroso y optativo) y $Q=2$ (marco no dúctil). En el capítulo ocho se discuten los resultados de los análisis no lineales considerando resistencias nominales y sobrerresistencias. El capítulo nueve presenta las conclusiones del presente estudio.

Capítulo 1

Criterios de Diseño de Estructuras con Marcos de Concreto

Los reglamentos internacionales para diseño de estructuras de concreto presentan algunas diferencias en el rubro de diseño de marcos de concreto reforzado. A continuación se presenta una comparación entre los siguientes códigos:

- Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95), del Instituto Americano del Concreto (ACI-95, 1997).
- 1997 Uniform Building Code (UBC-97, 1997).
- New Zealand Standard: Code of Practice for the Design of Concrete Structures NZS 3101:1982 (NZS-82, 1982), complementado con Park (1995 y 1997).
- Architectural Institute of Japan: Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures y Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Ultimate Strength Concept (AIJ-90, 1994).
- Canadian Standards CAN-A23.3-M84, la revisión de este reglamento se hizo basado en Habibullah (1992).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-96, 1996) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93, 1993).

A lo largo de este estudio los reglamentos tratados se identificarán como: ACI (ACI-95, 1997), UBC (UBC-97, 1997), NZS (NZS-82, 1982), AIJ (AIJ-90, 1994), CAN (Habibullah, 1992) y NTCC (NTCC-96, 1996), respectivamente. Dicha comparación se enfocará en las disposiciones para marcos dúctiles y marcos no dúctiles, contemplando las diferencias desde el punto de vista conceptual, numérico e intuitivo en el caso en que los requisitos no estén soportados en estudios o investigaciones.

Se tomará como base el reglamento del ACI, ya que la mayoría de los códigos presentados en este trabajo se apoyan en sus especificaciones y se analizarán los reglamentos resaltando las diferencias existentes con el código base.

1.1 Consideraciones generales.

1.1.1 Suposiciones de diseño.

Los requisitos generales y suposiciones de diseño coinciden en la mayoría de los reglamentos estudiados, salvo algunas especificaciones que se extienden a considerar casos más puntuales. A continuación se presenta un resumen de dichos requisitos:

- Las deformaciones en el acero de refuerzo y en el concreto se deben suponer directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro (fig 1.1). Para este punto el ACI, UBC, CAN y el NZS establecen que se deberá considerar una distribución no lineal de la deformación para elementos de gran peralte sujetos a flexión, es decir, no se asumirá en este caso la distribución mostrada en la fig 1.1.
- La máxima deformación utilizable en la fibra extrema a compresión (ϵ_{cu}) del concreto se supone igual a 0.003 (fig 1.1).
- El esfuerzo en el acero de refuerzo inferior a la resistencia especificada a la fluencia f_y , para el grado de acero usado, debe tomarse como E_s veces la deformación del acero, donde E_s es el módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Para deformaciones mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo en el refuerzo se considerará independiente de la deformación, e igual a f_y . Esto implica que se considera un comportamiento elastoplástico perfecto del acero de refuerzo como se observa en la fig 1.2.
- La resistencia a la tensión del concreto no se deberá considerar en los cálculos de concreto reforzado sujeto a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución del refuerzo por compresión en el concreto y su deformación se puede suponer que es rectangular (fig 1.1), trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que resulte de la predicción de la resistencia y que coincida sustancialmente con los resultados de pruebas a la compresión (ACI -95, 1997).

Las NTCC no plantean esta última alternativa, únicamente dan la opción de utilizar el bloque de esfuerzos rectangular equivalente. Por otro lado, el AIJ establece un planteamiento diferente, involucrando características físicas y mecánicas del concreto y del acero y características geométricas de la sección en las condiciones de equilibrio de la misma (fig 1.3). Las suposiciones de diseño a flexión de este reglamento son:

- (1) La resistencia a tensión del concreto se considera nula.
- (2) Las secciones planas permanecen planas después de deformarse, y los esfuerzos en la zona de compresión se distribuyen linealmente a partir del eje neutro de la sección (fig 1.3).
- (3) La relación modular entre el acero de refuerzo y el concreto, n , es igual a 15 para todos los tipos y grados de concreto, y para cargas de corta y larga duración.

La fig 1.3 muestra las suposiciones geométricas involucradas en el planteamiento del AIJ.

En la tabla 1.1 se establece la comparación de las especificaciones de cada reglamento para el bloque de esfuerzos rectangular equivalente (fig 1.1), siendo éste el que coincide en la mayoría de los códigos estudiados, además de ser el más comúnmente utilizado en el diseño estructural.

A diferencia de los demás reglamentos, en las NTCC se hace disminuir el esfuerzo medio de compresión del bloque de esfuerzos como función de f'_c , en lugar de su profundidad, lo que implica que el brazo de palanca es constante. Desde el Reglamento (RCDF) de 1966 se adoptó este criterio, porque permite construir juegos de curvas de interacción que no dependen de f'_c para dimensionamiento de columnas, y conduce a resultados muy semejantes a los obtenidos con el del ACI ("Comentarios", 1991). Si se pretende que los valores sean semejantes a los del ACI, se puede comprobar que esto ocurre únicamente para el caso en que se está analizando flexión y no en flexocompresión. Analizando una columna típica de 70x70 cm con porcentajes de refuerzo mínimo y máximo (figs 1.4 y 1.5), se puede observar que al comparar los diagramas de interacción realizados con los respectivos bloques de esfuerzos equivalentes del ACI y las NTCC, la zona de flexocompresión es distinta, debido a que el bloque propuesto por las NTCC da origen a fuerzas de compresión y momentos flexionantes menores que la del bloque del ACI, y esto necesariamente redundará en una carga axial menor cuando se busca el equilibrio de fuerzas en la construcción de un diagrama de interacción. Por otro lado, se puede observar también que los valores calculados para flexión pura y para flexotensión son sensiblemente iguales.

En la fig 1.6 se comparan los parámetros k_1 y k_3 que definen las propiedades del bloque rectangular equivalente para cada reglamento, y donde se puede observar lo siguiente:

- a) Para el parámetro k_3 todos los reglamentos coinciden al proponer un valor constante, excepto las NTCC que, como se mencionó anteriormente, varían el esfuerzo medio del bloque en lugar de su profundidad.
- b) Para el parámetro k_1 el ACI y UBC son sensiblemente iguales al NZS y CAN, existiendo una leve diferencia debida al manejo de unidades. En este caso las NTCC establecen un valor constante de k_1 (brazo de palanca constante).
- c) Observando ambas gráficas, se pueden intuir valores más conservadores en las NTCC para el cálculo de fuerzas a compresión y momentos flexionantes, lo que se comprueba cabalmente en las figs. 1.4 y 1.5.

El ACI establece un límite para el valor de β_1 . En el suplemento al ACI 318-71 publicado en 1976, se adoptó un límite inferior de β_1 igual a 0.65 para resistencias de concreto mayores de 560 kg/cm^2 (fig 1.6). Los datos obtenidos en pruebas de concreto de alta resistencia respaldaron el bloque de esfuerzos rectangular equivalente, para resistencias de concreto que excedan los 560 kg/cm^2 , con un β_1 igual a 0.65. El uso de la distribución rectangular equivalente especificada en el ACI 318-71 sin límite inferior en β_1 tuvo como resultado diseños incongruentes para concreto de alta resistencia para elementos sujetos a cargas axiales y de flexión combinadas (ACI-95, 1997). Las NTCC no establecen ningún

límite en el valor de k_3 , que es el valor que varía respecto al incremento en la resistencia a compresión (fig 1.6).

Para observar el efecto que tiene el incremento de la resistencia a compresión del concreto en el bloque de esfuerzos, se hizo variar el valor de f'_c de 250 kg/cm² a 400 kg/cm² construyendo diagramas de interacción normalizados respecto a la carga axial y momento máximos del ACI (figs 1.4 y 1.5). En dichos diagramas se observa que, conforme aumenta el valor de f'_c , la diferencia entre el ACI y las NTCC en la zona de flexocompresión aumenta hasta en más de 20%, y que esta diferencia es mayor en los casos en que se utilizó el porcentaje mínimo de acero de refuerzo, debido a que la contribución del acero de refuerzo es menor. La variación de la proporción del momento máximo de las NTCC respecto al del ACI con el incremento de f'_c no es significativa.

Otra diferencia de las NTCC es utilizar f^*_c en lugar del f'_c ; justificándose de la siguiente manera: "El valor nominal, f^*_c , representa una resistencia tal que la probabilidad de que la resistencia del concreto en la estructura sea menor que f^*_c es aproximadamente de dos por ciento. El percentil dos corresponde al planteamiento general de los niveles de seguridad adoptados en el Reglamento del D.F. Por otra parte, en f^*_c está incluida la tendencia observada en el sentido de que la resistencia del concreto en la estructura es menor que la obtenida en los cilindros de control. Esta disminución es un efecto normal de las operaciones de colocación (transporte, hasta los moldes, compactación, etc.), así como de la menor eficacia que normalmente tiene el curado del concreto en la estructura con relación al curado de los cilindros" ("Comentarios", 1991).

1.1.2 Fórmulas para calcular resistencias.

Las condiciones de equilibrio mostradas en la fig 1.1 y las suposiciones de diseño conducen a las expresiones para resistencias nominales a flexión mostradas en la tabla 1.1. En el cálculo de los momentos resistentes se utilizaron los valores $k_3=0.85$ y $k_1=\beta_1=0.85$ para el ACI, y $k_3=0.68$ y $k_1=\beta_1=0.8$ para las NTCC.

El momento permisible propuesto por el AIJ incorpora un coeficiente C que está relacionado con características geométricas de la sección (fig 1.3), así como también con características físicas y mecánicas del concreto y del acero. El coeficiente C debe ser el menor de los valores C_1 y C_2 determinados de la siguiente manera:

$$C_1 = \frac{n\rho_t f_c}{3x_{nl}} \left\{ (1-x_{nl})(3-x_{nl}) - \gamma \left(x_{nl} - \frac{d_c}{d} \right) \left(3 \frac{d_c}{d} - x_{nl} \right) \right\} \quad (1.1)$$

$$C_2 = \frac{\rho_t f_t}{3(1-x_{nl})} \left\{ (1-x_{nl})(3-x_{nl}) - \gamma \left(x_{nl} - \frac{d_c}{d} \right) \left(3 \frac{d_c}{d} - x_{nl} \right) \right\} \quad (1.2)$$

La relación entre el eje neutro y la distancia al acero en tensión:

$$x_{nl} = \frac{x_n}{d} = n\rho_t \left\{ \sqrt{(1+\gamma)^2 + \frac{2}{n\rho_t} \left(1 + \gamma \frac{d_c}{d} \right)} - (1+\gamma) \right\} \quad (1.3)$$

La cuantía del refuerzo en la condición balanceada:

$$\rho_{tb} = \frac{1}{2} \frac{1}{\left(1 + \frac{f_t}{nf_c}\right) \left\{ \frac{f_t}{f_c} \left(1 + \gamma \frac{d_c}{d}\right) - n\gamma \left(1 - \frac{d_c}{d}\right) \right\}} \quad (1.4)$$

donde:

n : Relación entre los módulos de elasticidad del acero de refuerzo y del concreto.

ρ_t : Cuantía del acero a tensión ($=a_s/bd$).

f_c : Esfuerzo permisible a compresión del concreto.

f_t : Esfuerzo permisible a tensión del acero de refuerzo.

γ : Peso del concreto por unidad de volumen.

1.2 Marcos no dúctiles.

1.2.1 Miembros a flexión.

- *Factor de reducción de resistencia.*

Los valores de los factores de reducción de resistencia para el caso de flexión se presentan en la tabla 1.2 y se observa que todos los reglamentos consideran el mismo valor de 0.9. El reglamento canadiense incorpora factores de reducción de resistencia que dependen del material y no de las acciones a las que estén sometidos los elementos, tales factores se definen de la siguiente forma:

- $\phi_c=0.60$ para concreto.
- $\phi_s=0.85$ para acero.

El AIJ define esfuerzos permisibles para el concreto y el acero, y los incorpora en sus formulaciones.

- *Refuerzo mínimo.*

La disposición de una mínima cantidad de refuerzo se aplica a elementos a flexión que por razones arquitectónicas u otras razones, son de sección transversal mayor a la requerida por las consideraciones de resistencia. Con una cantidad muy pequeña de refuerzo en tensión el momento resistente calculado como una sección de concreto reforzado usando un análisis de sección agrietada, resulta menor que el correspondiente al de una sección de concreto simple, calculada a partir de su módulo de ruptura (ACI-95, 1997), es decir, si la resistencia a flexión de la sección agrietada es menor que la resistencia de la sección no agrietada, el momento flexionante que agriete el miembro lo hará fallar ("Comentarios", 1991). La falla en este caso puede ser súbita. Esto se requiere tanto en regiones de momento positivo como de momento negativo.

En la tabla 1.2 se muestran las áreas de acero mínimas propuestas por cada reglamento y se observa que las expresiones son muy similares, en todos los reglamentos se establece que no es necesario aplicar la fórmula de área mínima de acero si el área de refuerzo a tensión proporcionada es por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis. Cabe hacer notar que las expresiones de la tabla 1.2 referentes a refuerzo mínimo en tensión se uniformizaron respecto a las unidades y a la definición de área de acero mínimo, ya que, por ejemplo, en el NZS se propone la expresión $\rho_{\min}=1.4/f_y$, donde f_y está en MPa y $\rho_{\min}=A_{s_{\min}}/bd$ es el porcentaje de acero de refuerzo mínimo a tensión.

- *Refuerzo máximo.*

La máxima cantidad de refuerzo en tensión de elementos sujetos a flexión está limitada con el fin de asegurar un nivel de comportamiento dúctil.

La resistencia última a la flexión de un elemento se alcanza cuando la deformación en la fibra extrema sujeta a compresión alcanza la última deformación (aplastamiento) del concreto. En la deformación última del concreto, la deformación del refuerzo en tensión podría:

- a) Alcanzar justo la deformación a la primera fluencia.
- b) Ser menor que la deformación por fluencia (elástica).
- c) Exceder la deformación por fluencia (inelástica).

La condición de deformación del acero que exista bajo la deformación última del concreto depende de la proporción relativa del acero a las resistencias del concreto y del acero f'_c y f_y . Si la relación $\rho(f_y/f'_c)$ es suficientemente baja, la deformación en el acero en tensión excederá en gran medida la deformación por la fluencia cuando el concreto alcance su deformación última, con una gran deflexión y muchas advertencias de falla inminente (condiciones de falla dúctil). Con una relación $\rho(f_y/f'_c)$ mayor, la deformación del acero en tensión puede no alcanzar la deformación por fluencia cuando el concreto alcance su deformación última, con la consiguiente pequeña deflexión y pocas advertencias de falla inminente (condiciones de falla frágil). En el diseño, se considera más conservador restringir la condición de resistencia última de manera que se puede esperar una forma de falla dúctil (ACI-95, 1997).

En la tabla 1.2 se presentan las consideraciones de los reglamentos estudiados para limitar el porcentaje de refuerzo máximo en elementos a flexión las cuales coinciden en todos ellos.

El ACI establece que la limitación del $0.75\rho_b$ proporcionará el comportamiento dúctil necesario para la mayoría de los diseños, a menos que se requieran cantidades no usuales de ductilidad. De la misma forma, comenta que para el comportamiento de las vigas con refuerzo de compresión, únicamente deberá limitarse aquella porción de la totalidad del acero en tensión balanceada por la compresión en el concreto; la otra porción de la totalidad del acero en tensión en la cual la fuerza está balanceada por el refuerzo en compresión no necesita estar limitada por el factor de 0.75 (ACI-95, 1997).

Las NTCC sugieren que el área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada y en elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a la falla balanceada.

- *Requisitos para refuerzo transversal.*

El ACI establece que el refuerzo de compresión en vigas debe estar confinado para evitar el pandeo, utilizando estribos que satisfagan las limitaciones de tamaño y espaciamiento propuestos para el caso de columnas, en la sección 1.2.2 se estudian dichas limitaciones; el UBC, CAN y el NZS proponen los mismos valores, las NTCC no proponen ninguna limitación para esta condición.

1.2.2 Miembros a flexocompresión.

- *Factor de reducción de resistencia.*

Los valores de los factores de reducción de resistencia para el caso de flexocompresión se presentan en la tabla 1.2. Si los elementos sometidos a flexión y carga axial cumplen con los requerimientos de refuerzo transversal más estrictos, los reglamentos asignan un valor mayor para el factor de reducción de resistencia, de lo contrario se asigna el valor mínimo. El ACI, UBC y NZS contemplan el caso en que el elemento esté sujeto a cargas axiales pequeñas y varían linealmente el factor de reducción de resistencia respecto a dicha carga axial, entre más pequeña es la carga axial, mayor es el factor de reducción de resistencia:

a) Tensión axial y tensión axial con flexión	0.90
b) Compresión axial y flexocompresión axial:	
Elementos con refuerzo en espiral	0.75
Otros elementos reforzados	0.70

Excepto que para valores bajos de compresión axial, ϕ se puede incrementar de acuerdo con lo siguiente:

Para elementos en los cuales f_y no exceda de 4200 kg/cm^2 , con acero de refuerzo simétrico, ϕ se puede aumentar linealmente hasta 0.90, en tanto que ϕP_n disminuye de $0.10f'_c A_g$, a cero. Para otros elementos con acero de refuerzo, ϕ se puede incrementar linealmente hasta 0.90 en tanto ϕP_n disminuye de $0.10f'_c A_g \phi P_b$, según el que sea menor, a cero (ACI-95, 1997).

Por otro lado, las NTCC establecen que, en flexocompresión F_R se tomará igual a 0.8 cuando el núcleo esté confinado con un zuncho o con estribos, y también cuando el elemento falle en tensión. Si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión, F_R se supondrá igual a 0.7. Para aplastamiento F_R valdrá 0.7 (NTCC-96, 1996).

- *Geometría.*

Las NTCC estipulan que la relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de cuatro, y que la dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm (NTCC-96, 1996). Los demás códigos no presentan una restricción explícita en este sentido.

- *Refuerzo mínimo.*

Puesto que los métodos de diseño para columnas contienen términos separados para las cargas resistidas por el concreto y por el refuerzo, es necesario especificar una cantidad mínima de refuerzo para asegurar que únicamente las columnas de concreto reforzado se diseñen con estos procedimientos. El refuerzo es necesario para proporcionar resistencia a la flexión, que puede existir independientemente de que los cálculos muestren que existe o no flexión, y para reducir los efectos de fluencia y contracción del concreto bajo esfuerzos de compresión sostenidos (ACI-95, 1997). Las pruebas han demostrado que la fluencia y la contracción tienden a transmitir la carga del concreto al refuerzo, con el aumento consecuente del esfuerzo en el refuerzo, y que este aumento es mayor a medida que disminuye la cantidad de refuerzo. A menos que se imponga un límite menor en esta relación, el esfuerzo en el refuerzo puede aumentarse hasta el nivel de fluencia bajo cargas de servicio sostenidas. En el informe del ACI-105, se hizo hincapié en este fenómeno y se recomendaron porcentajes mínimos de refuerzo de 0.01 y 0.005 para columnas zunchadas con refuerzo en espiral y con anillos, respectivamente. Sin embargo, en todas las ediciones del reglamento desde 1936, la relación mínima ha sido 0.01 para ambos tipos de refuerzo en las columnas (ACI-95, 1997).

En la tabla 1.2 se muestra la relación mínima entre el área de acero de refuerzo y el área total de la sección planteada por cada reglamento. Las NTCC sugieren la relación menor de todos los reglamentos ya que si se sustituye el valor de $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ en la expresión la relación resulta ser 0.005, pero resulta interesante que se haga variar respecto al esfuerzo de fluencia del acero y no que se establezca un valor fijo como en los otros reglamentos.

En todos los reglamentos se sugiere que el número mínimo de varillas sea seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares. El ACI establece que para otras formas, debe proporcionarse una varilla en cada vértice o esquina y aplicarse refuerzo lateral apropiado.

- *Refuerzo máximo.*

Si el uso de altos porcentajes de refuerzo implica algún tipo de dificultad en la colocación del concreto, debe considerarse un porcentaje más bajo de éste y, por lo tanto, una columna más grande, o concreto o refuerzo de mayor resistencia. Usualmente, el porcentaje de refuerzo para las columnas no debe exceder del 4% si las varillas de éstas van a estar traslapadas (ACI-95, 1997).

Las extensas pruebas para la investigación de columnas del ACI incluyeron porcentajes de refuerzo no mayores de 6%. Aunque otras pruebas, con un 17% de refuerzo en forma de varillas produjeron resultados semejantes a los obtenidos previamente, es necesario

observar que las cargas en estas pruebas se aplicaron a través de placas de apoyo en los extremos de las columnas, minimizando o evitando el problema de transmitir una cantidad proporcional de la carga a las varillas. El comité ACI-105 recomendó relaciones máximas de 0.08 y 0.03 para columnas zunchadas y con anillos, respectivamente. En el reglamento de 1936, el límite para columnas zunchadas y con anillos sujetos a flexión se estableció en 0.08 y 0.04 respectivamente. En el reglamento de 1956, el límite para columnas con anillos a flexión se incrementó a 0.08. Desde el reglamento de 1963 se requiere que la flexión se tome en cuenta en el diseño de todas las columnas, y la relación máxima de 0.08 se ha aplicado a ambos tipos de columnas. Este límite puede considerarse como un máximo práctico para el refuerzo en términos de economía y de requisitos de colocación (ACI-95, 1997).

En la tabla 1.2 se muestra la relación máxima entre el área de acero de refuerzo y el área total de la sección planteada por cada reglamento. Las NTCC sugieren la relación menor de las máximas de todos los reglamentos 0.06, en los otros códigos el valor de 0.08 coincide.

- *Requisitos para refuerzo transversal.*

Todas las columnas deben cumplir con los requisitos mínimos siguientes planteados por los reglamentos, pero además el refuerzo transversal no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión. La separación máxima de estribos de refuerzo para elementos sujetos a compresión se compara en la tabla 1.2, la intención de reducir la separación de estribos es de proveer de cierta ductilidad a las columnas. Como se observa, el reglamento neozelandés es el que propone los valores más severos.

En el NZS se establecen diferentes factores de reducción de resistencia (ϕ) para miembros que soportan carga axial con o sin flexión, si dichos miembros cumplen con los requerimientos de refuerzo transversal más estrictos se especifica un valor de $\phi=0.9$, de no ser así, se establece $\phi=0.7$, permitiendo requerimientos de refuerzo transversal menos rigurosos. Se propone el valor del área de estribos, el cual no debe ser menor de $A_{sh} = 0.3s_h h'' \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$ para $\phi=0.9$; en el caso de $\phi=0.7$ el valor de A_{sh} puede ser menor al presentado en la ecuación anterior.

Las columnas con una gran cantidad de refuerzo transversal confinante muestran una ductilidad significativa ante grandes deformaciones axiales, después de la carga última, cuando se ha perdido el recubrimiento. Esta ductilidad está asociada al incremento de esfuerzo y de ductilidad en el núcleo de concreto, y a la restricción en contra del pandeo del refuerzo longitudinal, provisto por el refuerzo transversal confinante (NZS-82, 1982).

El ACI, UBC, NZS y CAN establecen que todas las varillas deben estar confinadas por medio de estribos laterales del #3, por lo menos, para varillas longitudinales del #10 o menores; del #4, como mínimo, para varillas longitudinales del #11, 14 y 18 y paquetes longitudinales de varillas.

En todos los reglamentos se estipula que los estribos se deben disponer, de tal forma, que cada varilla de esquina y varilla alternada longitudinal tenga apoyo lateral proporcionado por el doblez de un estribo con un ángulo no mayor a 135° , y ninguna varilla debe estar separada más de 15 cm libres en cada lado a lo largo del estribo, desde la varilla lateralmente soportada (fig 1.7, ACI-95, 1997).

De la misma forma, se define que en la parte de la columna situada por encima del nivel superior de las losas de entrepiso o zapatas, los estribos se deben disponer verticalmente a no más de la mitad del espaciamiento entre estribos en el resto de la columna; y en la parte inferior de la columna situada por debajo del refuerzo horizontal más bajo de la losa o ábaco que soporta, se deben espaciar los estribos a no más de la mitad del espaciamiento entre estribos (ACI-95, 1997). La intención de reducir la separación de los estribos cerca de los nudos es aumentar la ductilidad de la columna en esas zonas, que son críticas bajo cargas sísmicas.

El AIJ establece que, para estribos del #3, la separación en la zona cercana a nudos no debe exceder de 10 cm y que el espaciamiento puede aumentarse a 15 cm en el resto de la columna. Si se utiliza un diámetro mayor de estribos se puede aumentar apropiadamente la separación a 20 cm.

Las NTCC limitan la distancia en la que se disminuirá a la mitad la separación de estribos y se indica que dicha longitud no sea menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm, arriba y debajo de cada unión de columna con traveses o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección (NTCC-96, 1996).

1.2.3 Fuerza Cortante.

La mayoría de los reglamentos proponen que la resistencia nominal al cortante, V_n , se calcule mediante la expresión:

$$V_n = V_c + V_s \quad (1.5)$$

donde V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto y V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo para cortante. A continuación se presenta una comparación entre las expresiones propuestas por cada reglamento para tales resistencias.

- *Factor de reducción de resistencia.*

Los valores de los factores de reducción de resistencia para cortante coinciden para el ACI, UBC y NZS con un valor de 0.85, las NTCC consideran un valor de 0.8.

- *Resistencia al cortante proporcionada por el concreto.*

El ACI propone dos opciones para evaluar la fuerza cortante que toma el concreto. Las ecuaciones (a) y (b) de la tabla 1.3, para vigas y columnas respectivamente, corresponden al

método más sencillo; para elementos sujetos a tensión axial significativa, el refuerzo por cortante se debe diseñar para que resista el cortante total, a menos que se haga un análisis más detallado utilizando la ecuación (f).

La ecuación (c) es la expresión básica para la resistencia al cortante de elementos sin refuerzo por cortante. Se debe tener en cuenta que las tres variables de la ecuación (c), $\sqrt{f'_c}$ (como medida de la resistencia a tensión del concreto), ρ_w , y $V_u d/M_u$ afectan la resistencia al cortante, aunque algunos datos de investigación indican que la ecuación (c) sobrestima la influencia de f'_c y subestima la influencia de ρ_w y $V_u d/M_u$ (ACI-95, 1997). La información adicional indica que la resistencia al cortante disminuye a medida que aumenta el peralte total del elemento. El valor mínimo de M_u igual a $V_u d$ en la ecuación (c) sirve para limitar V_c cerca de los puntos de inflexión. Para la mayoría de los diseños es conveniente suponer que el segundo término de la ecuación (c) es igual a $0.03\sqrt{f'_c}$ y utilizar $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d$ conforme a la ecuación (a) (ACI-95, 1997).

Las ecuaciones (d) y (e) para elementos sujetos a compresión axial, además de cortante y flexión, se han derivado del informe del Comité ACI-ASCE 326. A medida que N_u aumenta, el valor de V_c calculado por medio de las ecuaciones (c) y (d) excederá el límite superior obtenido por la ecuación (e) antes de que llegue a ser negativo el valor de M_m dado por la ecuación (d). El valor de V_c obtenido con la ecuación (c) no tiene ninguna interpretación física si se sustituye un valor negativo de M_m . Para esta condición deben utilizarse las ecuaciones (e) o (b) para calcular V_c . Debido a la complejidad en la utilización de las ecuaciones (c) y (d), se permite una disposición alternativa de diseño, la ecuación (b) (ACI-95, 1997).

La ecuación (f) puede utilizarse para calcular V_c en elementos sujetos a tensión axial significativa. El refuerzo por cortante puede entonces diseñarse para $V_n - V_c$. Los bajos niveles de tensión axial ocurren a menudo debido a cambios de volumen, pero no son importantes en estructuras con adecuadas juntas de expansión y con refuerzo mínimo. Puede ser deseable diseñar el refuerzo por cortante para resistir el cortante total, si hay incertidumbre acerca de la magnitud de la tensión axial (ACI-95, 1997).

Algunas diferencias se observan en el reglamento canadiense respecto al ACI en el cálculo de la fuerza cortante en columnas, utilizando expresiones muy parecidas a las del reglamento neozelandés (Habibullah, 1992). Para compresión axial:

$$V_c = 0.64\phi_c \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{3P_u}{A_g f'_c} \right) b_w d \quad (1.6)$$

para tensión axial P_u es negativa y:

$$V_c = 0.64\phi_c \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{3P_u}{1.92\phi_c \sqrt{f'_c} A_g} \right) b_w d \quad (1.7)$$

Las expresiones que se presentan en la tabla 1.3 correspondientes a las NTCC son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y, además, la relación h/b no excede de seis ($h/b \leq 6$). Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla, se reducirá V_{CR} dado por dichas expresiones en 30 por ciento (NTCC-96, 1996). Las reducciones en V_{CR} tienen como antecedentes los ensayos sobre el efecto del tamaño de la sección. Los resultados de dichos ensayos indican que V_{CR} disminuye al aumentar el tamaño y la relación peralte-ancho (“Comentarios”, 1991).

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que cinco ($L/h < 5$), la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se calculará con las ecuaciones (g) y (h). Si L/h es menor que cuatro ($L/h < 4$) y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{CR} se obtendrá mediante la ecuación (i). Si las cargas y reacciones no comprimen las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ecuación (h). Para relaciones L/h comprendidas entre cuatro y cinco, V_{CR} se hará variar linealmente hasta los valores dados por (g) y (h) (NTCC-96, 1996).

Se ha demostrado en diversos estudios la necesidad de hacer depender la fuerza cortante que toma el concreto de la cuantía de acero longitudinal de tensión en forma más directa, este criterio ha sido adoptado también por reglamentos europeos. Lo que en una viga con refuerzo transversal se llama “contribución del concreto”, V_{CR} , consta en realidad del componente vertical de la fuerza que actúa en el concreto arriba de la grieta, de la fricción que se genera en ésta entre las superficies de concreto en contacto, y de la fuerza cortante que toma el propio refuerzo longitudinal. Si disminuye la cuantía de refuerzo longitudinal, disminuye la fuerza cortante que toma dicho refuerzo y, por otra parte, la grieta diagonal se hace más larga y ancha, con lo que se reduce la capacidad de la zona de compresión y disminuye la fricción a lo largo de la grieta. El factor $(3.5-2.5M/Vd)$ toma en cuenta que las condiciones de equilibrio de una viga después del agrietamiento diagonal mejoran conforme disminuye la relación claro de cortante a peralte (“Comentarios”, 1991).

Las expresiones de las NTCC correspondientes a miembros sujetos a flexión y carga axial se muestran en la tabla 1.3. De acuerdo con los comentarios de las NTCC (“Comentarios”, 1991) dichas expresiones están basadas en el Reglamento ACI 318-83 y sus comentarios ACI 318R-83, y toman en cuenta que la resistencia a tensión diagonal aumenta o disminuye según si el miembro está sujeto a compresiones o tensiones axiales.

A pesar de que los Comentarios de las NTCC mencionan que sus formulaciones correspondientes a miembros sujetos a cortante, flexión y carga axial están basadas en el Reglamento ACI 318-83 y sus comentarios ACI 318R-83, resulta evidente después de observar las expresiones de los reglamentos, reproducidas en la tabla 1.3, que las formulaciones de las NTCC referentes a cortante provienen más bien de las propuestas por el reglamento neozelandés (NZS), no solamente las que corresponden a flexión y compresión axial, sino aquellas relacionadas con flexión y flexotensión.

En la tabla 1.3 se presentan las expresiones propuestas por el NZS para cortante, se establece la expresión básica de esfuerzo cortante que toma el concreto (ecuación n) y con ella se forman diferentes ecuaciones dependiendo de las condiciones de carga del elemento. En la ecuación (n) primero se determina el refuerzo longitudinal de flexión y posteriormente se verifica la capacidad a cortante tomando en cuenta los cortes que se hacen en el refuerzo a flexión. Sólo se deben tomar en cuenta las barras que tienen una longitud de desarrollo completa en el cálculo de ρ_w . Por facilidad, v_b se hizo independiente del valor M/Vd que se utiliza en el ACI. El valor del esfuerzo cortante v_c se incrementa cuando existe compresión axial, de la misma forma disminuye en la presencia de tensión axial, por eso el segundo término de la ecuación (q) siempre es negativo (NZS-82, 1982).

En la figura 1.8 se hace una comparación gráfica de la variación de $\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} b_w d}$ respecto a $\frac{V_u d}{M_u}$ contemplando además otros términos involucrados en las formulaciones de cortante para vigas mostradas en la tabla 1.3.

El cortante que toma el concreto es afectado primordialmente por el esfuerzo en el concreto representado en las expresiones como $\sqrt{f'_c}$, por la relación de acero longitudinal ρ_w ; y para claros de cortante (L/h) cortos por la relación de claro de cortante contra peralte $\frac{M}{Vd}$ (NZS-82, 1982).

En la gráfica de la fig 1.8 correspondiente a los reglamentos ACI, UBC y CAN se observa que la variación de $\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} b_w d}$ respecto a $\frac{V_u d}{M_u}$ depende, en la ecuación (c) del ACI, de f'_c y ρ_w , y que como se mencionó anteriormente, se permite un valor máximo de uno para la relación $\frac{V_u d}{M_u}$, a fin de limitar V_c cerca de los puntos de inflexión (en estos puntos M_u es igual a cero o es muy pequeño); los valores propuestos de f'_c en dicha gráfica de $200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y $350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ corresponden a lo que se utiliza comúnmente en la práctica. En la gráfica relacionada con el NZS y las NTCC, la variación de $\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} b_w d}$ respecto a $\frac{V_u d}{M_u}$ no depende de f'_c . Sin embargo, la ecuación (c) del ACI no limita la relación $\frac{V_u d}{M_u}$ por el claro de cortante (L/h) como lo hacen las NTCC, que utilizan esta relación únicamente en claros pequeños, ya que no sólo es poco significativa para vigas con claros largos, sino que, además, una vez que se desarrolla el agrietamiento inclinado, se presenta cierta acción de arco en la viga y, como consecuencia de esta acción, la distribución de esfuerzos de flexión no corresponde ya al diagrama de momentos flexionantes, por lo que el significado del término $\frac{V_u d}{M_u}$ pierde sentido (MacGregor y Gergely, 1977).

En las relaciones de las NTCC se toman en cuenta todas las relaciones y términos que afectan al cortante que toma el concreto. Como se observa en la gráfica, a diferencia del ACI, la relación $\frac{V_u d}{M_u}$ debe ser mayor que uno, el factor $\left(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}\right)$ toma en cuenta que las condiciones de equilibrio de una viga después del agrietamiento diagonal mejoran conforme disminuye la relación claro de cortante a peralte ("Comentarios", 1991).

En el caso del NZS, se menciona que, por simplicidad, el esfuerzo cortante se hizo independiente del parámetro $\frac{M}{Vd}$ que se usa en el ACI y las NTCC, por lo que en la fig 1.8 se observan constantes las curvas relacionadas con el NZS.

La fig 1.9 es resultado de las gráficas mostradas en la fig 1.8, igualmente se hace una comparación de la variación de $\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} b_w d}$ respecto a $\frac{V_u d}{M_u}$, pero manteniendo fijos los valores de $f'_c = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y $\rho_w = 0.01$, e involucrando a todos los reglamentos en una misma gráfica, a fin de evidenciar más sus diferencias y similitudes. En esta figura se hace aún más evidente que las expresiones de las NTCC para $\frac{L}{h} > 5$ están más relacionadas con el código neozelandés que con las del ACI.

La gráfica presentada en la fig 1.10 para el ACI y UBC muestra los límites aproximados de los valores de V_c para secciones sujetas a compresión axial, obtenidos a partir de las ecuaciones (c) y (d). Los valores corresponden a una viga de 15 x 30 cm con un peralte efectivo de 27.4 cm. También se indican las curvas correspondientes a las expresiones alternas para V_c dadas por las ecuaciones (b) y (e), así como las correspondientes a la ecuación (f) para miembros sometidos a tensión axial (Ghosh *et al*, 1996).

De la misma manera, la gráfica para las NTCC, NZS y CAN mostrada en la fig 1.10 presenta los límites de los valores de V_c obtenidos a partir de las ecuaciones (q) y (p) para los códigos canadiense y neozelandés, y los límites obtenidos para las NTCC mediante las ecuaciones (m) y (k), para porcentajes de acero de refuerzo mayores o iguales a uno por ciento ($\rho \geq 0.01$), así como los límites calculados con las ecuaciones (l) y (j) para porcentajes de acero de refuerzo menores.

Se observa en estas dos gráficas que, en el caso de flexotensión, el ACI presenta valores superiores a los de los códigos que toman en cuenta la variación respecto al porcentaje de acero de refuerzo, y dichos valores resultan ser poco conservadores respecto a los otros códigos para porcentajes de acero de refuerzo menores al 1.5%.

En el caso de flexocompresión, los límites establecidos por el ACI resultan ser también mayores, aún y cuando las formulaciones para esta condición de carga si toman en cuenta el porcentaje de acero de refuerzo. El hecho de considerar la relación claro de cortante contra peralte incrementa los valores calculados, aunque como se ha venido mencionando, dicha relación es poco significativa en claros largos.

En la fig 1.11 se muestra la variación de V_c con $\frac{N_u}{A_g}$ y f'_c para secciones sujetas a compresión axial, de acuerdo con las ecuaciones (b) del ACI, (k) de las NTCC y (p) del NZS, mostradas en la tabla 1.3. La variación de $\frac{V_c}{b_w d}$ respecto a $\frac{N_u}{A_g}$ es muy pequeña para el caso del ACI, ya que la pendiente definida en sus gráficas es muy grande, casi vertical, teniendo así prácticamente un valor constante para $\frac{V_c}{b_w d}$.

Las pendientes de las gráficas de las NTCC y el NZS son menores, existiendo variación en $\frac{V_c}{b_w d}$. En el NZS aparece un cruzamiento entre sus propias gráficas debido a que sus expresiones incluyen una división entre f'_c y a medida que esta aumenta la pendiente de las líneas aumenta.

- *Resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo.*

Las especificaciones y las expresiones correspondientes al acero de refuerzo por cortante son básicamente las mismas en todos los reglamentos, difiriendo entre ellos los factores de reducción por resistencia y, en el caso de las NTCC, la utilización de f'_c . A continuación se describe lo que estipula el reglamento del ACI.

El acero de refuerzo puede consistir en:

- Estribos perpendiculares al eje del elemento.
- Malla electrosoldada con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.
- Estribos que formen un ángulo de 45° o más con el acero de refuerzo longitudinal por tensión.
- Acero de refuerzo longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de 30° o más con el acero de refuerzo longitudinal por tensión.
- Combinaciones de estribos y acero de refuerzo longitudinal doblado.
- Espirales.

La resistencia a la fluencia de diseño del refuerzo por cortante no debe exceder de 4200 kg/cm^2 .

Límite de espaciamiento para el refuerzo por cortante.

- El espaciamiento del acero de refuerzo por cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no deberá exceder de $d/2$, ni de 60 cm.
- Los estribos inclinados y el acero de refuerzo longitudinal doblado, deben estar espaciados de manera tal que cada línea a 45° , que se extienda hacia la reacción desde la mitad del peralte del elemento $d/2$ hasta el acero de refuerzo longitudinal de tensión, debe estar cruzada, por lo menos, por una línea de acero de refuerzo por cortante.
- Cuando V_s sobrepasa a $1.1\sqrt{f'_c}b_w d$, las separaciones descritas anteriormente se deben reducir a la mitad.

Refuerzo mínimo por cortante.

Se debe proporcionar un área de acero mínima de refuerzo por cortante en todo elemento de concreto reforzado sujeto a flexión donde la fuerza de cortante factorizada V_u exceda $1/2V_c$, y se debe calcular con la expresión siguiente:

$$A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (1.8)$$

donde b_w (ancho del alma de la viga) y s (espaciamiento del acero de refuerzo por cortante) están en cm. El refuerzo por cortante restringe el crecimiento del agrietamiento inclinado y, por consiguiente, aumenta la ductilidad y advierte el peligro de falla. De lo contrario, en un alma sin refuerzo, la súbita formación de agrietamiento inclinado podría conducir directamente a una falla sin advertencia. Este refuerzo resulta de gran valor si un elemento es sometido a una fuerza de tensión imprevista, o a una sobrecarga (ACI-95, 1997). Por lo tanto, se requiere un área mínima de refuerzo por cortante no menor que la especificada en la expresión anterior.

Diseño del acero de refuerzo por cortante.

Cuando V_u exceda la resistencia al cortante V_c , el refuerzo por cortante se deberá proporcionar de acuerdo con las siguientes expresiones.

Cuando se utiliza acero de refuerzo por cortante perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (1.9)$$

donde A_v es el área de acero de refuerzo por cortante dentro de una distancia s .

Cuando se utilicen estribos inclinados como refuerzo por cortante:

$$V_s = \frac{A_v f_y (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) d}{s} \quad (1.10)$$

donde α es el ángulo comprendido entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento.

Cuando el refuerzo por cortante consista en una varilla individual ó en un solo grupo de varillas paralelas, todas dobladas hacia arriba a la misma distancia del apoyo:

$$V_s = A_v f_y \text{sen } \alpha \quad (1.11)$$

pero no mayor que $0.8 \sqrt{f'_c} b_w d$.

Cuando el refuerzo por cortante consista en una serie de varillas paralelas dobladas hacia arriba o grupos de varillas paralelas dobladas hacia arriba a diferentes distancias del apoyo, la resistencia al cortante V_s se debe calcular con:

$$V_s = \frac{A_v f_y (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) d}{s} \quad (1.12)$$

Solamente las $\frac{3}{4}$ partes centrales de la porción inclinada de cualquier varilla longitudinal que esté doblada se considerarán efectivas para el refuerzo por cortante. Cuando se emplee más de un tipo de refuerzo por cortante para reforzar la misma porción de un elemento, la resistencia al cortante V_s se debe calcular como la suma de los valores V_s calculados para los diversos tipos (ACI-95, 1997).

La resistencia al cortante V_s no debe considerarse en ningún caso mayor que $2.1\sqrt{f'_c} b_w d$. El diseño del refuerzo por cortante está basado en una forma modificada de la analogía de la armadura. Esta analogía supone que todo el cortante lo resiste el refuerzo por cortante (ACI-95, 1997).

- *Especificaciones del AIJ para cortante.*

El AIJ no considera independientes las componentes de fuerza cortante que toma el concreto y la que toma el acero, sino que las agrupa y propone expresiones que incluyen ambas contribuciones. A continuación se presentan las fórmulas propuestas por este reglamento.

Vigas.

La fuerza cortante permisible en vigas se calcula como sigue:

$$Q_A = bj\{\alpha f_s + 0.5 w f_t (p_w - 0.002)\} \quad (1.13)$$

donde,

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{y} \quad 1 \leq \alpha \leq 2 \quad (1.14)$$

b: ancho de la viga.

j: distancia entre las resultantes de compresión y tensión, se puede asumir como $(7/8)d$.

d: profundidad efectiva de la viga.

p_w : relación del refuerzo de estribos: $= \bar{a}_w / bx$

a_w : área transversal de estribos.

x: espaciamiento de estribos.

f_s : esfuerzo permisible del concreto a cortante.

wf_t : esfuerzo permisible de los estribos a cortante.

α : coeficiente en función de la relación claro cortante M/Qd .
 M: momento flexionante máximo de diseño en la viga.
 Q: fuerza cortante máxima de diseño en la viga.

Si $p_w > 1.2\%$, la fuerza cortante admisible debe calcularse con $p_w = 1.2\%$.
 Si se utilizan barras dobladas con estribos se sustituye el valor de p_w por p_{wc} .

$$p_{wc} = \frac{a \operatorname{sen} \theta}{bj} \frac{f_t}{w f_t} + p_w \quad (1.15)$$

donde,

a: área transversal de las barras dobladas.
 θ : ángulo de la barra doblada con respecto al eje del elemento.
 f_t : esfuerzo cortante permisible para una barra doblada.

Columnas.

La fuerza cortante permisible en columnas para cargas permanentes Q_{AL} y para cargas súbitas Q_{AS} se calcula como sigue:

$$Q_{AL} = bj\alpha f_s \quad (1.16)$$

$$Q_{AS} = bj\{f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\} \quad (1.17)$$

donde,

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{y} \quad 1 \leq \alpha \leq 2 \quad (1.18)$$

b: ancho de la columna.
 j: distancia entre las resultantes de compresión y tensión, se puede asumir como $(7/8)d$.
 d: profundidad efectiva de la viga.
 p_w : relación del refuerzo de estribos: $= a_w / bx$
 a_w : área transversal de estribos.
 x: espaciamiento de estribos.
 f_s : esfuerzo permisible del concreto a cortante.
 $w f_t$: esfuerzo permisible de los estribos a cortante.
 α : coeficiente en función de la relación claro cortante M/Qd .
 M: momento flexionante máximo de diseño en la columna.
 Q: fuerza cortante máxima de diseño en la columna.

Si $p_w > 1.2\%$, la fuerza cortante admisible debe calcularse con $p_w = 1.2\%$.

Las consideraciones de refuerzo mínimo y espaciamiento son muy similares a las que estipula el ACI.

1.3 Marcos dúctiles.

El procedimiento de diseño en marcos resistentes a sismos consiste en detallar las vigas y las bases de las columnas, de tal manera, que durante un sismo severo pueda desarrollarse un mecanismo dúctil disipador de energía en esos puntos, mediante la formación de articulaciones plásticas, mientras se proporciona una reserva de resistencia suficiente, y mientras sea pequeña la probabilidad de que fluyan las columnas u ocurra una falla de cortante o adherencia (Park y Paulay, 1992).

La fig 1.12 muestra un marco bajo carga sísmica (del tipo de los de reglamento) y posibles mecanismos básicos que podrían formarse debido a la fluencia por flexión. Si la fluencia tiene lugar en las columnas antes que en las vigas, se puede formar un mecanismo de desplazamiento lateral de columnas y, en el peor de los casos, se formarán las articulaciones plásticas sólo en las columnas de un entrepiso, puesto que las columnas de los otros pueden ser más resistentes (fig 1.12b). Dicho mecanismo, conocido como "columna débil-viga fuerte", tendrá demandas de ductilidad de curvatura muy grandes en las articulaciones plásticas del entrepiso crítico, y en edificios altos no es probable que haya suficiente ductilidad de curvatura disponible para que este mecanismo sobreviva un temblor severo. Por otra parte, si la fluencia empieza primero en las trabes, puede desarrollarse un mecanismo de desplazamiento lateral de vigas, que impondrá demandas mucho más moderadas de ductilidad de curvatura en las articulaciones plásticas de las vigas y en las bases de las columnas (fig 1.12c); este mecanismo es conocido como "columna fuerte-viga débil". Los mecanismos de la fig 1.12 son en cierta forma idealizados; sin embargo, indican lo deseable de un enfoque de columna fuerte-viga débil, en el diseño sísmico (Park y Paulay, 1992).

Las razones por las que se planea obtener articulaciones plásticas en los extremos de las vigas son las siguientes (AIJ-90, 1994):

- a) La ductilidad de curvatura puede proporcionarse con mayor facilidad en las vigas dado que no soportan cargas axiales.
- b) Los ciclos de histéresis en una viga que fluye son estables y pueden disipar una cantidad importante de energía.
- c) El daño en el extremo de una viga que ha fluido se puede reparar con cierta facilidad recuperando su resistencia.
- d) El número total de extremos de vigas en una estructura es grande, y se puede planear que se desarrollen simultáneamente las articulaciones plásticas en ellos para formar un mecanismo de fluencia total que provoque una deflexión moderada en la estructura, disipando una gran cantidad de energía en los ciclos histeréticos de las articulaciones plásticas esparcidas a lo largo de toda la estructura.
- e) Dado que las columnas normalmente están sujetas a cargas axiales considerables, es difícil que logren desarrollar una ductilidad de curvatura importante.
- f) Las columnas sostienen el peso de la estructura, un daño significativo en ellas produciría el colapso de la estructura. Además, la fluencia en los extremos de las columnas puede producir un mecanismo parcial como el descrito anteriormente en la fig 1.12b.

Los reglamentos de diseño no son específicos respecto al nivel del factor de ductilidad de curvatura que debe disponerse en las secciones críticas, pero recomiendan los procedimientos de detallado que tienden a lograr una ductilidad adecuada. La ductilidad disponible de las secciones de concreto reforzado depende primordialmente del contenido de acero longitudinal de tensión y compresión, del contenido de acero transversal para el confinamiento del concreto y la restricción contra el pandeo de las varillas, de las resistencias del concreto y del acero, y de la magnitud de la carga axial (Park y Paulay, 1992).

1.3.1 Requisitos generales.

- Propiedades de los materiales.

En los reglamentos estudiados se especifica una resistencia del concreto mínima a la compresión (f'_c) de 200 kg/cm², excepto el AIJ que establece como mínimo 210 kg/cm². El ACI, CAN y UBC especifican un límite máximo de 280 kg/cm² para f'_c únicamente para concreto de agregado ligero. El reglamento NZS propone un valor máximo de 560 kg/cm² y el AIJ de 360 kg/cm². Las NTCC no establecen un valor máximo de f'_c .

Se pide un valor mínimo en la resistencia especificada, f'_c , debido al efecto desfavorable que sobre la curvatura en la falla tiene el disminuir f'_c . En una sección rectangular que tiene un cierto refuerzo, la profundidad del eje neutro en la falla es $c = \frac{A_s f_y}{0.8bf'_c}$; al disminuir f'_c aumenta c y la curvatura disminuye ("Comentarios", 1991).

Se establece en los reglamentos que las barras longitudinales de vigas y columnas deberán tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda el esfuerzo de fluencia en más de 1300 kg/cm², y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia. El NZS estipula que el esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo utilizado en zonas donde potencialmente se presentará una articulación plástica, no deberá exceder los 4200 kg/cm².

El empleo de refuerzo longitudinal con resistencia más elevada que la supuesta en el diseño conducirá a esfuerzos mayores de cortante y adherencia, en el punto de desarrollo de momentos de fluencia. Estas condiciones pueden originar fallas frágiles por cortante o adherencia y deben evitarse aún cuando dichas fallas puedan ocurrir a cargas más elevadas que las previstas en el diseño. Por lo tanto, se impone un límite superior sobre la resistencia real a la fluencia del acero (ACI-95, 1997).

El requisito para una resistencia real mayor que la resistencia a la fluencia del refuerzo se basa en la suposición de que la capacidad de un elemento estructural para desarrollar la capacidad de rotación inelástica, es una función de la longitud de la región de fluencia a lo largo del eje del elemento. Al interpretar los resultados experimentales, la longitud de la región de fluencia se ha relacionado con las magnitudes relativas de momentos finales y de fluencia (ACI-95, 1997). Según esa interpretación, mientras mayor sea la relación del momento último al de fluencia mayor será la región de fluencia. Se especifica que la

relación entre la resistencia real a la tensión y la resistencia real a la fluencia no será menor de 1.25, los elementos con refuerzo que no satisfagan dicha condición también pueden desarrollar rotación inelástica, pero su comportamiento es lo bastante diferente como para excluirlos de la consideración directa, con base en las reglas derivadas de la experiencia con elementos reforzados con acero endurecido por deformación (ACI-95, 1997).

- *Factores de reducción de resistencia.*

Se mantienen básicamente los mismos valores que se plantearon en la sección de marcos no dúctiles, salvo algunos casos en los que dicho factor se modifica y que se explicarán más adelante en sus secciones específicas.

1.3.2 Miembros a flexión.

Se considera un elemento trabajando a flexión aquel que soporta cargas axiales menores de $\frac{A_g f'_c}{10}$, se incluyen traveses y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas.

- *Requisitos geométricos.*

En la tabla 1.4 se muestran los requisitos geométricos de cada reglamento para elementos sujetos a flexión.

El ACI establece además que el ancho no debe ser mayor que el ancho del elemento de apoyo (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión), más las distancias a cada lado del elemento de apoyo (ACI-95, 1997).

Evidencias experimentales indican que, bajo inversiones de los desplazamientos dentro del intervalo no lineal, el comportamiento de los elementos continuos con relaciones longitud-peralte de menos de cuatro, es significativamente diferente del comportamiento de elementos relativamente esbeltos. Las reglas de diseño derivadas de la experiencia con miembros relativamente esbeltos no son directamente aplicables a elementos con relaciones longitud-peralte menores de cuatro, especialmente con respecto a la resistencia al cortante (ACI-95, 1997). Las demás restricciones geométricas del ACI, CAN y UBC se derivaron de la práctica con marcos de concreto reforzado resistiendo fuerzas inducidas por sismo (ACI-95, 1997).

Las NTCC estipulan que el ancho de la viga no excederá el ancho de las columnas a las que llega y que el eje de la viga no deberá separarse horizontalmente al eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga. Además, establece que en sistemas de viga y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de treinta (NTCC-96, 1996).

Los requisitos que limitan las relaciones del ancho de una viga con la longitud no soportada lateralmente y con su peralte tienen la intención de evitar el pandeo lateral. Los extremos de

las vigas normalmente están bajo flexión negativa y la zona comprimida es rectangular; bajo acciones repetidas es probable que se desprenda el recubrimiento y sólo se cuente con el concreto contenido dentro de los estribos, por esta razón se requiere un ancho mínimo de 25 cm (“Comentarios”, 1991). Se pide que el ancho de la viga no sea mayor que el de la columna, para hacer lo más eficiente posible la transmisión de momento entre viga y columna. El propósito del requisito referente a la separación del eje de la viga es evitar momentos adicionales importantes por torsión local en las columnas, causados por excentricidad de la carga vertical y que normalmente no se toman en cuenta en el análisis (“Comentarios”, 1991).

El criterio que relaciona el claro, el peralte y el ancho de elementos rectangulares sujetos a flexión en el código neozelandés (NZS), proviene de las limitaciones geométricas establecidas en el código británico (British Code of Practice CP 110). Dichas limitaciones están relacionadas con la degradación de rigidez que ocurre en un elemento a flexión durante ciclos reversibles de carga en el intervalo de fluencia y con la consideración que establece que una viga continua sujeta a momentos en sus extremos originados por carga lateral es equivalente a tener una viga en cantiliver con un largo igual a dos tercios del largo de la viga continua y teniendo un factor de largo efectivo de 0.75 (NZS-82, 1982).

Los requisitos estipulados en el AIJ no son necesariamente basados en pruebas experimentales o desarrollos matemáticos, sino que algunos de ellos provienen de la experiencia práctica en ingeniería y de requisitos propuestos en códigos internacionales, considerando salvaguardar la ductilidad en las estructuras y la facilidad de construcción de las mismas. Se propone un ancho mínimo en las trabes de 25 cm, con el objeto de prevenir el pandeo en el refuerzo a compresión y la falla por adherencia en el refuerzo a tensión, además de considerar también la facilidad en el colado (AIJ-90, 1994).

Algunos códigos internacionales proponen un ancho máximo en las vigas para asegurar que el anclaje del refuerzo a flexión de la viga se localice dentro de la columna. Sin embargo, el ancho de la columna es usualmente más grande que el de la trabe en la práctica japonesa y el refuerzo longitudinal de la viga se ubica dentro de la esquina del refuerzo longitudinal de la columna en la conexión trabe-columna, de ahí que no sea necesario proponer un límite superior en el ancho de las trabes (AIJ-90, 1994).

La limitación que relaciona el ancho y el peralte de la viga $\left(b > \frac{d}{4}\right)$ tiene que ver con la ductilidad. Una relación peralte-ancho muy grande implicaría problemas como pandeo del miembro. La deformación por cortante afecta el principio que establece que las secciones permanecen planas antes y después de la deformación cuando el claro de la trabe es corto en relación a su peralte. La relación del claro de cortante se toma en cuenta en los requisitos de cortante, por lo que no hay ningún límite relacionado con el claro de cortante en las especificaciones de flexión (AIJ-90, 1994).

- *Refuerzo longitudinal.*

En la tabla 1.4 se comparan los límites máximo y mínimo de acero longitudinal que se establecen en los diferentes reglamentos.

En la tabla 1.2, que compara las especificaciones para marcos no dúctiles, se observa que el porcentaje de refuerzo de tensión en un elemento sometido a flexión se limita a una fracción de la cantidad que produciría condiciones “balanceadas”. En secciones sometidas sólo a flexión y cargadas monótonamente hasta la fluencia, este enfoque es factible porque la probabilidad de falla a la compresión puede estimarse confiablemente con el modelo de comportamiento adoptado para determinar el porcentaje de refuerzo correspondiente a una falla balanceada. El mismo modelo de comportamiento (debido a suposiciones incorrectas tales como la distribución lineal de deformaciones, el punto de fluencia bien definido para el acero, la deformación limitante de compresión en el concreto de 0.003, así como los esfuerzos de compresión en el concreto del recubrimiento) no puede describir las condiciones de un elemento en flexión sometido a inversiones de los desplazamientos muy dentro del intervalo inelástico. Por lo tanto, existen pocos razonamientos para continuar refiriéndose a “condiciones balanceadas” (como lo hacen las NTCC) en el diseño de estructuras de concreto reforzado resistentes a sismos (ACI-95, 1997).

El recomendar limitar el porcentaje de acero a 2.5% (tabla 1.4) se basa principalmente en condiciones de congestión de acero e, indirectamente en esfuerzos limitantes de cortante en las trabes de proporciones comunes (ACI-95, 1997). Para prevenir el desprendimiento del recubrimiento del concreto o que el acero de compresión fluya, el refuerzo a tensión en una viga no debe ser mayor de 2.5% (AIJ-90, 1994).

Todos los códigos estudiados establecen que al menos dos varillas deben disponerse en forma continua tanto arriba como abajo, sin embargo, el ACI no sugiere un diámetro mínimo explícito en esta sección, las NTCC sugieren que sean del #4, el NZS del #5 y el AIJ del #6. Además, el AIJ sugiere que en el refuerzo a tensión no se utilicen más de dos lechos.

El ACI y las NTCC establecen que la resistencia a momento positivo en la cara de la junta no debe ser menor de la mitad a momento negativo proporcionada por esa cara de la junta $\left(M_{RE}^+ \geq \frac{M_{RE}^-}{2} \right)$. El NZS y el AIJ sugieren que no únicamente ocurra esto en las caras de las juntas, sino a lo largo de toda la viga.

Todos los reglamentos, excepto el AIJ, establecen que ni la resistencia a momento negativo ni a momento positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquier junta $\left(M_{RCL}^{\pm} \geq \frac{M_{RE}^-}{4} \right)$ (ACI-95, 1997). En la tabla 1.4 se compara lo establecido por cada reglamento en este sentido.

El ACI y las NTCC estipulan que sólo se permiten traslapes de refuerzo de flexión cuando se proporciona refuerzo transversal de confinamiento en la longitud de traslape. El espaciamiento máximo de refuerzo transversal que envuelve a las varillas traslapadas, no debe exceder de $d/4$ ó 10 cm. No deben emplearse traslapes (ACI-95, 1997):

- a) Dentro de las juntas.
- b) Ni en una distancia de dos veces el peralte del elemento desde la cara de la junta.
- c) Ni en las ubicaciones donde el análisis indique fluencia de flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del marco.

Los traslapes del refuerzo están prohibidos en regiones en las que se espera fluencia por flexión, porque dichos traslapes no se consideran confiables en condiciones de carga cíclica dentro del intervalo inelástico. El refuerzo transversal para los traslapes en cualquier ubicación es obligatorio por la posibilidad de pérdida del concreto del recubrimiento (ACI-95, 1997).

- *Refuerzo transversal para confinamiento.*

Los requisitos relacionados con el refuerzo transversal están dirigidos principalmente a confinar el concreto y mantener el apoyo lateral para las varillas de refuerzo en regiones en las que se espera fluencia, otros objetivos son resistir fuerzas cortantes y prevenir fallas por adherencia. Más adelante se tratarán los requisitos relacionados con la fuerza cortante.

El ACI y las NTCC establecen que se deben disponer estribos en las siguientes zonas de los elementos de marco, refiriéndose implícitamente a las regiones potenciales de ocurrencia de articulación plástica. El AIJ y el NZS se refieren a éstas explícitamente (ACI-95, 1997):

- a) En una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hasta la mitad del claro, en ambos extremos del elemento en flexión.
- b) En longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento en ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión en conexión con desplazamientos laterales inelásticos del marco.

El inciso a) se refiere obviamente a una condición de carga lateral y el caso b) se refiere a elementos con resistencia variable a lo largo del claro, o a elementos para los que la carga permanente representa una gran proporción de la carga total de diseño, ya que pueden ocurrir concentraciones de rotación inelástica dentro del claro. Cuando se prevé una condición de este tipo, debe proveerse refuerzo transversal, también en regiones en las que se espera fluencia (ACI-95, 1997).

El primer estribo deberá colocarse a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo (ACI-95, 1997). El espaciamiento máximo de los estribos no debe exceder los valores mostrados en la tabla 1.4 para cada código. El reglamento neozelandés propone separaciones diferentes dependiendo del caso a) o b) tratados anteriormente y el reglamento japonés plantea diferencias dependiendo si se trata o no de una articulación plástica y si se utilizan estribos del #3 o mayores. El diámetro mínimo sugerido para los estribos es de 7.9 mm (#2.5) en las NTCC, 6.4 mm (#2) en el NZS y 6.4 mm (#2) en el AIJ, el ACI no

especifica un valor mínimo en esta sección, sin embargo en los requisitos generales el diámetro mínimo es de 9.5 mm (#3).

- *Requisitos para fuerza cortante.*

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas en sus extremos (NTCC-96, 1996).

Fuerzas de diseño.

El ACI, las NTCC y el NZS proponen que la fuerza cortante de diseño se obtenga del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se deberá suponer que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.25f_y$. A lo largo del miembro actuarán las cargas gravitacionales correspondientes multiplicadas por el factor de carga (NTCC-96, 1996). El NZS establece que los momentos que actúan en los extremos deberán calcularse considerando sobrerresistencia y no establece ningún método específico como lo hacen el ACI y las NTCC.

En la fig 1.13 se muestran las condiciones descritas en el párrafo anterior. Al determinar las fuerzas laterales equivalentes que representan efectos de sismo para el tipo de marcos considerados, se supone que los elementos del marco disiparán energía en el intervalo no lineal de respuesta. A menos que un elemento de marco posea una resistencia que sea un múltiplo del orden de tres ó cuatro de las fuerzas de diseño, debe suponerse que cederá en el caso de un sismo mayor. La fuerza de cortante para diseño debe ser una buena aproximación al cortante máximo que se pueda desarrollar en un elemento. Por lo tanto, la resistencia por cortante requerida para elementos de un marco está relacionada con las resistencias flexionantes del elemento de diseño, más que por fuerzas cortantes factorizadas indicadas por un análisis de carga lateral (ACI-95, 1997).

Debido a que la resistencia real a la fluencia del refuerzo longitudinal puede exceder a la resistencia especificada de fluencia, y debido a que puede acontecer una deformación por endurecimiento del refuerzo en una junta sujeta a grandes rotaciones, las resistencias de cortante requeridas son determinadas utilizando un esfuerzo de por lo menos $1.25f_y$ en el refuerzo longitudinal (ACI-95, 1997).

Las NTCC proponen un método alternativo para dimensionar y consiste en utilizar la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis empleando un factor de resistencia, F_R , de 0.6 en lugar de 0.8 (NTCC-96, 1996)..

Con el procedimiento optativo se pretende obtener el mismo resultado que con el general, es decir, evitar que la viga falle por fuerza cortante antes que se formen las articulaciones inelásticas en los extremos. El procedimiento optativo es más sencillo, aunque como suele suceder en estos casos, puede conducir a un mayor consumo de acero en estribos ("Comentarios", 1991). El procedimiento optativo no sólo conduce a un mayor consumo de

acero sino que también propicia, con la disminución del factor de resistencia F_R a 0.6, un posible aumento de las secciones requeridas.

Refuerzo transversal.

El refuerzo transversal en las zonas potenciales de formación de una articulación plástica se deberá dimensionar para resistir la fuerza cortante calculada de acuerdo al punto anterior, despreciando la contribución del concreto en la resistencia a fuerza cortante ($V_c=0$) cuando ocurran las siguientes condiciones de acuerdo a cada reglamento:

- En cualquier combinación de carga en las que intervengan las fuerzas sísmicas (NZS).
- Si $P_u \leq 0.10 f'_c A_g$ (CAN).
- La fuerza cortante inducida por sismo representa la mitad o más de la resistencia al cortante máxima requerida dentro de esas zonas (ACI y NTCC).

$$V_{TOTAL} = V_{C.GRAV.} + V_{SISMO} \quad (1.19)$$

$$V_c = 0 \text{ si } V_{sismo} > V_{C.GRAV.}$$

- La fuerza a la compresión axial factorizada incluyendo los efectos de sismo es menor que $A_g f'_c / 20$ (ACI).

Se ha demostrado en estudios experimentales de elementos de concreto reforzado sujetos a carga cíclica que se requiere más refuerzo por cortante para garantizar una falla por flexión si el elemento es sujeto a desplazamientos alternantes no lineales, que si el elemento es cargado solamente en una dirección. El incremento necesario de refuerzo por cortante es mayor en el caso de carga no axial. Esta observación se refleja en las especificaciones al eliminar el término que representa la contribución del concreto a la resistencia por cortante (ACI-95, 1997).

Se asume que la contribución del concreto al esfuerzo cortante es imperceptible en zonas de articulaciones plásticas de vigas, de ahí que el refuerzo transversal sea requerido para tomar toda la demanda de cortante. Las regiones diferentes a las articulaciones plásticas deberán ser diseñadas normalmente con las contribuciones del concreto y del acero. Si la contribución del concreto se va a considerar nula debido a una combinación en la que intervienen fuerzas sísmicas, deberá permanecer nula para cualquier otro tipo de combinación (NZS-82, 1982).

Las especificaciones del AIJ para cortante en vigas se mostrarán en la siguiente sección debido a que coinciden con las planteadas para columnas.

1.3.3 Miembros a flexocompresión.

Todos los reglamentos consideran un elemento trabajando a flexocompresión a aquel que soporta cargas axiales mayores de $\frac{A_g f'_c}{10}$.

- *Requisitos geométricos.*

En la tabla 1.5 se muestran los requisitos geométricos de cada reglamento para elementos sujetos a flexocompresión. Básicamente las disposiciones son las mismas; sin embargo, las NTCC incorporan un par de requisitos más y el NZS mantiene su filosofía respecto al dimensionamiento que muestra en trabes.

Las razones para pedir un mínimo en la dimensión transversal de una columna son las siguientes (“Comentarios”, 1991):

- a) Hacerlas menos vulnerables a errores constructivos, a impactos accidentales y a excentricidades accidentales de otra índole.
- b) Facilitar la colocación del refuerzo y del concreto, así como lograr cumplir con los recubrimientos necesarios sin disminuir demasiado la relación del área del núcleo al área transversal total.

La intención de que el área de la sección transversal sea al menos igual a $\frac{P_u}{0.5f'_c}$ es garantizar una cierta capacidad de giro en zonas de la columna donde llegaran a formarse articulaciones plásticas, la capacidad de giro inelástico en una columna aumenta al disminuir la relación $\frac{P_u}{A_g f'_c}$ (“Comentarios”, 1991).

Es conveniente hacer notar que esta disposición debería aparecer como una restricción de la carga axial de diseño más que una limitación de tipo geométrico, ya que en la práctica es común la utilización de programas comerciales de análisis estructural como el ETABS, el RC Buildings y el STAAD-III, que contienen programas de diseño de estructuras de concreto basados en el reglamento del ACI, y dado que esta es una diferencia importante en el procedimiento de diseño respecto a las NTCC, esta disposición geométrica pasa prácticamente inadvertida en la práctica de diseño estructural en México. Si se realizara la modificación que se propone, resultaría más difícil que se pasara por alto una disposición que afecta directamente a un elemento mecánico, que la que afecta a una condición geométrica como se establece actualmente.

Se pide que la relación entre la dimensión transversal mayor de la columna y la menor no exceda de 2.5, para que el elemento siga siendo propiamente una columna y no pase a tener características de muro con el consiguiente problema del pandeo lateral. Para evitar que los efectos de esbeltez lleguen a ser causa de una disminución significativa de la ductilidad general de la estructura, se adiciona el requisito de que la relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no exceda de quince (“Comentarios”, 1991).

Se establece un límite superior en la carga axial de columnas, porque secciones cargadas fuertemente requieren una gran cantidad de refuerzo de confinamiento para lograr una ductilidad adecuada. Aún y cuando se provea una gran cantidad de refuerzo por confinamiento en secciones cargadas fuertemente, se llega a un punto en que la ductilidad de curvatura disponible es dudosa (NZS-82, 1982). El límite de $0.7\phi f'_c A_g$ es razonable para miembros con relaciones de acero longitudinal moderadas. Para miembros con relaciones

de acero longitudinal más grandes, el límite menos conservador de $0.7\phi P_o$ puede ser usado. Puede demostrarse que $0.7\phi P_o$ es mayor que $0.7\phi f'_c A_g$ cuando $\frac{A_{st}}{A_g}$ excede $\frac{0.15}{\frac{f_y}{f'_c} - 0.85}$ (NZS-82, 1982).

Además, las NTCC sugieren que, al dimensionar por flexocompresión, la fuerza axial debida al sismo se tome igual a 1.7 veces la calculada, cuando esto conduzca a un momento resistente menor (NTCC-96, 1996). Esta recomendación no está validada por estudios específicos donde se valoren sus repercusiones, como se discutirá más adelante.

- *Resistencia mínima a flexión.*

El ACI, UBC, CAN y las NTCC establecen un valor mínimo de la resistencia a flexión para columnas, con el propósito de reducir la posibilidad de fluencia en éstas, dicha resistencia debe satisfacer la ecuación 1.20.

$$\sum M_c \geq \alpha \sum M_g \quad (1.20)$$

$\sum M_c$ = suma de los momentos, al centro de la junta, correspondiente a la resistencia de diseño a la flexión de las columnas que forman el marco en dicha junta.

$\sum M_g$ = suma de momentos al centro de la junta, correspondiente a las resistencias de diseño a la flexión de las vigas que forman el marco en dicha junta.

α : factor que amplifica la suma de momentos de las vigas.

En la tabla 1.5 se hace una comparación reglamentaria respecto al valor de α y resulta evidente que el valor que las NTCC estipulan es considerablemente mayor sin justificar esta diferencia en investigaciones analíticas o experimentales.

Las resistencias a flexión deben sumarse de tal forma que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de la viga. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo (ACI-95, 1997).

Consideraciones para la obtención de la carga axial de diseño.

Las NTCC establecen que al calcular la carga axial de diseño para la cual se valúe el momento resistente, M_c , de una columna, la fracción de dicha carga debida al sismo se tomará igual a 1.7 veces la calculada a partir del análisis cuando esto conduzca a un momento resistente menor (NTCC-96, 1996).

Se pide incrementar setenta por ciento la carga axial debida al sismo para prever que la fuerza sísmica horizontal exceda de la obtenida dividiendo el coeficiente sísmico entre el factor de comportamiento sísmico, $Q=4$. Una de las razones para dividir entre Q es el

supuesto comportamiento elastoplástico de la estructura, pero éste se ve afectado por la sobrerresistencia de las vigas, la presencia de muros y por la no-simultaneidad en la formación de las articulaciones plásticas, todo lo cual conduce a que la fuerza lateral que toma el edificio sea creciente en la deformación lateral, y por consiguiente, a que aumenten los momentos de volteo y las cargas axiales en las columnas, incremento que no se toma en cuenta en el análisis. El incremento es particularmente importante en las columnas de los primeros entresijos de edificios altos y esbeltos ("Comentarios", 1991).

El estudio al que está referido este comentario (Romero, 1991) fue motivado por las consideraciones que se exponen en el mismo y evalúa el comportamiento inelástico de edificios esbeltos. El objetivo principal del trabajo es evaluar los momentos de volteo que resultan de aplicar los criterios del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, para este fin se proponen tres edificios esbeltos de diecisiete niveles formados por marcos de concreto reforzado con diferentes relaciones de esbeltez y periodos fundamentales cercanos a dos segundos; se realizaron análisis inelásticos paso a paso únicamente de un marco por cada edificio, utilizando el acelerograma registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en septiembre de 1985, los máximos momentos de volteo obtenidos de los análisis inelásticos se comparan con los que resultaron de aplicar el Reglamento y sus Normas. El resultado de dicha comparación es la obtención de cocientes para cada marco, que relacionan el máximo momento de volteo correspondiente a la respuesta inelástica y el que se obtiene a partir del Reglamento, posteriormente se obtuvo un promedio de los cocientes de los tres marcos y el valor que resultó fue 1.72.

Resulta difícil de creer que un estudio interesante pero muy limitado llegue a impactar las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias de Concreto, es poco congruente generalizar la utilización de un requerimiento de un estudio tan específico, para todos los tipos de marcos y concretamente para todas las columnas de marcos dúctiles, sin haber experimentado con un mayor número de condiciones, acelerogramas y análisis diferentes, además de que no se valoró el impacto de diseñar las columnas de estos modelos con el factor 1.7 actualmente propuesto en las NTCC.

El propio estudio reconoce que los resultados a los que se llegan impactan al diseño de la cimentación y al de las columnas de los niveles inferiores de edificios esbeltos. En la fig 1.14 se presenta la planta de un edificio de quince niveles estudiado por Tena *et al* (1997). Se analizan un par de columnas del primer nivel de este edificio que están en diferentes condiciones, una de ellas es columna de esquina y la otra es interior. En la fig 1.15 se muestran los diagramas de interacción de ambas columnas y se grafican los puntos de diseño y los puntos equivalentes a considerar el setenta por ciento de aumento en la carga axial debida al sismo. Es evidente que para la columna interior la aplicación de tal consideración es imperceptible; sin embargo, la columna de esquina requeriría un incremento en el refuerzo, e incluso un posible incremento en la sección, para poder satisfacer dicho lineamiento.

Sería conveniente considerar la posibilidad de limitar este requerimiento para que se utilizara únicamente en columnas exteriores de los niveles inferiores de marcos esbeltos y

tomar en cuenta que se deben realizar un mayor número de investigaciones para poder generalizar y tener mayor certeza respecto al factor propuesto.

Las NTCC además proponen un procedimiento optativo en el que se establece que no será necesario revisar el cumplimiento de la condición relativa a las resistencias a flexión en los nudos, si las columnas se dimensionan por flexocompresión con un factor de resistencia de 0.6 (también en este caso la carga axial debida al sismo se modifica como se establece en la parte final relativa a los requisitos geométricos, NTCC-96, 1996).

El ACI sugiere que la resistencia a la flexión de la columna se debe calcular para la fuerza axial factorizada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, la que de como resultado la más baja resistencia a la flexión (ACI-95, 1997).

Considerando nuevamente la fig 1.15, los valores para diseño de acuerdo con el ACI corresponden a los puntos de diseño en cada diagrama de interacción que tienen el valor relacionado con el momento flexionante más bajo.

El reglamento neozelandés propone reglas de diseño por capacidad para proteger las columnas de marcos resistentes a sismos, asegurándose de que dentro de lo posible ocurra un comportamiento columna fuerte-viga débil, dichas exigencias fueron introducidas primeramente en NZS 3101:1982 (NZS-82, 1982) y han permanecido prácticamente igual en NZS 3101:1995. En general, estos lineamientos involucran factores que toman en cuenta la sobrerresistencia a flexión en trabes, los efectos de modos de vibración superiores y la concurrencia de fuerzas sísmicas. Estos factores multiplican los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes de las columnas, que se obtienen mediante un análisis elástico en el que están involucradas las fuerzas sísmicas de diseño. Los factores dependen de las condiciones del marco y son al menos iguales a 1.63. Las cargas axiales de diseño en columnas que se utilizan con los momentos flexionantes amplificados, para el diseño del refuerzo longitudinal de la sección a flexocompresión, deben resultar de las fuerzas cortantes aplicadas en las caras de las columnas provenientes de las cargas gravitacionales sobre las vigas y de las fuerzas cortantes ocasionadas por los momentos, que actúan en ambas direcciones, en las articulaciones plásticas formadas. Se permite un ajuste en los cortantes ocasionados por los momentos en las articulaciones plásticas, considerando la probabilidad de que no todas las articulaciones plásticas alcanzan su sobrerresistencia a flexión simultáneamente a lo largo del marco. Se utiliza un factor de reducción de resistencia $\phi=1.0$ para el diseño de columnas cuando se utilice este procedimiento (Park, 1997).

- *Refuerzo longitudinal.*

En la tabla 1.5 se comparan los límites mínimo y máximo de acero longitudinal que se establecen en los diferentes reglamentos.

El límite inferior al porcentaje del refuerzo en elementos que soportan fuerzas axiales así como flexión, se refiere a la preocupación tradicional por los efectos de deformaciones del concreto dependientes del tiempo y al deseo de tener una diferencia de tamaño adecuada entre los momentos de agrietamiento y de fluencia. El límite superior refleja preocupación

por la congestión del acero, la transmisión de la carga de los elementos de piso a las columnas en construcciones de poca altura y por el desarrollo de grandes esfuerzos de cortante (ACI-95, 1997).

El límite inferior para la cuantía de refuerzo longitudinal tiene el propósito de evitar que dicho refuerzo fluya en compresión a causa del flujo plástico del concreto. Al deformarse el concreto con el tiempo, va transfiriendo su carga al acero de refuerzo el cual puede llegar a fluir en compresión si su cuantía es muy pequeña; la columna se iría acortando al paso del tiempo y se crearían esfuerzos y deformaciones no previstas en las vigas y en otras columnas. Otra razón para establecer una cuantía mínima de refuerzo longitudinal es suministrar una cierta resistencia mínima a la flexión. El límite superior para la cuantía de refuerzo longitudinal es, en esencia, para evitar que se congestione el refuerzo, particularmente en las intersecciones con las vigas. Si el refuerzo es excesivo, se dificultan su colocación y el colado del concreto ("Comentarios", 1991).

- *Refuerzo transversal para confinamiento.*

La razón de los requisitos de esta sección tiene relación con el confinamiento del concreto y el suministro de apoyo lateral al refuerzo (ACI-95, 1997). El confinamiento lateral hace que aumente considerablemente la capacidad del concreto para deformarse en la dirección longitudinal sin fallar, con lo cual se evita el comportamiento frágil de la columna ("Comentarios", 1991).

En la tabla 1.5 se comparan las cuantías volumétricas mínimas de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, ρ_{smin} ; las áreas mínimas de estribos rectangulares, A_{sh} ; la longitud especificada para la articulación plástica probable, l_o ; y las separaciones máximas de refuerzo transversal, s , para cada reglamento.

El refuerzo mínimo que se especifica en esta sección es el necesario para confinar el concreto del núcleo y restringir lateralmente las barras longitudinales; este refuerzo sólo se pide en las zonas donde es probable que ocurra comportamiento inelástico durante sismos intensos. Los estribos que forman parte del refuerzo para confinamiento deben ser rectangulares, con sus ramas paralelas a las caras de la columna. En toda sección de una columna, el refuerzo transversal debe satisfacer el requisito que sea más estricto entre el necesario para confinamiento y el necesario para fuerza cortante, teniendo en cuenta que el primero únicamente es necesario en las zonas indicadas. Las zonas en que cabe esperar comportamiento inelástico durante sismos extraordinarios son las próximas a las intersecciones con las vigas, por ser en ellas máximos los momentos causados por las fuerzas laterales ("Comentarios", 1991).

La expresión $0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ se obtiene de obligar que la resistencia a carga axial de la columna antes de perder el recubrimiento sea igual a la resistencia del núcleo confinado por la hélice, la cual se alcanza bajo deformaciones grandes de compresión cuando ya se

desprendió el recubrimiento. El límite $0.12 \frac{f'_c}{f_y}$ rige en secciones grandes; en ellas $\frac{A_R}{A_c}$ tiende a uno y la cuantía suministrada por la primera fórmula tiende a cero (“Comentarios”, 1991).

Se admite que el confinamiento suministrado por estribos cerrados rectangulares, según se establece en la tabla 1.5, es equivalente al que proporciona el zuncho en columnas circulares. Se sabe, sin embargo, que en realidad el confinamiento que da el estribo rectangular es menos eficiente debido a que la barra se flexiona y, por tanto, su acción sobre el núcleo disminuye al alejarse de las esquinas del estribo. Este inconveniente se pretende compensar usando más refuerzo transversal, y también por medio del uso de grapas intermedias, así como limitando las dimensiones de los estribos. En efecto, la cuantía volumétrica de refuerzo transversal de una columna cuadrada es aproximadamente un tercio mayor que la obtenida con las fórmulas para columnas con zuncho circular; por otra parte, la mayor dimensión de un estribo rectangular no debe exceder de 45 cm (“Comentarios”, 1991).

Además, los reglamentos establecen que la distancia centro a centro, transversal al eje del elemento, entre ramas de estribos traslapados no será mayor de 35 cm (ACI), 45 cm (NTCC), 20 cm (NZS) y entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 25 cm (NTCC). Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 45 cm (NTCC).

Los requisitos de separación máxima del refuerzo transversal y los relativos a la distancia entre ramas de estribos, entre éstas y grapas, y los de máxima dimensión de estribos sencillos, se refieren sólo al refuerzo para confinamiento (“Comentarios”, 1991).

La cuantía de acero transversal de columnas en zonas potenciales de aparición de articulación plástica especificada en el reglamento neozelandés (NZS-82, 1982) está basada, al igual que los reglamentos del ACI, UBC, CAN y NTCC, en los requisitos del código de la Structural Engineers Association of California (SEAOC) de 1973, pero el NZS-82 modifica dicha cuantía para tomar en cuenta el nivel de carga axial (NZS-82, 1982).

La cuantía de acero en espiral especificado en el código de la SEAOC está basado en la preservación de la resistencia a carga axial de la sección después de que el recubrimiento se ha perdido, más que en tratar de alcanzar un factor de ductilidad de curvatura en particular para la sección. La cuantía de estribos rectangulares especificada está también basada en el mismo criterio y asume que dichos estribos, por su forma, son menos eficientes que el refuerzo en espiral para confinar el concreto. Cabe hacer notar que la filosofía de preservar la resistencia a carga axial de las secciones después de que se ha perdido el recubrimiento no está relacionada apropiadamente con los requisitos de detallado que requeriría una adecuada capacidad de rotación plástica en elementos cargados excéntricamente. Una aproximación más lógica para determinar la cantidad requerida de acero transversal debería estar basada en asegurar una relación momento-curvatura satisfactoria y debería incluir como variables el nivel de carga axial en la sección, la cuantía de acero longitudinal, la proporción entre la sección total y la confinada, las características esfuerzo-deformación del

acero longitudinal, y la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado como función de la cuantía de acero confinante (NZS-82, 1982).

Los análisis de las curvas momento-curvatura de columnas muestran un descenso en la capacidad a momento cuando se pierde el recubrimiento, pero proporcionando una cantidad adecuada de acero confinante la sección puede mantener sustancialmente su capacidad incluyendo una rotación plástica adicional. Debe hacerse notar que este tipo de análisis de las curvas momento-curvatura utiliza la curva completa esfuerzo-deformación para concreto confinado, es decir, el análisis no asume que la curvatura última se alcanza cuando una deformación en particular del concreto se logra, sino se asume que la curvatura última se alcanzó cuando la capacidad a momento decrece a 80%, por ejemplo, del nivel máximo de la capacidad a momento (NZS-82, 1982). Una dificultad con el análisis detallado de curvas momento-curvatura es que se dispone de una cantidad limitada de datos experimentales para establecer la curva completa esfuerzo-deformación para concreto confinado incluyendo el efecto de estribos traslapados y estribos con ganchos suplementarios. En el año de 1982 solamente se disponía de un número limitado de pruebas de análisis de curvas momento-curvatura basados en curvas esfuerzo-deformación para concreto confinado; de cualquier forma, se demostró en dichos análisis que las expresiones presentadas en el código de la SEAOC para acero transversal son generalmente conservadoras para niveles de carga axial moderados pero no lo son en niveles altos de carga axial. Como resultado de estos análisis las ecuaciones de la SEAOC han sido modificadas para tomar en cuenta el nivel de carga axial (NZS-82, 1982). En la siguiente tabla se muestran las cuantías de acero transversal propuestas por el reglamento NZS-82 como un porcentaje de las cuantías calculadas con las expresiones de la SEAOC, tomando en cuenta el nivel de carga axial (NZS-82, 1982).

$\frac{P_c}{f'_c A_g}$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
% de refuerzo del NZS-82 respecto a la SEAOC	50	63	75	88	100	113	125	138

Los análisis de las curvas momento-curvatura indican que utilizando las ecuaciones propuestas por el NZS-82 se obtienen curvaturas últimas significativas, las cuales generalmente son más grandes que cinco veces la curvatura de fluencia (delimitada cuando las barras extremas a tensión comienzan a fluir), acompañadas por una capacidad a momento, la cual es generalmente no menor que el 80% de la capacidad a momento calculada con una deformación en la fibra extrema de concreto de 0.003, para columnas con una cuantía de acero longitudinal igual a 0.02 o mayor, y proponiendo un límite superior del orden de $0.6f'_c A_g$ y $0.7f'_c A_g$. Se debe hacer notar que en ningún caso los análisis de las curvas momento-curvatura indicaron una reducción repentina de la capacidad a momento. Se ha demostrado en pruebas de laboratorio más recientes, con columnas en escala real, que las curvas esfuerzo-deformación para concreto confinado utilizadas para el análisis de las curvas momento-curvatura son conservadoras, y que el detallado que provoca la utilización de las ecuaciones propuestas por el NZS-82 lleva a obtener factores de

ductilidad de curvatura superiores a 18 en el caso de las columnas ensayadas. De aquí que se confirma que las expresiones guían a factores de ductilidad de curvatura razonables (NZS-82, 1982).

Las regiones potenciales de aparición de articulaciones plásticas en columnas son generalmente menores que para las trabes. Esto se debe a que los diagramas de momento flexionante para columnas tienen una variación cercana a la lineal a lo largo de la columna y los momentos máximos ocurren en los extremos de la misma. En una trabe, debido a la presencia de carga gravitacional, el diagrama de momentos flexionantes usualmente muestra una variación parabólica entre los momentos de los extremos y, por lo tanto, puede llegar a presentarse un momento máximo en una distancia considerable del miembro; también la región de máximo momento puede estar lejos de los extremos (NZS-82, 1982).

Cuando la carga axial en la columna es grande, el contenido de acero confinante será también grande y esto provocará un incremento en la resistencia del concreto confinado. Así, la resistencia a flexión de secciones de concreto muy confinadas en las regiones potenciales de aparición de articulaciones plásticas, en los extremos del miembro, pueden ser significativamente mayores que la resistencia a flexión en zonas lejanas a éstas. Por esta razón, la región potencial de aparición de articulación plástica a confinar es mayor cuando la carga axial es grande. El valor de $0.3\phi f'_c A_g$ para el nivel de carga axial, en el cual se determina la longitud de la región confinada, se obtuvo mediante la medición en pruebas de laboratorio. La longitud confinada de las zonas potenciales de aparición de articulación plástica para niveles de carga axial menores de $0.3\phi f'_c A_g$ se debe tomar como la mayor entre:

- a) La mayor dimensión de la sección transversal, o en el caso de columnas circulares, el diámetro.
- b) Donde el momento excede el 80% del momento máximo.

Para columnas con mayor carga, la región potencial de aparición de articulación plástica es 50% mayor (NZS-82, 1982).

En investigaciones realizadas por Watson *et al* en 1994, en la Universidad de Canterbury, se han depurado las ecuaciones de diseño relacionadas con las cantidades de refuerzo transversal requerido en columnas de concreto reforzado para alcanzar niveles específicos del factor de ductilidad de curvatura (Park, 1995). Esta depuración en las ecuaciones representa una mejora a las expresiones propuestas en el reglamento neozelandés NZS 3101:1982 (Park, 1995) de tal forma que se incluyen en el reglamento más reciente: Standards New Zealand, Design of concrete structures, NZS 3101:1995.

Las nuevas ecuaciones de diseño se derivaron de valores típicos de carga axial, resistencia del concreto a compresión, relación de refuerzo mecánico, relación entre el espesor del recubrimiento del concreto y la dimensión más grande de la sección de la columna, y del factor de ductilidad de curvatura requerido $\frac{\phi_u}{\phi_y}$ (Park, 1995).

Las ecuaciones propuestas son (Park, 1995):

Para columnas con estribos rectangulares.

$$A_{sh} = \frac{\left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 33p_l m + 22 \right) s_h h''}{111} \frac{A_g f'_c}{A_c f_{yt} \phi f'_c A_g} \frac{N}{\phi f'_c A_g} - 0.006 s_h h'' \quad (1.21)$$

Para columnas con estribos circulares.

$$p_s = \frac{\left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 33p_l m + 22 \right)}{79} \frac{A_g f'_c}{A_c f_{yt} \phi f'_c A_g} \frac{N}{\phi f'_c A_g} - 0.008 \quad (1.22)$$

donde: A_{sh} , área de estribos; s_h , distancia entre estribos; h'' , dimensión transversal del núcleo confinado; A_g , área bruta de la sección transversal; A_c , área de concreto confinado; $\frac{\phi_u}{\phi_y}$, factor de ductilidad de curvatura; $p_l = \frac{A_{st}}{A_g}$; A_{st} , área total del refuerzo longitudinal; $m = \frac{f_y}{0.85f'_c}$; f_y , esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal; f_{yt} , esfuerzo de fluencia del refuerzo lateral; f'_c , resistencia especificada del concreto a compresión; N , carga axial a compresión en la columna; ϕ , factor de reducción de resistencia; p_s , cuantía de acero transversal.

Las cantidades de refuerzo transversal recomendadas en NZS 3101:1995 para el confinamiento del concreto en las regiones potenciales de aparición de articulaciones plásticas de columnas que forman parte de marcos dúctiles se han hecho aún más dependientes del nivel de carga axial, provocando que las columnas con cargas axiales ligeras tengan una menor cantidad de refuerzo por confinamiento y las columnas con una carga axial grande tengan un mayor refuerzo de confinamiento que lo recomendado en NZS 3101:1982 (Park, 1997).

En columnas cargadas ligeramente, el requisito de refuerzo transversal para prevenir el pandeo de las barras longitudinales es más crítico que el de confinamiento del concreto (Park, 1997). La carga axial a compresión de diseño en columnas no se permite que exceda el valor de $0.7N_o$, donde N_o es la resistencia a carga concéntrica de la columna (Park, 1997).

La longitud confinada adyacente a la sección de máximo momento flexionante de la columna necesita ser suficientemente larga, de tal forma que se extienda más allá de la región con mayor curvatura plástica para asegurar que la máxima resistencia a flexión de la columna en la región confinada no provoque una falla a flexión de la columna en la zona adyacente menos confinada (Park, 1995).

Un análisis de los resultados provenientes de pruebas con columnas sujetas a carga sísmica simulada, hecho por Watson y Park en 1994, derivó en la siguiente ecuación (Park, 1995):

$$\frac{L_c}{h} = 1 + 2.8 \frac{N}{\phi f'_c A_g} \quad (1.23)$$

donde: L_c , longitud confinada; h , mayor dimensión de la columna; N , carga axial a compresión en la columna; ϕ , factor de reducción de resistencia; f'_c , resistencia especificada del concreto a compresión; A_g , área bruta de la sección transversal.

Es evidente que la longitud por confinar L_c se incrementa con el nivel de carga axial. Los siguientes requisitos del NZS 3101:1995 están basados en la ecuación 1.23: la longitud confinada L_c para niveles pequeños de carga axial ($N < 0.25\phi f'_c A_g$) se debe tomar como la mayor entre h ó donde el momento excede $0.8M_{m\acute{a}x}$ en el extremo de la columna y L_c para niveles altos de carga axial ($N > 0.5\phi f'_c A_g$) se debe tomar como la mayor entre $3h$ ó donde el momento excede $0.6M_{m\acute{a}x}$ en el extremo de la columna. Se toman valores intermedios de L_c para niveles de carga axial comprendidos entre los límites propuestos (Park, 1995).

- *Requisitos para fuerza cortante.*

Los elementos a compresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas en sus extremos (NTCC-96, 1996). Para esto, el ACI, CAN, UBC y las NTCC proponen que la fuerza cortante de diseño se calcule del equilibrio del elemento en su altura libre (fig. 1.13), suponiendo que en sus extremos actúan momentos del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos resistentes de esas secciones, sin factor de resistencia y suponiendo una resistencia a la tensión de las varillas longitudinales de al menos $1.25f_y$ y obtenidos con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento resistente (NTCC-96, 1996).

Además, las NTCC consideran valuar la carga axial de diseño, la fracción de ella causada por el sismo se incrementará 70%, cuando esto de lugar a un momento resistente mayor. Los comentarios respecto a este incremento están relacionados con lo tratado en secciones anteriores. Las NTCC establecen, sin embargo, que no será necesario que el dimensionamiento por fuerza cortante sea más conservador que el obtenido con la fuerza cortante de diseño proveniente del análisis y un factor de resistencia igual a 0.5 (NTCC-96, 1996). El ACI establece que en ningún caso la fuerza cortante de diseño será menor que el cortante factorizado determinado por el análisis de la estructura (ACI-95, 1997).

Las NTCC sugieren en su procedimiento optativo que el dimensionamiento por fuerza cortante se realizará a partir de la fuerza de diseño obtenida del análisis, usando un factor de resistencia igual a 0.5 (NTCC-96, 1996). Como se comentó previamente este procedimiento no solamente puede conducir a un mayor consumo de acero sino que también puede propiciar un aumento de las secciones requeridas.

El refuerzo transversal se deberá dimensionar para resistir el cortante despreciando la contribución del concreto cuando ocurran las siguientes condiciones:

- a) La fuerza cortante inducida por sismo representa la mitad o más de la resistencia máxima al cortante requerida.
- b) La fuerza axial factorizada a compresión, incluyendo los efectos por sismo, es menor que $\frac{A_g f'_c}{20}$.

El ACI limita estas consideraciones a las longitudes de probable aparición de articulación plástica.

Es conveniente aclarar que dentro de las especificaciones relacionadas con marcos dúctiles existen además requisitos importantes vinculados con la revisión por cortante y adherencia de uniones viga-columna; sin embargo, el estudio de estos requerimientos rebasa el propósito fundamental de este trabajo.

Tabla 1.1 Comparación de las especificaciones para el bloque de esfuerzos.

	ACI	UBC	CAN	NZS	NTCC	AIJ
k_1	β_1	β_1	β_1	β_1	β_1	-
k_3	0.85	0.85	0.85	0.85	0.68 si $0.8 f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ $(1.05 - \frac{0.8f'_c}{1250})0.8$ si $0.8f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$	-
β_1	0.85 si $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ $0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70} \geq 0.65$ si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$	0.85 si $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ $0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70} \geq 0.65$ si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$	0.85 si $f'_c \leq 305 \text{ kg/cm}^2$ $0.85 - \frac{0.04(f'_c - 305)}{51} \geq 0.65$ si $f'_c > 305 \text{ kg/cm}^2$	0.85 si $f'_c \leq 305 \text{ kg/cm}^2$ $0.85 - \frac{0.04(f'_c - 305)}{51} \geq 0.65$ si $f'_c > 305 \text{ kg/cm}^2$	0.8	-
M_R	$bd^2 f'_c w (1 - 0.59w)$ $w = \frac{\rho_t f_y}{f'_c}$ $\rho_t = \frac{A_s}{bd}$	$bd^2 f'_c w (1 - 0.59w)$ $w = \frac{\rho_t f_y}{f'_c}$ $\rho_t = \frac{A_s}{bd}$	$bd^2 f'_c w (1 - 0.59w)$ $w = \frac{\rho_t f_y}{f'_c}$ $\rho_t = \frac{A_s}{bd}$	$bd^2 f'_c w (1 - 0.59w)$ $w = \frac{\rho_t f_y}{f'_c}$ $\rho_t = \frac{A_s}{bd}$	$bd^2 (0.68 f'_c) q (1 - 0.5q)$ $q = \frac{\rho_t f_y}{0.68 f'_c}$ $\rho_t = \frac{A_s}{bd}$ Si se utiliza f'_c y w resulta: $bd^2 f'_c w (1 - 0.74w)$	Cbd^2
Notas: En las NTCC $f''_c = k_1 f'_c$ y $f'''_c = k_3 f'_c$.						

Tabla 1.2 Comparación de las especificaciones para marcos no dúctiles.

FLEXIÓN						
	ACI	UBC	CAN	NZS	NTCC	AIJ
ϕ o F_R	0.90	0.90	-	0.90	0.90	-
$A_{s\min}$	$\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $A_{s\min} > 14.5 \frac{b_w d}{f_y}$	$\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $A_{s\min} > 14.5 \frac{b_w d}{f_y}$	$\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $A_{s\min} > 14.5 \frac{b_w d}{f_y}$	$\frac{14.28 b_w d}{f_y}$	$\frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b d$	0.004bd
ρ_{\max}	$\leq 0.75\rho_b$	$\leq 0.75\rho_b$	$\leq 0.75\rho_b$	$\leq 0.75\rho_b$	$\leq \rho_b$ No sísmico. $\leq 0.75\rho_b$ Sísmico.	-
FLEXOCOMPRESIÓN Y FLEXOTENSIÓN						
	ACI	UBC	CAN	NZS	NTCC	AIJ
ϕ o F_R	0.70 a 0.90	0.70 a 0.90	-	0.70 a 0.90	0.70 y 0.80	-
$s <$	$16\phi_l$ $48\phi_e$ b	$16\phi_l$ $48\phi_e$ b	$16\phi_l$ $48\phi_e$ b	$\phi=0.9$ $\frac{1}{5}b$ $16\phi_l$ 20 cm	$\phi=0.7$ $16\phi_l$ $48\phi_e$ b	$\frac{850}{\sqrt{f_y}} \phi_l$ $48\phi_e$ $\frac{1}{2}b$
ρ_{\min}	0.01	0.01	0.01	0.008	$\frac{20}{f_y}$	0.008
ρ_{\max}	0.08	0.08	0.08	0.08	0.06	-

Notas: En la sección de separación de refuerzo transversal, b representa la menor dimensión de la columna, ϕ_l el diámetro de la barra longitudinal más delgada y ϕ_e el diámetro del estribo. Unidades de esfuerzo en kg/cm^2 , de área en cm^2 y, dimensiones y diámetros en cm.

Tabla 1.3 Comparación de las especificaciones para la resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

Vigas		Columnas		
	ACI	UBC	CAN	
$V_c = 0.55\sqrt{f'_c} b_w d$		(a)	$V_c = 0.55 \left[\frac{N_u}{2000A_g} + 1 \right] \sqrt{f'_c} b_w d$	(b)
$V_c = \left[0.50\sqrt{f'_c} + 175\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right] b_w d < 0.93\sqrt{f'_c} b_w d$		(c)	$V_c = \left[0.50\sqrt{f'_c} + 175\rho_w \frac{V_u d}{M_m} \right] b_w d$	(d)
$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1.0$			$M_m = M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8}$	(e)
			$V_c < 0.93\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}}$	(f)
			$V_c = 0.55 \left[\frac{N_u}{35A_g} + 1 \right] \sqrt{f'_c} b_w d$	
NTCC				
$L/h > 5$			$P_u < 0.7f'_c A_g + 2000A_s$	
$\rho < 0.01$	$V_{CR} = bd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f'_c}$	(g)	$V_{CR} = bd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f'_c} \left[1 + 0.007 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right]$	(j)
$\rho \geq 0.01$	$V_{CR} = 0.5bd\sqrt{f'_c}$	(h)	$V_{CR} = 0.5bd\sqrt{f'_c} \left[1 + 0.007 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right]$	(k)
$L/h < 4$			$P_u > 0.7f'_c A_g + 2000A_s$	
	$V_{CR} = 0.5bd\sqrt{f'_c} \left[3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \right]$	(i)	Variar linealmente V_{CR} en función de P_u hasta $V_{CR}=0$ para $P_u=A_g f'_c + A_s f_y$.	
	$\left[3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \right] > 1.0$		Flexotensión	
	$V_{CR} < 1.5bd\sqrt{f'_c}$		$\rho < 0.01$	$V_{CR} = bd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f'_c} \left[1 - 0.03 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right]$
			$\rho \geq 0.01$	$V_{CR} = 0.5bd\sqrt{f'_c} \left[1 - 0.03 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right]$

Tabla 1.3 (continuación).

N Z S

$$v_b = (0.07 + 10\rho_w) \beta \cdot 19 \sqrt{f'_c} \quad (n)$$

$$0.26 \sqrt{f'_c} \leq v_b \leq 0.64 \sqrt{f'_c}$$

Cortante y Flexión

$$v_c = v_b \quad (o)$$

Cortante, Flexión y Compresión axial

v_b se sustituye por

$$\left(1 + \frac{3P_u}{A_g f'_c} \right) v_b \quad (p)$$

Cortante, Flexión y Tensión axial

v_b se sustituye por

$$\left(1 + \frac{12P_u}{A_g f'_c} \right) v_b \quad (q); P_u \text{ es negativo.}$$

Notas: $b=b_w$. Unidades de esfuerzo en kg/cm^2 , de área en cm^2 , de fuerza en kg, de momento en kg-cm y dimensiones en cm.

Tabla 1.4 Comparación de las especificaciones de flexión para marcos dúctiles.

	ACI	UBC	CAN	NZS	NTCC	AIJ
Requisitos Geométricos	$L > 4h$ $\frac{b}{d} > 0.3$ $b > 25\text{cm}$ $b \leq \frac{3}{4}d$	$L > 4h$ $\frac{b}{d} > 0.3$ $b > 25\text{cm}$ $b \leq \frac{3}{4}d$	$L > 4h$ $\frac{b}{d} > 0.3$ $b > 25\text{cm}$ $b \leq \frac{3}{4}d$	$\frac{l_n}{b_w} \leq 25$ $\frac{l_n h}{b_w^2} \leq 100$	$L > 4h$ $\frac{b}{d} > 0.3$ $b > 25\text{cm}$	$b > 25\text{cm}$ $b > \frac{d}{4}$ en art. plástica.
$A_{s\text{min}}$	$\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $A_{s\text{min}} > 14 \frac{b_w d}{f_y}$	$\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $A_{s\text{min}} > 14 \frac{b_w d}{f_y}$	$\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $A_{s\text{min}} > 14 \frac{b_w d}{f_y}$	$\frac{14.28 b_w d}{f_y}$	$\frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b d$	-
$\rho_t \text{ máx}$	≤ 0.025	≤ 0.025	≤ 0.025	$\frac{1 + 0.17 \left(\frac{f'_c}{71.35} - 3 \right) \left(1 + \frac{\rho'}{\rho} \right)}{100} \frac{71.36}{f_y}$	$\leq 0.75 \rho_b$	≤ 0.025
M_{RE}^+	$\geq \frac{M_{RE}^-}{2}$	$\geq \frac{M_{RE}^-}{2}$	$\geq \frac{M_{RE}^-}{2}$	$\geq \frac{M_{RE}^-}{2}$ en toda la viga.	$\geq \frac{M_{RE}^-}{2}$	$\geq \frac{M_{RE}^-}{2}$ en toda la viga.
M_{RCL}^\pm	$\geq \frac{M_{RE}^\pm}{4}$	$\geq \frac{M_{RE}^\pm}{4}$	$\geq \frac{M_{RE}^\pm}{4}$	$\geq \frac{M_{RE}^\pm}{4}$	$\geq \frac{M_{RE}^\pm}{4}$	-
$s <$	$\frac{d}{4}$ $8\phi_l$ $24\phi_c$ 30cm	$\frac{d}{4}$ $8\phi_l$ $24\phi_c$ 30cm	$\frac{d}{4}$ $8\phi_l$ $24\phi_c$ 30cm	a) $\frac{d}{4}$ $6\phi_l$ 15cm	b) $\frac{d}{3}$ $12\phi_c$ 20cm	$\frac{d}{4}$ $8\phi_l$ $24\phi_c$ 30cm
						A.P. No A.P.
						(#3) 15cm 20cm
						(+(#3)) 8φ _l $\frac{d}{3}$ 10φ _l $\frac{d}{2}$

Notas: L y l_n representan el claro libre, b y b_w el ancho del elemento, h el peralte total y d el peralte efectivo. ρ representa el porcentaje de refuerzo a tensión y ρ' el porcentaje de refuerzo a compresión. M_{RE}^+ es el momento resistente positivo en el extremo de la viga, M_{RE}^- es el momento resistente negativo en el extremo de la viga, M_{RCL}^\pm es el momento resistente positivo o negativo en el centro del claro. En la sección de separación de refuerzo transversal, ϕ_l es el diámetro de la barra longitudinal más delgada. ϕ_c el diámetro de las barras longitudinales a compresión y ϕ_e el diámetro del estribo. Unidades de esfuerzo en kg/cm^2 , de área en cm^2 y, dimensiones y diámetros en cm.

Tabla 1.5 Comparación de las especificaciones de flexocompresión para marcos dúctiles.

	ACI	UBC	CAN	NZS		NTCC	AIJ		
Requisitos Geométricos	$b \geq 30 \text{ cm}$ $\frac{b}{h} \geq 0.4$	$b \geq 30 \text{ cm}$ $\frac{b}{h} \geq 0.4$	$b \geq 30 \text{ cm}$ $\frac{b}{h} \geq 0.4$	$\frac{l_n}{b} \leq 25$ $\frac{l_n h}{b^2} \leq 100$ $A_g > \frac{P_e}{0.7f'_c \phi}$ a menos que $P_e < 0.7\phi P_o$ $P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$		$b \geq 30 \text{ cm}$ $\frac{b}{h} \geq 0.4$ $A_g > \frac{P_u}{0.5f'_c}$ $\frac{L}{b} < 15$	$b \geq 40 \text{ cm}$ $\frac{h}{b} > 3.0$ en art. plástica.		
α	1.2	1.2	1.1	-		1.5	-		
ρ_{\min}	0.01	0.01	0.01	0.008		0.01	-		
ρ_{\max}	0.06	0.06	0.06	0.06		0.04	-		
$\rho_s \text{ mín} >$ Refuerzo circular	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$ $0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$ $0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$ $0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f'_c A_g} \right)$ $0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f'_c A_g} \right)$		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$ $0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$	-		
$A_{sh} \text{ mín} >$ Refuerzo rectangular	$0.09s_h \frac{f'_c}{f_{yh}}$ $0.3sh_c \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$	$0.09s_h \frac{f'_c}{f_{yh}}$ $0.3sh_c \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$	$0.09s_h \frac{f'_c}{f_{yh}}$ $0.3sh_c \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$	$0.12s_h h' \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f'_c A_g} \right)$ $0.3s_h h' \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f'_c A_g} \right)$		$0.12sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}}$ $0.3sh_c \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$	-		
$L_c >$	d $\frac{1}{6}L$ 45cm	d $\frac{1}{6}L$ 45cm	d $\frac{1}{6}L$ 45cm	$P_e \leq 0.3\phi f'_c A_g$ h ó D En $0.8M_{\max}$	$P_e > 0.3\phi f'_c A_g$ 1.5h ó 1.5D En $0.7M_{\max}$	b $\frac{1}{6}L$ 60cm	1.5h		
$s <$	$\frac{1}{4}b$ 10cm	$\frac{1}{4}b$ 10cm	$\frac{1}{4}b$ 10cm	$\frac{1}{5}b$ $6\phi_1$ 20cm		$\frac{1}{4}b$ 10cm		A.P.	No A.P.
							(#3)	10cm	15cm
							+(#3)	15cm 6 ϕ_1	20cm 8 ϕ_1

Notas: b y h, menor y mayor dimensión de la columna; L y l_n , claro libre; A_g , área bruta de la sección transversal; A_{st} , área total del refuerzo longitudinal; ϕ , factor de reducción de resistencia; f_{yh} , esfuerzo de fluencia del refuerzo lateral; A_c , área de concreto confinado; s y s_n , distancia entre estribos; h_c y h' , dimensión transversal del núcleo confinado; L_c , longitud confinada; D, diámetro de la columna; ϕ_1 , diámetro de la barra longitudinal. Unidades de esfuerzo en kg/cm^2 , de área en cm^2 , de fuerza en kg, de momento en kg-cm y, dimensiones y diámetros en cm.

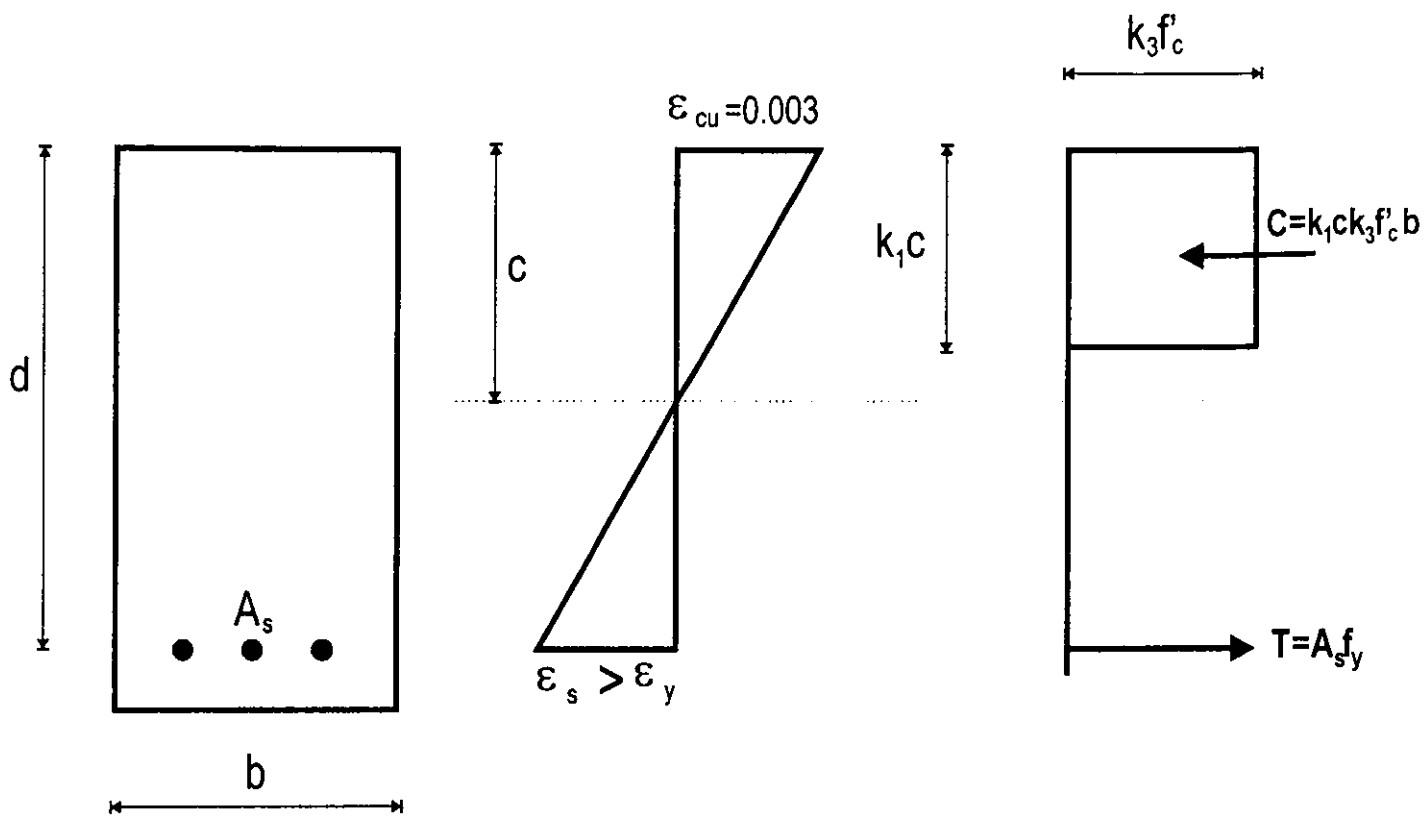


Figura 1.1 Hipótesis sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos.

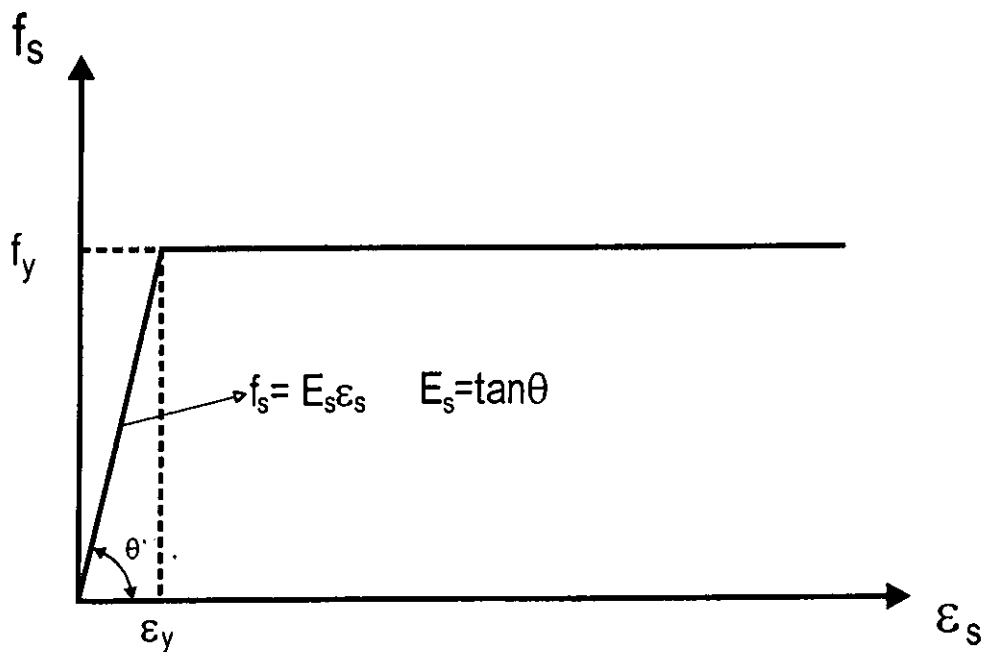


Figura 1.2 Curva elastoplástica esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

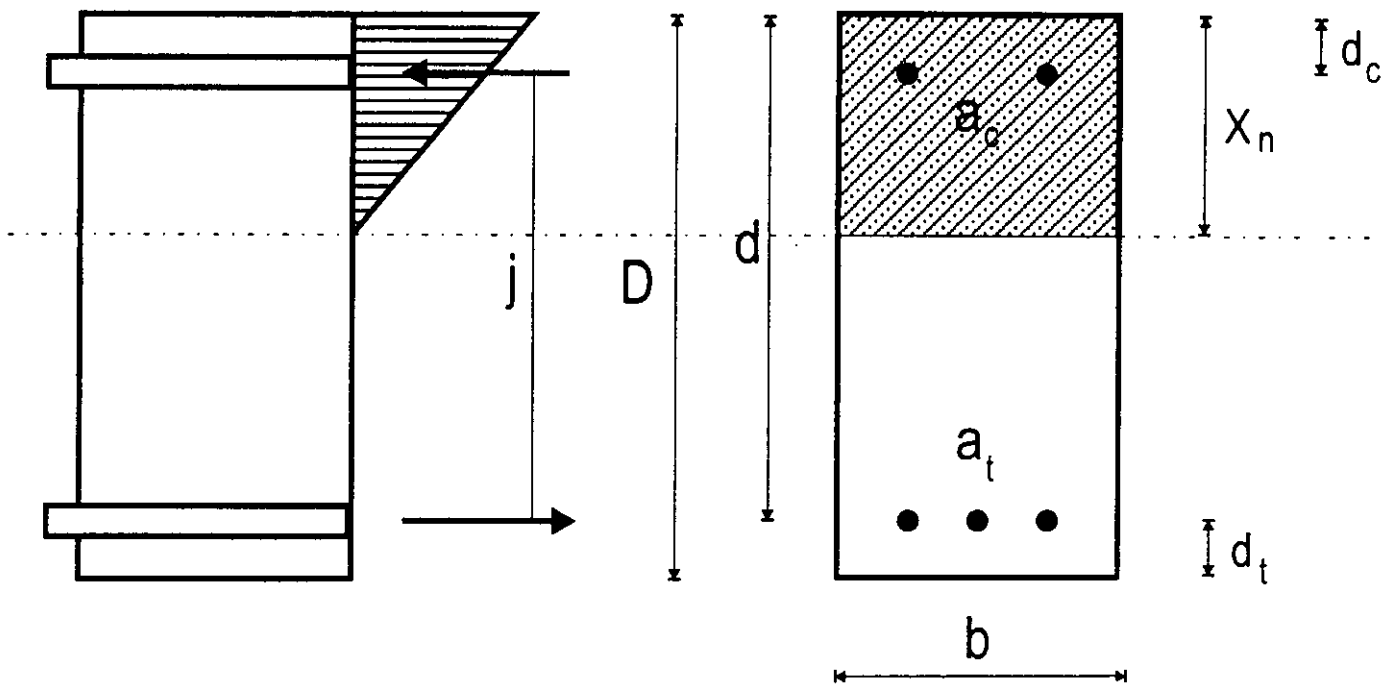


Figura 1.3 Hipótesis sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos (AIJ-90, 1994).

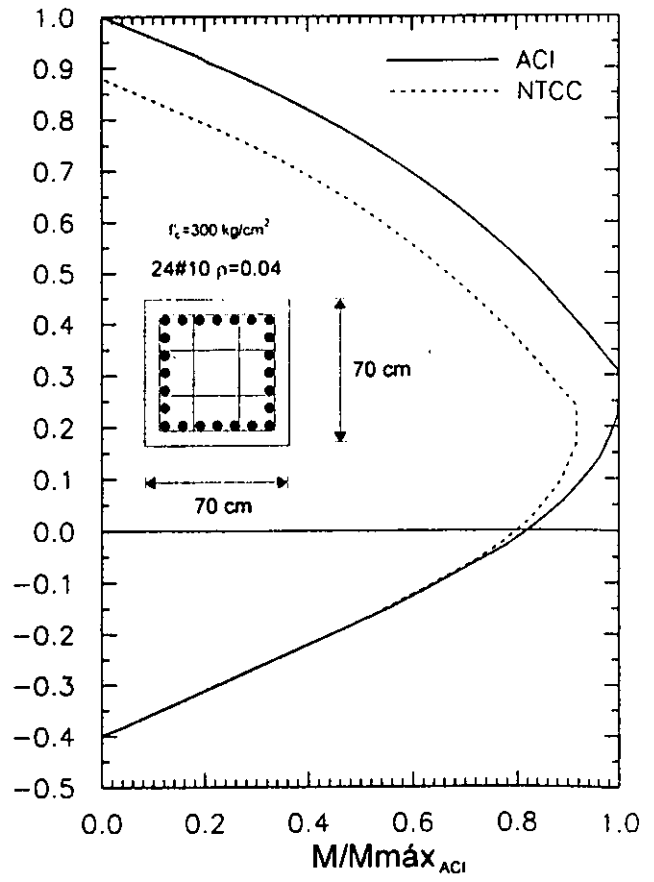
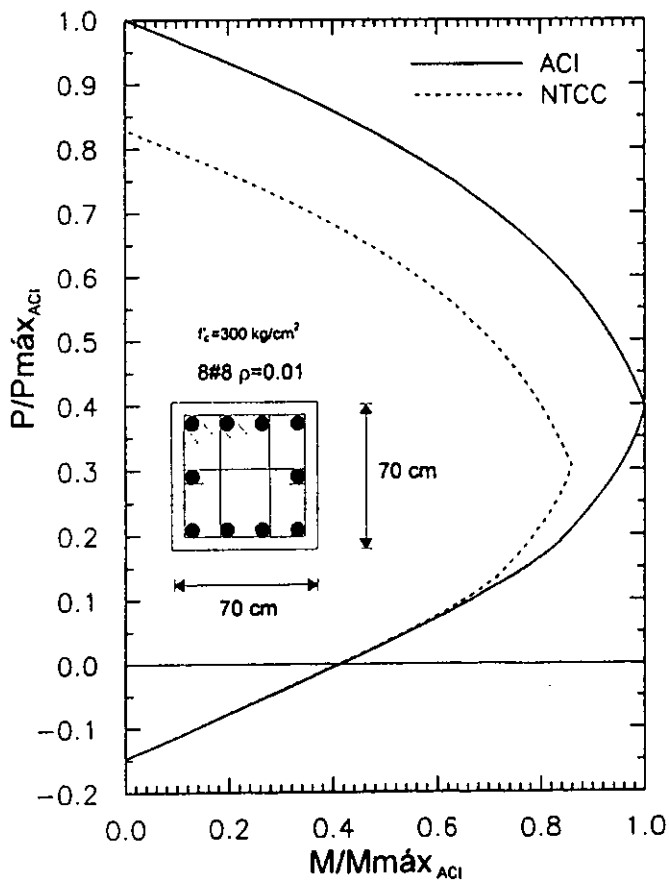
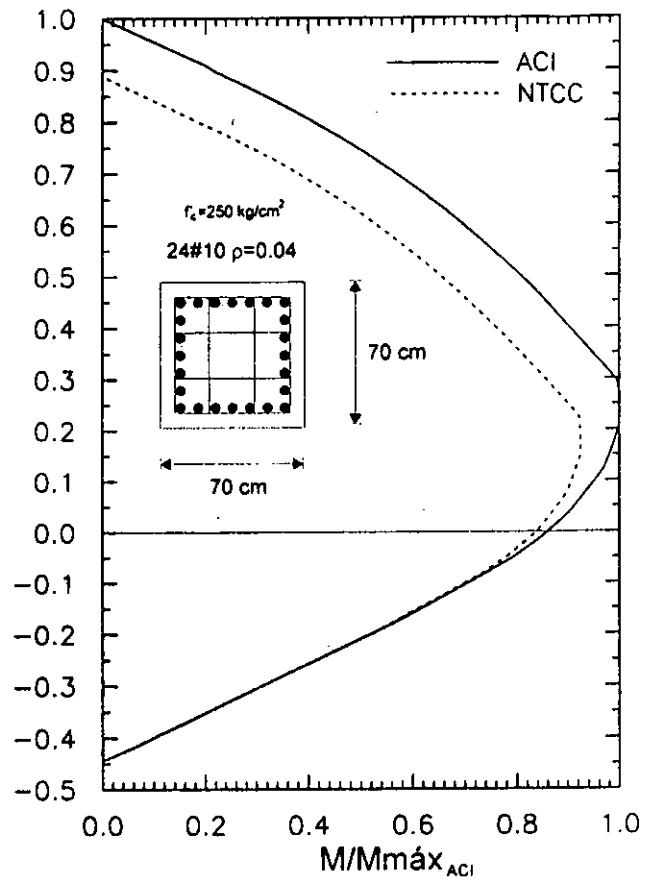
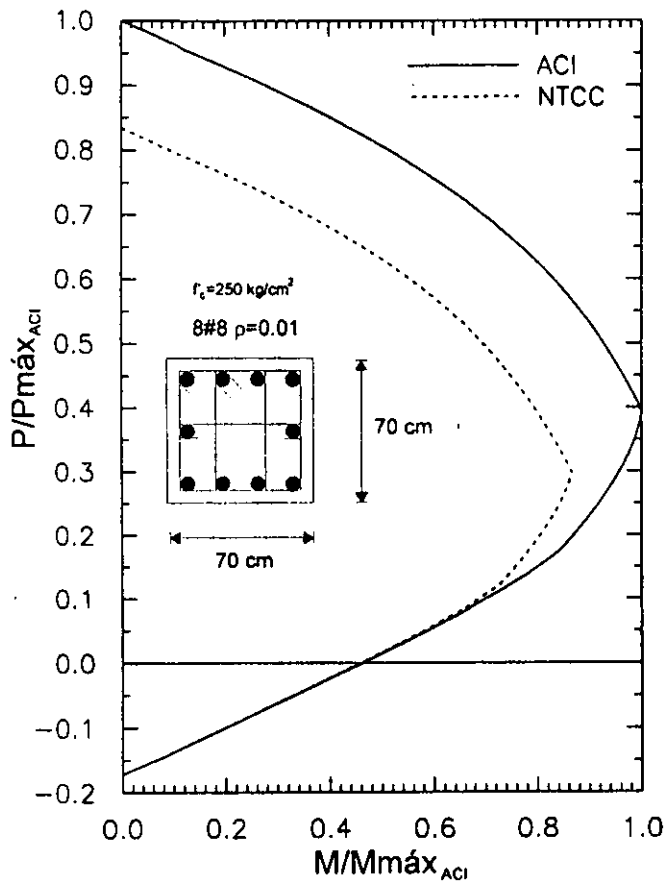


Figura 1.4 Comparación de los diagramas de interacción obtenidos con los bloques de esfuerzos del ACI y las NTCC para resistencias del concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$.

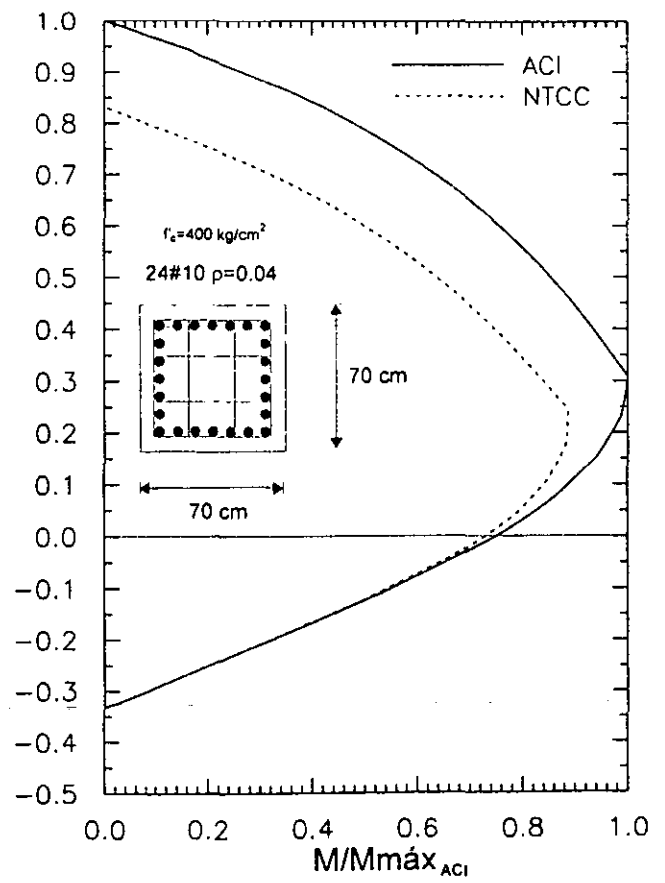
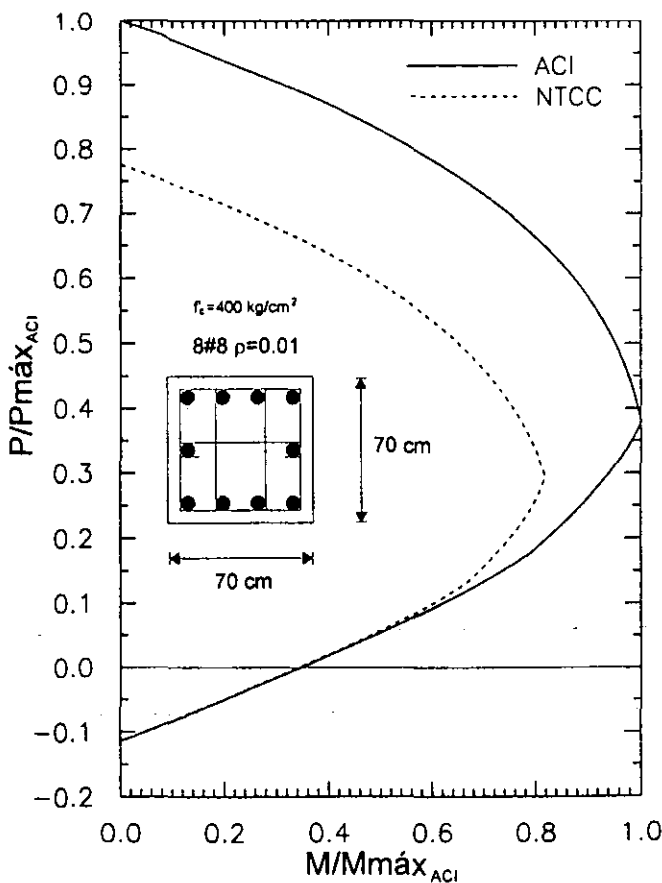
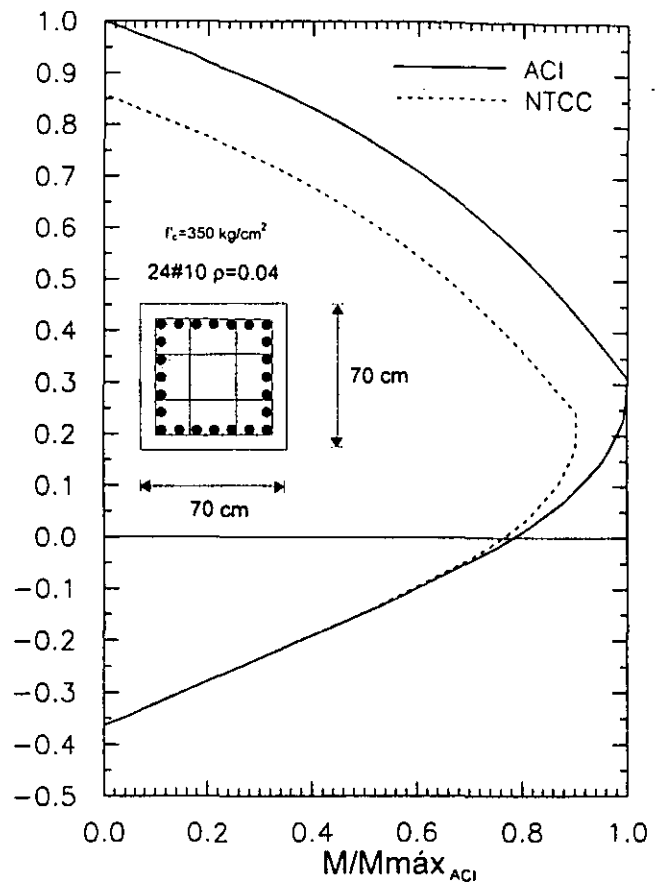
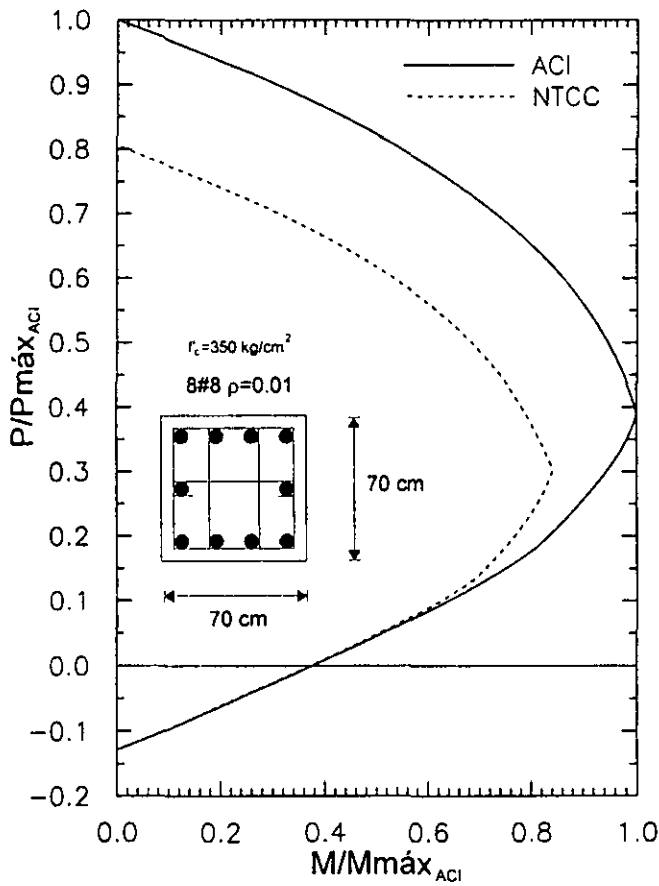


Figura 1.5 Comparación de los diagramas de interacción obtenidos con los bloques de esfuerzos del ACI y las NTCC para resistencias del concreto de $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$.

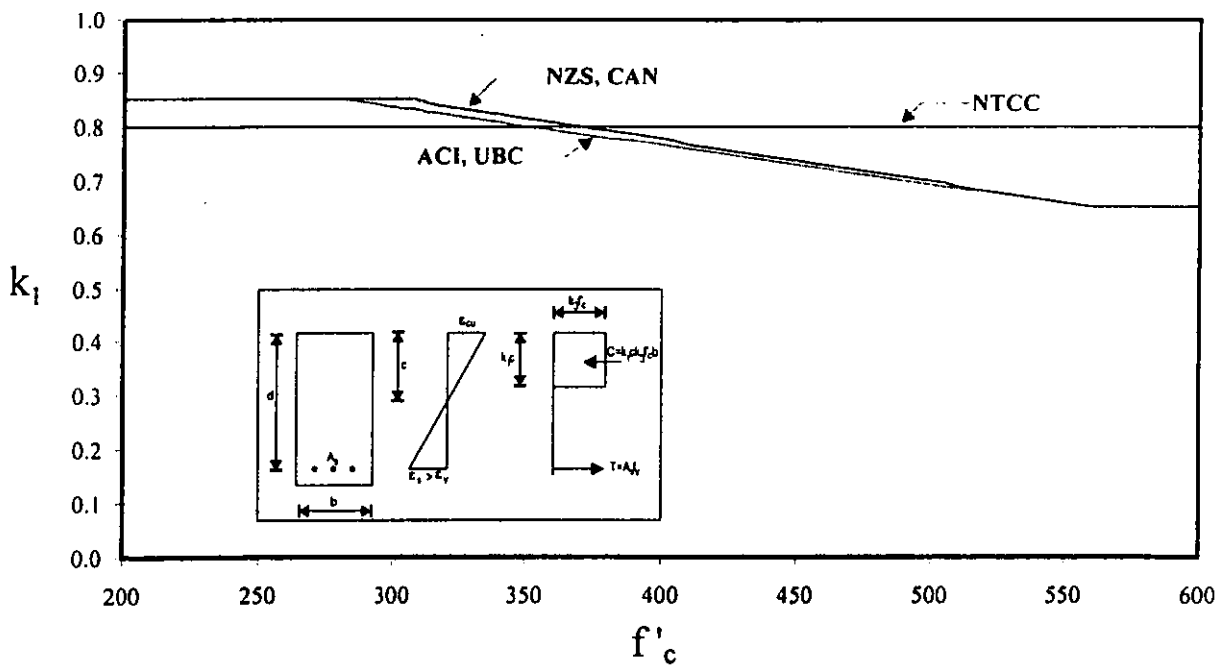
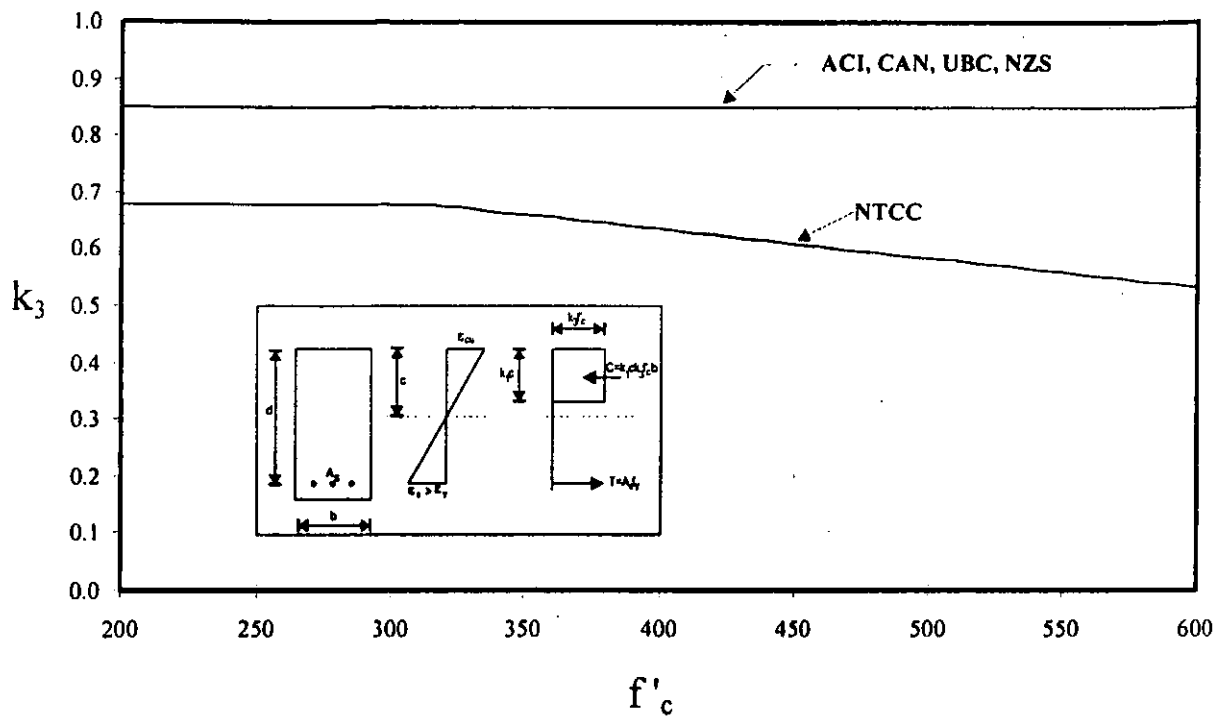


Figura 1.6 Comparación de los parámetros k_1 y k_3 que definen las propiedades del bloque rectangular equivalente de esfuerzos a compresión.

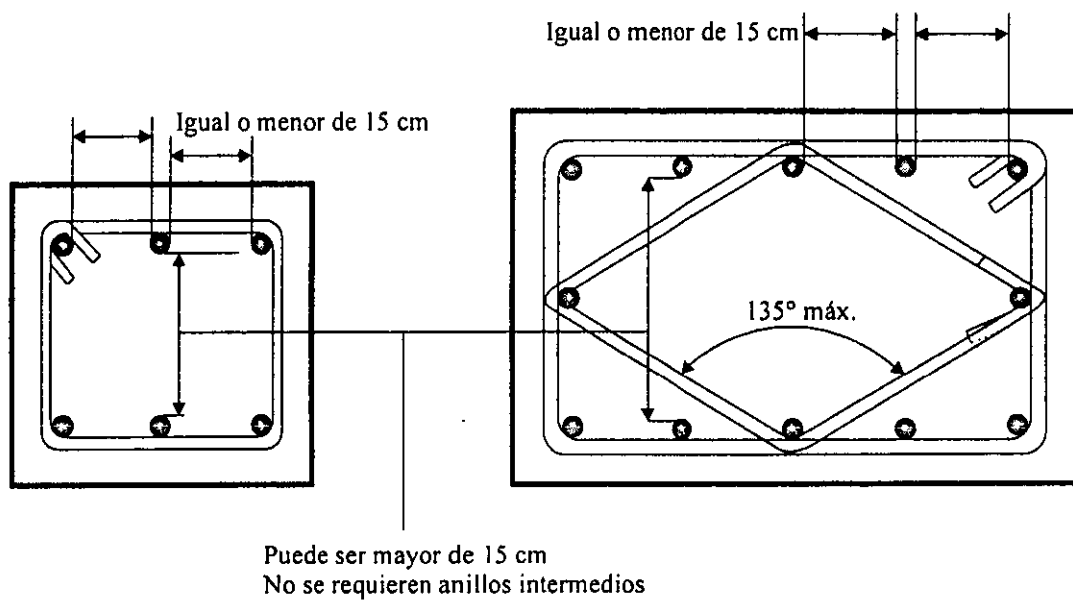


Figura 1.7 Croquis para aclarar las distancias entre varillas de columnas apoyadas lateralmente (ACI-95, 1997).

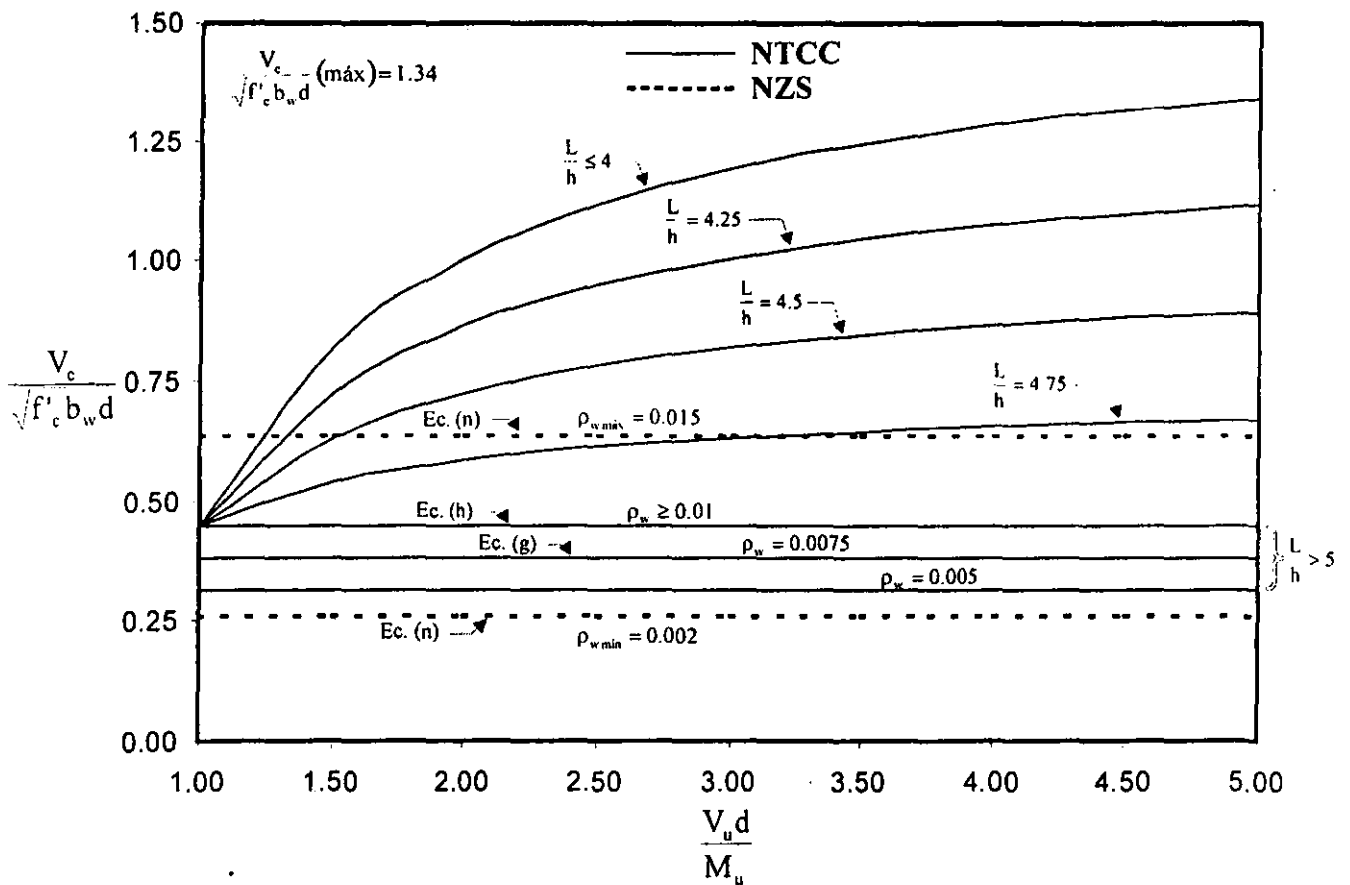
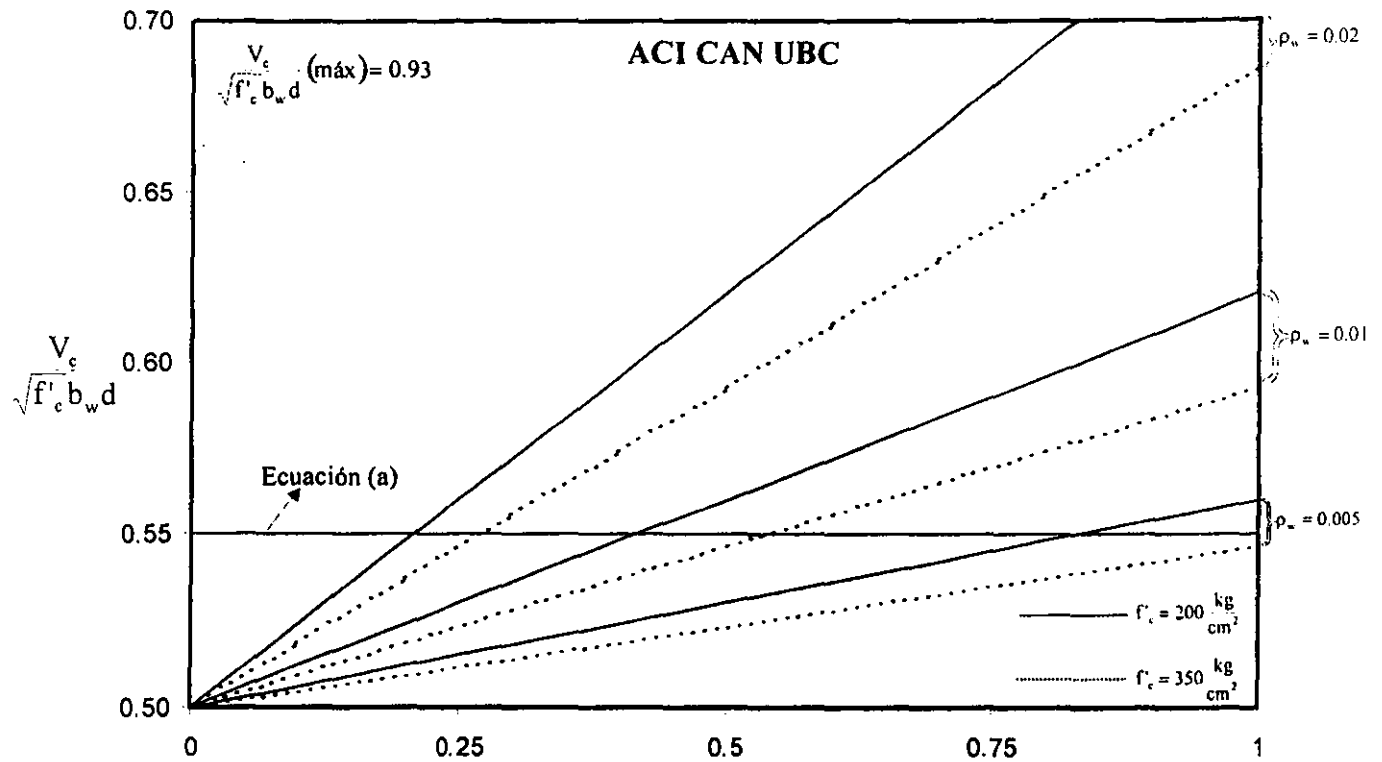


Figura 1.8 Comparación de la variación de $\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} b_w d}$ con f'_c , ρ_w , la relación $\frac{V_u d}{M_u}$ y la relación $\frac{L}{h}$, para vigas en los reglamentos estudiados.

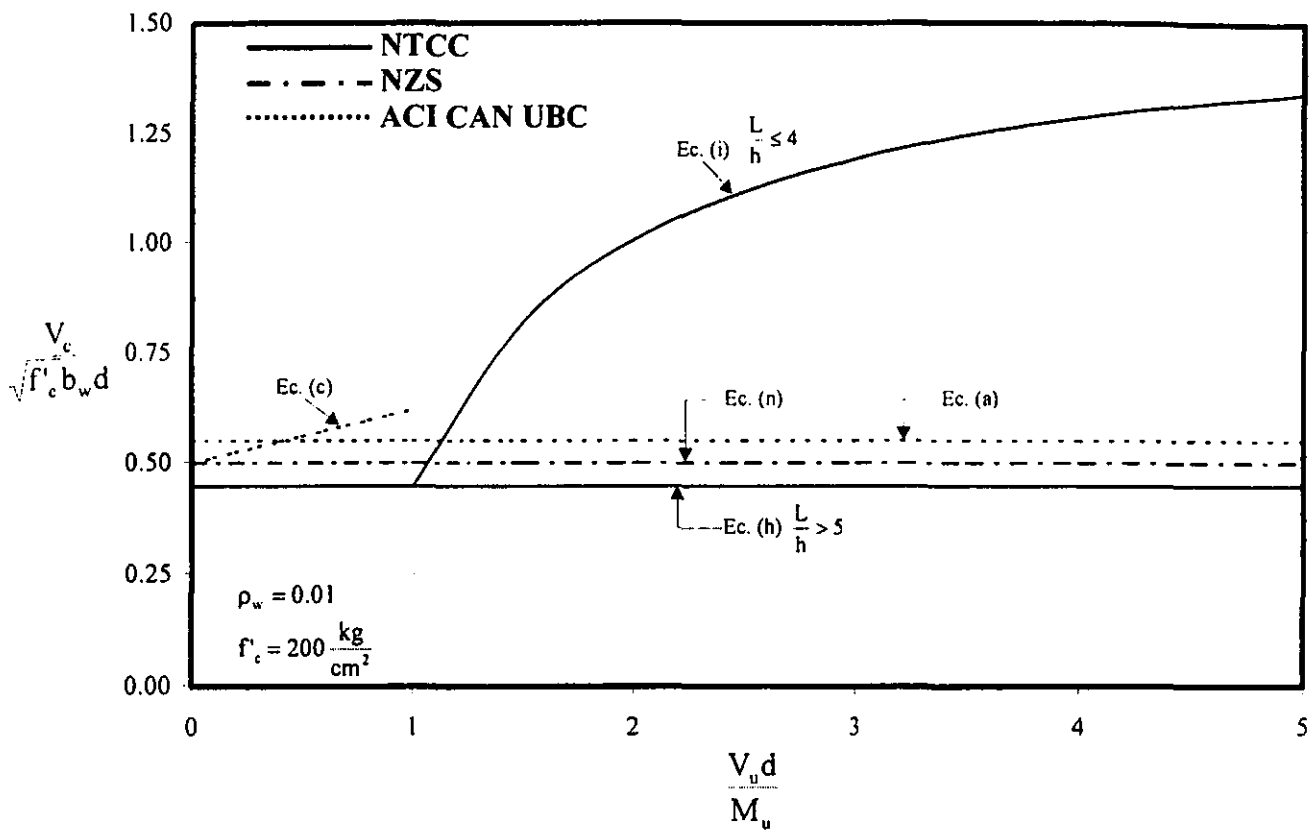


Figura 1.9 Comparación de la variación de $\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} b_w d}$ con $\frac{V_u d}{M_u}$ manteniendo fijos los valores de f'_c y ρ_w , para vigas en los reglamentos estudiados.

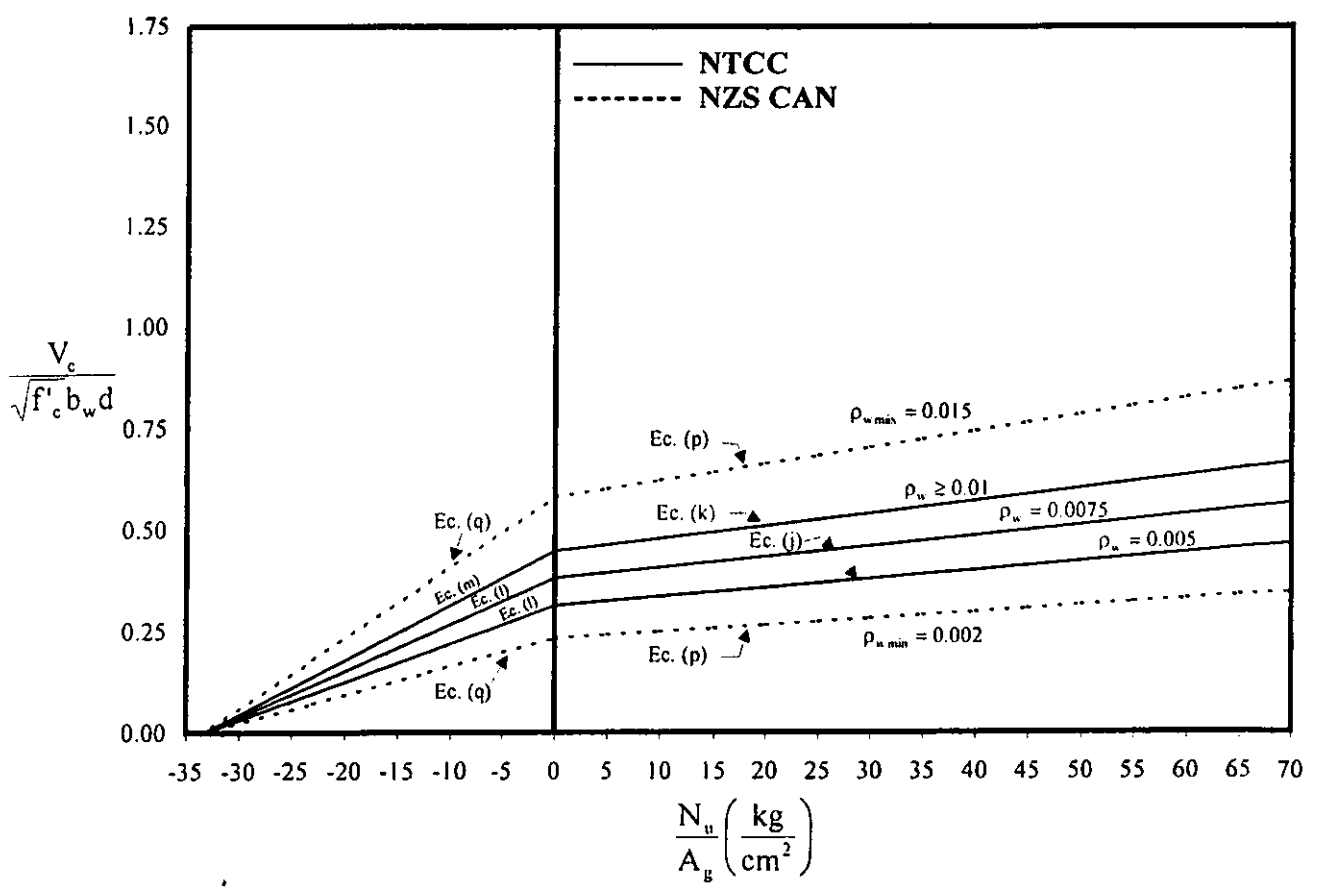
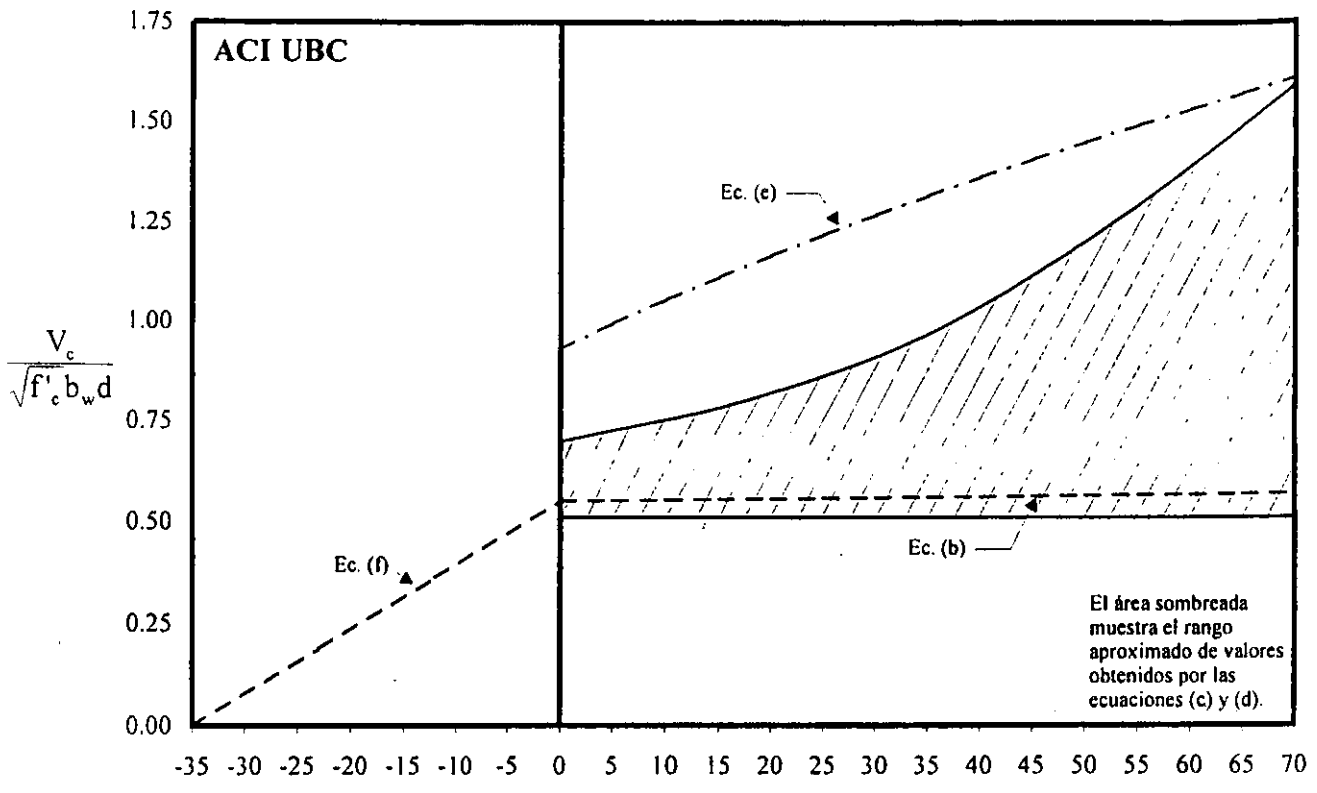


Figura 1.10 Comparación de las ecuaciones de diseño por cortante y carga axial.

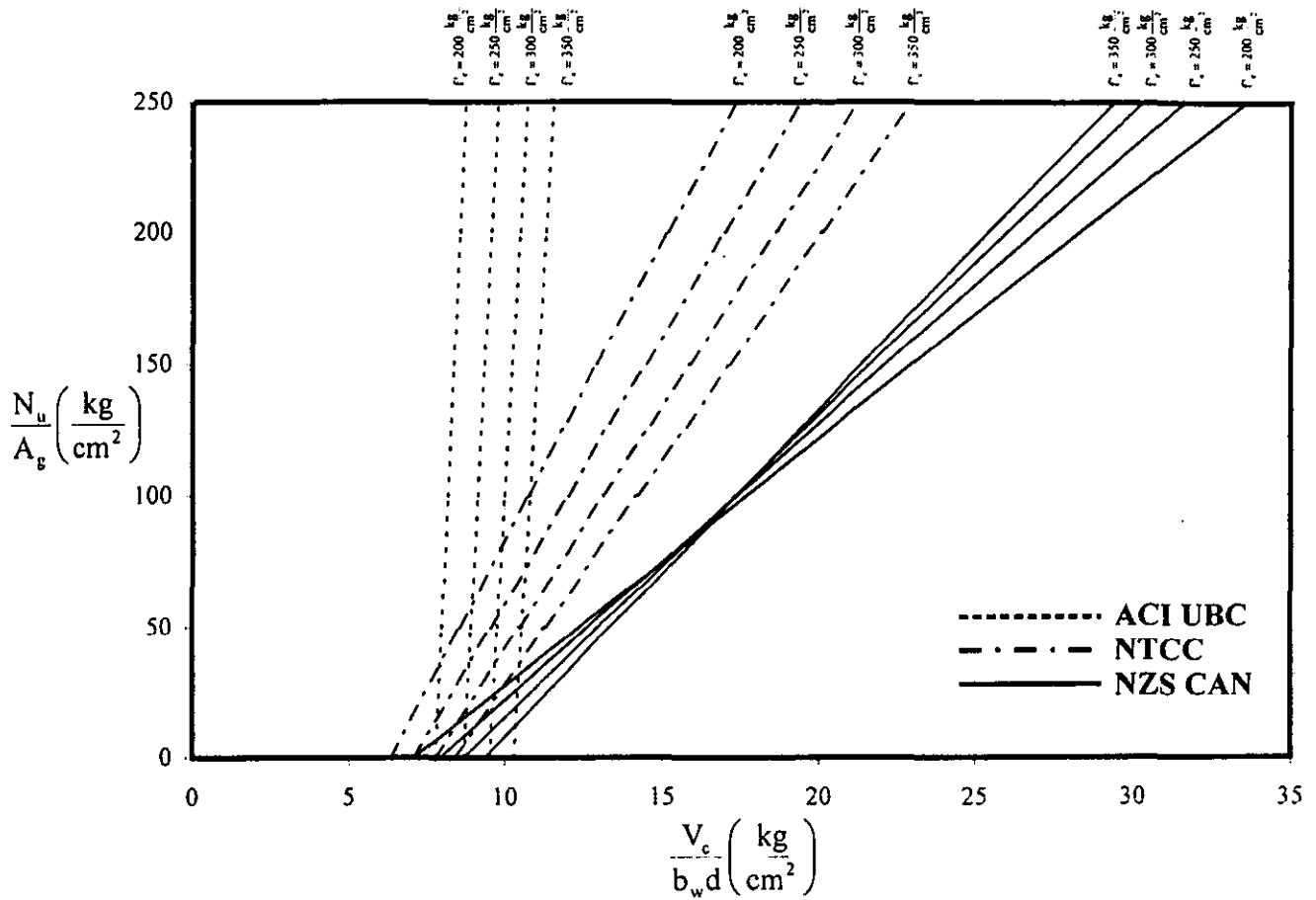


Figura 1.11 Comparación de la variación de $\frac{V_c}{b_w d}$ con f'_c y la relación $\frac{N_u}{A_g}$ para los reglamentos estudiados.

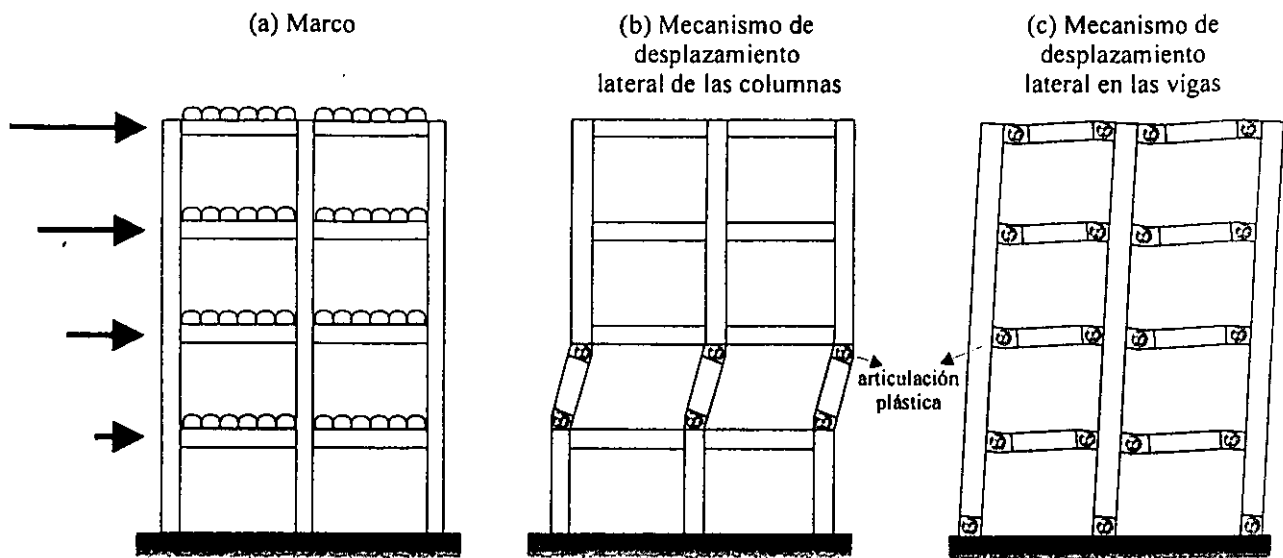
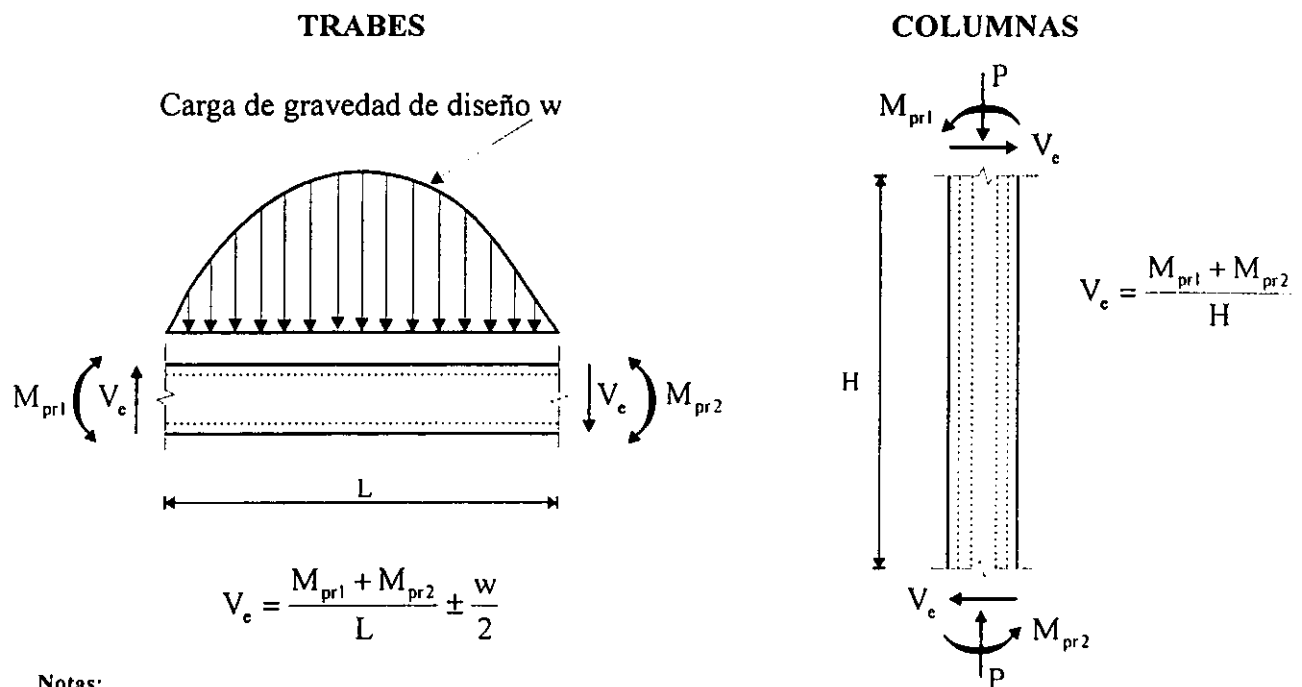


Figura 1.12 Marco y mecanismos de desplazamiento lateral (Park y Paulay, 1992).



Notas:

1. La dirección de la fuerza cortante V_c depende de las magnitudes relativas de cargas de gravedad y cortante generados por los momentos de extremo.
2. Los momentos de extremo M_{pr} están basados en el esfuerzo del acero en tensión $= 1.25f_y$ donde f_y es la resistencia especificada a la fluencia. (Ambos momentos de extremo deberán considerarse en ambas direcciones).
3. Los momentos de extremo M_{pr} para columnas no necesitan ser mayores que los momentos generados por los momentos M_{pr} de las vigas que se enmarcan en las juntas viga-columna. V_c no debe ser nunca menor que la requerida por el análisis de la estructura.

Figura 1.13 Cortantes de diseño para columnas y traveses (ACI-95, 1997).

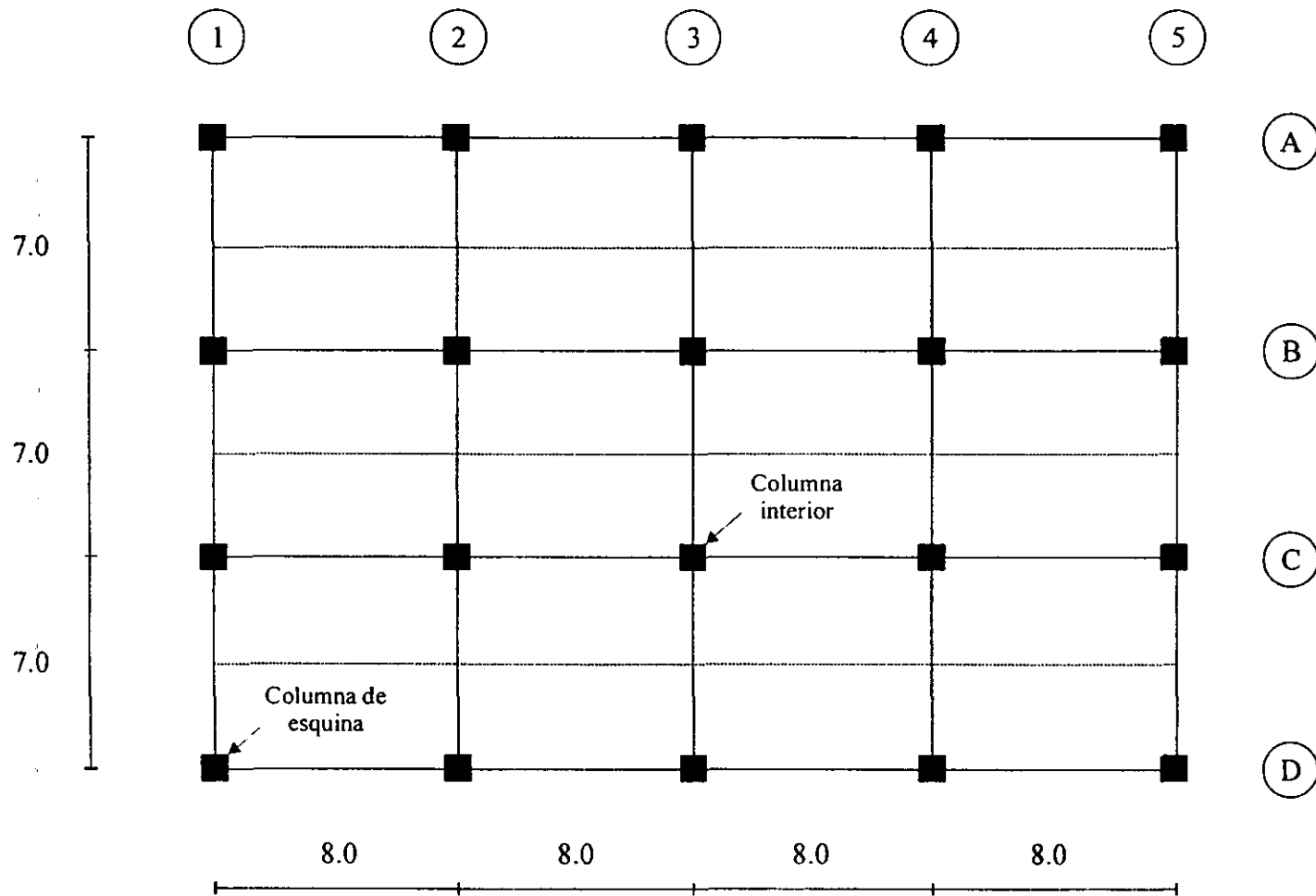


Figura 1.14 Planta tipo del edificio de 15 niveles E15Q3M1, acotaciones en m (Tena *et al.*, 1997).

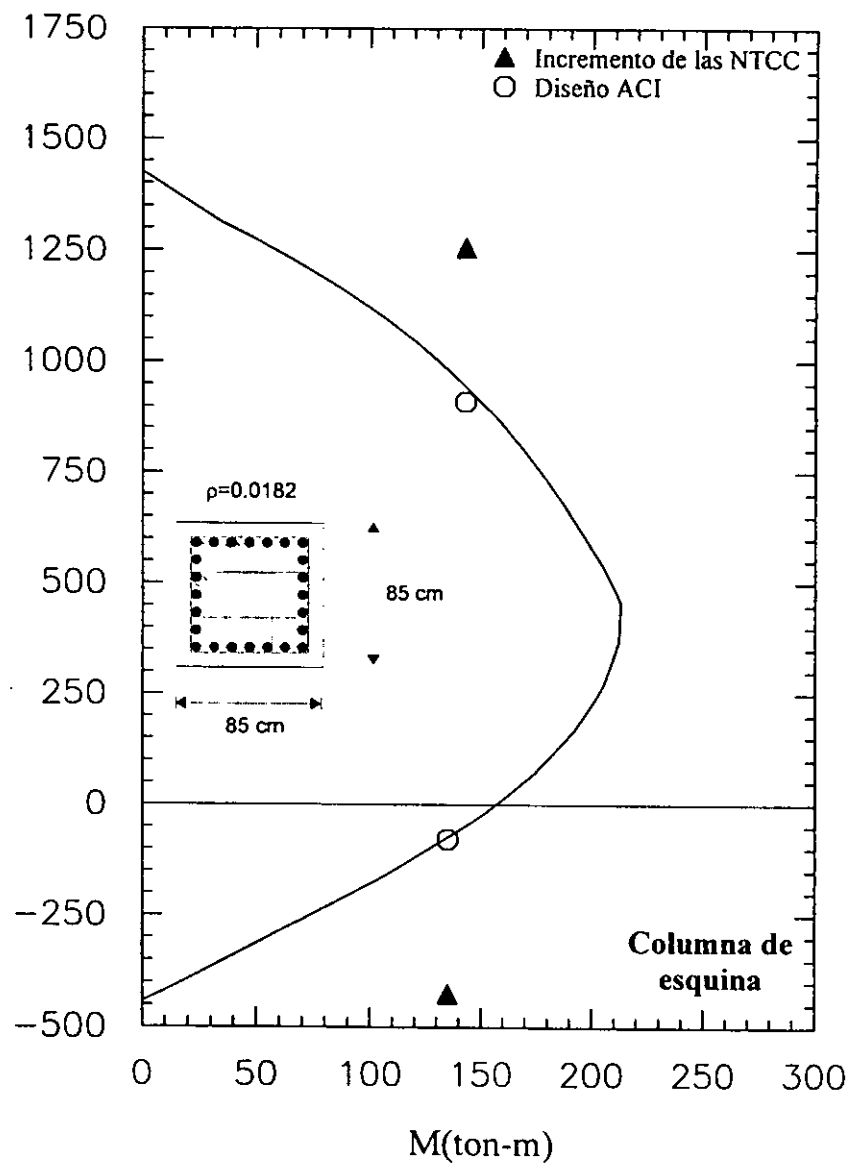
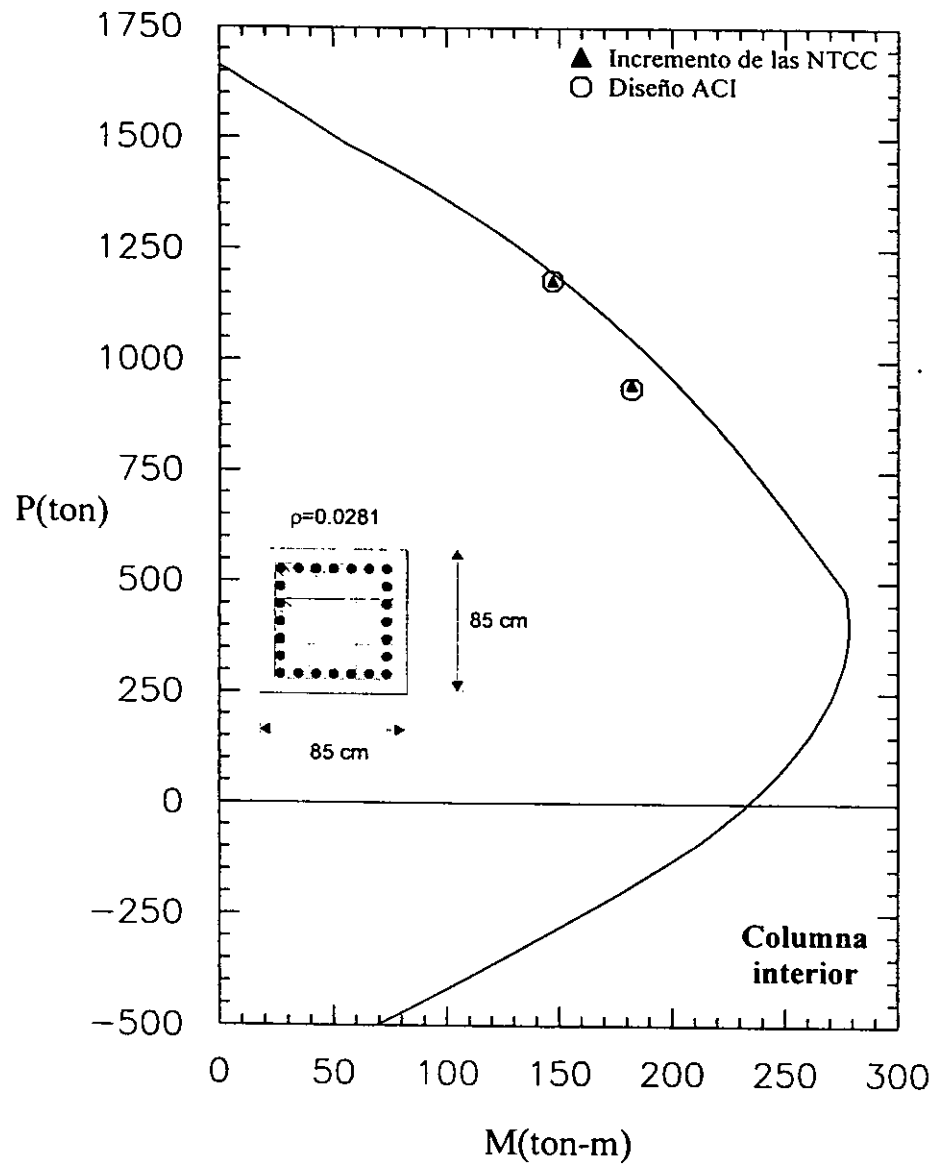


Figura 1.15 Diagramas de interacción para mostrar el incremento propuesto por las NTCC.

Capítulo 2

Investigaciones recientes

Las investigaciones recientes relacionadas con el comportamiento de marcos dúctiles de concreto reforzado sujetos a cargas sísmicas están orientadas básicamente a determinar la ductilidad local y global en la estructura, con el objeto de incorporarlas explícitamente en los reglamentos para diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado, dado que la filosofía actual de diseño sismorresistente recae en la disipación de la energía mediante deformaciones inelásticas en caso de un sismo severo, y así asegurar la formación del mecanismo dúctil planeado.

Diversos análisis dinámicos no lineales de estructuras diseñadas con las cargas estáticas prescritas por los reglamentos y sometidas a sismos severos, han proporcionado índices del orden de las deformaciones inelásticas y ductilidades requeridas. Sin embargo, es difícil llegar a conclusiones generales debido a numerosas variables e incertidumbres involucradas (Park y Paulay, 1992).

Uno de los factores importantes en la determinación de la ductilidad local en los elementos, y global en la estructura, es la sobrerresistencia, la cual ha sido tratada con frecuencia en estudios recientes y es estudiada como tema fundamental en este capítulo.

Las fuentes de sobrerresistencia más comunes son: resistencias en el acero y en el concreto mayores de las especificadas, mayor tamaño de los elementos, cuantías de acero de refuerzo mayores a las requeridas, la utilización de factores de reducción de resistencia o factores reductivos relacionados con los materiales, otras combinaciones de carga, cargas gravitacionales de diseño excesivas y la participación de elementos no estructurales.

La inclusión de los efectos de sobrerresistencia es un punto esencial en el diseño por capacidad utilizado inicialmente en Nueva Zelanda para asegurar que ocurra la deformación post-elástica preseleccionada durante un sismo severo y que el nivel de cargas sísmicas de diseño utilizadas sea el apropiado (Park, 1996).

2.1 Fuentes de sobrerresistencia en la estructura.

Se puede asegurar que cualquier estructura diseñada con los reglamentos actuales de diseño sísmico de concreto reforzado presentará sobrerresistencia, es decir, la resistencia lateral de la estructura resultará mayor que las fuerzas sísmicas utilizadas en el diseño. Se han reconocido diferentes factores que provocan sobrerresistencia en la estructura (Park, 1996):

- Resistencias de los materiales mayores que las nominales y, en general, las características esfuerzo-deformación del acero y del concreto.
- Utilización de factores de reducción de resistencia o factores reductivos relacionados con los materiales.
- Secciones de los elementos mayores que las supuestas, por ejemplo, la contribución de la losa y su refuerzo en el comportamiento a flexión de las vigas.
- Efectos debidos a la deformación de los miembros ante la ocurrencia de grandes desplazamientos, por ejemplo, compresión axial en vigas debida a la restricción lateral y el efecto sobre los elementos estructurales adyacentes a muros estructurales debido a su alargamiento provocado por las rotaciones en las articulaciones plásticas.
- Ubicación de refuerzo adicional que no se toma en cuenta en los cálculos de diseño debido a: propósitos constructivos, la satisfacción de requisitos mínimos de refuerzo o la ubicación por disponibilidad de barras de cierto diámetro.
- Condiciones de carga más críticas por gravedad o viento para el diseño de algunas secciones.
- Redistribución de los momentos después de la fluencia mayor que la considerada en el diseño.
- Participación de elementos no estructurales.
- Sobrestimación de la rigidez en estructuras desplantadas sobre roca o suelo firme, provocando la utilización de fuerzas sísmicas de diseño mayores.

Otros factores que pudieran contribuir a la sobrerresistencia son (Luaces, 1995):

- Requisitos de capacidades resistentes mínimas, por ejemplo, el armado a flexión positiva que debe colocarse en las vigas en el diseño de marcos dúctiles para garantizar que la resistencia a momento positivo sea al menos la mitad de la resistencia proporcionada a momento negativo (sección 1.3.2).
- Contribución del refuerzo en compresión. Se suele despreciar, en la práctica, la participación del refuerzo en compresión, lo que provoca utilizar mayor cantidad de refuerzo en tensión.
- Incremento de las resistencias de los materiales ante cargas rápidas. La mayoría de los ensayos de elementos de concreto reforzado se han hecho bajo cargas casi estáticas, teniéndose poca información respecto al efecto de velocidades de carga mayores equivalentes a las cargas sísmicas, donde dicho efecto tiende a incrementar la resistencia de los materiales.
- Utilización de factores de carga.
- Cargas vivas normativas mayores que las reales.
- Efectos tridimensionales; los análisis planos de uso común en la práctica no consideran el comportamiento tridimensional real de la estructura.

Todas estas fuentes de sobrerresistencia han sido reconocidas y bien identificadas; sin embargo, no todas se pueden estimar con precisión, ni todas influyen de la misma forma en los elementos o en la estructura en general. En un estudio experimental realizado por Shahrooz y Moehle (1990), se sometió un modelo con marcos dúctiles hecho en escala a diferentes solicitaciones sísmicas. Los resultados indican que la resistencia de la estructura fue varias veces superior a las fuerzas de diseño establecidas en el UBC, y que dentro de las fuentes de sobrerresistencia más significativas estuvieron:

- El requisito que contempla que el armado que se debe colocar a flexión positiva en las vigas para garantizar que la resistencia a momento positivo sea al menos la mitad de la resistencia proporcionada a momento negativo.
- Las resistencias reales de los materiales que exceden las resistencias nominales de diseño.
- La contribución de la losa y su refuerzo a la resistencia a momento negativo.

El efecto de la losa duplicó la resistencia a momento negativo en las vigas, la fuerza cortante actuante sobre las vigas fue consecuentemente incrementada hasta un 50% sobre la fuerza cortante de diseño calculada de acuerdo a los códigos; además, las relaciones entre las resistencias de columna a viga disminuyeron un 75% respecto a las relaciones de diseño.

Por otro lado, Luaces (1995), en su estudio analítico, destaca el efecto de la participación de las losas en la capacidad resistente de trabes, en las secciones de borde a flexión negativa se alcanzan incrementos del 50% y en secciones centrales del orden del 70%.

La participación del refuerzo de la losa en el desarrollo de la resistencia a flexión de la viga ha sido consistentemente observada en estudios experimentales; sin embargo, es difícil estimar con propósitos de diseño la cuantía efectiva de refuerzo de la losa que pudiera participar en la resistencia a momento de una viga. El grado de participación de las barras de la losa depende de la magnitud de las deformaciones inelásticas que el sismo imponga, entre más grandes sean las rotaciones en las articulaciones plásticas adyacentes a las caras de las columnas, más barras de la losa alejadas de la columna contribuyen en la resistencia a momento. Por otro lado, las fuerzas de tensión en las barras de la losa, debidas a la función de patín que pudiera tener ésta, necesitan transmitirse por medio de la viga a la junta viga-columna, es decir, la contribución de cualquier barra dependerá de su anclaje en el interior de la losa que actúa como patín y la efectividad de las barras cortas ubicadas en el extremo superior de la losa para resistir momentos negativos originados por condiciones de gravedad sobre una viga transversal, descenderá rápidamente con su distancia a la junta. Finalmente, la efectividad de las barras de la losa también será afectada por la presencia o ausencia de vigas transversales, este caso es de particular importancia en losas monolíticas con vigas de borde (Paulay y Priestley, 1992).

En algunas pruebas experimentales la participación de la losa depende mucho del dispositivo de prueba, puede ocurrir que dicho dispositivo ayude o fomente dicha participación (Tena, 1998).

Como resultado de pruebas experimentales realizadas por Cheung y sus colaboradores en 1991, el código neozelandés (Standards New Zealand, 1995) recomienda un ancho efectivo para considerar la contribución del refuerzo longitudinal de la losa en la resistencia a momento negativo de la viga, además de aquellas barras ubicadas dentro del ancho del alma de la viga. Para vigas interiores, se define como un cuarto del claro de la viga extendido desde el centro de la sección a cada lado de la misma (Park, 1996).

Así, resulta deseable considerar, en los reglamentos de concreto reforzado que no lo hayan hecho, el efecto de sobrerresistencia debido a la participación de la losa en la resistencia del momento negativo, con la intención de hacer explícito el procedimiento de diseño y aproximarse más al comportamiento real de las vigas a flexión y, consecuentemente, de las estructuras.

Algunas de las contribuciones a la sobrerresistencia en la estructura mencionadas anteriormente pueden ser razonablemente estimadas con precisión, como la magnitud de la sobrerresistencia en el acero y el concreto, el efecto de los factores de reducción y los factores reductivos en los materiales; sin embargo, las demás contribuciones son más difíciles de cuantificar. De cualquier forma, aparentemente la resistencia ante carga lateral real de estructuras de concreto reforzado puede ser fácilmente entre 50% y 100% mayor que la resistencia ante carga sísmica lateral utilizada en el diseño (Park, 1996).

2.2 Sobrerresistencia implícita en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño.

Las fuerzas estáticas equivalentes de diseño sísmico generalmente se obtienen reduciendo las aceleraciones provenientes de un espectro de respuesta elástico. Esta reducción en las fuerzas elásticas de inercia se justifica por la ductilidad de la estructura y, en algunos casos, también por la sobrerresistencia en la misma (Park, 1996).

Algunos ejemplos son: el Uniform Building Code (UBC-94, 1994) obtenía la aceleración sísmica de diseño dividiendo la aceleración elástica de respuesta por un factor R_w que tomaba en cuenta ambos conceptos: la ductilidad y la sobrerresistencia; actualmente el reglamento del UBC (UBC-97, 1997) incorpora un factor de amplificación de la fuerza sísmica (Ω_o) para tomar en cuenta la sobrerresistencia estructural. El código de cargas neozelandés determina la aceleración sísmica de diseño a partir de un espectro de aceleraciones elástico uniforme que toma en cuenta el riesgo sísmico, utilizando un factor de ductilidad de desplazamiento de la estructura (μ) y un factor de funcionamiento estructural S_p , que es una estimación de la habilidad de la estructura para soportar desplazamientos cíclicos e incluye el efecto de la sobrerresistencia de la estructura (Park, 1996).

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-95, 1995) establecen: "Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo Q' ". El factor Q (o en forma más general Q') también considera los efectos de la ductilidad y de la sobrerresistencia: "Siempre que no ocurra una falla de tipo frágil, la mayoría de las

estructuras poseen reservas de capacidad ante carga lateral no consideradas en el diseño convencional. Estas reservas son consecuencia de diversos hechos: el uso de factores reductores de la resistencia que se utilizan en diseño; que las resistencias reales de los materiales exceden en promedio a sus resistencias nominales; que las fórmulas que se emplean para calcular la capacidad de una sección de un miembro estructural ante diversos tipos de sollicitación son conscientemente conservadoras y finalmente, que en el diseño, al redondear hacia números enteros de elementos de tamaños comerciales, se yerra sistemáticamente del lado conservador. Asociar las reservas de resistencia a estos efectos es congruente con el concepto de probabilidad de falla y lo que ello implica. Las reservas son particularmente notorias ante perturbaciones de corta duración. El resultado neto es que un aparente grado uniforme de seguridad conduce a grados que en realidad son variables y apreciablemente superiores, mismos que están englobados en los factores Q como adición a los efectos de ductilidad” (“Comentarios”, 1991).

Es evidente que el efecto de la sobrerresistencia de la estructura en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño se ha incluido de una manera subjetiva en los diferentes reglamentos. El grado de precisión utilizado para tomar ventaja de la probable sobrerresistencia estructural y reducir las fuerzas sísmicas no concuerda con los resultados obtenidos de un cálculo depurado de las resistencias de los miembros y las conexiones que resisten dichas fuerzas. En la realidad, la sobrerresistencia varía de una estructura a otra, aún considerándose estructuras con características similares (Park, 1996).

2.3 Efectos adversos de la sobrerresistencia.

Los efectos de la sobrerresistencia no son siempre benéficos para el comportamiento de la estructura. Por ejemplo, la sobrerresistencia a flexión de las vigas de un marco dúctil puede producir la formación de un mecanismo de desplazamiento lateral en las columnas (falla de piso suave). De la misma forma, la sobrerresistencia a flexión de los miembros provoca un incremento en las fuerzas cortantes cuando se forman las articulaciones plásticas, lo que puede resultar en una falla frágil por cortante. Los elementos no estructurales, por ejemplo muros divisorios, pueden provocar falla por cortante debido a efectos de columna corta o fallas de piso suave. La sobrerresistencia en el acero puede provocar deterioro por adherencia. De aquí que los efectos de una posible sobrerresistencia necesiten ser cuidadosamente considerados en el diseño, para asegurar que no ocurran mecanismos de falla indeseables como resultado de un cambio en la jerarquía del modo de falla (Park, 1996).

En el estudio analítico de Luaces (1995), utilizando análisis estáticos no lineales ante carga monotónica creciente, se destaca que como consecuencia de la sobrerresistencia a flexión, la demanda de cortante en las trabes alcanza valores de hasta 26% en los diseños realizados con las NTCC, mientras que, utilizando el método alternativo propuesto en las NTCC, la demanda de cortante excede al cortante de diseño hasta en 78%, sugiriendo que deben estudiarse las posibles fuentes de sobrerresistencias asociadas a la capacidad a cortante, ya que de no garantizarse niveles iguales o superiores a los valores anteriores, se modificará el modo de falla de las estructuras, presentándose fallas frágiles por cortante, asociadas a una rápida degradación de resistencia, antes de alcanzarse la falla dúctil por flexión. Cabe destacar que en el estudio analítico de Luaces se utilizó una estimación de la rigidez lateral

basándose en diagramas momento-curvatura y en momentos de inercia efectivos de las secciones (Miranda, 1999), estos criterios son diferentes a los que comúnmente se utilizan en la práctica interpretando el RCDF y sus NTCC, según se muestra en una encuesta aplicada a despachos de diseño estructural en un estudio realizado por Murià *et al* (1997). Por otra parte, los diseños no se hicieron rigurosamente conforme a las NTCC, ya que se utilizó el modelo de Scott, Park y Priestley sin confinamiento y un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo para el diseño de los refuerzos en las columnas, además que no se aprecia que se hayan utilizado los factores de reducción correspondientes en el método alterno que proponen las NTCC. La utilización de criterios de rigidez lateral diferentes provoca que los diseños de Luaces luzcan conservadores respecto a los diseños realizados siguiendo los criterios que normalmente se utilizan en la práctica, según se muestra en Tena *et al* (1997), para su edificio de doce niveles se establece que la distorsión de entrepiso máxima de diseño es $\Delta=0.0035$, muy por debajo del límite inferior permitido por el RCDF-93 ($\Delta=0.0060$). Por otro lado, en Tena *et al* (1997) se demuestra que realizando análisis dinámicos no lineales ante acelerogramas del sismo del 19/09/85, los mecanismos de falla no se alteran considerando sobrerresistencias, y que la respuesta es más favorable, prácticamente elástica, determinando que el modelo de Luaces no es el más idóneo para concluir respecto a los efectos de sobrerresistencia en diseños basados en el RCDF y sus NTCC.

2.4 Diseño por capacidad.

En Nueva Zelanda se ha utilizado un procedimiento de diseño sísmico desde los años setenta, conocido como diseño por capacidad, el cual asegura que se desarrolle el mecanismo más apropiado de deformación post-elástica ante un evento sísmico severo (Park, 1996).

El diseño por capacidad, contemplado en el código neozelandés, es el primer procedimiento de diseño que toma en cuenta explícitamente la sobrerresistencia.

En el diseño por capacidad de estructuras resistentes a sismos, diferentes elementos del sistema primario de resistencia de fuerzas laterales son escogidos, apropiadamente diseñados y detallados para disipar energía ante condiciones severas de deformación. Las regiones críticas de estos miembros, denominadas articulaciones plásticas, son detalladas para desarrollar flexiones inelásticas, y la falla por cortante se controla mediante un adecuado diferencial de resistencia. Todos los demás elementos estructurales son protegidos en contra de las acciones que pudieran provocarles la falla, proveyéndolos de resistencias superiores a la resistencia máxima factible que se desarrollaría en las zonas potenciales de aparición de articulaciones plásticas (Paulay y Priestley, 1992).

Las siguientes características distinguen el procedimiento de diseño (Paulay y Priestley, 1992):

- a) Las zonas potenciales de aparición de articulaciones plásticas se definen claramente y se diseñan para tener resistencias a flexión confiables. Subsecuentemente, estas regiones son detalladas para asegurar que las demandas de ductilidad estimadas en estas

zonas puedan ser sustentadas confiablemente. Esto se logra, *a-priori*, con un espaciamiento reducido y un anclaje adecuado del refuerzo transversal.

- b) Los modos indeseables de deformación inelástica, como los originados por inestabilidad, cortante o adherencia, dentro de los miembros que contienen articulaciones plásticas, se inhiben asegurando que las resistencias de estos modos exceden la capacidad de las articulaciones plásticas considerando que éstas desarrollan sobrerresistencia.
- c) Las zonas potencialmente frágiles o aquellos elementos no diseñados para disipar energía son protegidos asegurando que su resistencia excede las demandas originadas por la sobrerresistencia presentada en las articulaciones plásticas. Así, estas zonas son diseñadas para permanecer elásticas independientemente de la intensidad del movimiento del terreno o de la magnitud de las deformaciones inelásticas que pudieran ocurrir.

Tomando como ejemplo los marcos dúctiles en edificios, la ductilidad de la estructura se logra mejor con la formación de un mecanismo de desplazamiento lateral en las vigas (fig 1.12c), ya que con un diseño apropiado de las articulaciones plásticas en las vigas y en la base de las columnas puede tenerse una ductilidad adecuada. De esta forma se defiende el enfoque de columna fuerte-viga débil. En el diseño de las articulaciones plásticas por cortante y en el diseño de las demás regiones de la estructura por flexión y cortante, se tomarán en cuenta las máximas acciones posibles que se impondrán en dichas regiones, las cuales deberán calcularse incluyendo los efectos de sobrerresistencia a flexión en las articulaciones plásticas definidas. Así, se puede evitar la formación de mecanismos de desplazamiento lateral en las columnas (piso suave, fig 1.12b) que involucran una demanda excesiva de rotación plástica en las columnas de un solo nivel (Park, 1996).

Otros reglamentos como el ACI, UBC, CAN y las NTCC, intentan incorporar tímidamente algunos principios relacionados con la sobrerresistencia, que están consolidados en el procedimiento de diseño por capacidad. Por ejemplo, en las secciones correspondientes a marcos resistentes a sismos (dúctiles) se establece en estos reglamentos que la fuerza cortante de diseño deberá determinarse a partir del equilibrio del miembro entre las caras de los apoyos, suponiendo que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción y con el esfuerzo en el acero de tensión igual a $1.25f_y$, y que a lo largo del miembro actúan las cargas verticales multiplicadas por el factor de carga (fig 1.13). Es evidente que esta disposición pretende considerar algunos de los efectos de sobrerresistencia buscando proteger la falla frágil por cortante en las vigas; sin embargo, es una disposición aislada dentro de estos reglamentos y, en general, en ninguno de ellos se adopta estrictamente la filosofía de diseño por capacidad. Cabe aclarar que en el UBC (UBC-97, 1997) ya se han introducido otros conceptos en las distribuciones de fuerzas laterales por sismo (factores de carga modificados por redundancia y confiabilidad), sin embargo, estos se han considerado únicamente en el capítulo de diseño sísmico y ningún cambio se ha hecho con relación a la sobrerresistencia en el capítulo de concreto.

2.5 Sobrerresistencia debida a las características reales esfuerzo-deformación en los materiales.

2.5.1 Acero de refuerzo.

El esfuerzo de fluencia real y las características esfuerzo-deformación del acero de refuerzo pueden tener un efecto significativo en el comportamiento post-elástico de estructuras de concreto reforzado durante un evento sísmico severo. En la práctica el esfuerzo de fluencia real del acero excederá normalmente al esfuerzo de fluencia f_y utilizado en el diseño. También, durante un sismo severo, en las regiones designadas para la aparición de articulaciones plásticas en estructuras dúctiles de concreto reforzado, el acero de refuerzo longitudinal puede alcanzar deformaciones del orden de veinte veces o más la deformación correspondiente al esfuerzo de la primera fluencia y, consecuentemente, puede ocurrir un incremento en el esfuerzo del acero debido al endurecimiento por deformación. La resistencia a flexión máxima probable en las articulaciones plásticas equivale a la resistencia a flexión considerando sobrerresistencia. Es evidente que las propiedades del acero de refuerzo utilizado en el diseño sísmico deberían estar basadas en un análisis estadístico de las propiedades esfuerzo-deformación para determinar los límites de la resistencia a flexión en elementos de concreto reforzado (Park, 1996).

En Nueva Zelanda se han dirigido diversos estudios estadísticos (Andriono y Park, 1986) basados en una muestra de cinco años de producción de los grados de acero de refuerzo manufacturados en dicho país para establecer el valor del percentil 5 del esfuerzo de fluencia, el valor del percentil 95 del esfuerzo de fluencia, el esfuerzo último, el módulo de elasticidad, el módulo en el endurecimiento por deformación, la deformación al inicio del endurecimiento por deformación, y la deformación última. Los resultados estadísticos de las propiedades esfuerzo-deformación del acero de refuerzo determinados en dicho estudio fueron utilizados en análisis momento-curvatura de secciones de vigas de concreto reforzado; incorporando la técnica de simulación de Monte Carlo se evaluaron los factores de sobrerresistencia a flexión en vigas para utilizarlos en el diseño sísmico tomando en cuenta la variación probable en las propiedades del acero y del concreto.

El valor del percentil 5 del esfuerzo de fluencia, conocido en Nueva Zelanda como el menor valor característico del esfuerzo de fluencia, es considerado como el apropiado para determinar las áreas de refuerzo requeridas en el diseño de los miembros por resistencia. El código neozelandés del acero de refuerzo (Standards Association of New Zealand) también requiere que el valor del percentil 95 del esfuerzo de fluencia, conocido como el valor mayor característico del esfuerzo de fluencia, no exceda un valor específico para asegurar que la sobrerresistencia del acero no sea muy grande. Además, se especifican valores mínimos y máximos del esfuerzo de fluencia, de tal forma que ningún valor del esfuerzo de fluencia debe caer fuera del intervalo de estos valores. Los valores especificados para el esfuerzo de fluencia en los dos grados de acero de refuerzo manufacturados en Nueva Zelanda son (Park, 1996):

Esfuerzo de Fluencia	Mínimo MPa	Menor valor característico MPa	Mayor valor característico MPa	Máximo MPa
Grado 300	275	300	355	380
Grado 430	410	430	500	520

Notas: 1 MPa=10.19kg/cm². La relación entre los valores característicos del esfuerzo de fluencia mayor y menor, es igual a 1.17 en promedio. El intervalo permitido para la relación entre el esfuerzo último y el esfuerzo de fluencia es de 1.15 a 1.4 o 1.5.

Es evidente que la deformación en el acero correspondiente al esfuerzo último debe ser al menos de 10%, para asegurar que aparezcan factores de ductilidad de curvatura altos en las vigas (Park, 1996).

En el estudio realizado por Andriono y Park (1986) se establece que la sobrerresistencia a flexión provocada por el acero de refuerzo neozelandés en las articulaciones plásticas de vigas de concreto debe tomarse como $1.25M_n$, donde M_n es la resistencia nominal a flexión de la sección calculada utilizando el menor valor característico del esfuerzo de fluencia en el acero. Este 25% de incremento en M_n toma en cuenta la probabilidad de que el esfuerzo de fluencia real del acero sea mayor que el menor valor característico (aproximadamente un 17%, tomado de la relación entre los valores característicos del esfuerzo de fluencia mayor y menor) y el incremento en el esfuerzo del acero sobre el esfuerzo de fluencia debido al endurecimiento por deformación en deformaciones grandes (aproximadamente un 8%, Park, 1996).

Un estudio similar fue realizado en México por Rodríguez y Botero (1994) quienes después de efectuar un estudio experimental con aceros de refuerzo producidos en nuestro país elaboraron un análisis estadístico de sus propiedades mecánicas y definieron las curvas típicas esfuerzo-deformación. Los resultados estadísticos de las propiedades esfuerzo-deformación del acero de refuerzo fueron utilizados en análisis momento-curvatura de secciones de elementos estructurales típicos para evaluar sus capacidades de resistencia y ductilidades de curvatura.

Los parámetros básicos determinados para construir la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo fueron: el esfuerzo de fluencia, el esfuerzo último, el módulo de elasticidad, el módulo en el endurecimiento por deformación, la deformación al inicio del endurecimiento por deformación, la deformación última, y el valor de la potencia que define la curva en la zona de endurecimiento por deformación; con sus respectivos valores estadísticos: media, desviación estándar, coeficiente de variación, percentil 5 y percentil 95.

Los resultados indican diferencias importantes entre las estadísticas correspondientes a las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo de diámetros grandes (5/8" o mayores) y las correspondientes a diámetros pequeños (1/2" o menores). Comparando la capacidad máxima obtenida del análisis momento-curvatura y la obtenida de acuerdo a criterios de las NTCC (M_i), pero considerando el valor medido para el esfuerzo de fluencia, el valor correspondiente al percentil 5 y el valor de f'_c igual a f'_c , los resultados indican que las

capacidades resistentes máximas evaluadas de los diagramas momento-curvatura oscilan entre $1.16M_i$ y $1.24M_i$ para los percentiles 5 y 95, respectivamente. Otros análisis en este mismo estudio indican sobrerresistencias del orden de $1.7M_i$ y $1.55M_i$.

Es evidente que es muy importante tener disponible información estadística de las propiedades esfuerzo-deformación del acero de refuerzo utilizado en regiones sísmicas. Un diseño por capacidad apropiado no puede comprometerse sin el conocimiento de las variaciones probables de las propiedades del acero de refuerzo, útiles para obtener factores de sobrerresistencia, además no se puede asegurar una adecuada ductilidad en las articulaciones plásticas de los miembros si el comportamiento del acero es frágil (Park, 1996).

2.5.2 Concreto confinado.

El refuerzo transversal en columnas de concreto reforzado tiene tres funciones básicas: confinar el concreto a compresión, prevenir el pandeo prematuro de las barras longitudinales de refuerzo que actúan a compresión y actuar como refuerzo para el cortante; además, las cuantías de refuerzo transversal en columnas diseñadas para resistir fuerzas sísmicas deben asegurar su comportamiento dúctil incrementando la deformación última del concreto a compresión, mediante arreglos apropiados del refuerzo longitudinal y transversal. Una consecuencia del confinamiento es también un incremento en la resistencia a compresión del concreto por encima del valor considerado para concreto no confinado, teniendo como resultado un incremento en la resistencia a flexión de la columna.

Este incremento en la resistencia a flexión de columnas de concreto reforzado debido al aumento en la resistencia a compresión del concreto como resultado del confinamiento puede ser alto. La fig 2.1 muestra el incremento teórico encontrado mediante un análisis cíclico momento-curvatura de una columna de concreto reforzado de sección circular con las siguientes características: $p_t m = 0.1$, $f_y = 275$ MPa, f'_c valores comprendidos en el intervalo de 20 a 40 MPa, y varias presiones de confinamiento (Watson *et al*, 1994), donde:

$$p_t = A_{st} / A_g$$

A_{st} = área total de refuerzo longitudinal.

A_g = área de la sección de la columna.

$$m = f_y / 0.85 f'_c$$

f_y = esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto (no confinado).

N^* = carga axial de compresión en la columna.

f'_l = esfuerzo confinante lateral efectivo actuando en el núcleo de concreto debido al refuerzo transversal.

f'_{co} = esfuerzo de compresión máximo en la curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado.

$\frac{f'_l}{f'_{co}}$ = es una medida de la magnitud del esfuerzo confinante lateral efectivo.

$M_{m\acute{a}x}$ = resistencia a flexión máxima calculada tomando en cuenta el incremento en la resistencia del concreto y en la ductilidad debida al confinamiento, utilizando el modelo de Mander *et al* (1988) pero ignorando el efecto de la sobrerresistencia en el acero.

M_{code} = resistencia a flexión calculada utilizando el enfoque convencional de los reglamentos de diseño de concreto reforzado asumiendo el bloque rectangular de esfuerzos con un esfuerzo promedio de $0.85 f'_c$, una deformación de 0.003 en la fibra extrema a compresión del concreto, los valores nominales f'_c y f_y , y un factor de reducción de resistencia $\phi=1$.

Para el cálculo de la resistencia a flexión máxima $M_{m\acute{a}x}$, incluyendo el efecto de la sobrerresistencia en el acero, se necesitaría utilizar un factor adicional en la fig 2.1; dicho factor es más o menos independiente de la relación de la carga axial y puede ser tomado aproximadamente como 1.25 (Park, 1996).

Los incrementos en la resistencia a flexión mostrados en la fig 2.1 dependen fuertemente de la relación de la carga axial. Esto se debe a que una carga a compresión alta implica una profundidad del eje neutro grande, lo que significa que la resistencia a flexión de la columna depende más de la contribución de la distribución de esfuerzos a compresión del concreto. De acuerdo con el código neozelandés para el diseño de concreto (Standards New Zealand), la cantidad de refuerzo confinante requerido para alcanzar un factor de ductilidad de curvatura específico se incrementa con el nivel de carga axial. Así, para una carga axial alta, el efecto del incremento de la resistencia del concreto en la resistencia a flexión debido al confinamiento es mayor (Park, 1996).

El incremento de la resistencia a flexión de columnas confinadas se ha demostrado también experimentalmente. Se han observado incrementos mayores que los presentados en la fig 2.1 en pruebas de laboratorio, debidos al efecto confinante adicional de la viga o cimentación adyacentes a la sección crítica de la columna (Watson y Park, 1994).

El incremento en la resistencia a flexión debido al confinamiento del concreto y al endurecimiento por deformación en el acero es ignorado actualmente por la mayoría de los reglamentos internacionales, pudiéndose tomar en cuenta en el diseño de secciones sujetas a flexión y carga axial. El incremento debido al confinamiento del concreto podría considerarse en el diseño del refuerzo longitudinal de las columnas, porque provocaría una reducción en el área de refuerzo longitudinal requerida si la carga axial de compresión es considerable. El incremento debería incluirse en el cálculo de las fuerzas cortantes de diseño correspondientes al desarrollo de articulaciones plásticas en columnas, de tal forma que se utilizaría la mayor fuerza cortante probable (Watson *et al*, 1994).

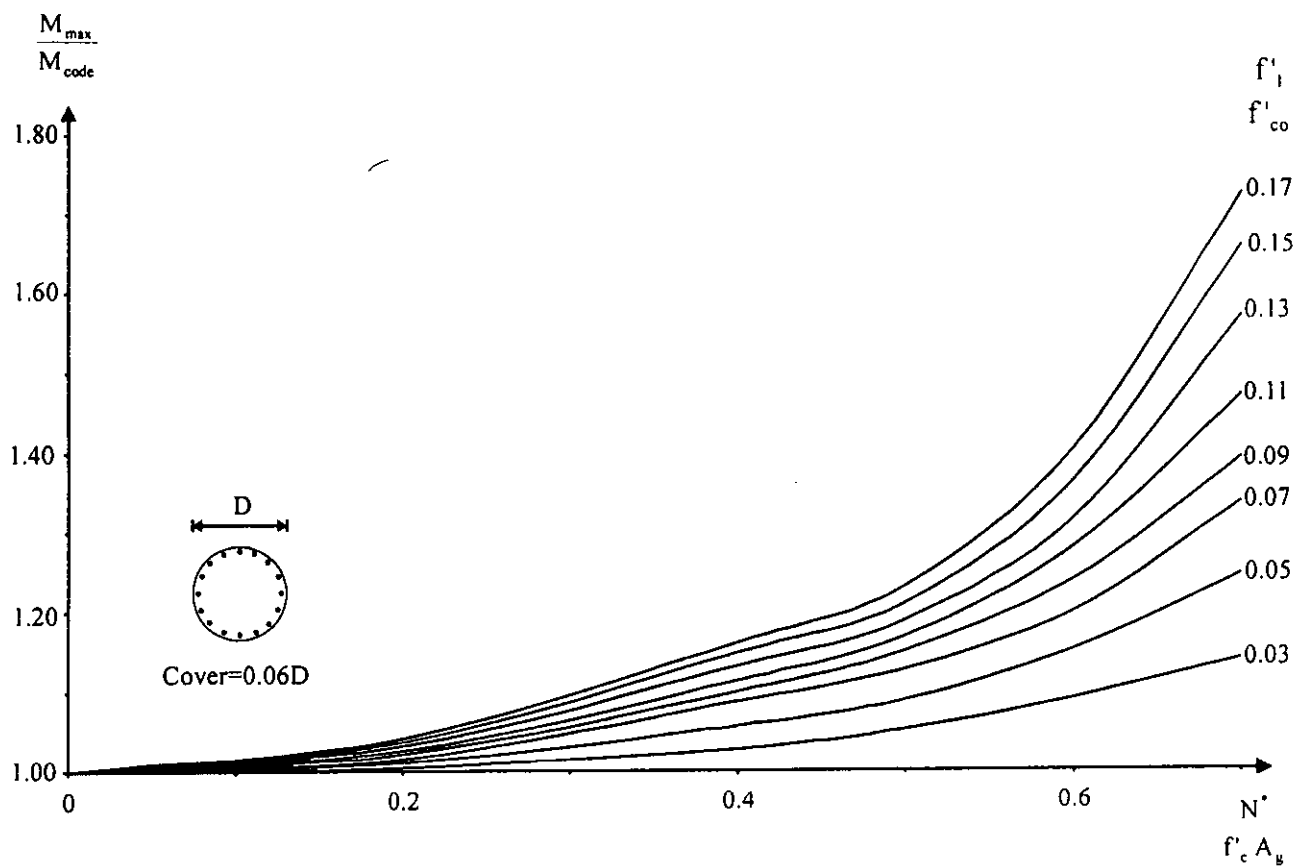


Figura 2.1 Incremento teórico en la resistencia a flexión de una columna circular de concreto reforzado debido al confinamiento del concreto (Watson *et al*, 1994).

Capítulo 3

Modelos constitutivos del concreto reforzado

Para estudiar el comportamiento sísmico de elementos de concreto reforzado resulta indispensable conocer las relaciones esfuerzo-deformación del acero de refuerzo y del concreto. Se han dirigido numerosos experimentos con el objetivo de obtener dichas relaciones, y los resultados son ajustados comúnmente a modelos matemáticos. Estos modelos han sido utilizados en diferentes estudios analíticos para conocer el comportamiento de vigas y columnas sujetas a desplazamientos que incursionan en el intervalo inelástico. A continuación se presenta una recopilación de diversos modelos esfuerzo-deformación para el concreto (confinado y no confinado) y para el acero de refuerzo.

3.1 Concreto no confinado.

Las curvas típicas esfuerzo-deformación se obtienen de cilindros de concreto cargados en compresión uniaxial en una prueba desarrollada durante varios minutos. Las curvas casi son lineales hasta aproximadamente un medio de la resistencia a compresión. La deformación en el esfuerzo máximo es aproximadamente 0.002. A deformaciones más elevadas, después de alcanzarse el esfuerzo máximo, todavía pueden transmitirse esfuerzos aunque se hacen visibles en el concreto grietas paralelas a la dirección de la carga. Diferentes pruebas han indicado que el perfil de la curva esfuerzo-deformación antes del esfuerzo máximo depende de la resistencia del concreto. Sin embargo, una aproximación muy utilizada para el perfil de la curva esfuerzo-deformación antes del esfuerzo máximo es una parábola de segundo grado. Como ejemplo, en la fig 3.1 se muestra la curva esfuerzo-deformación debida a Hognestad, en que f'_c es el esfuerzo máximo alcanzado en el concreto. El grado de comportamiento de la rama descendente depende del límite de la deformación útil del concreto supuesta. El esfuerzo máximo a compresión alcanzado en el concreto de un miembro a flexión (f'_c) puede diferir de la resistencia f'_c del cilindro debido a la diferencia en el tamaño y forma del concreto comprimido (Park y Paulay, 1978).

3.2 Concreto confinado.

En la práctica, se confina el concreto mediante refuerzo transversal, comúnmente en forma de hélices o aros de acero espaciados a poca distancia. En este caso, a bajos niveles de esfuerzo en el concreto, el refuerzo transversal apenas se esfuerza; en consecuencia el concreto no está confinado. El concreto queda confinado cuando a esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial, las deformaciones transversales se hacen muy elevadas debido al agrietamiento interno progresivo y el concreto se apoya contra el refuerzo transversal, el que entonces aplica una reacción de confinamiento al concreto. En consecuencia, el refuerzo transversal proporciona confinamiento pasivo. Se ha observado en diferentes pruebas que el confinamiento por el refuerzo transversal mejora considerablemente las características esfuerzo-deformación del concreto a deformaciones elevadas (Park y Paulay, 1978).

Cuando las secciones de concreto reforzado se sujetan a deformaciones elevadas típicas de movimientos sísmicos, la habilidad de soportar carga depende en primera instancia del propio núcleo de concreto confinado. Se han realizado numerosos estudios respecto al comportamiento del concreto confinado por estribos, reportando distintos modelos con varios grados de elaboración. Algunos modelos predicen únicamente la parte ascendente de la curva esfuerzo-deformación del concreto, mientras otros predicen la curva hasta un cierto punto en la parte descendente de la misma. Se han considerado diversas variables en estos modelos, tomando en cuenta principalmente la cuantía de refuerzo transversal; otras variables involucradas son: la resistencia especificada a la compresión del concreto, el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, la distribución del acero longitudinal, la configuración del acero transversal, el espaciamiento del refuerzo transversal y las dimensiones de la sección. Casi todos los modelos analíticos del concreto confinado están basados en resultados experimentales, la mayoría de éstos se han obtenido de ensayos a escala con configuraciones simples del acero transversal (Sheikh, 1982).

A continuación se presentan los modelos propuestos por diferentes investigadores, resaltando las variables involucradas en cada uno de ellos.

Chan (1955)

Las ecuaciones utilizadas por Chan para predecir el comportamiento del concreto confinado y sus deformaciones correspondientes están basadas en pruebas sobre especímenes de 152 x 152 x 292 mm y 152 x 92 x 1321 mm, aplicando la carga a compresión con una pequeña excentricidad. Se sugieren dos ecuaciones en función de la relación volumétrica entre el refuerzo transversal y el núcleo de concreto, una para K_u/K_o , relación entre la resistencia del concreto confinado y la resistencia del concreto no confinado (K_s), y la otra para ϵ_u , la deformación última en la columna cuando el concreto toma la carga máxima. Ninguna otra variable se creyó que afectara la resistencia del concreto confinado y su correspondiente deformación. La curva trilineal propuesta para concreto confinado y no confinado se muestra en la fig 3.2a, la unión de los puntos OAB aproximan la curva para concreto no confinado, en concreto simple la pendiente BC es negativa, para concreto confinado, con un

confinamiento lateral apropiado, λ_2 puede ser positiva, con ϵ_u alcanzando valores mucho más grandes que para concreto no confinado (Sheikh, 1982).

Roy y Sozen (1964)

Ensayes sobre prismas de 127 x 127 x 635 mm llevaron a Roy y Sozen a concluir que el confinamiento proporcionado por estribos no incrementa la resistencia del concreto confinado, proponiendo la curva esfuerzo-deformación mostrada en la fig 3.2b, en la cual las coordenadas del punto máximo son f_p , 0.002, donde f_p es la resistencia del concreto en un espécimen simple. Esto significa que $K_s=1.0$. Se sugiere una ecuación para el valor correspondiente al cincuenta por ciento del esfuerzo máximo, para definir la parte descendente de la curva bilineal. Las únicas variables consideradas que afectan la ductilidad del concreto confinado son la relación volumétrica entre el refuerzo transversal y el núcleo de concreto, y la relación entre la menor dimensión lateral de la sección a compresión del concreto y el espaciamiento transversal (Sheikh, 1982).

Soliman y Yu (1967)

Se propuso una relación esfuerzo-deformación para el concreto confinado, definiendo cuatro puntos en la curva (fig 3.2c). Se desarrollaron cuatro ecuaciones empíricamente utilizando los datos obtenidos de ensayos a compresión con excentricidad sobre especímenes de 76 x 152 mm, 102 x 152 mm y 127 x 152 mm. La parte inicial de la relación propuesta consiste de una curva parabólica con un valor máximo en f_{cc} , ϵ_{cc} . La segunda parte de la relación es una línea recta horizontal hasta el valor de deformación de ϵ_{cs} . La parte final es una línea recta con una pendiente negativa representando la rama descendente, definida mediante un valor de deformación ϵ_{cf} correspondiente al ochenta por ciento del esfuerzo máximo. Todos los especímenes de prueba utilizaron arreglos simples del refuerzo transversal con sólo un estribo en cada nivel. Las variables consideradas fueron el área transversal del estribo, el espaciamiento de los estribos y la sección geométrica (Sheikh, 1982).

Sargin (1971)

Se propusieron tres ecuaciones para predecir la resistencia última del concreto confinado y una para predecir los valores de deformación correspondientes, ϵ_{oc} . Las ecuaciones empíricas están basadas en una regresión de los resultados en ensayos sobre especímenes de 127 x 127 x 635 mm bajo cargas de compresión concéntricas y excéntricas. Como lo había observado previamente Hognestad, Sargin tampoco encontró una diferencia significativa en la resistencia entre los especímenes cargados concéntricamente y excéntricamente. Las siguientes variables se reconocen en las ecuaciones de Sargin: la relación volumétrica entre el refuerzo transversal y el núcleo de concreto, la relación entre el espaciamiento del refuerzo transversal y el ancho del núcleo de concreto, el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, y la resistencia especificada a la compresión del concreto. El valor de la deformación ϵ_{oc} en el esfuerzo máximo se supone también que depende del gradiente de deformación en la sección, además de las variables anteriormente descritas. Se propuso una

ecuación general para definir una curva continua esfuerzo-deformación del concreto confinado mostrada en la fig 3.2d (Sheikh, 1982).

Kent y Park (1971)

Con base en la evidencia experimental existente, Kent y Park propusieron la curva esfuerzo-deformación (fig 3.3) para concreto confinado por estribos. La curva sugerida combina muchas características de los modelos propuestos anteriormente. La parte ascendente de la curva propuesta no es afectada por el confinamiento. Los valores del esfuerzo máximo y su correspondiente deformación están dados por f'_c y $\epsilon_o=0.002$. La rama descendente de la curva se sugiere sea una línea recta cuya pendiente está en función de la resistencia especificada a la compresión del concreto, de la relación entre el ancho del concreto confinado y la separación del refuerzo transversal, y de la relación volumétrica entre el refuerzo transversal y el núcleo de concreto. La parte descendente de la curva se extiende hasta $0.2 f'_c$, más allá la curva continúa en la forma de una línea recta horizontal representando el comportamiento del concreto. Este modelo sugiere que el confinamiento debido al refuerzo transversal no incrementa la resistencia del concreto, es decir $K_s=1.0$, se reconoce el efecto del confinamiento sobre la ductilidad (Sheikh, 1982).

A continuación se presentan las expresiones que definen el modelo esfuerzo-deformación para el concreto confinado (Kent y Park, 1971):

Para $\epsilon_c < 0.002$

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad (3.1)$$

Para $\epsilon_c > 0.002$

$$f_c = f'_c [1 - Z(\epsilon_c - 0.002)] \quad (3.2)$$

pero no menor que $0.2f'_c$, donde:

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h''}{s_h}} - 0.002} \quad (3.3)$$

f'_c está en MPa.

h'' es el ancho del núcleo de concreto confinado medido por la parte de afuera del estribo ubicado en la periferia.

s_h es el espaciamiento centro a centro de los estribos.

Vallenas, Bertero y Popov (1977)

La curva esfuerzo-deformación propuesta por Vallenas, Bertero y Popov (fig 3.2e) es similar en forma al modelo de Kent y Park (fig 3.3), la principal diferencia entre ellas es la

inclusión del incremento de la resistencia debido al confinamiento en el modelo propuesto por Vallenas, Bertero y Popov. La parte ascendente de la curva se representa por una parábola de segundo grado, la rama descendente de la curva consiste de una línea recta con una pendiente dada que se extiende hasta el treinta por ciento del esfuerzo máximo, más allá la curva continúa en la forma de una línea recta horizontal. Las siguientes variables están incluidas en este modelo: la relación volumétrica entre el refuerzo transversal y el núcleo de concreto, la relación entre el área del acero longitudinal y el área de la sección, los tamaños de las barras longitudinales y transversales, la relación entre el espaciamiento de los estribos y la dimensión del núcleo de concreto, la resistencia del concreto, y la resistencia del acero transversal. Una diferencia importante entre este modelo y el propuesto por Sheikh y Uzumeri es que en el modelo de Vallenas, Bertero y Popov, el incremento de la resistencia del concreto confinado se considera proporcional a la relación volumétrica entre el refuerzo longitudinal y el concreto, mientras que en el modelo de Sheikh y Uzumeri el incremento de la resistencia depende de la distribución del acero longitudinal (Sheikh, 1982).

Sheikh y Uzumeri (1980)

En este modelo el incremento en la resistencia del concreto confinado se calcula con base en el área efectiva confinada, que es menor al área del núcleo de concreto perimetrada por una línea que pasa por el centro del estribo. La relación teórico-empírica está basada en los resultados experimentales de columnas de concreto altamente reforzadas, de sección cuadrada con 305 mm por lado y 1960 mm de altura, ensayadas bajo cargas monotónicas de compresión axial. Se propuso una curva esfuerzo-deformación como la mostrada en la fig 3.2f. La primera parte de la curva, hasta la deformación ϵ_{s1} , es una parábola de segundo grado, entre ϵ_{s1} y ϵ_{s2} , la curva permanece como una línea recta horizontal. La parte descendente de la curva es una línea recta, la cual se sugiere continúe descendiendo hasta el treinta por ciento del esfuerzo máximo, posteriormente una línea horizontal representa el comportamiento del concreto. Se dan cuatro ecuaciones para definir la curva completamente, los valores utilizados para determinarla son K_s , relación entre la resistencia del concreto confinado y la resistencia del concreto no confinado; ϵ_{s1} y ϵ_{s2} , las deformaciones mínima y máxima correspondientes al esfuerzo máximo en el concreto; y ϵ_{s85} , la deformación correspondiente al ochenta y cinco por ciento del esfuerzo máximo en la parte descendente de la curva. Se consideraron las siguientes variables en el desarrollo de este modelo: la relación volumétrica entre el refuerzo transversal y el núcleo de concreto, la distribución del acero longitudinal alrededor del perímetro del núcleo, la configuración del acero transversal, el espaciamiento del refuerzo transversal, las características del acero transversal y la resistencia especificada a la compresión del concreto. La cuantía de acero longitudinal no tiene ningún efecto significativo en el comportamiento del concreto confinado, según se establece en las características de este modelo (Sheikh, 1982).

Las siguientes ecuaciones se utilizan para describir la relación esfuerzo-deformación para concreto confinado (fig 3.2f) para una columna cuadrada con refuerzo longitudinal distribuido uniformemente (Sheik y Uzumeri, 1982):

$$K_s = 1.0 + \frac{B^2}{140P_{occ}} \left[\left(1 - \frac{nC^2}{5.5B^2} \right) \left(1 - \frac{s}{2B} \right)^2 \right] \sqrt{\rho_s f'_s} \quad (3.4)$$

donde f'_s está en MPa y P_{occ} en kN.

$$\varepsilon_{s1} = 80K_s f'_c \times 10^{-6} \quad (3.5)$$

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{oo}} = 1 + \frac{248}{C} \left[1 - 5.0 \left(\frac{s}{B} \right)^2 \right] \frac{\rho_s f'_s}{\sqrt{f'_c}} \quad (3.6)$$

donde C está en mm y los esfuerzos en MPa.

$$Z = \frac{0.5}{0.75\rho_s \sqrt{\frac{B}{s}}} \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_{85} = \frac{0.15}{Z} + \varepsilon_{s2} = 0.225\rho_s \sqrt{\frac{B}{s}} + \varepsilon_{s2} \quad (3.8)$$

En las ecuaciones 3.4 a 3.8, B es la distancia centro a centro de los estribos perimetrales (para definir el núcleo de concreto), C es el espaciamiento centro a centro de las barras de refuerzo longitudinal, n es el número de barras de refuerzo longitudinal (en la ecuación 3.4, la expresión nC^2 asume un espaciamiento idéntico del refuerzo longitudinal), P_{occ} es $0.85f'_c A_{core}$, s es el espaciamiento de los estribos, ρ_s es la relación volumétrica entre el refuerzo transversal y el núcleo de concreto, y f'_s es el esfuerzo de fluencia de los estribos. Típicamente se asume un valor de 0.002 para ε_{oo} . El esfuerzo mínimo en deformaciones altas puede tomarse como $0.3K_s f'_c$.

Kent y Park modificado(1982)

Este modelo es una mejora del modelo original propuesto por Kent y Park (1971), la diferencia básica con el modelo anterior es que en el nuevo se toma en cuenta el incremento de la resistencia del concreto debida al confinamiento. La fig 3.3 muestra el modelo esfuerzo-deformación de Kent y Park modificado. Se supone que el esfuerzo máximo se alcanza (en el punto B) en Kf'_c con una deformación de $\varepsilon_o=0.002K$, donde (Park *et al*, 1982):

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (3.9)$$

ρ_s es la relación volumétrica entre los estribos rectangulares y el núcleo de concreto medido por la parte de afuera del estribo ubicado en la periferia.

f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del acero transversal.

f'_c es la resistencia especificada del concreto a compresión.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

La deformación del concreto correspondiente al esfuerzo máximo del mismo se toma como $0.002K$, donde 0.002 es el valor supuesto de la deformación en el esfuerzo máximo del concreto no confinado. Así, el modelo de la curva esfuerzo-deformación de Kent y Park modificado se define con las siguientes expresiones, tomando como referencia la fig 3.3 (Park *et al*, 1982):

Región AB ($\epsilon_c < 0.002K$)

$$f_c = Kf'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad (3.10)$$

Región BC ($\epsilon_c > 0.002K$)

$$f_c = Kf'_c [1 - Z_m(\epsilon_c - 0.002K)] \quad (3.11)$$

pero no menor que $0.2Kf'_c$, donde:

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4}\rho_s \sqrt{\frac{h''}{s_h}} - 0.002K} \quad (3.12)$$

f'_c está en MPa.

h'' es el ancho del núcleo de concreto confinado medido por la parte de afuera del estribo ubicado en la periferia.

s_h es el espaciamiento centro a centro de los estribos.

Scott, Park y Priestley (1982)

Con base en el comportamiento esfuerzo-deformación observado en pruebas realizadas por Scott *et al* (1982), el modelo esfuerzo-deformación de Kent y Park modificado se adaptó para utilizarse en intervalos elevados de deformación, multiplicando por el factor 1.25 el esfuerzo máximo, la deformación correspondiente al esfuerzo máximo y la pendiente de la rama descendente. Así, para intervalos de deformación elevados, la relación esfuerzo-deformación está dada por las ecuaciones 3.10 y 3.11, y los valores de K y Z_m se alteran de la siguiente manera (Scott *et al*, 1982):

$$K = 1.25 \left(1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right) \quad (3.13)$$

$$Z_m = \frac{0.625}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4}\rho_s \sqrt{\frac{h''}{s_h}} - 0.002K} \quad (3.14)$$

f'_c está en MPa.

h'' es el ancho del núcleo de concreto confinado medido por la parte de afuera del estribo ubicado en la periferia.

s_h es el espaciamiento centro a centro de los estribos.

Comparando los valores experimentales relacionados con intervalos de deformación altos y los resultados obtenidos utilizando las expresiones anteriores, la adaptación luce razonable. El modelo de Kent y Park modificado es adecuado para intervalos de deformación bajos (Scott *et al.*, 1982).

3.3 Acero de refuerzo.

En el diseño de elementos de concreto reforzado se ha hecho necesario idealizar el perfil de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo. Por lo general, la curva se simplifica idealizándola como dos líneas rectas, como en la fig 3.4a, ignorando la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación. Esta es la curva esfuerzo-deformación que suponen la mayoría de los códigos actuales para el acero de refuerzo. Si la deformación plástica, que ocurre a un esfuerzo casi constante después de la fluencia, es mucho mayor que la extensión elástica máxima, esta curva da muy buena exactitud. Esta simplificación es especialmente exacta para el acero que tiene una baja resistencia de fluencia. Si el acero se endurece por deformación poco después del inicio de la fluencia, la curva elastoplástica subestima el esfuerzo del acero a deformaciones elevadas. En algunos casos puede ser necesario evaluar el esfuerzo del acero a deformaciones mayores que la de fluencia, y así poder calcular con mayor exactitud la resistencia de los miembros bajo estas deformaciones. Esto es especialmente cierto en el diseño sísmico en que los requerimientos de ductilidad pueden implicar la posibilidad de alcanzar deformaciones muchas veces más grandes que la deformación de fluencia. En las figuras 3.4b y 3.5 se muestran idealizaciones más exactas utilizables para la curva esfuerzo-deformación. Para utilizar estas idealizaciones son necesarios los valores de los esfuerzos y deformaciones al inicio de la fluencia, al del endurecimiento por deformación y a la ruptura (Park y Paulay, 1978).

Una curva típica esfuerzo-deformación del acero de refuerzo obtenida de pruebas bajo cargas monotónicas en tensión se muestra en la fig 3.5. La curva comprende tres zonas principalmente, una zona inicial elástica lineal (A-B) hasta el punto de fluencia, la meseta de fluencia (B-C) con un pequeño incremento en el esfuerzo o sin él, y el intervalo de endurecimiento por deformación (C-D), donde el esfuerzo nuevamente se incrementa con la deformación hasta que se alcanza el esfuerzo máximo. Mas allá del punto D la elongación restante tiene lugar esencialmente sobre una pequeña longitud de la barra, donde ocurre su estrechamiento, y el esfuerzo cae hasta que la fractura ocurre en el punto E. El intervalo D-E es menos importante que las primeras tres partes de la curva. La pendiente de la región elástica lineal está dada por el módulo de elasticidad del acero E_s . Al esfuerzo en el punto de fluencia se le denomina como resistencia a la fluencia f_y , siendo éste un parámetro importante en el acero de refuerzo. La longitud de la meseta de fluencia es función generalmente de la resistencia del acero, los aceros de alta resistencia con alto contenido de carbón normalmente tienen una meseta de fluencia corta y también una elongación corta previa a la fractura, comparativamente con los aceros de baja resistencia y bajo contenido de carbón (Andriono y Park, 1986).

Diferentes investigadores han propuesto idealizaciones de la relación monotónica esfuerzo-deformación del acero de refuerzo incluyendo el intervalo de endurecimiento por deformación. Una idealización propuesta por Mander y sus colaboradores ha mostrado dar

una excelente concordancia con un número muy grande de curvas esfuerzo-deformación en tensión y compresión de acero de refuerzo manufacturado en Nueva Zelanda. El modelo se muestra en la fig 3.6 y está definido por seis parámetros básicos: la resistencia de fluencia, f_y ; la resistencia última, f_{su} ; la deformación en el comienzo del endurecimiento por deformación, ϵ_{sh} ; la deformación última, ϵ_{su} ; el módulo de elasticidad, E_s ; y el módulo en el endurecimiento por deformación, E_{sh} . A continuación se definen las regiones de la curva esfuerzo-deformación propuesta por Mander y sus colaboradores (Andriono y Park, 1986):

a) Región elástica ($0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$)

$$f_s = E_t \epsilon_s \quad (3.15)$$

donde el módulo tangente $E_t = E_s$ y la deformación en la fluencia $\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$.

b) Meseta de fluencia ($\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$)

$$f_s = f_y \quad (3.16)$$

donde el módulo tangente en este caso $E_t = 0$.

c) Región de endurecimiento por deformación ($\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$)

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]^p \quad (3.17)$$

donde p es la potencia de la curva definida en el endurecimiento por deformación y se define como:

$$p = E_{sh} \left[\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right] \quad (3.18)$$

Se han realizado diferentes estudios estadísticos para determinar los seis parámetros básicos (f_y , f_{su} , ϵ_{sh} , ϵ_{su} , E_s y E_{sh}) de la curva esfuerzo-deformación incluidos en el modelo de Mander. A continuación se presentan los resultados de los estudios realizados por Andriono y Park (1986) con aceros de refuerzo neozelandeses y los de Rodríguez y Botero (1994), con aceros de refuerzo mexicanos.

Datos estadísticos de los parámetros básicos de la curva esfuerzo-deformación (Andriono y Park, 1986)						
Parámetro	f_y	f_{su}	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	E_s	E_{sh}
Grado 275 Percentil 5%	295 MPa	414 MPa	0.014	0.202	199400 MPa	2852 MPa
Grado 275 Percentil 95%	348 MPa	488 MPa	0.030	0.202	239700 MPa	7679 MPa
Grado 380 Percentil 5%	410 MPa	620 MPa	0.004	0.153	199400 MPa	5369 MPa
Grado 380 Percentil 95%	516 MPa	770 MPa	0.015	0.153	239700 MPa	12588 MPa

Datos estadísticos de los parámetros básicos de la curva esfuerzo-deformación para barras de diámetros grandes (Rodríguez y Botero, 1994)					
Parámetro	f_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}	P
N	55	50	50	50	50
X	4577	0.0088	7491	0.1171	3.474
S	169	0.0022	199	0.0120	0.2646
V	0.0370	0.2490	0.0270	0.1020	0.0760
Percentil 5%	4254	0.0046	7109	0.0941	2.966
Percentil 95%	4900	0.0130	7873	0.1401	3.982

Datos estadísticos de los parámetros básicos de la curva esfuerzo-deformación para barras de diámetros pequeños (Rodríguez y Botero, 1994)					
Parámetro	f_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}	P
N	45	45	45	45	45
X	4609	0.0060	7436	0.1420	3.362
S	376	0.0069	297	0.0252	0.4496
V	0.0820	1.1370	0.0400	0.1770	0.1340
Percentil 5%	3880	0.0000	6860	0.0931	2.491
Percentil 95%	5338	0.0193	8012	0.1909	4.233

En las tablas de Rodríguez y Botero (1994) N es el número de probetas, X es la media de la muestra, S es la desviación estándar y V es el coeficiente de variación.

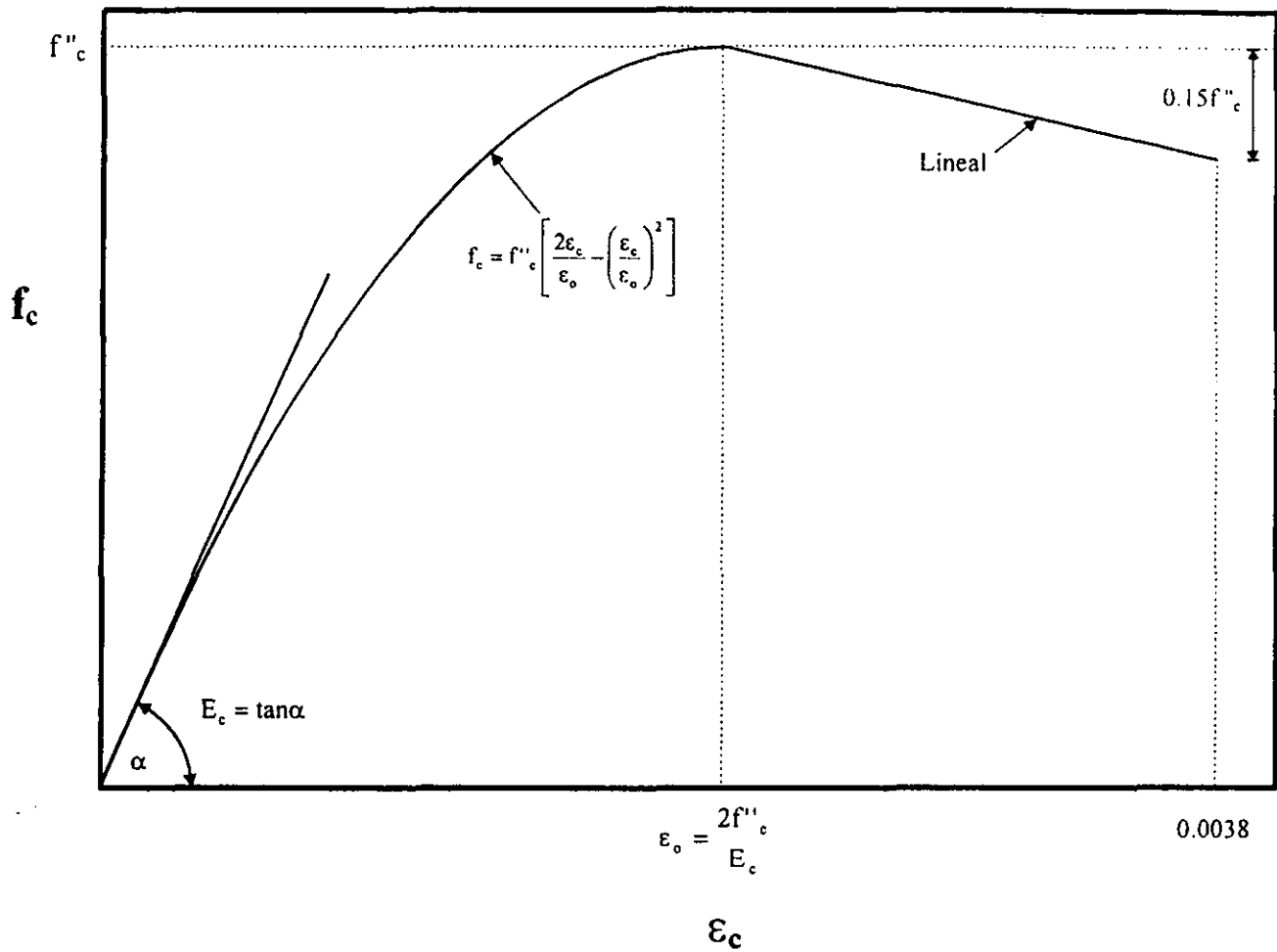


Figura 3.1 Curva idealizada esfuerzo-deformación para el concreto no confinado en compresión uniaxial propuesta por Hognestad (Park y Paulay, 1978).

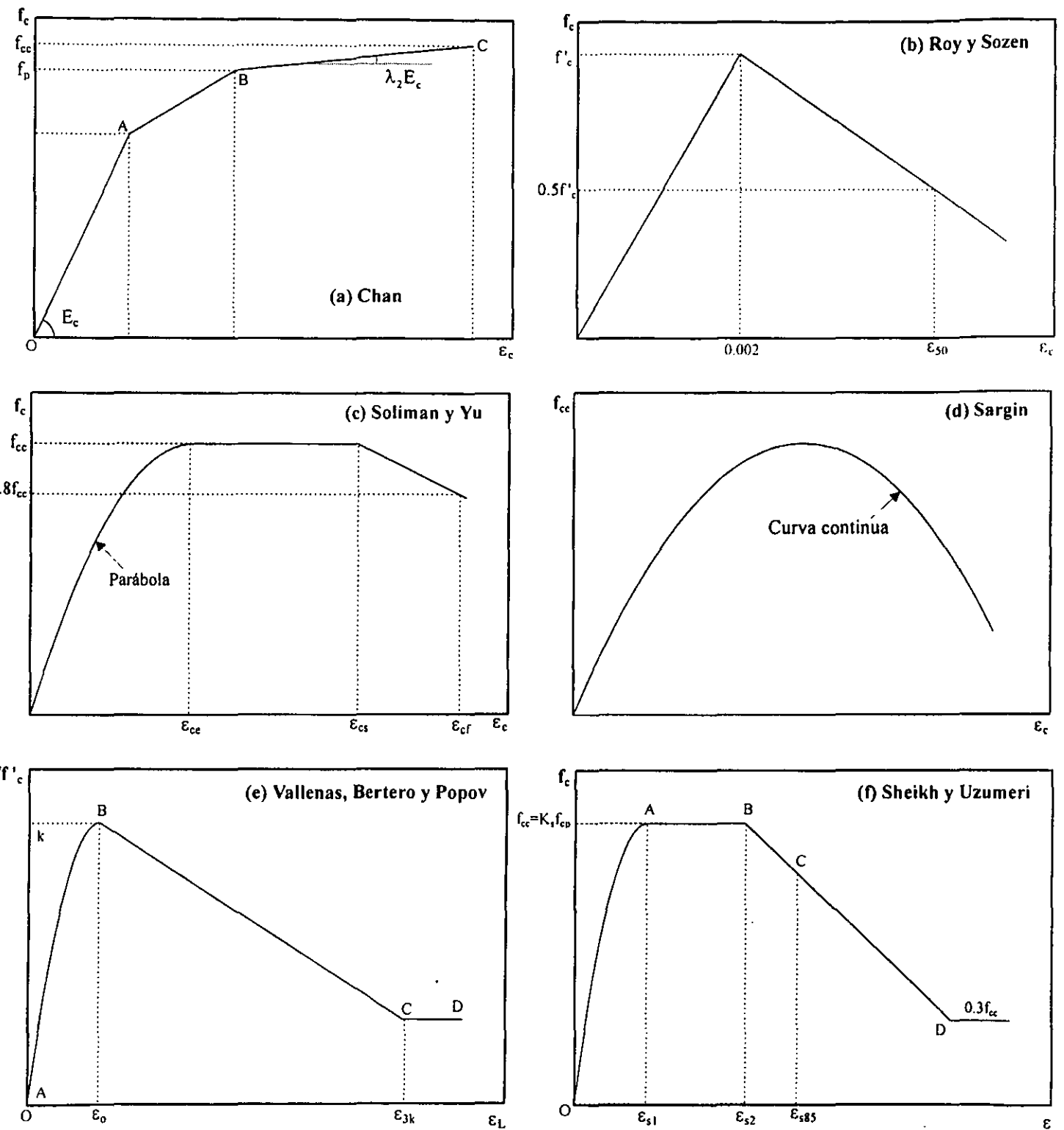


Figura 3.2 Curvas esfuerzo-deformación para concreto confinado por estribos de acero (Sheikh, 1982).

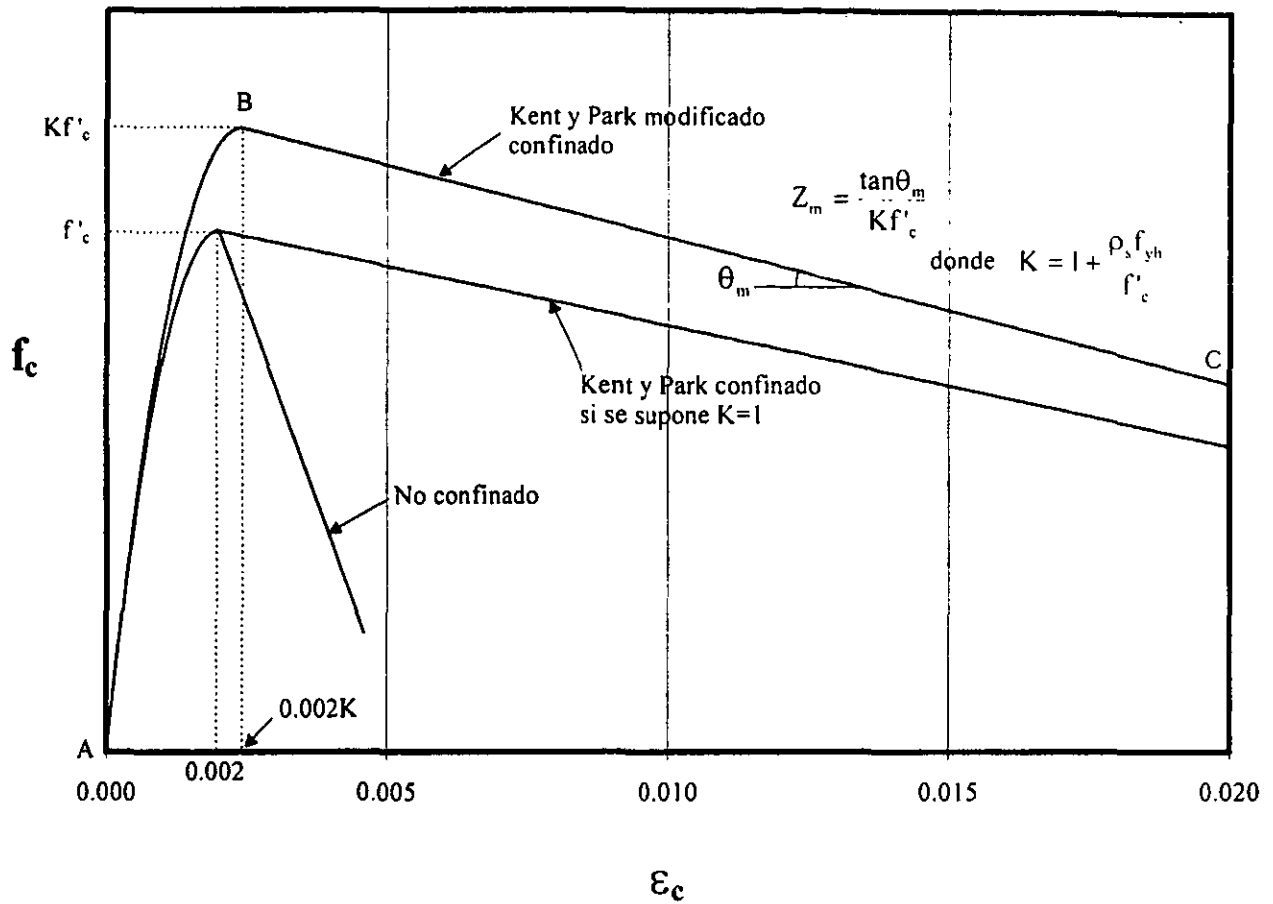
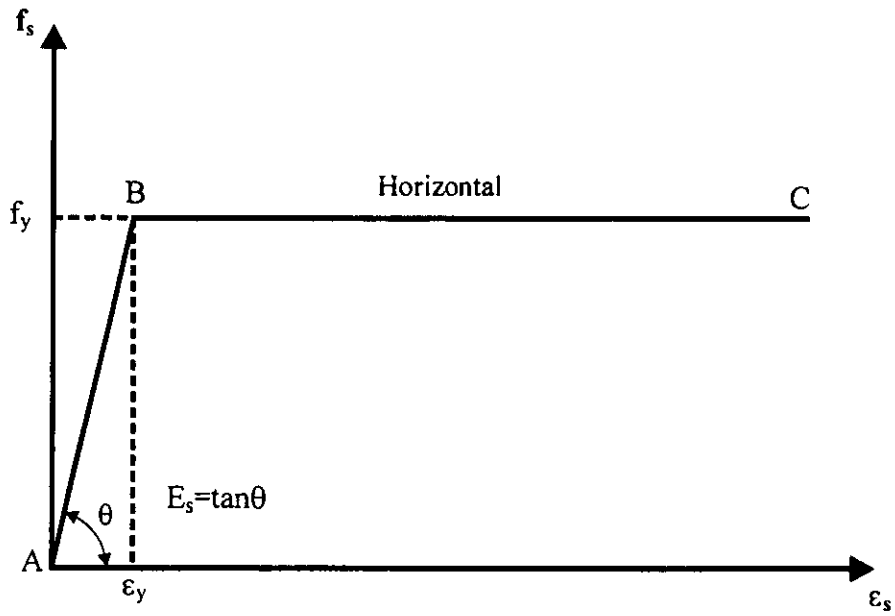
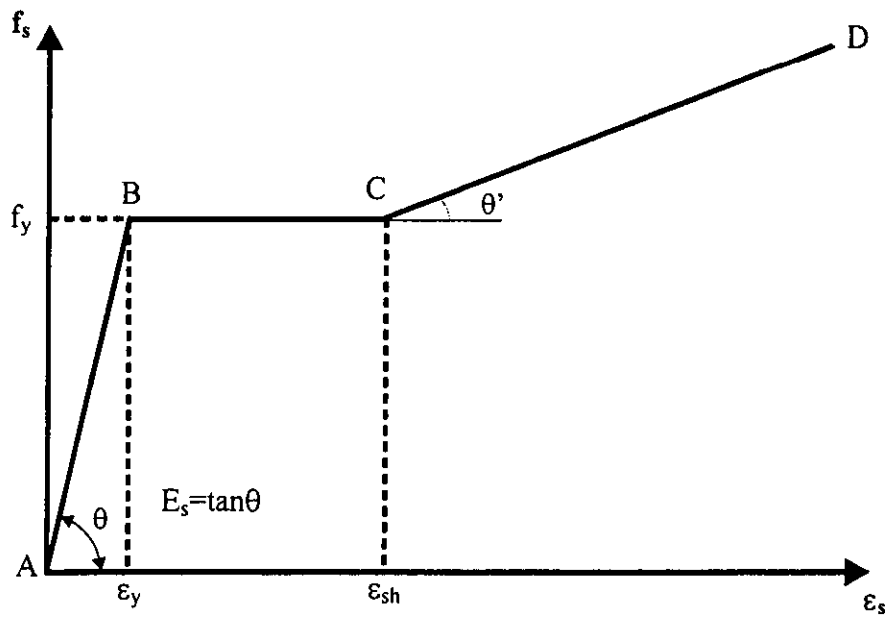


Figura 3.3 Modelo de Kent y Park modificado para el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto confinado por estribos de acero rectangulares (Park *et al*, 1982).



(a)



(b)

Figura 3.4 Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación para el acero en tensión o compresión.
 (a) Aproximación elástica perfectamente plástica (b) aproximación trilineal (Park y Paulay, 1978).

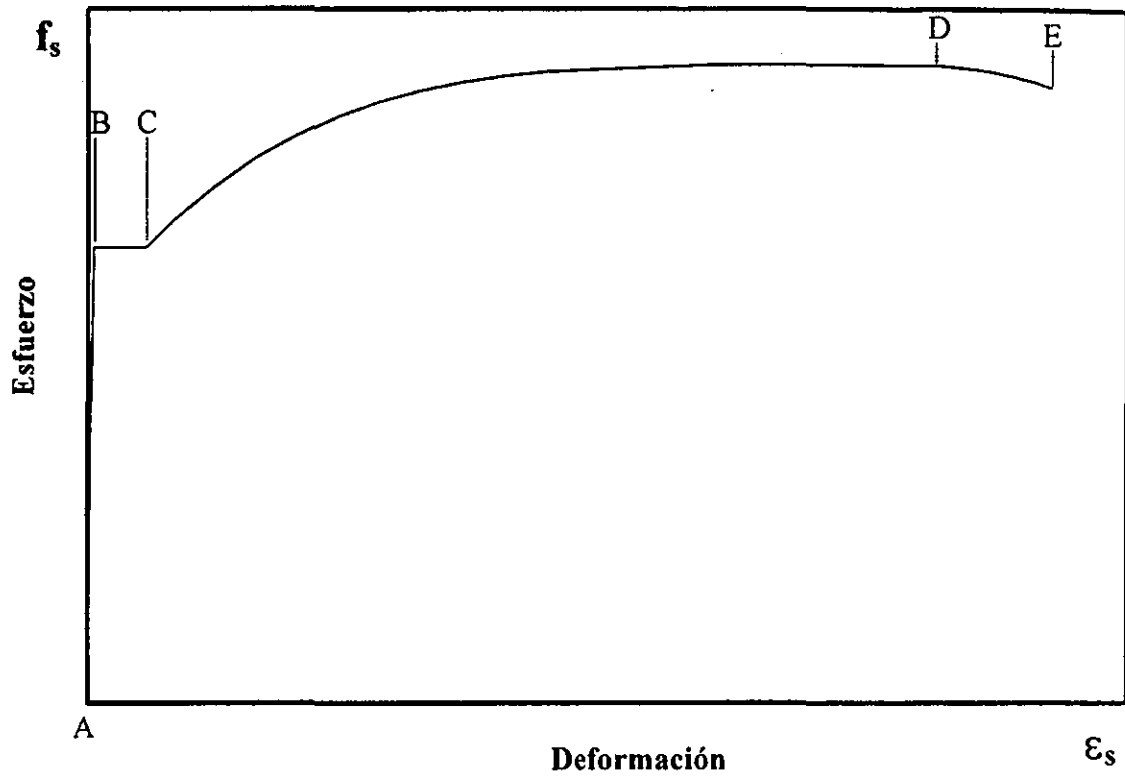


Figura 3.5 Relación típica esfuerzo-deformación de barras de acero utilizadas en miembros de concreto reforzado (Andriono y Park , 1986).

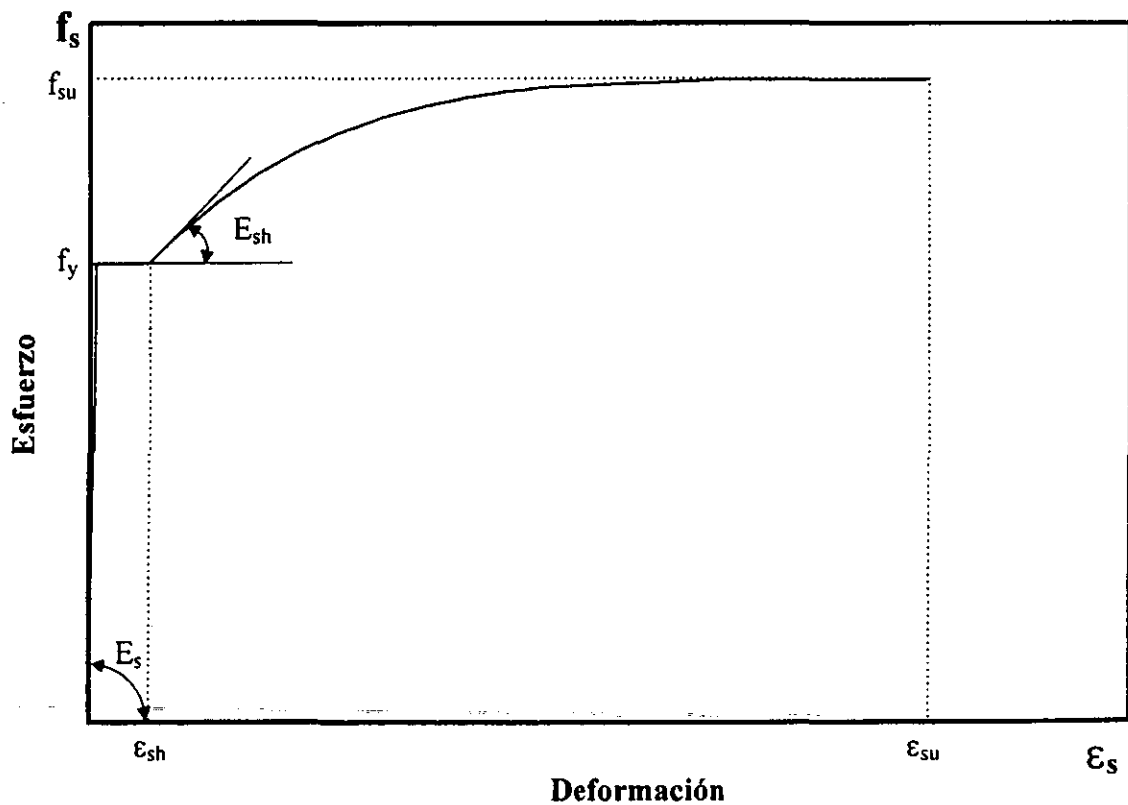


Figura 3.6 Relación monótonica esfuerzo-deformación del acero de refuerzo propuesta por Mander. Identificación de los seis parámetros básicos (Andriono y Park , 1986).

Capítulo 4

Edificio en estudio y metodología de evaluación

El modelo en estudio es un edificio regular destinado para oficinas, cuya configuración geométrica en planta ha sido estudiada anteriormente por Luaces (1995), en un estudio donde se abordó el efecto de diferentes fuentes de sobrerresistencia en el comportamiento de edificios regulares con base en marcos de concreto reforzado, utilizando análisis estáticos no lineales; y por Tena *et al* (1997), donde se realizó una evaluación de las recomendaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en el diseño por sismo de estructuras con marcos de concreto reforzado. La planta tipo del edificio se muestra en la fig 4.1, donde se aprecia que es rectangular, de 21 m de ancho (dirección *y*) por 32 m de largo (dirección *x*), totalmente simétrica en la disposición de elementos resistentes y que dispone de vigas secundarias orientadas en la dirección larga (dirección *x*). El edificio consta de cuatro crujeas en la dirección larga con claros de 8.0 m por tres crujeas en la dirección corta con un claro de 7.0 m. La estructura es regular en elevación. El edificio, de 15 niveles, tiene una altura total de 51.0 m, con alturas típicas de entrepiso de 3.4 m.

4.1 Descripción y metodología general del diseño de marcos dúctiles de acuerdo con las NTCS-95 y NTCC-96.

Basados en la configuración propuesta para el edificio en estudio (figs 4.1 y 4.2), se procedió a diseñarlo aplicando los dos procedimientos de diseño estipulados en las NTCC-96 para marcos dúctiles, es decir, el método riguroso, donde en el diseño de vigas y columnas se verifica que la capacidad a momento y cortante de las columnas sea mayor al de las vigas que llegan al nudo, y el método simplificado, donde en el diseño se utilizan los elementos mecánicos del análisis y se utilizan factores de reducción por resistencia más severos a flexocompresión en columnas y a cortante en vigas y en columnas. Los diseños se hicieron utilizando el método modal espectral con ayuda del programa ETABS, considerando los efectos bidireccionales en el diseño y los factores de comportamiento sísmico $Q=3$ y $Q=4$, no se tomaron en cuenta efectos de torsión accidental. Para tomar en cuenta el número de modos de vibración a considerar en el análisis se verificó qué

modo de vibración en translación en cada dirección tenía periodos menores a 0.4 seg, en todos los casos resultó que los periodos del tercer modo de vibración estaban por debajo de este límite; sin embargo, se utilizaron los tres primeros modos naturales de vibración en translación de acuerdo con la sección 9.1 de las NTCS-95. Se intentó, en lo posible, diseñar para las máximas distorsiones permitidas por el RCDF-93, con la finalidad de evaluar un diseño crítico de acuerdo con el RCDF-93, sin embargo, en el caso del diseño con $Q=3$ los criterios de resistencia controlaron el diseño. Se supuso que las propiedades índice de los materiales son las siguientes: la resistencia nominal a la compresión del concreto es $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$, y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo es $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Se consideró que el concreto es Tipo I, con $E=14000\sqrt{f'_c}$, para calcular las inercias se tomaron en cuenta las secciones brutas. Inicialmente se propuso una variación de secciones de columnas cada cinco entrepisos y las vigas mantuvieron el peralte y ancho en toda su elevación, pero las secciones de las mismas varían en dirección x (larga) y y (corta), lo cual se fue ajustando conforme lo sugería el procedimiento de diseño. El diseño del refuerzo de los distintos elementos estructurales se hizo conforme a todos los lineamientos para marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto (NTCC-96, 1996), incluyendo los criterios de confinamiento en columnas. Los diseños finales arrojaron dos diseños diferentes en cuanto a distorsión de entrepiso, el primero, en el cual se diseñaron las secciones para las máximas distorsiones de entrepiso que permite el método riguroso (modelos E15Q4M1 y E15Q3M1) y el otro en el cual se diseñaron las secciones para las máximas distorsiones permitidas por el método simplificado (modelos E15Q4M2 y E15Q3M2).

Las distorsiones de entrepiso de cada uno de estos diseños se presentan en la fig 4.6, donde se observa que existen mayores distorsiones en la dirección y y con el método riguroso de diseño de marcos dúctiles de concreto (modelos E15Q4M1 y E15Q3M1) que con el método simplificado (modelos E15Q4M2 y E15Q3M2), y en la dirección x la diferencia de las distorsiones entre uno y otro método es prácticamente imperceptible. La distorsión máxima de entrepiso de diseño utilizando el método riguroso es en la dirección x y es cercana a 0.0108, próxima al límite máximo estipulado por el RCDF-93 ($\Delta=0.012$, "RDF-b", fig 4.6). De la misma forma, utilizando el método simplificado, la distorsión máxima de entrepiso es cercana a 0.0107, para la dirección x (fig. 4.6).

Los pesos y masas dinámicas calculadas para estos modelos y utilizadas en los análisis tridimensionales con el ETABS se presentan en las tablas 4.1 y 4.2. Los primeros tres modos de vibración se ilustran en las figs 4.3 a 4.5 y se resumen en las tablas 4.3 a 4.6, para los diferentes modelos; donde la dirección corta (y) es nombrada N-S y la dirección larga (x) es E-W.

Se comprueba con las tablas 4.1 a 4.6 y la fig 4.6 que el diseño de los modelos E15Q4M1, E15Q4M2, E15Q3M1 y E15Q3M2 resulta en estructuras relativamente flexibles. La dirección más flexible es la dirección larga (x ó E-W), ya que, en este caso, las vigas cuentan con menor peralte que en la dirección y , debido a que éstas últimas requieren mayor peralte por las descargas de las trabes secundarias. Los modos de vibración siguen siendo puros, es decir son desacoplados pues existe participación únicamente por parte del modo relacionado con su propia dirección (tablas 4.3 a 4.6 y figs 4.3 a 4.5).

Tabla 4.1 Masas y pesos del edificio para los diseños con Q=4				
Nivel	Modelo E15Q4M1		Modelo E15Q4M2	
	Peso (T)	Masa (T-s ² /cm)	Peso (T)	Masa (T-s ² /cm)
15	669.3	0.6823	669.3	0.6823
14	772.8	0.7878	772.8	0.7878
13	772.8	0.7878	772.8	0.7878
12	772.8	0.7878	775.1	0.7901
11	772.8	0.7878	775.1	0.7901
10	783.6	0.7988	785.4	0.8006
9	794.2	0.8096	795.7	0.8111
8	798.7	0.8142	801.3	0.8168
7	798.7	0.8142	801.3	0.8168
6	810.7	0.8264	817.8	0.8337
5	822.9	0.8389	829.7	0.8458
4	822.9	0.8389	829.7	0.8458
3	822.9	0.8389	829.7	0.8458
2	822.9	0.8389	836.3	0.8525
1	822.9	0.8389	842.8	0.8591
Σ	11,861.1	12.0908	11,934.9	12.1661

Tabla 4.2 Masas y pesos del edificio para los diseños con Q=3				
Nivel	Modelo E15Q3M1		Modelo E15Q3M2	
	Peso (T)	Masa (T-s ² /cm)	Peso (T)	Masa (T-s ² /cm)
15	693.1	0.7066	693.1	0.7066
14	800.5	0.8160	800.5	0.8160
13	800.5	0.8160	800.5	0.8160
12	808.1	0.8237	821.7	0.8376
11	808.1	0.8237	821.7	0.8376
10	819.2	0.8350	832.8	0.8489
9	830.2	0.8463	843.9	0.8602
8	847.7	0.8641	871.0	0.8878
7	854.0	0.8705	877.3	0.8943
6	865.3	0.8821	889.2	0.9064
5	871.7	0.8886	895.5	0.9128
4	871.7	0.8886	895.5	0.9128
3	871.7	0.8886	895.5	0.9128
2	871.7	0.8886	902.4	0.9199
1	871.7	0.8886	909.3	0.9269
Σ	12,485.1	12.7269	12,749.7	12.9967

Tabla 4.3 Características dinámicas del modelo E15Q4M1

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)		
			N-S	E-W	Rotación
1. Primer modo traslación	E-W	1.777	0.00	77.86	0.00
2. Primer modo traslación	N-S	1.589	75.83	0.00	0.00
3. Primer modo rotación	Torsión	1.275	0.00	0.00	77.54
4. 2do modo traslación	E-W	0.619	0.00	11.17	0.00
5. 2do modo traslación	N-S	0.562	13.11	0.00	0.00
6. 2do modo rotación	Torsión	0.457	0.00	0.00	11.49
7. 3er modo traslación	E-W	0.358	0.00	3.93	0.00
8. 3er modo traslación	N-S	0.319	4.12	0.00	0.00
9. 3er modo rotación	Torsión	0.265	0.00	0.00	4.01

Tabla 4.4 Características dinámicas del modelo E15Q4M2

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)		
			N-S	E-W	Rotación
1. Primer modo traslación	E-W	1.762	0.00	77.09	0.00
2. Primer modo traslación	N-S	1.538	74.57	0.00	0.00
3. Primer modo rotación	Torsión	1.250	0.00	0.00	76.39
4. 2do modo traslación	E-W	0.615	0.00	11.24	0.00
5. 2do modo traslación	N-S	0.546	13.52	0.00	0.00
6. 2do modo rotación	Torsión	0.450	0.00	0.00	11.83
7. 3er modo traslación	E-W	0.356	0.00	4.04	0.00
8. 3er modo traslación	N-S	0.311	4.29	0.00	0.00
9. 3er modo rotación	Torsión	0.262	0.00	0.00	4.16

Tabla 4.5 Características dinámicas del modelo E15Q3M1

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)		
			N-S	E-W	Rotación
1. Primer modo traslación	E-W	1.501	0.00	78.04	0.00
2. Primer modo traslación	N-S	1.446	75.10	0.00	0.00
3. Primer modo rotación	Torsión	1.135	0.00	0.00	77.41
4. 2do modo traslación	E-W	0.526	0.00	11.24	0.00
5. 2do modo traslación	N-S	0.521	13.73	0.00	0.00
6. 2do modo rotación	Torsión	0.415	0.00	0.00	11.61
7. 3er modo traslación	E-W	0.301	0.00	3.90	0.00
8. 3er modo traslación	N-S	0.289	4.00	0.00	0.00
9. 3er modo rotación	Torsión	0.237	0.00	0.00	3.94

Tabla 4.6 Características dinámicas del modelo E15Q3M2

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)		
			N-S	E-W	Rotación
1. Primer modo traslación	E-W	1.495	0.00	77.29	0.00
2. Primer modo traslación	N-S	1.361	73.71	0.00	0.00
3. Primer modo rotación	Torsión	1.105	0.00	0.00	76.26
4. 2do modo traslación	E-W	0.526	0.00	11.29	0.00
5. 2do modo traslación	N-S	0.497	14.28	0.00	0.00
6. 2do modo rotación	Torsión	0.408	0.00	0.00	11.98
7. 3er modo traslación	E-W	0.301	0.00	4.01	0.00
8. 3er modo traslación	N-S	0.278	4.14	0.00	0.00
9. 3er modo rotación	Torsión	0.233	0.00	0.00	4.06

4.2 Descripción y metodología general del diseño de marcos no dúctiles de acuerdo con las NTCS-95 y NTCC-96.

Basados en la configuración propuesta para el edificio en estudio (figs 4.1 y 4.2), se procedió a rediseñarlo aplicando el procedimiento de diseño estipulado en las NTCC-96 para marcos no dúctiles, en el diseño de vigas y columnas, donde en el diseño se utilizan los elementos mecánicos del análisis y se utilizan factores de reducción por resistencia a flexión, flexocompresión y cortante estipulados en las secciones 4.1 y 4.2 de las NTCC-96. Las propiedades de los materiales y los factores de carga utilizados son los mismos que los empleados en los modelos anteriores.

El diseño se hizo utilizando el método modal espectral con ayuda del programa ETABS, considerando los efectos bidireccionales en el diseño y un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, no se tomaron en cuenta efectos de torsión accidental. Al igual que para los casos anteriores se utilizaron los tres primeros modos de vibración en traslación de acuerdo con la sección 9.1 de las NTCS-95. Se intentó, en lo posible, diseñar para las distorsiones máximas permitidas para este caso por el RCDF-93 ($\Delta=0.006$), sin embargo, los criterios de resistencia controlaron el diseño. Se propusieron secciones de columnas como en los modelos anteriores y las vigas mantuvieron el peralte de los niveles 1 a 8, cambiando secciones de los niveles 9 a 15 en la dirección corta mientras que se mantuvieron constantes en la dirección larga. Las secciones de las vigas son diferentes en dirección x (larga) y y (corta). El modelo diseñado de esta manera se denominó E15Q2.

Las distorsiones de entrepiso del modelo E15Q2 se presentan en la fig 4.6. La distorsión máxima de entrepiso de diseño es en la dirección x y es cercana al límite más estricto estipulado por el RCDF-93 ($\Delta=0.006$, "RDF-a", fig 4.6).

Los pesos y masas dinámicas calculadas para este modelo y utilizadas en los análisis tridimensionales con el ETABS se presentan en la tabla 4.7. Los primeros tres modos de vibración

se ilustran en las figs 4.3 a 4.5 y se resumen en la tabla 4.8, donde la dirección corta (y) es nombrada N-S y la dirección larga (x) es E-W.

Se comprueba con las tablas 4.7 y 4.8 que el diseño del modelo E15Q2 es más rígido que para los modelos diseñados como marcos dúctiles. Los modos de vibración siguen siendo puros. Como para los modelos anteriores, la dirección más flexible resulta ser la dirección larga (x ó E-W), ya que, en este caso, las vigas cuentan con menor peralte que en la dirección y , debido a que éstas últimas requieren mayor peralte por las descargas de las trabes secundarias.

Nivel	Peso (T)	Masa ($T \cdot s^2/cm$)
15	749.1	0.7636
14	856.5	0.8731
13	856.5	0.8731
12	856.5	0.8731
11	856.5	0.8731
10	864.2	0.8810
9	875.3	0.8923
8	893.6	0.9109
7	893.6	0.9109
6	903.3	0.9208
5	922.9	0.9408
4	922.9	0.9408
3	922.9	0.9408
2	922.9	0.9408
1	922.9	0.9408
Σ	13,219.5	13.4755

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)		
			N-S	E-W	Rotación
1. Primer modo traslación	E-W	1.316	0.00	76.44	0.00
2. Primer modo traslación	N-S	1.298	74.01	0.00	0.00
3. Primer modo rotación	Torsión	0.988	0.00	0.00	76.54
4. 2do modo traslación	E-W	0.467	0.00	12.53	0.00
5. 2do modo traslación	N-S	0.460	14.59	0.00	0.00
6. 2do modo rotación	Torsión	0.361	0.00	0.00	12.33
7. 3er modo traslación	E-W	0.270	0.00	4.09	0.00
8. 3er modo traslación	N-S	0.261	4.31	0.00	0.00
9. 3er modo rotación	Torsión	0.211	0.00	0.00	4.14

4.3 Acelerogramas seleccionados.

Debido a que en el presente trabajo se estudia si los factores de comportamiento sísmico para el diseño de estructuras regulares a base de marcos de concreto en la zona III de las NTCS-95 son los indicados, es necesario utilizar acelerogramas representativos cuyas características estén relacionadas al sismo máximo contemplado por el presente reglamento. Por lo tanto, se seleccionaron inicialmente cuatro acelerogramas registrados en el valle de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 ($M_s=8.1$).

La fig 4.7 presenta los acelerogramas registrados en el sismo del 19 de septiembre de 1985 ($M_s=8.1$) en la zona de terreno blando o zona de lago del Distrito Federal (Zona III, NTCS-95) y sus respectivos espectros de respuesta elástica para 5% de amortiguamiento viscoso equivalente. Las estaciones seleccionadas son Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en sus componentes N-S y E-W, Sosa Texcoco (TEX) en su componente E-W y Tláhuac bombas (TBOM) en su componente N-S. Las características de los registros difieren en cuanto a duración, contenido de frecuencias, periodo dominante y respuestas espectrales máximas. Los registros de SCT tienen una duración de un poco más de 160s y aceleración máxima del terreno de aproximadamente 0.17g en su componente E-W, con respuesta espectral máxima de 1.0g para un periodo de 2.0s. Es, por mucho, el registro más armónico e intenso de los registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, con una fase intensa de 30s en dirección E-W. El registro de la estación Sosa Texcoco en dirección E-W presenta aceleraciones máximas del terreno de 0.11g, duración de 100s aproximadamente y respuestas espectrales máximas de 0.5g para un periodo dominante de 1.6s. El registro de Tláhuac bombas en dirección N-S tiene una duración de 150s con un espectro de respuesta elástico que afecta a estructuras con periodos cercanos a los 2.0s, con aceleraciones máximas del terreno de aproximadamente 0.14g y aceleraciones espectrales máximas de 0.75g.

Después de una evaluación de los diferentes acelerogramas, para los análisis no lineales se utilizaron aquellos que provocaban mayor exigencia a los modelos, siendo éstos los registrados en SCT, componente E-W y en Tláhuac bombas, dirección N-S, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

4.4 Espectros de diseño.

En la fig 4.8 se presentan los espectros de diseño para las zonas I a III definidos en las NTCS-95 del reglamento vigente para estructuras regulares del grupo B. Los distintos modelos del edificio presentados en este capítulo se diseñaron con base en los espectros de la zona III.

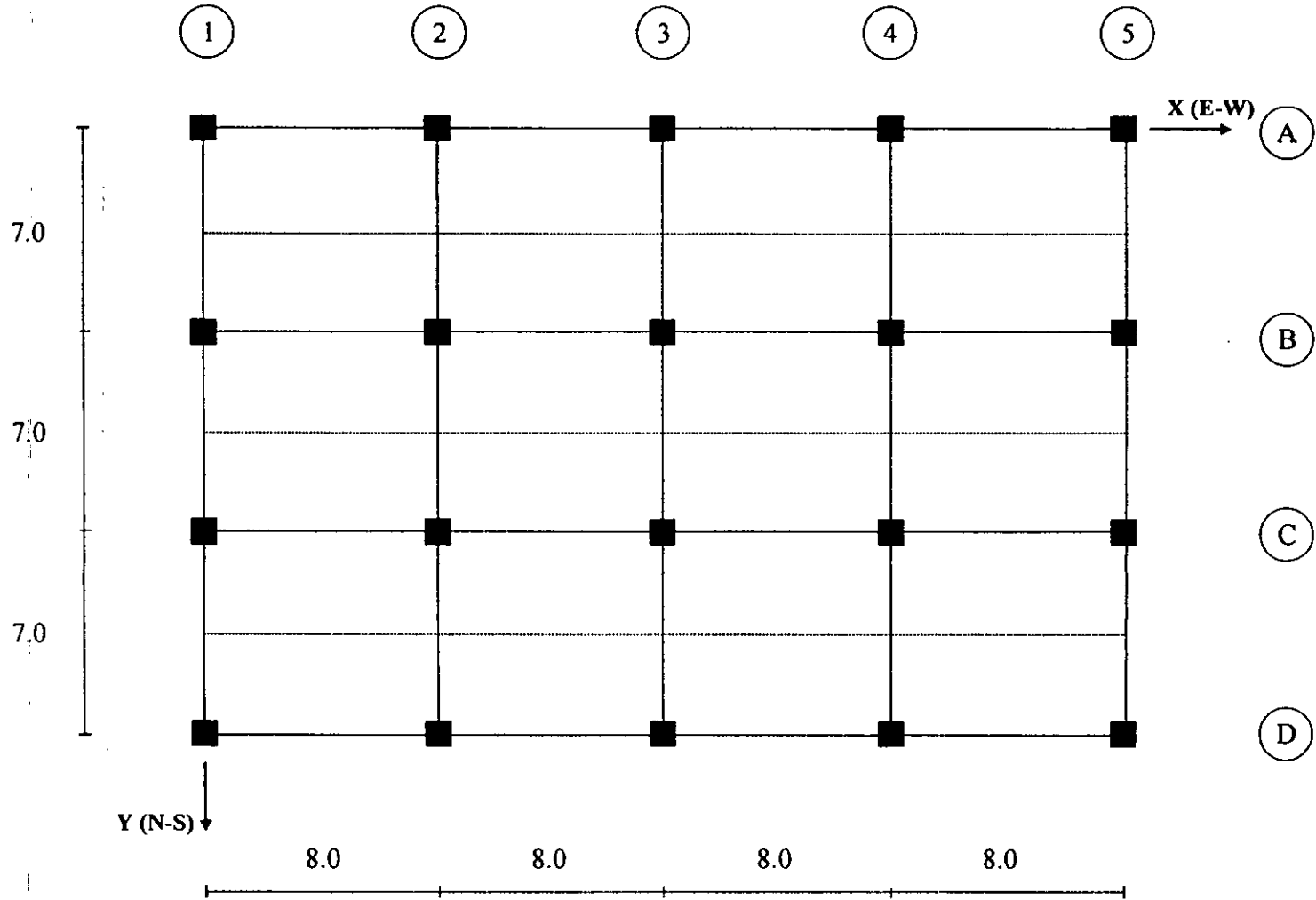


Figura 4.1 Planta tipo del edificio de 15 niveles, acotaciones en m.

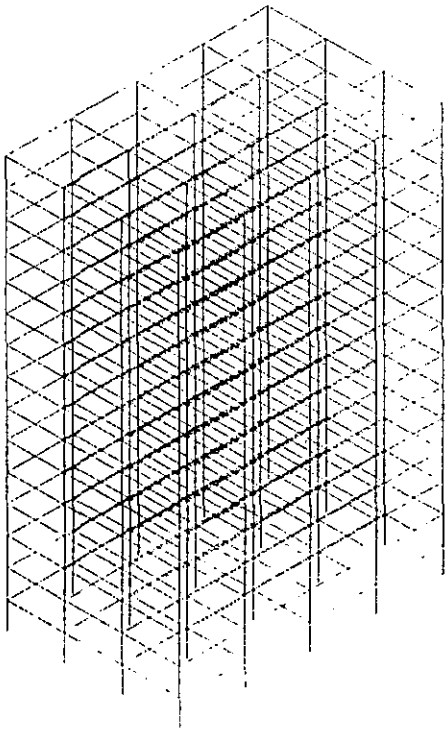


FIG 4.2 Modelo tridimensional

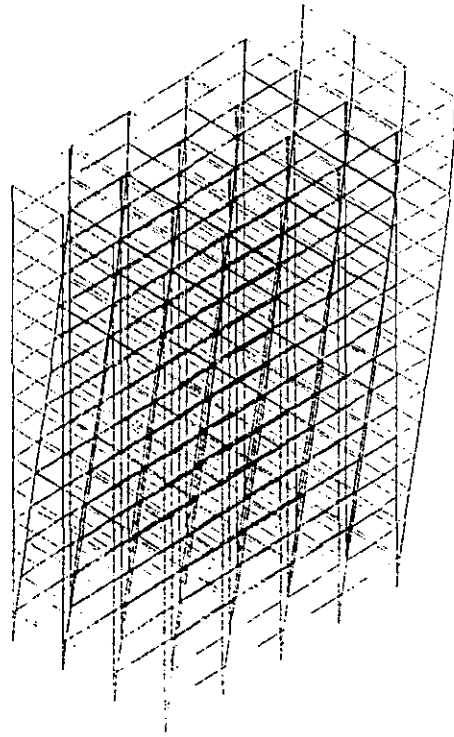


FIG 4.3 Primer modo de vibración,
traslación paralela al eje x.

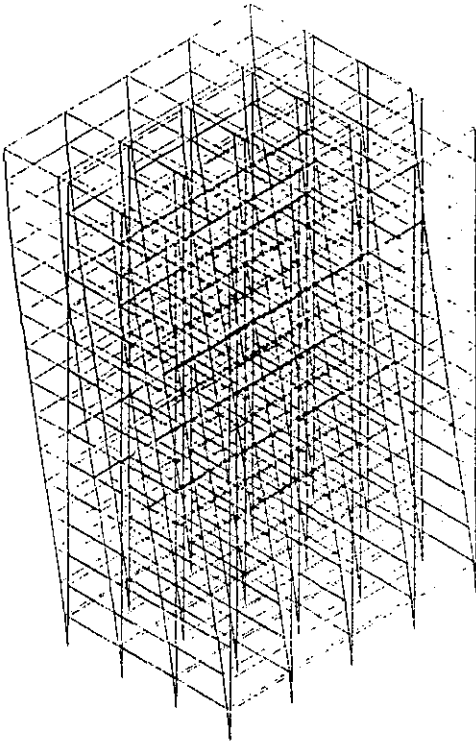


FIG 4.4 Segundo modo de vibración,
traslación paralela al eje y.

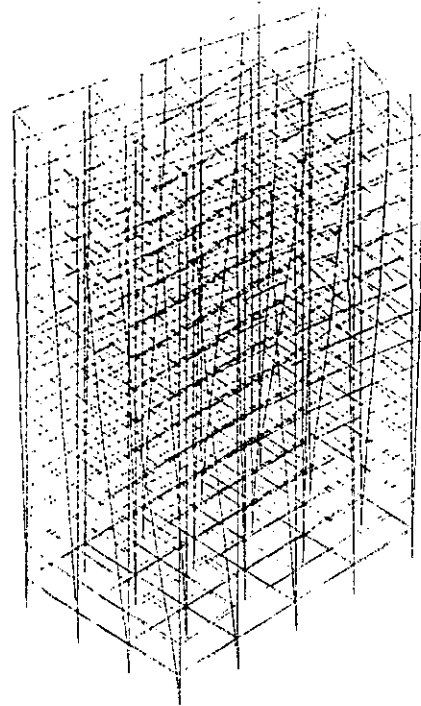


FIG 4.5 Tercer modo de vibración,
rotación.

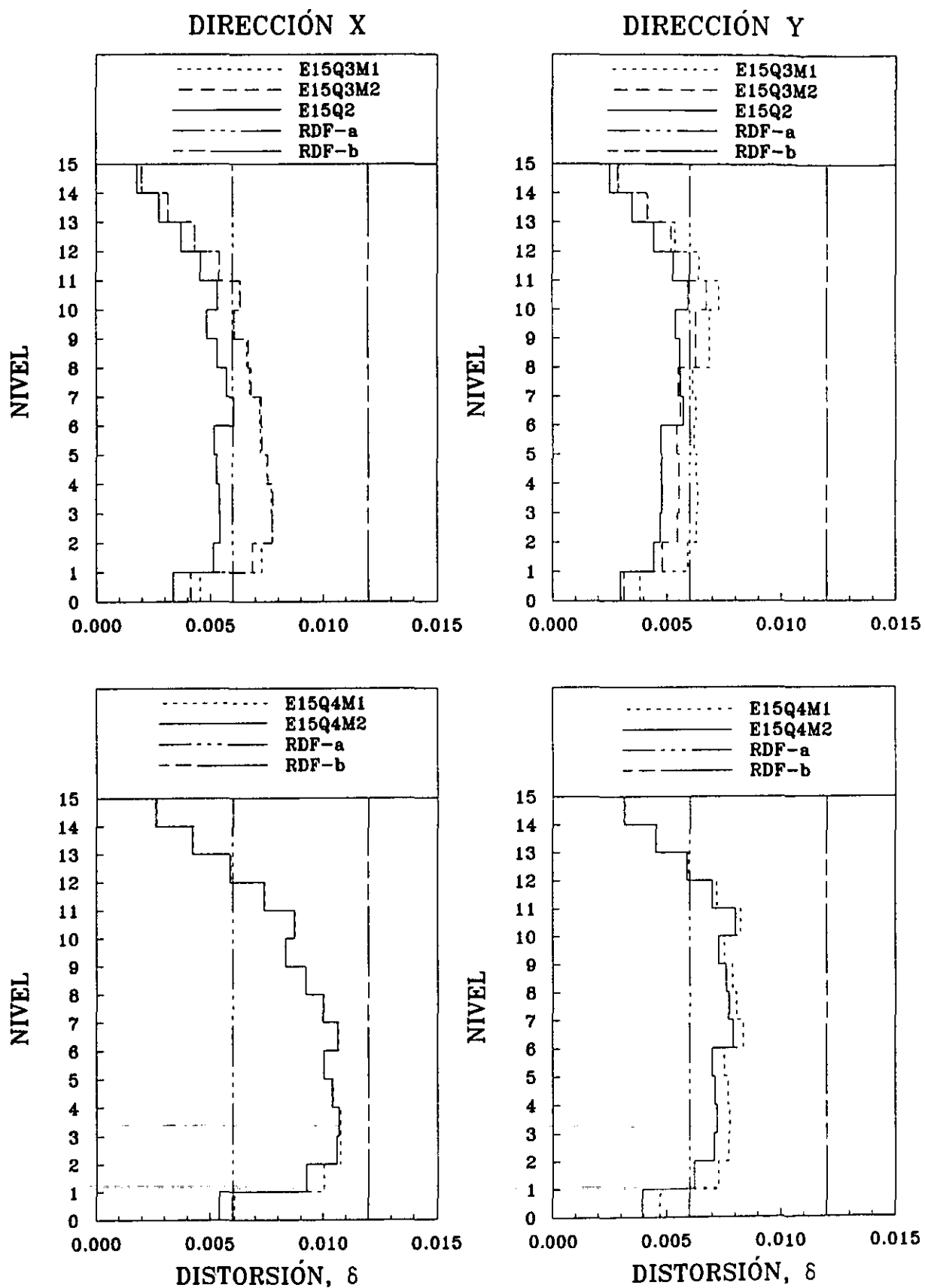


FIG 4.6 Distorsiones de entrepiso de diseño para los distintos modelos del edificio de 15 niveles

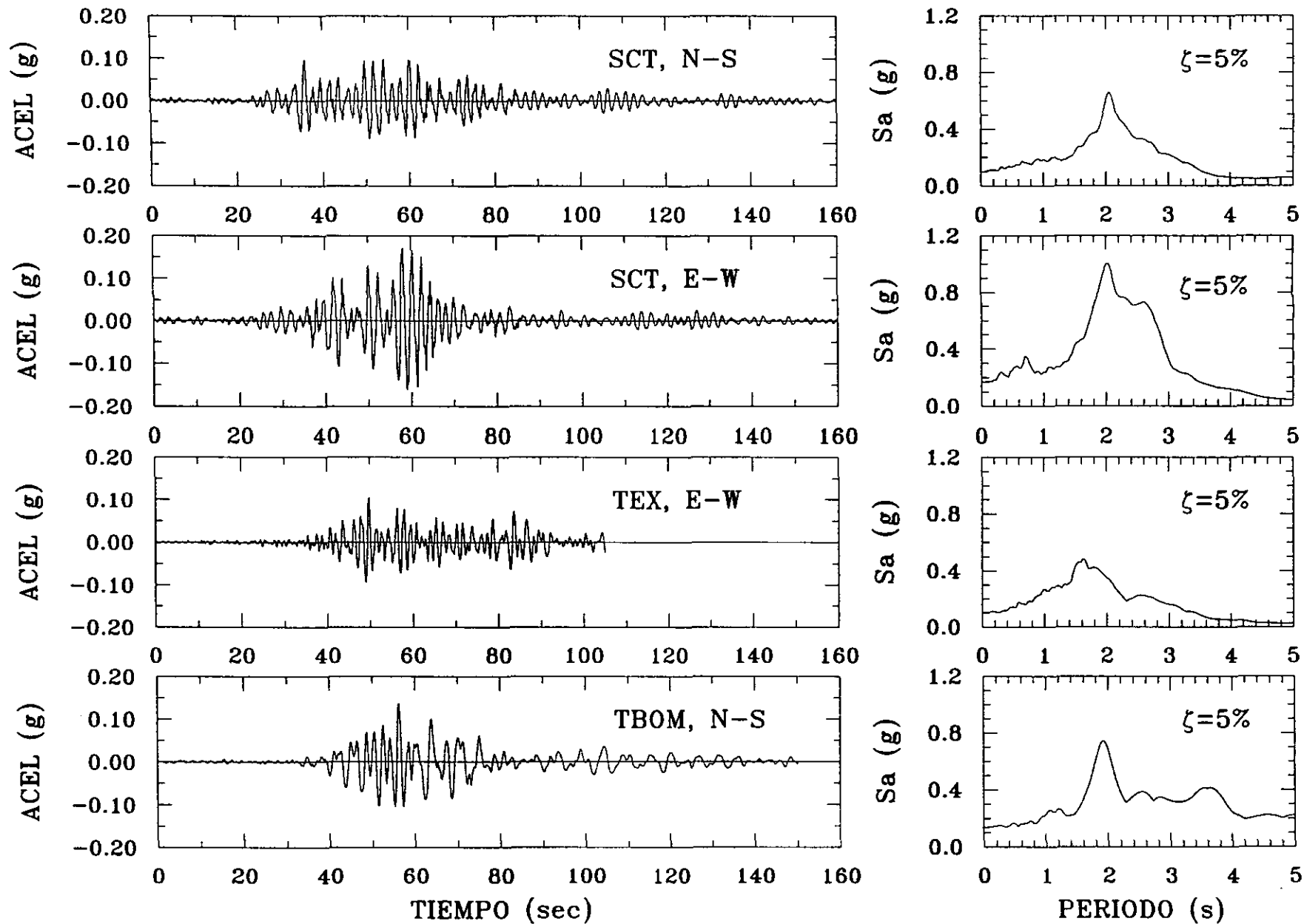


FIG 4.7 Acelerogramas registrados en la zona de lago, sismo 19/09/85 ($M_s=8.1$)

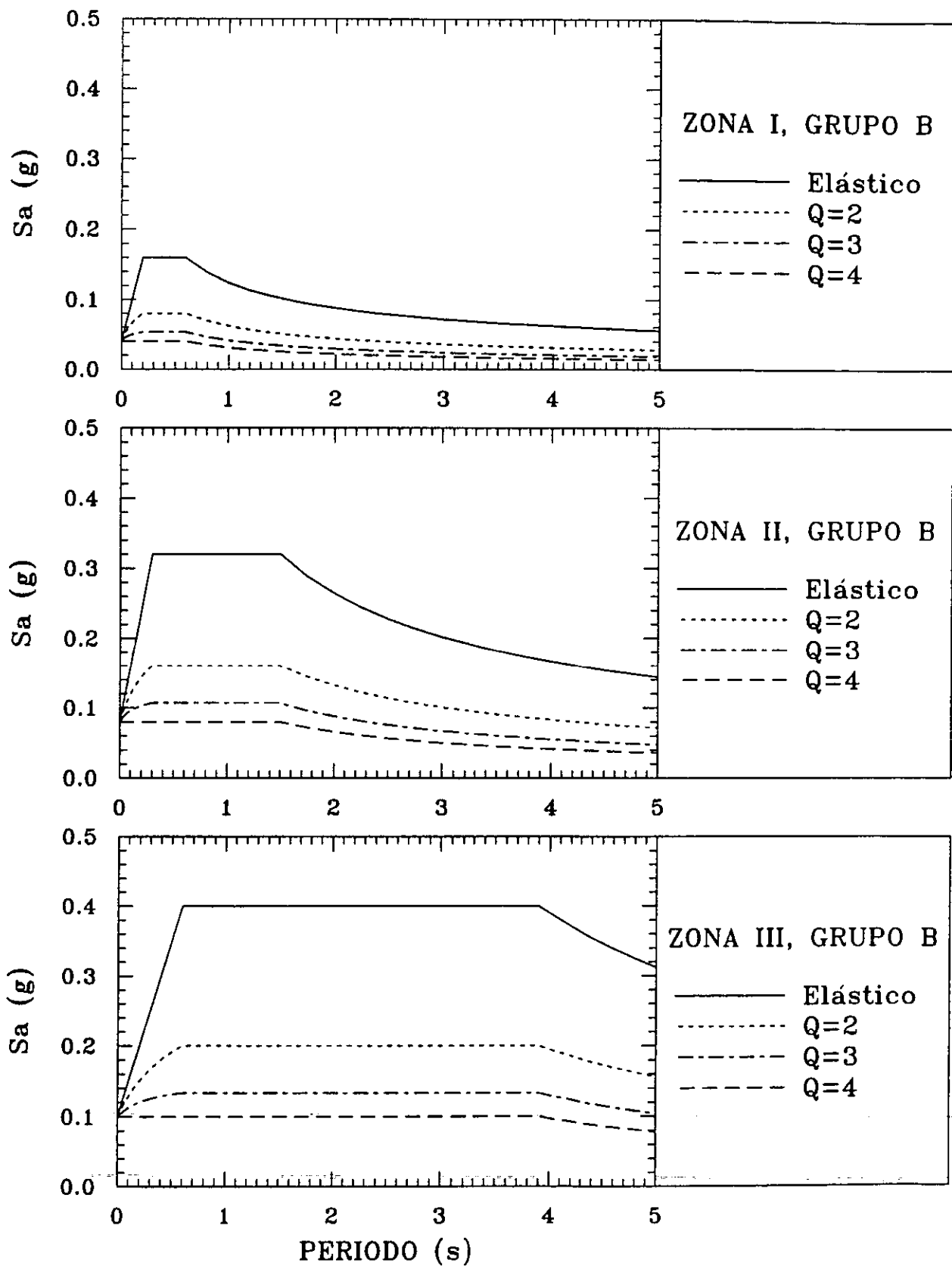


FIG 4.8 Espectros de diseño, NTCS-95 para edificios regulares

Capítulo 5

Diseño del edificio para marcos dúctiles con $Q=4$

5.1 Descripción de las secciones de diseño, modelo E15Q4M1.

Las secciones típicas consideradas en el análisis del modelo diseñado conforme al método riguroso y utilizando el factor de comportamiento sísmico $Q=4$, E15Q4M1, así como sus diseños finales, se resumen en las tablas 5.1 y 5.2 (columnas) y 5.3 a 5.6 (vigas). Las columnas son de tres secciones transversales, 60 x 60 cm (columnas C1) de los niveles 11 a 15, 70 x 70 cm (columnas C2) de los niveles 7 a 10, y 80 x 80 cm (columnas C3) de los niveles 1 a 6. Las secciones y distribuciones transversales representativas de las columnas de este modelo se muestran en la fig 5.8. El refuerzo longitudinal (tablas 5.1 y 5.2) se encuentra uniformemente distribuido. Se observa en las figuras 5.1 a 5.3 que el diseño de las columnas C1 a C3, conforme a los criterios del método riguroso de diseño de las NTCC-96 para marcos dúctiles, es satisfactorio en los niveles superiores (C1), es decir se está garantizando una cierta ductilidad en las columnas al mantener la carga axial de diseño en niveles bajos; por otro lado, en algunas columnas centrales de niveles intermedios e inferiores rige el diseño en la zona de flexocompresión. Las columnas centrales son las más esforzadas para diseño en niveles superiores e intermedios; sin embargo, en los pisos inferiores las columnas laterales y de esquina también son sujeto de refuerzos importantes. Los requisitos por confinamiento para marcos dúctiles controlan la separación y número de ramas de estribos en los extremos.

Los requisitos de confinamiento para marco dúctil controlan en algunas ocasiones la separación y número de estribos en los extremos de las vigas, principalmente en los marcos largos externos (marcos A y D), y en la mayoría de los casos, los controlan los criterios de resistencia al corte (marcos 1 a 5, B y C). Los porcentajes de refuerzo a flexión para momento negativo fluctúan de $\rho=0.0033$ a $\rho=0.0135$ para los marcos largos y de $\rho=0.0054$ a $\rho=0.0136$ para los marcos cortos. En general, el diseño final de las secciones y del refuerzo lucen razonables.

Tabla 5.1 Refuerzo de las columnas del modelo E15Q4M1

Sección (cm)	Flexocompresión		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo	ρ	Extremos	Centro
C1-R1 (60 x60)	8#8	0.0113	4#4 @ 10 cm	4#4 @ 30 cm
C1-R2 (60x60)	16#8	0.0225	6#3 @ 10 cm	6#3 @ 30 cm
C1-R3 (60x60)	24#8	0.0338	6#3 @ 10 cm	6#3 @ 25 cm
C2-R1 (70x70)	10#8	0.0103	4#4 @ 10 cm	4#4 @ 35 cm
C2-R2 (70x70)	16#8	0.0166	6#3 @ 9 cm	6#3 @ 20 cm
C2-R3 (70x70)	20#8	0.0207	6#3 @ 9 cm	6#3 @ 20 cm
C2-R4 (70x70)	24#8	0.0248	6#3 @ 9 cm	6#3 @ 20 cm
C2-R5 (70x70)	30#8	0.0310	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 35 cm
C3-R1 (80x80)	16#8	0.0127	6#3 @ 8 cm	6#3 @ 40 cm
C3-R2 (80x80)	20#8	0.0158	6#3 @ 8 cm	6#4 @ 25 cm
C3-R3 (80x80)	26#8	0.0206	8#3 @ 10 cm	8#3 @ 35 cm
C3-R4 (80x80)	30#8	0.0238	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 40 cm
C3-R5 (80x80)	38#8	0.0301	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 40 cm

Tabla 5.2 Tipificación de columnas del modelo E15Q4M1

Nivel	Columnas									
	A1,D1	A2,D2	A3,D3	A4,D4	A5,D5	B1,C1	B2,C2	B3,C3	B4,C4	B5,C5
15	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R2
14	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R2
13	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R2
12	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R2
11	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R2
10	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R4	C2-R4	C2-R4	C2-R2
9	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R4	C2-R4	C2-R4	C2-R2
8	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R5	C2-R5	C2-R5	C2-R2
7	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R3	C2-R5	C2-R5	C2-R5	C2-R3
6	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R2
5	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R2
4	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R2
3	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R5	C3-R5	C3-R5	C3-R2
2	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R5	C3-R5	C3-R5	C3-R2
1	C3-R1	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R1	C3-R3	C3-R5	C3-R5	C3-R5	C3-R3

Tabla 5.3 Tipificación de vigas, dirección larga (x), modelo E15Q4M1

Nivel	Marcos A y D, Crujía				Marcos B y C, Crujía			
	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5
15	T-R1	T-R5	T-R5	T-R1	T-R9	T-R13	T-R13	T-R9
14	T-R1	T-R5	T-R5	T-R1	T-R9	T-R13	T-R13	T-R9
13	T-R1	T-R5	T-R5	T-R1	T-R9	T-R13	T-R13	T-R9
12	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
11	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
10	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
9	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
8	T-R3	T-R7	T-R7	T-R3	T-R11	T-R15	T-R15	T-R11
7	T-R3	T-R7	T-R7	T-R3	T-R11	T-R15	T-R15	T-R11
6	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R16	T-R16	T-R12
5	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R16	T-R16	T-R12
4	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R16	T-R16	T-R12
3	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R17	T-R17	T-R12
2	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R17	T-R17	T-R12
1	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R17	T-R17	T-R12

Tabla 5.4 Refuerzo de las vigas de los marcos largos, modelo E15Q4M1

Sección (35x80 cm)	Flexión (extremos)		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
T-R1	4#6	2#6 + 2#5	2#2.5@ 12.5cm	2#2.5 @ 19 cm
T-R2	4#8 + 1#5	3#8	2#2.5@ 12.5cm	2#2.5 @ 15 cm
T-R3	5#8 + 1#5	3#8	2#2.5@ 12.5cm	2#2.5 @ 14 cm
T-R4	6#8	2#8 + 2#6	2#2.5@ 12.5cm	2#2.5 @ 14 cm
T-R5	3#6	3#6	2#2.5@ 15cm	2#2.5 @ 25 cm
T-R6	4#8	4#6	2#2.5@ 15cm	2#2.5 @ 22 cm
T-R7	5#8	2#8 + 1#5	2#2.5@ 12.5cm	2#2.5 @ 20 cm
T-R8	6#8	1#8 + 3#6	2#2.5@ 12.5cm	2#2.5 @ 16 cm
T-R9	3#8 + 1#6	3#6	2#2.5 @ 11 cm	2#2.5 @ 12 cm
T-R10	5#8	3#8 + 2#6	2#2.5 @ 9 cm	2#2.5 @ 10 cm
T-R11	6#8	3#8 + 2#6	2#2.5@ 8 cm	2#2.5 @ 9 cm
T-R12	7#8	3#8 + 2#6	2#2.5 @ 8 cm	2#2.5 @ 9 cm
T-R13	2#6 + 2#5	3#6	2#2.5@ 12.5cm	2#2.5@ 18cm
T-R14	4#8 + 1#5	4#6	2#2.5@ 12.5cm	2#2.5@ 14cm
T-R15	5#8 + 1#5	3#8	2#2.5@ 12.5cm	2#2.5@ 13 cm
T-R16	6#8 + 1#5	3#8 + 1#5	2#2.5@ 10 cm	2#2.5@ 11 cm
T-R17	6#8 + 1#6	3#8 + 1#5	2#2.5@ 10 cm	2#2.5@ 11 cm

Tabla 5.5 Tipificación de vigas, dirección corta (y), modelo E15Q4M1

Nivel	Marcos 1 y 5, Crujía			Marcos 2, 3 y 4, Crujía		
	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
15	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R7	V1-R5
14	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R7	V1-R5
13	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R7	V1-R5
12	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V1-R6	V1-R8	V1-R6
11	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V1-R6	V1-R8	V1-R6
10	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V1-R6	V1-R8	V1-R6
9	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V1-R6	V1-R8	V1-R6
8	V2-R1	V2-R4	V2-R1	V2-R6	V2-R8	V2-R6
7	V2-R1	V2-R4	V2-R1	V2-R6	V2-R8	V2-R6
6	V2-R2	V2-R5	V2-R2	V2-R7	V2-R9	V2-R7
5	V2-R2	V2-R5	V2-R2	V2-R7	V2-R9	V2-R7
4	V2-R2	V2-R5	V2-R2	V2-R7	V2-R9	V2-R7
3	V2-R3	V2-R5	V2-R3	V2-R7	V2-R10	V2-R7
2	V2-R3	V2-R5	V2-R3	V2-R7	V2-R10	V2-R7
1	V2-R3	V2-R5	V2-R3	V2-R7	V2-R10	V2-R7

Tabla 5.6 Refuerzo de las vigas de los marcos cortos, modelo E15Q4M1

Sección (40x85 cm)	Flexión (extremos)		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V1-R1	4#8	2#8	2#3 @ 18 cm	2#3 @ 18 cm
V1-R2	6#8 + 1#5	4#8	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 13 cm
V1-R3	3#8 + 1#5	3#6	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 25 cm
V1-R4	6#8	3#8 + 2#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 16 cm
V1-R5	5#8 + 1#6	1#8 + 3#6	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 10 cm
V1-R6	8#8 + 1#6	4#8 + 1#5	2#3 @ 8 cm	2#3 @ 10 cm
V1-R7	3#8 + 2#6	3#6 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 16 cm
V1-R8	7#8	3#8 + 1#6	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12 cm
Sección (40x90 cm)	Flexión (extremos)		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V2-R1	7#8 + 1#6	3#8 + 3#6	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12 cm
V2-R2	8#8	5#8 + 1#5	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 10 cm
V2-R3	8#8	5#8 + 1#6	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 10 cm
V2-R4	6#8 + 1#6	4#8 + 1#6	2#3 @ 13 cm	2#3 @ 14 cm
V2-R5	7#8 + 1#6	5#8 + 1#5	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12 cm
V2-R6	8#8 + 1#6	4#8 + 1#6	2#3 @ 8 cm	2#3 @ 8 cm
V2-R7	9#8	5#8	2#3 @ 8 cm	2#3 @ 8 cm
V2-R8	7#8 + 1#5	3#8 + 2#5	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12 cm
V2-R9	8#8	4#8 + 1#6	2#3 @ 9 cm	2#3 @ 10 cm
V2-R10	7#8 + 2#6	3#8 + 3#6	2#3 @ 9 cm	2#3 @ 10 cm

5.2 Descripción de las secciones de diseño, modelo E15Q4M2.

Las secciones típicas consideradas en el análisis del modelo diseñado conforme al método simplificado y utilizando un factor de comportamiento sísmico $Q=4$, E15Q4M2, así como sus diseños finales, se resumen en las tablas 5.7 y 5.8 (columnas) y 5.9 a 5.12 (vigas). Las columnas son de cuatro secciones transversales, 60 x 60 cm (columnas C1) de los niveles 11 a 15, 70 x 70 cm (columnas C2) de los niveles 7 a 10, 80 x 80 cm (columnas C3) de los niveles 3 a 6 y 85 x 85 cm (columnas C4) en los niveles 1 y 2. Las secciones y distribuciones transversales representativas de las columnas de este modelo se muestran en la fig 5.9. La diferencia en el diseño con el método uno fue en el diseño de las columnas de los niveles inferiores, donde se requirió de secciones más amplias de columnas para satisfacer los requisitos de porcentaje de refuerzo longitudinal máximo permitido, ya que en el diseño rige la flexocompresión. El refuerzo longitudinal (tablas 5.7 y 5.8) se encuentra uniformemente distribuido.

Tabla 5.7 Refuerzo de las columnas del modelo E15Q4M2

Sección (cm)	Flexocompresión		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo	ρ	Extremos	Centro
C1-R1 (60x60)	8#8	0.0113	4#4 @ 10 cm	4#4 @ 30 cm
C1-R2 (60x60)	10#8	0.0141	4#4 @ 10 cm	4#4 @ 30 cm
C1-R3 (60x60)	16#8	0.0225	6#3 @ 10 cm	6#3 @ 15 cm
C1-R4 (60x60)	20#8	0.0282	6#3 @ 10 cm	6#3 @ 15 cm
C2-R1 (70x70)	10#8	0.0103	4#4 @ 10 cm	4#4 @ 34 cm
C2-R2 (70x70)	20#8	0.0207	6#3 @ 9 cm	6#3 @ 15 cm
C2-R3 (70x70)	32#8	0.0331	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 17.5 cm
C3-R1 (80x80)	16#8	0.0127	6#3 @ 8 cm	6#3 @ 30 cm
C3-R2 (80x80)	20#8	0.0158	6#3 @ 8 cm	6#3 @ 19 cm
C3-R3 (80x80)	32#8	0.0254	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 20 cm
C3-R4 (80x80)	14#10 + 18#8	0.0316	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 20 cm
C4-R1 (85x85)	32#8	0.0225	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 30 cm
C4-R2 (85x85)	34#10	0.0373	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 35 cm

Se observa en las figuras 5.4 a 5.7 que el diseño de las columnas C1 a C4, conforme a los criterios del método simplificado de diseño de las NTCC-96 para marcos dúctiles y a niveles de distorsión grandes, es justo a flexocompresión en las columnas centrales, donde se obtienen porcentajes de refuerzo grandes debido a las elevadas fuerzas de compresión. La separación y número de ramas de estribos en los extremos es controlada por los requisitos por confinamiento para marco dúctil, mientras que al centro la fuerza cortante actuante y el menor factor de reducción por resistencia para este concepto ($F_R=0.5$) controlan el diseño.

Las secciones de las vigas aumentaron en su ancho con respecto al modelo E15Q4M1 para algunas crujiás, debido a que el límite de la fuerza cortante que resiste el concreto en el diseño es inferior porque se reduce F_R . Las secciones finales se presentan en las tablas 5.9 a 5.12, donde se pueden observar los cambios en cuanto a anchura y refuerzo a corte con respecto al modelo E15Q4M1. La separación y número de estribos en los extremos de las vigas son controladas en algunas ocasiones por los requisitos de confinamiento de marco dúctil, principalmente en los marcos largos externos (marcos A y D), y en la mayoría de los casos, por los criterios de resistencia al corte (marcos 1 a 5, B y C). El diseño por flexión de las vigas no varía mucho con respecto al método riguroso, ya que los momentos resistentes que son amplificados en el método riguroso son los de las columnas. Los porcentajes de refuerzo a flexión para momento negativo fluctúan de $\rho=0.0033$ a $\rho=0.0135$ para los marcos largos y de $\rho=0.0054$ a $\rho=0.0113$ para los marcos cortos. En general, el diseño final de las secciones y del refuerzo también lucen razonables.

Tabla 5.8 Tipificación de columnas del modelo E15Q4M2

Nivel	Columnas									
	A1,D1	A2,D2	A3,D3	A4,D4	A5,D5	B1,C1	B2,C2	B3,C3	B4,C4	B5,C5
15	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1
14	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1
13	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1
12	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R1
11	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R1	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R1
10	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1
9	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R3	C2-R2	C2-R1
8	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R3	C2-R3	C2-R3	C2-R2
7	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R3	C2-R3	C2-R3	C2-R2
6	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R2
5	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R2
4	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R2
3	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R2
2	C4-R1	C4-R1	C4-R1	C4-R1	C4-R1	C4-R1	C4-R2	C4-R2	C4-R2	C4-R1
1	C4-R1	C4-R2	C4-R2	C4-R2	C4-R1	C4-R1	C4-R2	C4-R2	C4-R2	C4-R1

Tabla 5.9 Tipificación de vigas, dirección larga (x), modelo E15Q4M2

Nivel	Marcos A y D, Crujía				Marcos B y C, Crujía			
	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5
15	T-R1	T-R5	T-R5	T-R1	T-R9	T-R13	T-R13	T-R9
14	T-R1	T-R5	T-R5	T-R1	T-R9	T-R13	T-R13	T-R9
13	T-R1	T-R5	T-R5	T-R1	T-R9	T-R13	T-R13	T-R9
12	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
11	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
10	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
9	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
8	T-R3	T-R7	T-R7	T-R3	T-R11	T-R15	T-R15	T-R11
7	T-R3	T-R7	T-R7	T-R3	T-R11	T-R15	T-R15	T-R11
6	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R16	T-R16	T-R12
5	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R16	T-R16	T-R12
4	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R16	T-R16	T-R12
3	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R17	T-R17	T-R12
2	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R17	T-R17	T-R12
1	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R17	T-R17	T-R12

Tabla 5.10 Refuerzo de las vigas de los marcos largos, modelo E15Q4M2

Sección (35x80 cm)	Flexión (extremos)		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
T-R1	4#6	2#6 + 2#5	2#2.5 @ 11 cm	2#2.5 @ 12 cm
T-R2	4#8 + 1#5	3#8	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 14 cm
T-R3	5#8 + 1#5	3#8	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 13 cm
T-R4	6#8	2#8 + 2#6	2#3 @ 12 cm	2#3 @ 13 cm
T-R5	3#6	3#6	2#2.5 @ 15 cm	2#2.5 @ 16 cm
T-R6	4#8	4#6	2#3 @ 15 cm	2#3 @ 19 cm
T-R7	5#8	2#8 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 17 cm
T-R8	6#8	1#8 + 3#6	2#3 @ 14 cm	2#3 @ 15 cm
T-R9	3#8 + 1#6	3#6	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12 cm
T-R10	5#8	3#8 + 2#6	2#3 @ 8 cm	2#3 @ 9 cm
T-R11	6#8	3#8 + 2#6	2#3 @ 8 cm	2#3 @ 9 cm
T-R12	7#8	3#8 + 2#6	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12 cm
T-R13	2#6 + 2#5	3#6	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 16 cm
T-R14	4#8 + 1#5	4#6	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 13 cm
T-R15	5#8 + 1#5	3#8	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12 cm
T-R16	6#8 + 1#5	3#8 + 1#5	2#3 @ 9 cm	2#3 @ 10 cm
T-R17	6#8 + 1#6	3#8 + 1#5	2#3 @ 9 cm	2#3 @ 10 cm

Tabla 5.11 Tipificación de vigas, dirección corta (y), modelo E15Q4M2

Nivel	Marcos 1 y 5, Crujía			Marcos 2, 3 y 4, Crujía		
	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
15	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R7	V1-R5
14	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R7	V1-R5
13	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R7	V1-R5
12	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V4-R1	V1-R8	V4-R1
11	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V4-R1	V1-R8	V4-R1
10	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V4-R1	V1-R8	V4-R1
9	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V4-R1	V1-R8	V4-R1
8	V2-R1	V2-R4	V2-R1	V5-R1	V2-R8	V5-R1
7	V2-R1	V2-R4	V2-R1	V5-R1	V2-R8	V5-R1
6	V3-R1	V2-R5	V3-R1	V5-R2	V3-R3	V5-R2
5	V3-R1	V2-R5	V3-R1	V5-R2	V3-R3	V5-R2
4	V3-R1	V2-R5	V3-R1	V5-R2	V3-R3	V5-R2
3	V3-R2	V2-R5	V3-R2	V5-R2	V3-R4	V5-R2
2	V3-R2	V2-R5	V3-R2	V5-R2	V3-R4	V5-R2
1	V3-R2	V2-R5	V3-R2	V5-R2	V3-R4	V5-R2

Tabla 5.12 Refuerzo de las vigas de los marcos cortos, modelo E15Q4M2

Sección (40x85 cm)	Flexión (extremos)		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V1-R1	4#8	2#8	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12 cm
V1-R2	6#8 + 1#5	4#8	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 15 cm
V1-R3	3#8 + 1#5	3#6	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 16 cm
V1-R4	6#8	3#8 + 2#5	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 18 cm
V1-R5	5#8 + 1#6	1#8 + 3#6	2#3 @ 7 cm	2#3 @ 7 cm
V1-R7	3#8 + 2#6	3#6 + 1#5	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 10 cm
V1-R8	7#8	3#8 + 1#6	2#4 @ 13 cm	2#4 @ 13 cm
Sección (40x90 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V2-R1	7#8 + 1#6	3#8 + 3#6	2#4 @ 13 cm	2#4 @ 13 cm
V2-R4	6#8 + 1#6	4#8 + 1#6	2#4 @ 15 cm	2#4 @ 16 cm
V2-R5	7#8 + 1#6	5#8 + 1#5	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 14 cm
V2-R8	7#8 + 1#5	3#8 + 2#5	2#4 @ 13 cm	2#4 @ 13 cm
Sección (45x90 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V3-R1	8#8	5#8 + 1#5	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 12.5 cm
V3-R2	8#8	5#8 + 1#6	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 12.5 cm
V3-R3	8#8	4#8 + 1#6	2#4 @ 11 cm	2#4 @ 12 cm
V3-R4	7#8 + 2#6	3#8 + 3#6	2#4 @ 10 cm	2#4 @ 11 cm

Tabla 5.12 (continuación).

Sección (50x85 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V4-R1	8#8 + 1#6	4#8 + 1#5	2#4 @ 10 cm	2#4 @ 10 cm
Sección (50x90 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V5-R1	8#8 + 1#6	4#8 + 1#6	2#4 @ 10 cm	2#4 @ 10 cm
V5-R2	9#8	5#8	2#4 @ 10 cm	2#4 @ 10 cm

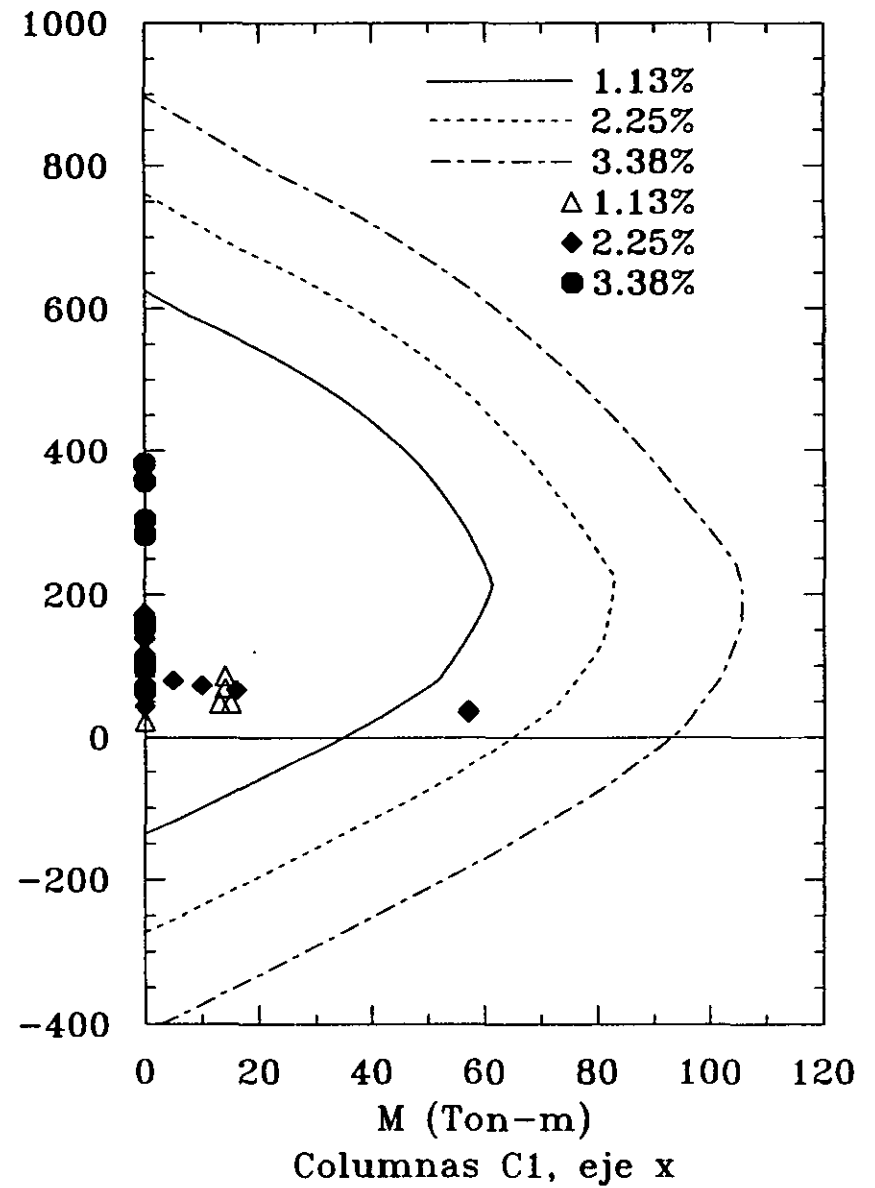
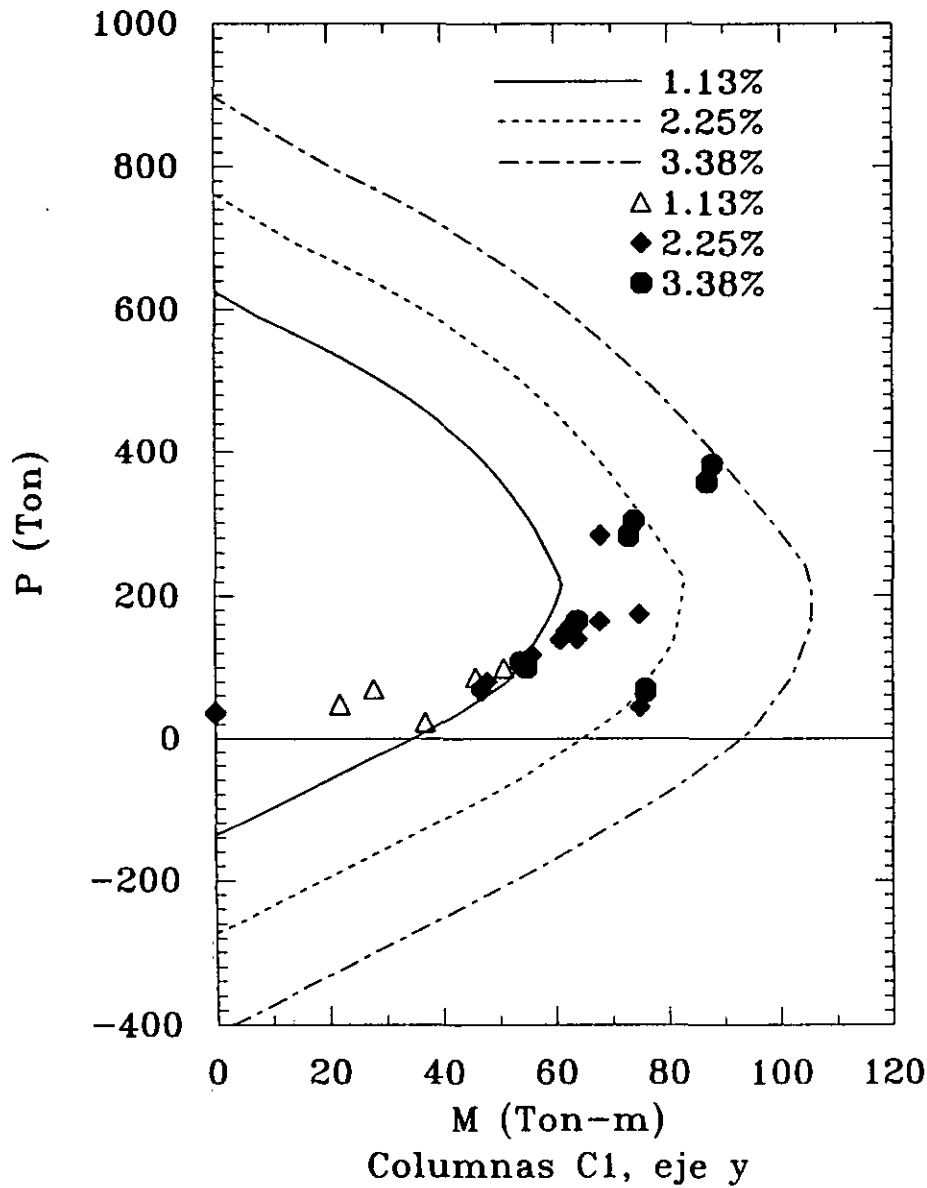


FIG 5.1 Diseño de las columnas de los niveles 11-15, modelo E15Q4M1

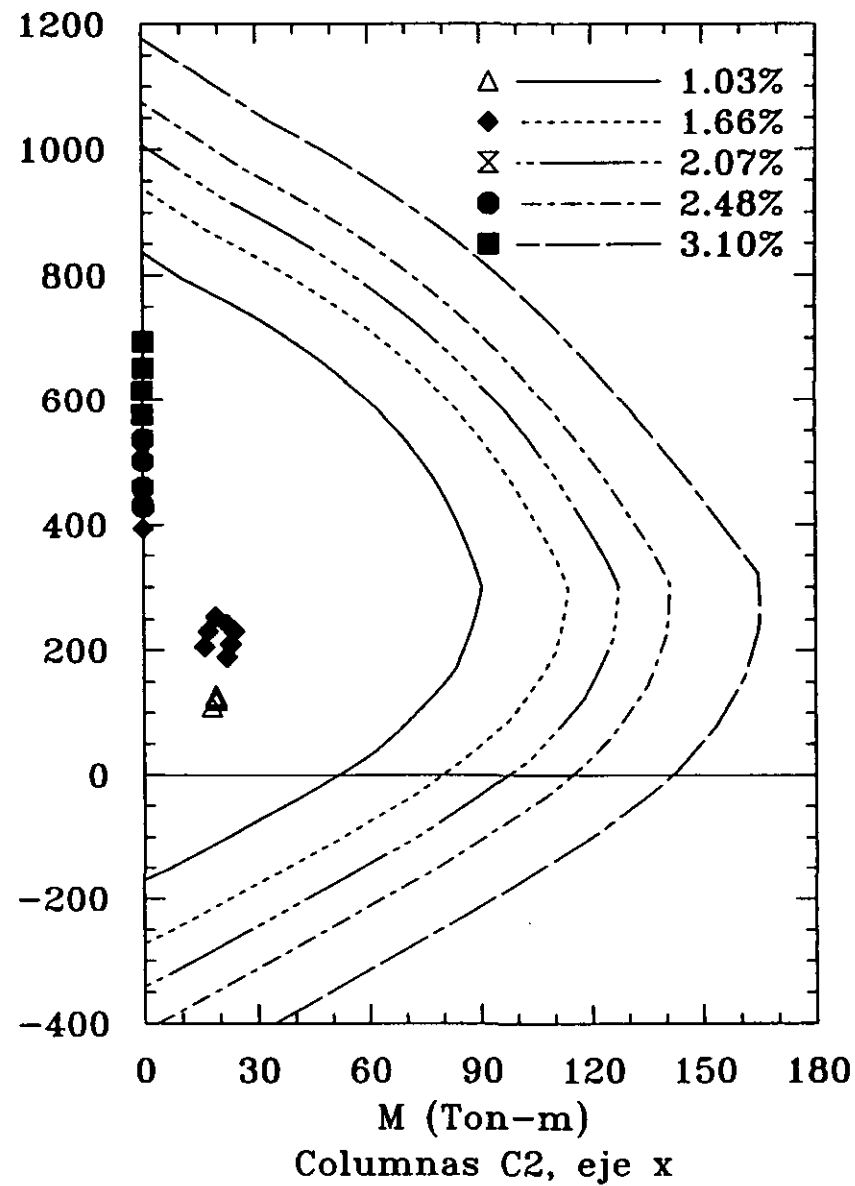
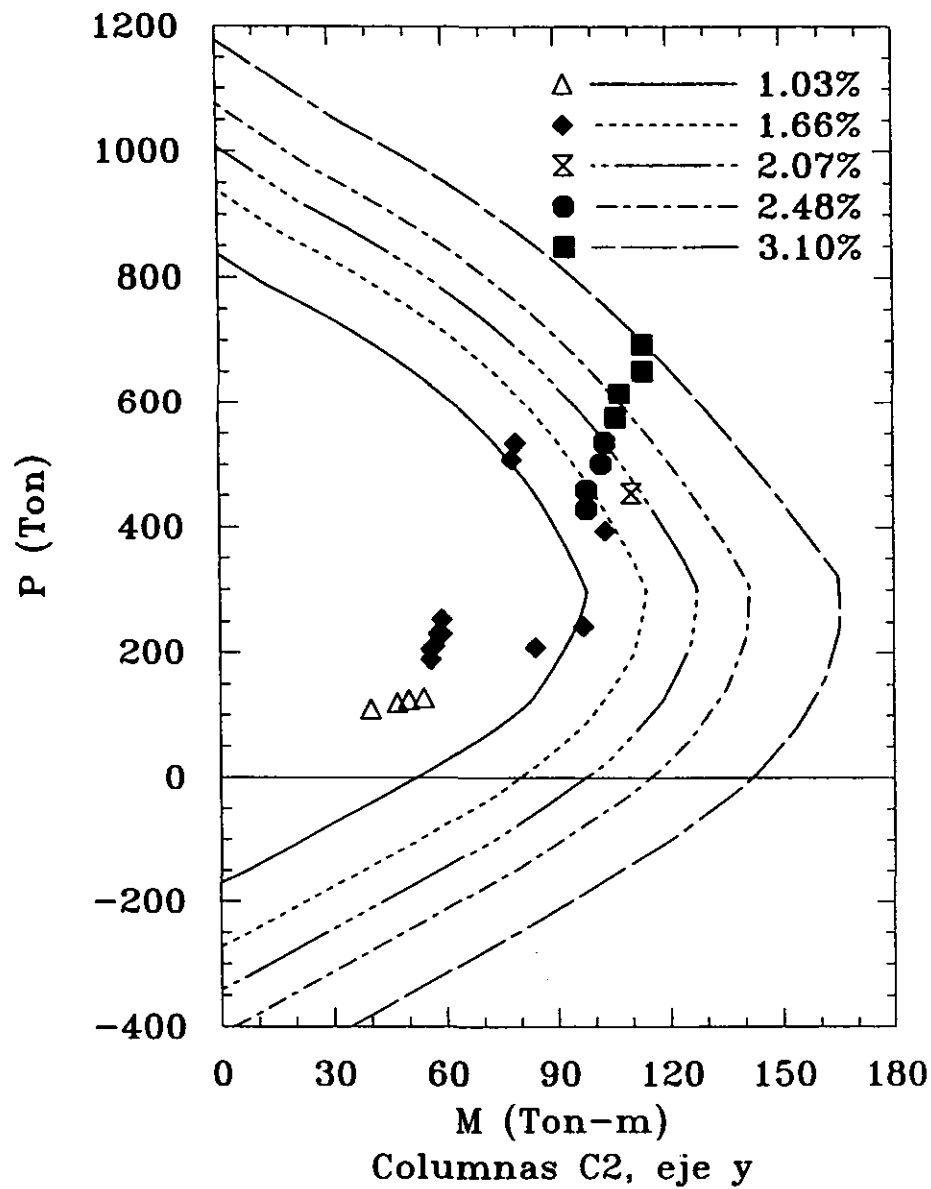


FIG 5.2 Diseño de las columnas de los niveles 7-10, modelo E15Q4M1

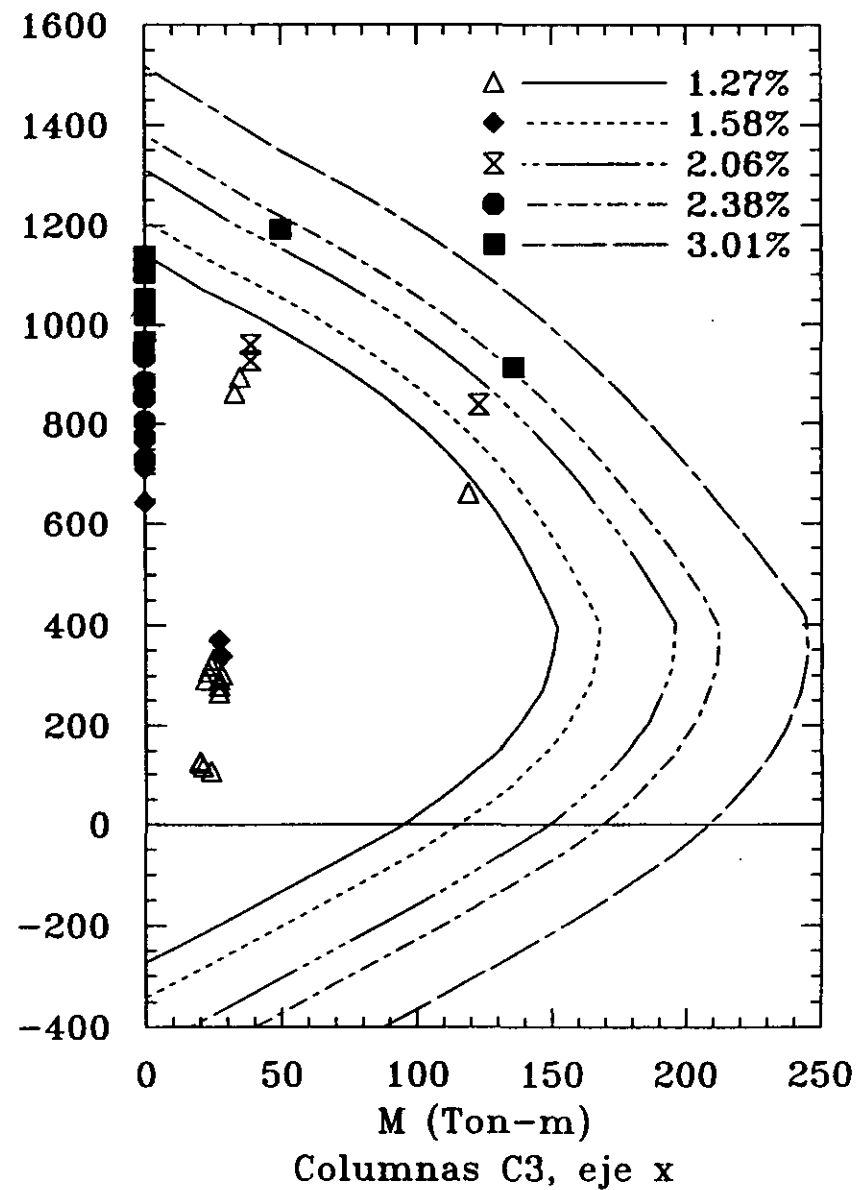
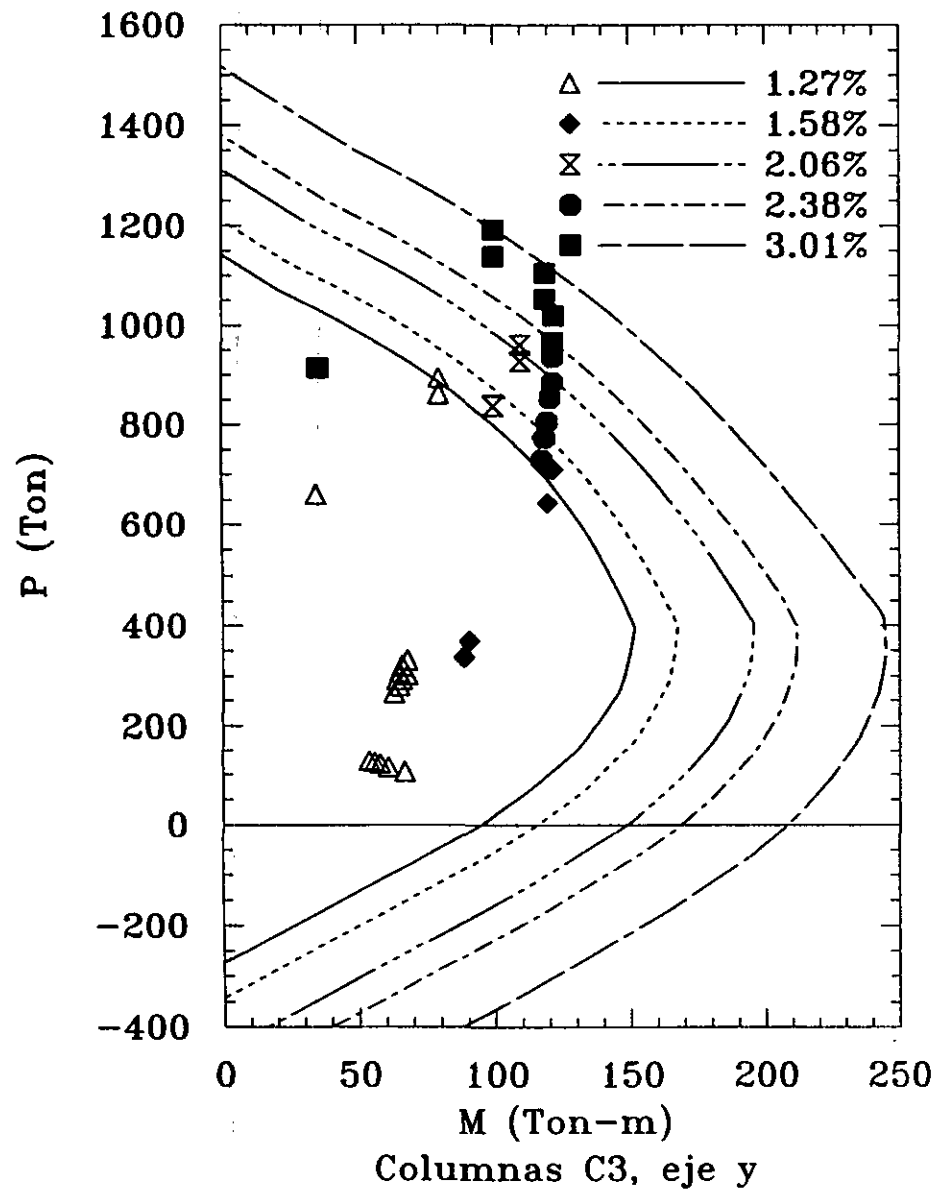


FIG 5.3 Diseño de las columnas de los niveles 1-6, modelo E15Q4M1

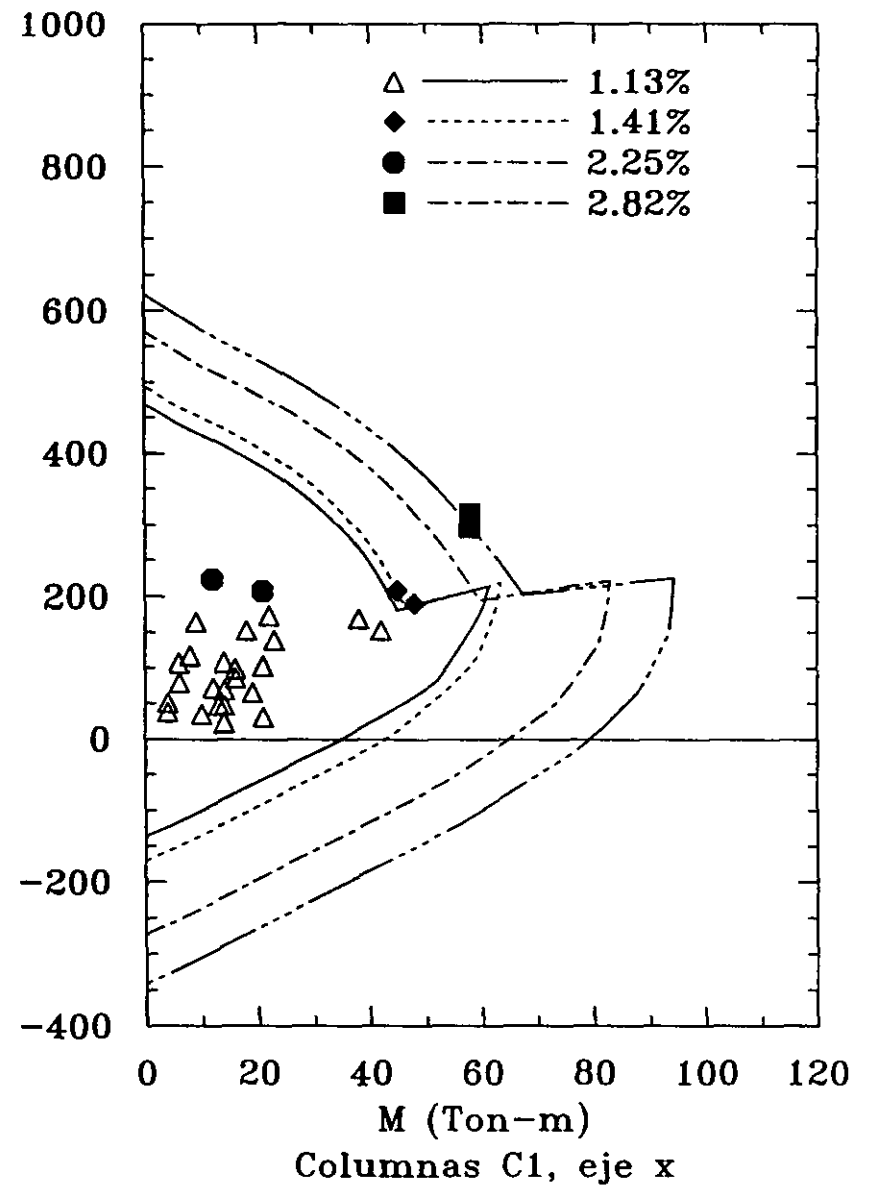
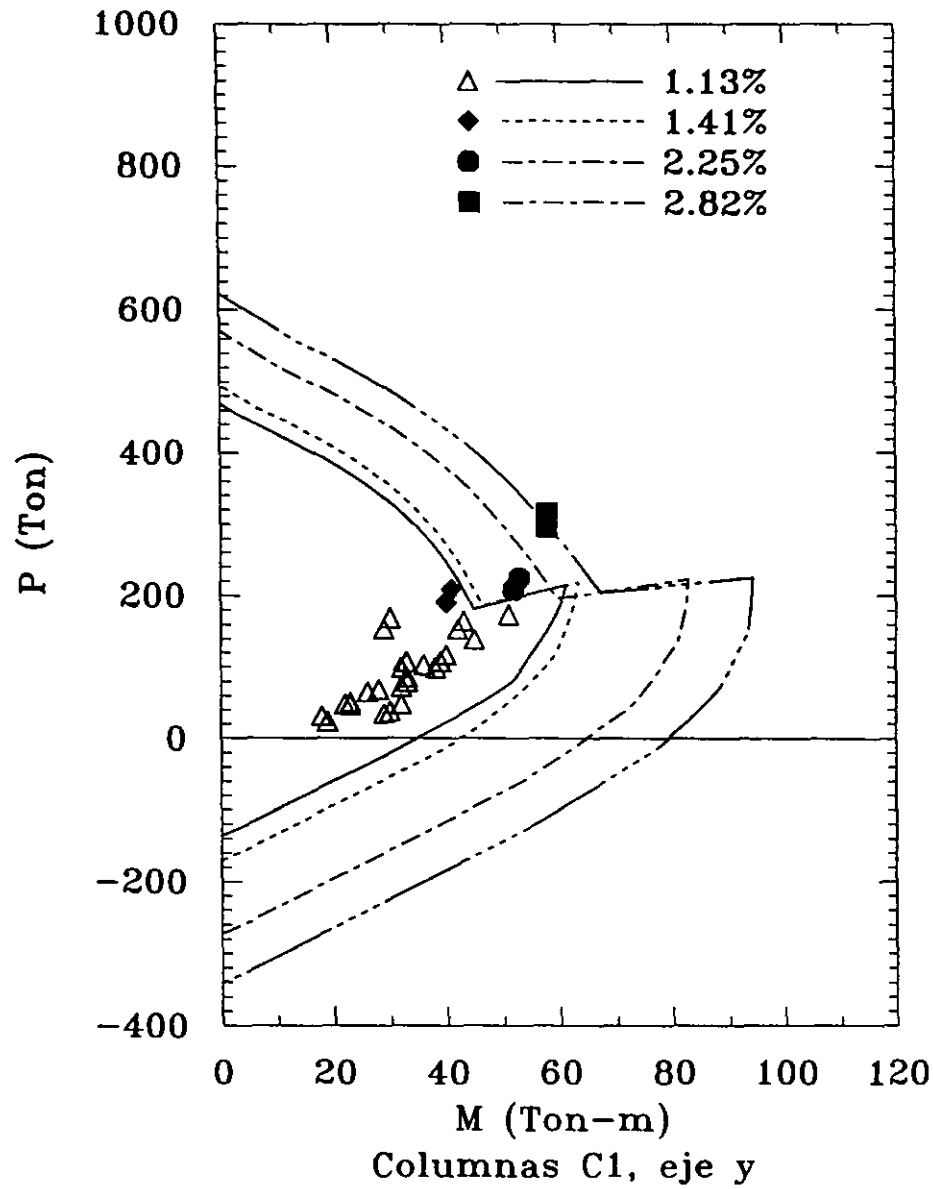


FIG 5.4 Diseño de las columnas de los niveles 11-15, modelo E15Q4M2

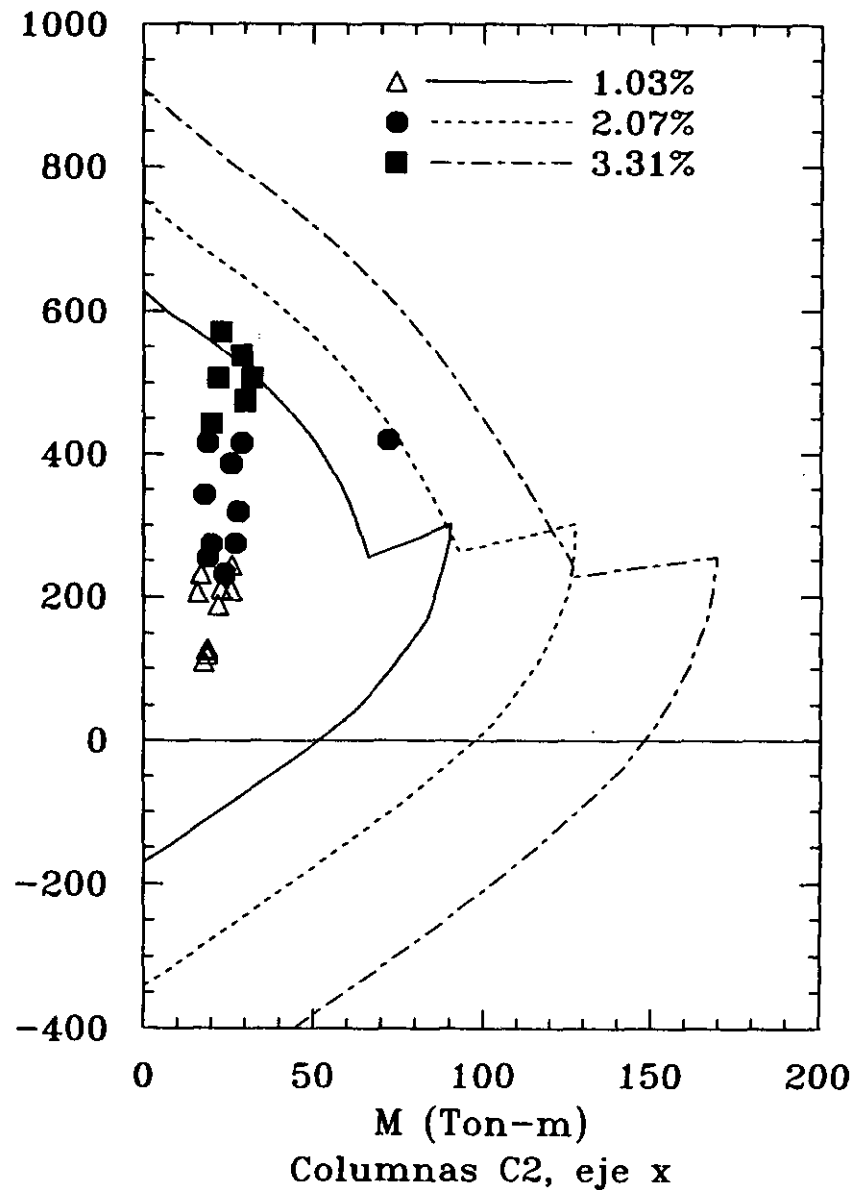
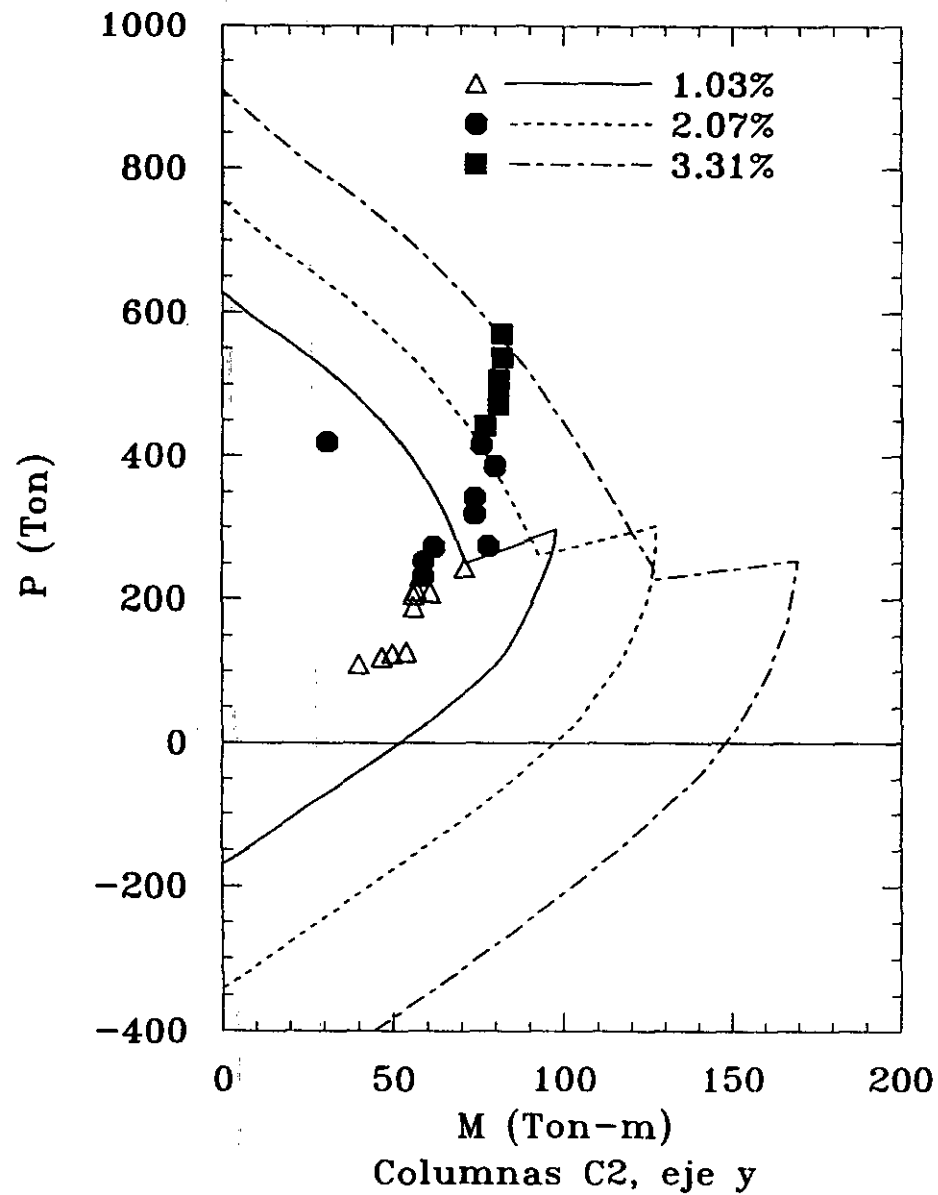


FIG 5.5 Diseño de las columnas de los niveles 7-10, modelo E15Q4M2

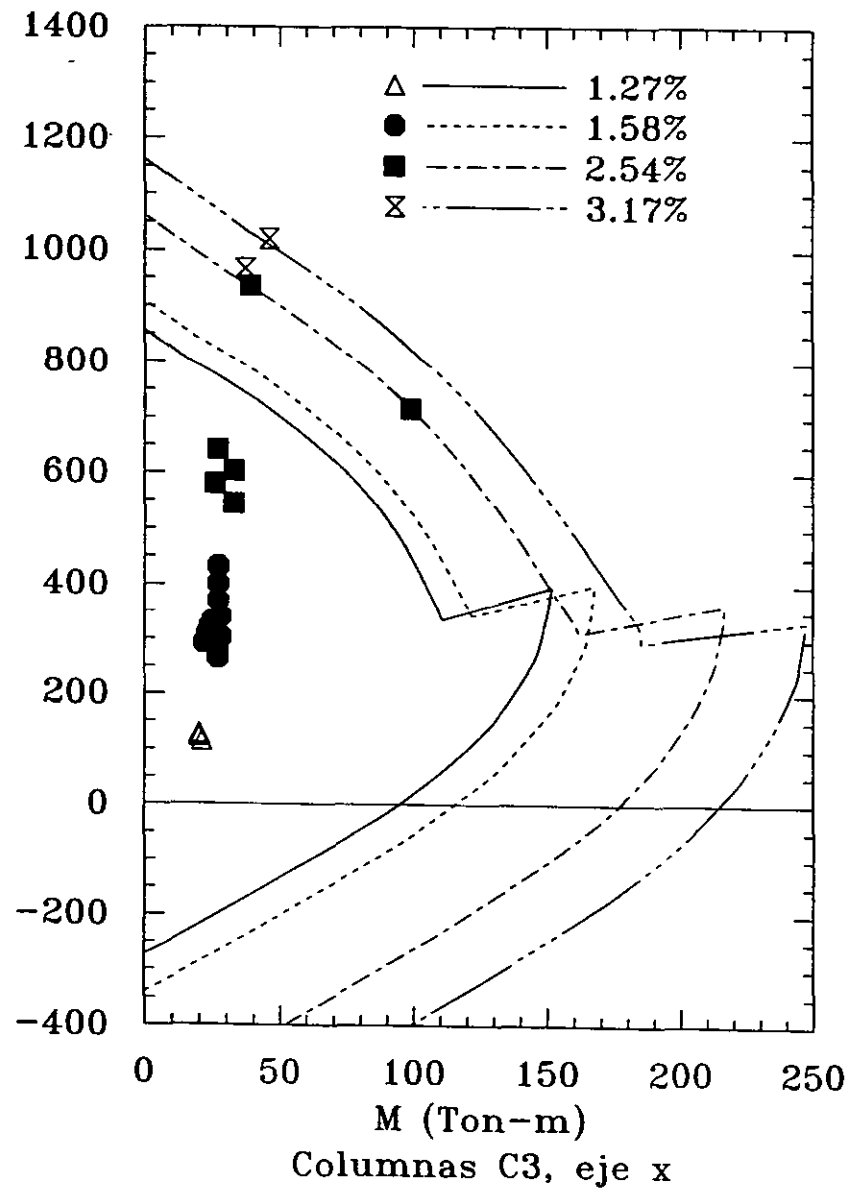
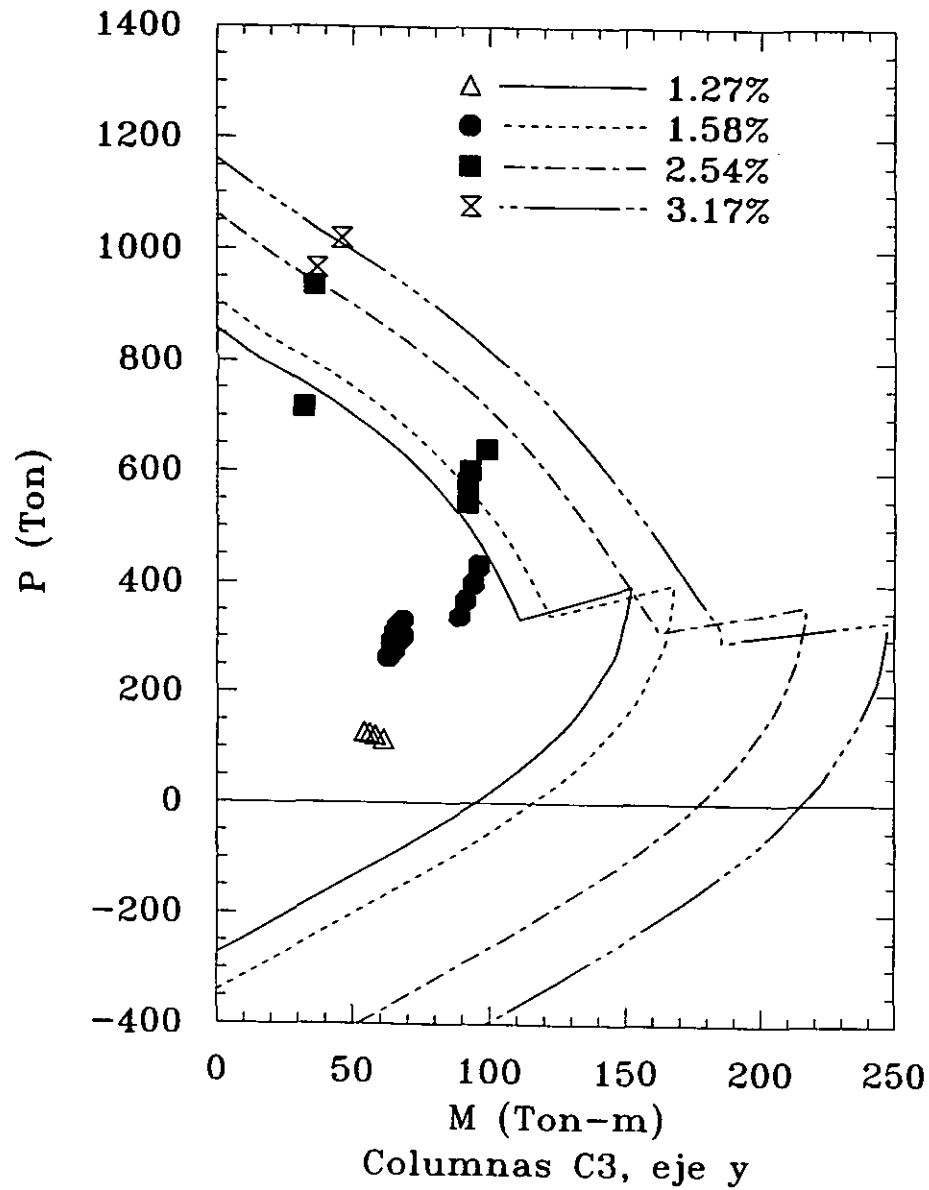


FIG 5.6 Diseño de las columnas de los niveles 3-6, modelo E15Q4M2

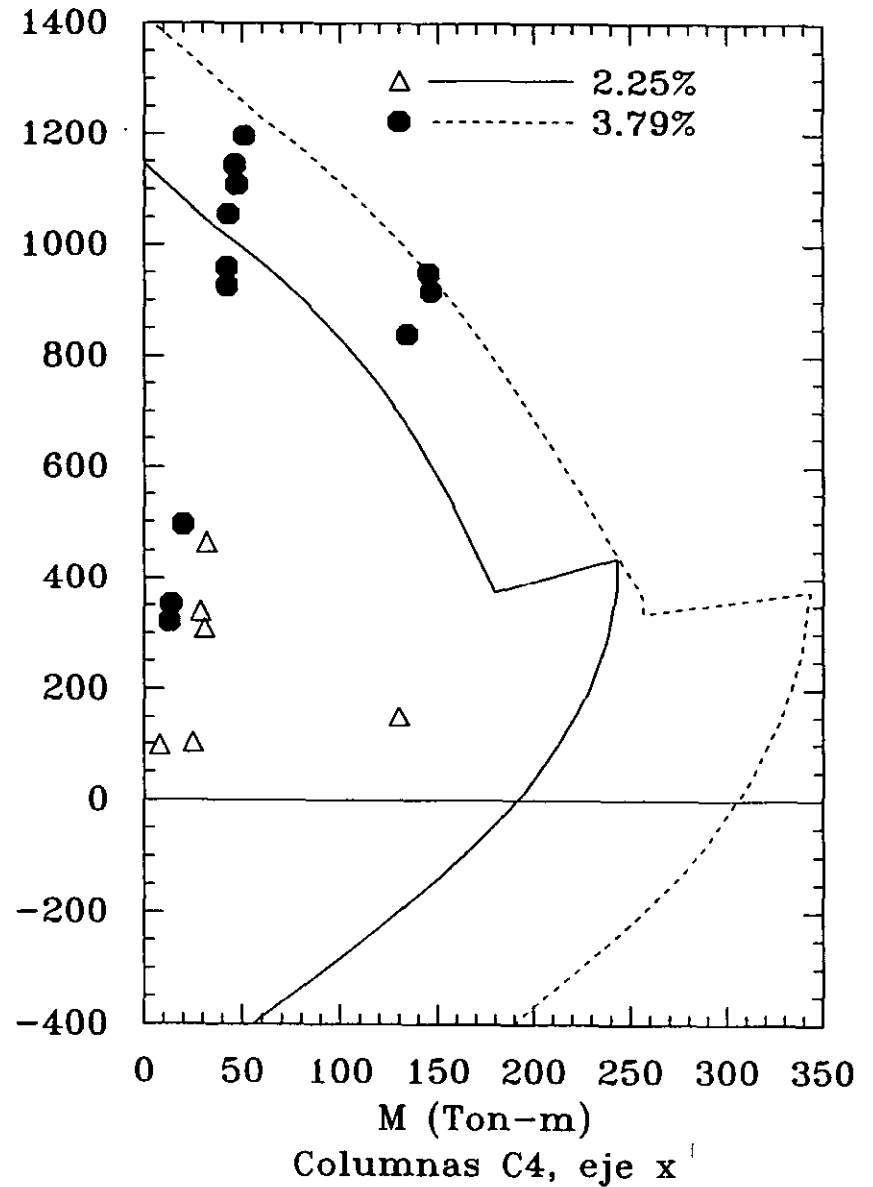
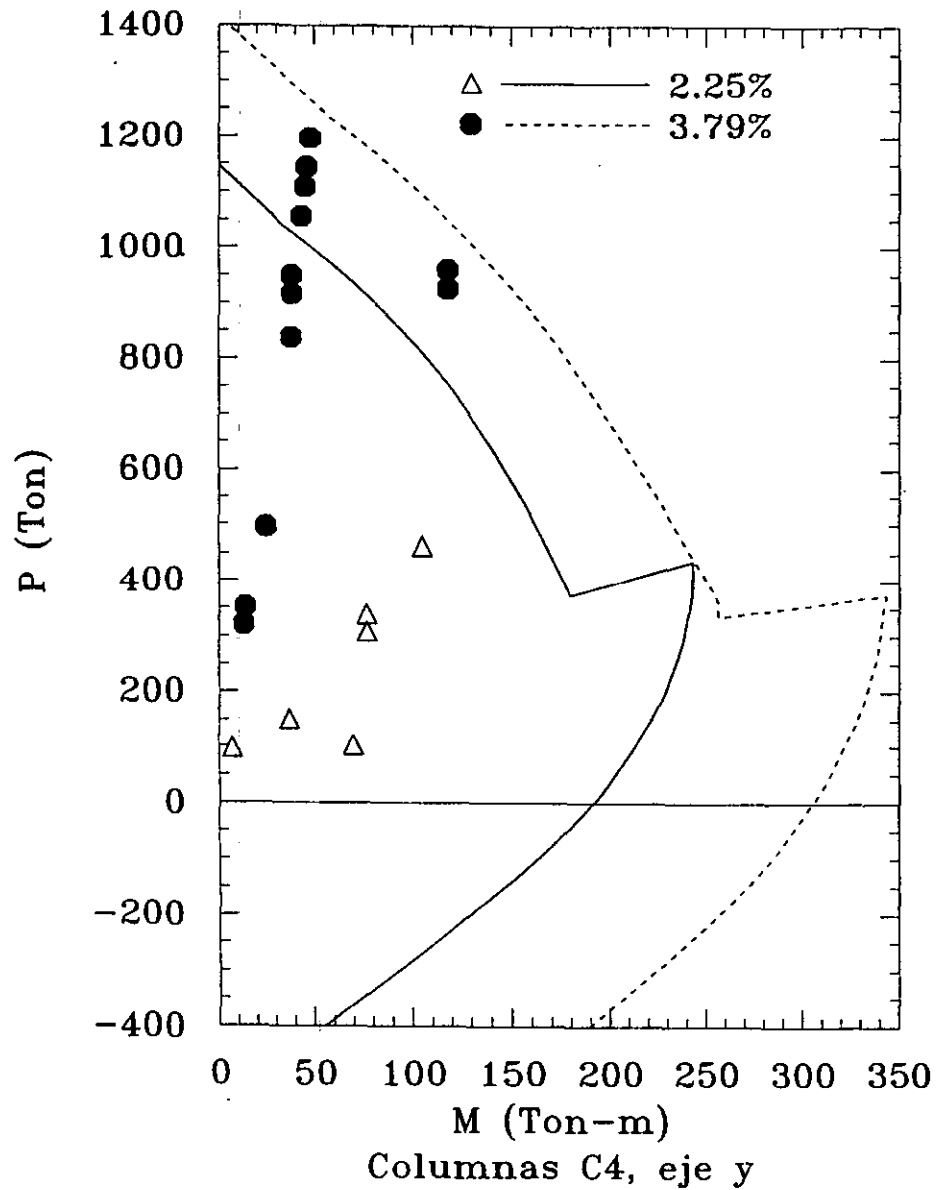
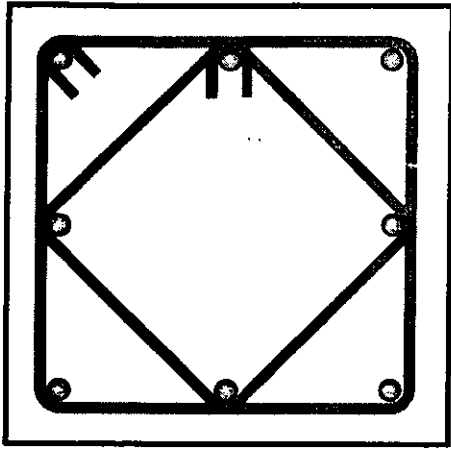
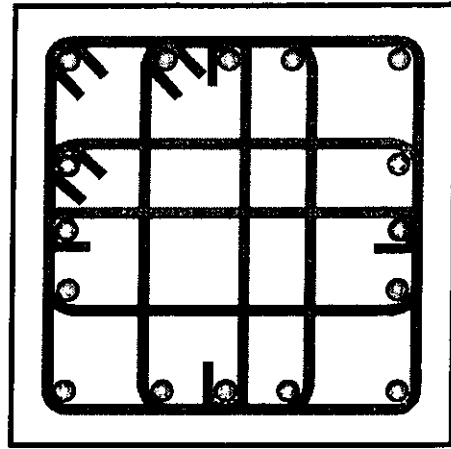


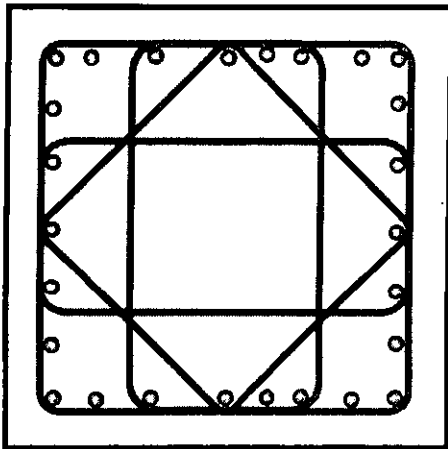
FIG 5.7 Diseño de las columnas de los niveles 1-2, modelo E15Q4M2



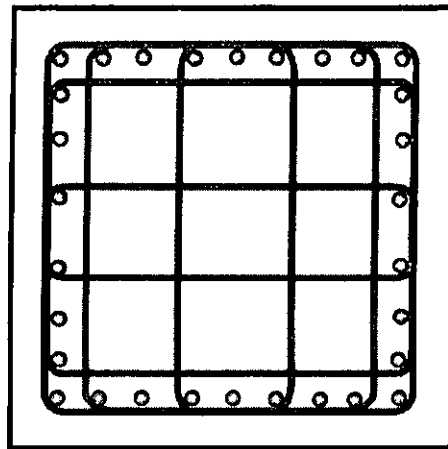
C1-R1 (60x60cm) 8#8 4#4@10cm



C2-R2 (70x70cm) 16#8 6#3@9cm

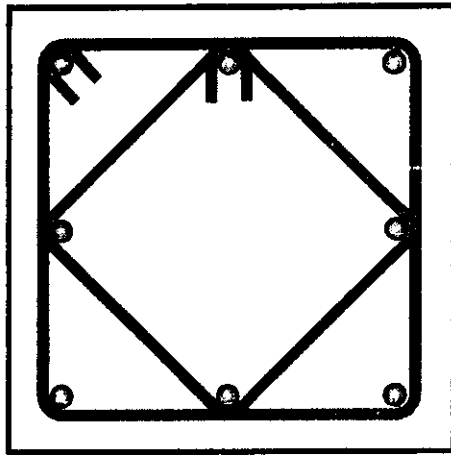


C3-R3 (80x80cm) 26#8 8#3@10cm

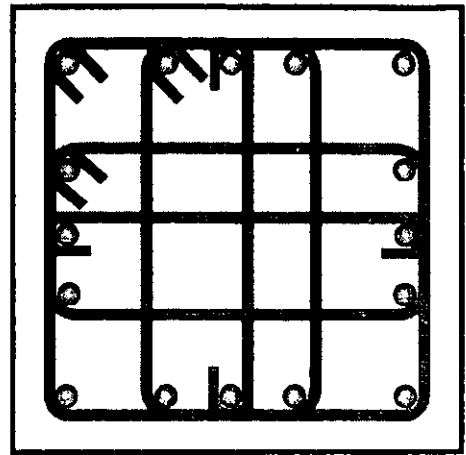


C2-R5 (70x70cm) 30#8 10#3@10cm

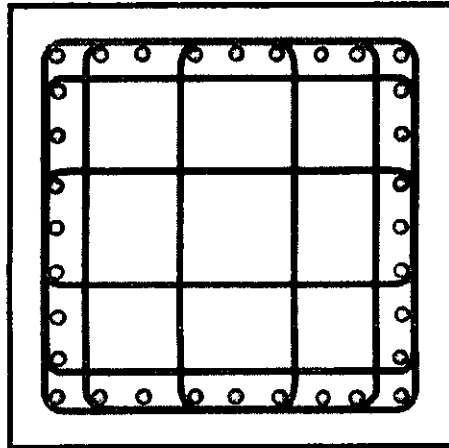
Figura 5.8 Secciones y distribuciones transversales representativas de las columnas del modelo E15Q4M1.



C1-R1 (60x60cm) 8#8 4#4@10cm



C1-R3 (60x60cm) 16#8 6#3@10cm



C3-R3 (80x80cm) 32#8 10#3@10cm

Figura 5.9 Secciones y distribuciones transversales representativas de las columnas del modelo E15Q4M2.

Capítulo 6

Diseño del edificio para marcos dúctiles con $Q=3$

6.1 Descripción de las secciones de diseño, modelo E15Q3M1.

Las secciones típicas consideradas en el análisis del modelo diseñado conforme al método riguroso y utilizando un factor de comportamiento sísmico $Q=3$, E15Q3M1, así como sus diseños finales, se resumen en las tablas 6.1 y 6.2 (columnas) y 6.3 a 6.6 (vigas). Las columnas son de tres secciones transversales, 65 x 65 cm (columnas C1) de los niveles 11 a 15, 75 x 75 cm (columnas C2) de los niveles 7 a 10, y 85 x 85 cm (columnas C3) de los niveles 1 a 8. Las secciones y distribuciones transversales representativas de las columnas de este modelo se muestran en la fig 6.8. El refuerzo longitudinal (tablas 6.1 y 6.2) se encuentra uniformemente distribuido. Se observa en las figuras 6.1 a 6.3 que el diseño de las columnas C1 a C3, conforme a los criterios del método riguroso de diseño de las NTCC-96 para marcos dúctiles, es satisfactorio en los niveles superiores (C1), aunque en algunas columnas centrales de niveles intermedios e inferiores rige el diseño en la zona de flexocompresión. Las columnas centrales son las más esforzadas para diseño en niveles superiores e intermedios; sin embargo, en los pisos inferiores las columnas laterales y de esquina también son sujeto de esfuerzos importantes. Los requisitos por confinamiento para marcos dúctiles controlan la separación y número de ramas de estribos en los extremos.

Los requisitos de confinamiento de marco dúctil controlan en algunas ocasiones la separación y número de estribos en los extremos de las vigas, principalmente en los marcos largos externos (marcos A y D), y en la mayoría de los casos, los controlan los criterios de resistencia al corte (marcos 1 a 5, B y C). Los porcentajes de refuerzo a flexión para momento negativo fluctúan de $\rho=0.0034$ a $\rho=0.0143$ para los marcos largos y de $\rho=0.0068$ a $\rho=0.0151$ para los marcos cortos. En general, el diseño final de las secciones y del refuerzo lucen razonables.

Tabla 6.1 Refuerzo de las columnas del modelo E15Q3M1

Sección (cm)	Flexocompresión		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo	ρ	Extremos	Centro
C1-R1 (65 x65)	10#8	0.0120	4#4 @ 10 cm	4#4 @ 30 cm
C1-R2 (65x65)	20#8	0.0240	6#3 @ 10 cm	6#3 @ 25 cm
C1-R3 (65x65)	28#8	0.0336	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 32 cm
C2-R1 (75x75)	12#8	0.0108	6#3 @ 8 cm	6#3 @ 35 cm
C2-R2 (75x75)	20#8	0.0180	6#3 @ 8 cm	6#3 @ 24 cm
C2-R3 (75x75)	28#8	0.0252	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 30 cm
C3-R1 (85x85)	16#8	0.0112	6#4 @ 10 cm	6#4 @ 42 cm
C3-R2 (85x85)	24#8	0.0168	6#4 @ 10 cm	6#4 @ 38 cm
C3-R3 (85x85)	28#8	0.0196	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 28 cm
C3-R4 (85x85)	40#8	0.0281	12#3 @ 10 cm	12#3 @ 30 cm

Tabla 6.2 Tipificación de columnas del modelo E15Q3M1

Nivel	Columnas									
	A1,D1	A2,D2	A3,D3	A4,D4	A5,D5	B1,C1	B2,C2	B3,C3	B4,C4	B5,C5
15	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
14	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
13	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
12	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R2
11	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R2
10	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R3	C2-R3	C2-R3	C2-R2
9	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R3	C2-R3	C2-R3	C2-R2
8	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C3-R2	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R2
7	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C3-R2	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R2
6	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R2
5	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R2
4	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R2
3	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R2
2	C3-R2	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R2	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R4
1	C3-R2	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R2	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R4

Tabla 6.3 Tipificación de vigas, dirección larga (x), modelo E15Q3M1

Nivel	Marcos A y D, Crujía				Marcos B y C, Crujía			
	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5
15	T-R1	T-R1	T-R1	T-R1	T-R9	T-R1	T-R1	T-R9
14	T-R1	T-R1	T-R1	T-R1	T-R9	T-R1	T-R1	T-R9
13	T-R1	T-R1	T-R1	T-R1	T-R9	T-R1	T-R1	T-R9
12	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
11	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
10	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
9	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
8	T-R3	T-R7	T-R7	T-R3	T-R11	T-R15	T-R15	T-R11
7	T-R3	T-R7	T-R7	T-R3	T-R11	T-R15	T-R15	T-R11
6	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R16	T-R16	T-R12
5	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R16	T-R16	T-R12
4	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R16	T-R16	T-R12
3	T-R5	T-R8	T-R8	T-R5	T-R13	T-R16	T-R16	T-R13
2	T-R5	T-R8	T-R8	T-R5	T-R13	T-R16	T-R16	T-R13
1	T-R5	T-R8	T-R8	T-R5	T-R13	T-R16	T-R16	T-R13

Tabla 6.4 Refuerzo de las vigas de los marcos largos, modelo E15Q3M1

Sección (40x90 cm)	Flexión (extremos)		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
T-R1	4#6	4#6	2#3 @ 15 cm	2#3 @ 15 cm
T-R2	5#8 + 1#6	2#8 + 2#6	2#3 @ 15 cm	2#3 @ 15 cm
T-R3	6#8	2#8 + 2#6	2#3 @ 15 cm	2#3 @ 15 cm
T-R4	8#8	3#8 + 1#6	2#3 @ 15 cm	2#3 @ 15 cm
T-R5	8#8	3#8 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
T-R6	5#8 + 1#6	2#8 + 1#6	2#3 @ 15 cm	2#3 @ 15 cm
T-R7	6#8	2#8 + 1#6	2#3 @ 15 cm	2#3 @ 15 cm
T-R8	8#8	3#8	2#3 @ 20 cm	2#3 @ 20 cm
T-R9	3#8 + 1#5	4#6 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
T-R10	6#8 + 1#5	4#8 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 15 cm
T-R11	8#8 + 1#5 *	4#8 + 2#5	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12.5 cm
T-R12	9#8 + 1#5 *	4#8 + 2#5	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12.5 cm
T-R13	9#8 + 1#6 *	4#8 + 1#5	2#3 @ 11.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
T-R14	6#8	3#8	2#3 @ 19 cm	2#3 @ 20 cm
T-R15	8#8	3#8 + 2#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
T-R16	9#8 *	3#8 + 2#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 12.5 cm

Nota: El asterico (*) indica que se debe distribuir el refuerzo en dos lechos.

Tabla 6.5 Tipificación de vigas, dirección corta (y), modelo E15Q3M1

Nivel	Marcos 1 y 5, Crujía			Marcos 2, 3 y 4, Crujía		
	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
15	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R7	V1-R5
14	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R7	V1-R5
13	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R7	V1-R5
12	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V4-R1	V1-R8	V4-R1
11	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V4-R1	V1-R8	V4-R1
10	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V4-R1	V1-R8	V4-R1
9	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V4-R1	V1-R8	V4-R1
8	V2-R1	V2-R4	V2-R1	V5-R1	V2-R8	V5-R1
7	V2-R1	V2-R4	V2-R1	V5-R1	V2-R8	V5-R1
6	V3-R1	V2-R5	V3-R1	V5-R2	V3-R3	V5-R2
5	V3-R1	V2-R5	V3-R1	V5-R2	V3-R3	V5-R2
4	V3-R1	V2-R5	V3-R1	V5-R2	V3-R3	V5-R2
3	V3-R2	V2-R5	V3-R2	V5-R2	V3-R4	V5-R2
2	V3-R2	V2-R5	V3-R2	V5-R2	V3-R4	V5-R2
1	V3-R2	V2-R5	V3-R2	V5-R2	V3-R4	V5-R2

Tabla 6.6 Refuerzo de las vigas de los marcos cortos, modelo E15Q3M1

Sección (40x85 cm)	Flexión (extremos)		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V1-R1	4#8 + 2#5	2#8 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
V1-R2	8#8	5#8	2#3 @ 10.5 cm	2#3 @ 11.5 cm
V1-R3	4#8 + 1#5	2#8 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
V1-R4	7#8 + 1#6	5#8 + 1#5	2#3 @ 12 cm	2#3 @ 12.5 cm
V1-R5	6#8 + 1#5	3#8	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12.5 cm
V1-R7	5#8 + 1#6	3#8	2#3 @ 13.5 cm	2#3 @ 15 cm
V1-R8	9#8 + 1#6 *	5#8 + 1#5	2#3 @ 8.5 cm	2#3 @ 9.5 cm
Sección (40x95 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V2-R1	8#8	5#8 + 2#5	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 10.5 cm
V2-R4	8#8 + 1#6 *	6#8 + 1#5	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 11 cm
V2-R5	9#8	6#8 + 1#6	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 10.5 cm
V2-R8	10#8 + 1#6 *	7#8	2#4 @ 14 cm	2#4 @ 14.5 cm
Sección (45x95 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V3-R1	9#8 + 2#5 *	7#8	2#3 @ 8.5 cm	2#3 @ 9 cm
V3-R2	10#8 *	7#8	2#3 @ 8.5 cm	2#3 @ 9 cm
V3-R3	11#8 *	7#8 + 1#5	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 12.5 cm
V3-R4	11#8 + 1#5 *	7#8 + 1#5	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 12.5 cm

Tabla 6.6 (continuación).

Sección (50x85 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V4-R1	11#8 *	6#8	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 13.5 cm
Sección (50x95 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V5-R1	11#8 *	7#8	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 13 cm
V5-R2	12#8 + 1#6 *	8#8	2#4 @ 11 cm	2#4 @ 11.5 cm

Nota: El asterico (*) indica que se debe distribuir el refuerzo en dos lechos.

6.2 Descripción de las secciones de diseño, modelo E15Q3M2.

Las secciones típicas consideradas en el análisis del modelo diseñado conforme al método simplificado y utilizando un factor de comportamiento sísmico $Q=3$, E15Q3M2, así como sus diseños finales se resumen en las tablas 6.7 y 6.8 (columnas) y 6.9 a 6.12 (vigas). Las columnas son de cuatro secciones transversales, 65 x 65 cm (columnas C1) de los niveles 11 a 15, 75 x 75 cm (columnas C2) de los niveles 7 a 10, 85 x 85 cm (columnas C3) de los niveles 3 a 8 y 90 x 90 cm (columnas C4) en los niveles 1 y 2. Las secciones y distribuciones transversales representativas de las columnas de este modelo se muestran en la fig 6.9. Al igual que para el diseño con $Q=4$, la diferencia con el método riguroso fue en el diseño de las columnas de los niveles inferiores, donde se requirió de secciones más amplias de columnas para satisfacer los requisitos de porcentaje de refuerzo longitudinal máximo permitido, ya que en el diseño rige flexocompresión. El refuerzo longitudinal (tablas 6.7 y 6.8) se encuentra uniformemente distribuido.

Tabla 6.7 Refuerzo de las columnas del modelo E15Q3M2

Sección (cm)	Flexocompresión		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo	ρ	Extremos	Centro
C1-R1 (65x65)	10#8	0.0120	4#4 @ 10 cm	4#4 @ 16 cm
C1-R2 (65x65)	28#8	0.0336	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 16 cm
C2-R1 (75x75)	12#8	0.0108	6#4 @ 10 cm	6#4 @ 18.5 cm
C2-R2 (75x75)	28#8	0.0252	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 18.5 cm
C3-R1 (85x85)	16#8	0.0112	6#4 @ 10 cm	6#4 @ 21 cm
C3-R2 (85x85)	28#8	0.0196	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 18 cm
C3-R3 (85x85)	32#10	0.0351	10#3 @ 10 cm	10#3 @ 16 cm
C4-R1 (90x90)	24#8	0.0150	6#4 @ 10 cm	6#4 @ 43 cm
C4-R2 (90x90)	40#10	0.0391	12#3 @ 10 cm	12#3 @ 21 cm

Se observa en las figuras 6.4 a 6.7 que el diseño de las columnas C1 a C4, conforme a los criterios del método simplificado de diseño de las NTCC-96 para marcos dúctiles y a niveles de distorsión grandes, es justo a flexocompresión en las columnas centrales, donde se obtienen porcentajes de refuerzo grandes debido a las elevadas fuerzas de compresión. La separación y número de ramas de estribos en los extremos es controlada por los requisitos por confinamiento para marco dúctil, mientras que al centro la fuerza cortante actuante y el menor factor de reducción por resistencia para este concepto ($F_R=0.5$) controlan el diseño.

Las secciones de las vigas aumentaron en su ancho con respecto al modelo E15Q3M1 para algunas crujías, debido a que el límite de la fuerza cortante que resiste el concreto en el diseño es inferior porque se reduce F_R . Las secciones finales se presentan en las tablas 6.9 a 6.12, donde se pueden observar los cambios en cuanto a anchura y refuerzo a corte con respecto al modelo E15Q3M1. La separación y número de estribos en los extremos de las vigas son controladas en algunas ocasiones por los requisitos de confinamiento de marco dúctil, principalmente en los marcos largos externos (marcos A y D), y en la mayoría de los casos, por los criterios de resistencia al corte (marcos 1 a 5, B y C). El diseño por flexión de las vigas no varía mucho con respecto al método riguroso, ya que los momentos resistentes que son amplificados en dicho método son los de las columnas. Los porcentajes de refuerzo a flexión para momento negativo fluctúan de $\rho=0.0036$ a $\rho=0.0143$ para los marcos largos y de $\rho=0.0076$ a $\rho=0.0117$ para los marcos cortos. En general, el diseño final de las secciones y del refuerzo también lucen razonables.

Tabla 6.8 Tipificación de columnas del modelo E15Q3M2

Nivel	Columnas									
	A1,D1	A2,D2	A3,D3	A4,D4	A5,D5	B1,C1	B2,C2	B3,C3	B4,C4	B5,C5
15	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1
14	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1
13	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1
12	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1
11	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1
10	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1
9	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1
8	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1
7	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1
6	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R1
5	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R1
4	C3-R1	C3-R1	C3-R3	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R1
3	C3-R1	C3-R1	C3-R3	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R1
2	C4-R1	C4-R2	C4-R2	C4-R2	C4-R1	C4-R2	C4-R2	C4-R2	C4-R2	C4-R2
1	C4-R1	C4-R2	C4-R2	C4-R2	C4-R1	C4-R2	C4-R2	C4-R2	C4-R2	C4-R2

Tabla 6.9 Tipificación de vigas, dirección larga (x), modelo E15Q3M2

Nivel	Marcos A y D, Crujía				Marcos B y C, Crujía			
	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5
15	T-R1	T-R1	T-R1	T-R1	T-R9	T-R1	T-R1	T-R9
14	T-R1	T-R1	T-R1	T-R1	T-R9	T-R1	T-R1	T-R9
13	T-R1	T-R1	T-R1	T-R1	T-R9	T-R1	T-R1	T-R9
12	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
11	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
10	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
9	T-R2	T-R6	T-R6	T-R2	T-R10	T-R14	T-R14	T-R10
8	T-R3	T-R7	T-R7	T-R3	T-R11	T-R15	T-R15	T-R11
7	T-R3	T-R7	T-R7	T-R3	T-R11	T-R15	T-R15	T-R11
6	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R16	T-R16	T-R12
5	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R16	T-R16	T-R12
4	T-R4	T-R8	T-R8	T-R4	T-R12	T-R16	T-R16	T-R12
3	T-R5	T-R8	T-R8	T-R5	T-R13	T-R16	T-R16	T-R13
2	T-R5	T-R8	T-R8	T-R5	T-R13	T-R16	T-R16	T-R13
1	T-R5	T-R8	T-R8	T-R5	T-R13	T-R16	T-R16	T-R13

Tabla 6.10 Refuerzo de las vigas de los marcos largos, modelo E15Q3M2

Sección (40x90 cm)	Flexión (extremos)		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
T-R1	2#8 + 1#5	2#8 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
T-R2	5#8 + 1#6	3#8 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
T-R3	6#8	3#8 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
T-R4	8#8	3#8 + 1#6	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 11.5 cm
T-R5	8#8	3#8 + 1#6	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 11 cm
T-R6	5#8 + 1#6	2#8 + 1#6	2#3 @ 14 cm	2#3 @ 15 cm
T-R7	6#8	2#8 + 1#6	2#3 @ 13.5 cm	2#3 @ 15 cm
T-R8	8#8	3#8	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 11.5 cm
T-R9	3#8 + 1#5	4#6 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
T-R10	6#8 + 1#5	4#8 + 1#5	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 12.5 cm
T-R11	8#8 + 1#5 *	4#8 + 2#5	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 12.5 cm
T-R12	9#8 + 1#5 *	4#8 + 2#5	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 12.5 cm
T-R13	9#8 + 1#6 *	4#8 + 1#5	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 12.5 cm
T-R14	6#8	3#8	2#3 @ 10.5 cm	2#3 @ 14 cm
T-R15	8#8	3#8 + 2#5	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 12.5 cm
T-R16	9#8 *	3#8 + 2#5	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 12.5 cm

Nota: El asterico (*) indica que se debe distribuir el refuerzo en dos lechos.

Tabla 6.11 Tipificación de vigas, dirección corta (y), modelo E15Q3M2

Nivel	Marcos 1 y 5, Crujía			Marcos 2, 3 y 4, Crujía		
	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
15	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R6	V1-R5
14	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R6	V1-R5
13	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R6	V1-R5
12	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V4-R1	V4-R2	V4-R1
11	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V4-R1	V4-R2	V4-R1
10	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V4-R1	V4-R2	V4-R1
9	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V4-R1	V4-R2	V4-R1
8	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V5-R1	V5-R2	V5-R1
7	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V5-R1	V5-R2	V5-R1
6	V3-R1	V2-R3	V3-R1	V6-R1	V6-R3	V6-R1
5	V3-R1	V2-R3	V3-R1	V6-R1	V6-R3	V6-R1
4	V3-R1	V2-R3	V3-R1	V6-R1	V6-R3	V6-R1
3	V3-R1	V2-R3	V3-R1	V6-R2	V6-R4	V6-R2
2	V3-R1	V2-R3	V3-R1	V6-R2	V6-R4	V6-R2
1	V3-R1	V2-R3	V3-R1	V6-R2	V6-R4	V6-R2

Tabla 6.12 Refuerzo de las vigas de los marcos cortos, modelo E15Q3M2

Sección (40x85 cm)	Flexión (extremos)		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V1-R1	4#8 + 2#5	2#8 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
V1-R2	7#8 + 1#5	4#8 + 2#5	2#3 @ 11.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
V1-R3	4#8 + 1#5	2#8 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
V1-R4	7#8	4#8 + 2#5	2#3 @ 12 cm	2#3 @ 12.5 cm
V1-R5	6#8 + 1#5	4#6	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12.5 cm
V1-R6	5#8 + 1#5	4#6	2#3 @ 12 cm	2#3 @ 12.5 cm
Sección (45x95 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V2-R1	7#8 + 1#6	5#8 + 1#5	2#3 @ 11.5 cm	2#3 @ 12.5 cm
V2-R2	8#8	6#8	2#3 @ 10.5 cm	2#3 @ 12 cm
V2-R3	8#8	6#8	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 11.5 cm
Sección (50x95 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V3-R1	9#8	6#8 + 1#6	2#3 @ 9.5 cm	2#3 @ 10.5 cm
Sección (55x90 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V4-R1	10#8 + 2#5 *	6#8	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 12.5 cm
V4-R2	9#8 + 1#5	5#8 + 2#5	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 12.5 cm

Tabla 6.12 (continuación).

Sección (55x100 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V5-R1	10#8	6#8 + 1#6	2#4 @ 14 cm	2#4 @ 15 cm
V5-R2	10#8 + 1#5 *	7#8	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 12.5 cm
Sección (60x100 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V6-R1	12#8 *	8#8	2#4 @ 12 cm	2#4 @ 13.5 cm
V6-R2	12#8 + 1#5 *	8#8	2#4 @ 12 cm	2#4 @ 12.5 cm
V6-R3	10#8 + 2#5 *	7#8 + 1#6	2#4 @ 12.5 cm	2#4 @ 12.5 cm
V6-R4	11#8	7#8 + 1#6	2#4 @ 13 cm	2#4 @ 14 cm

Nota: El asterico (*) indica que se debe distribuir el refuerzo en dos lechos.

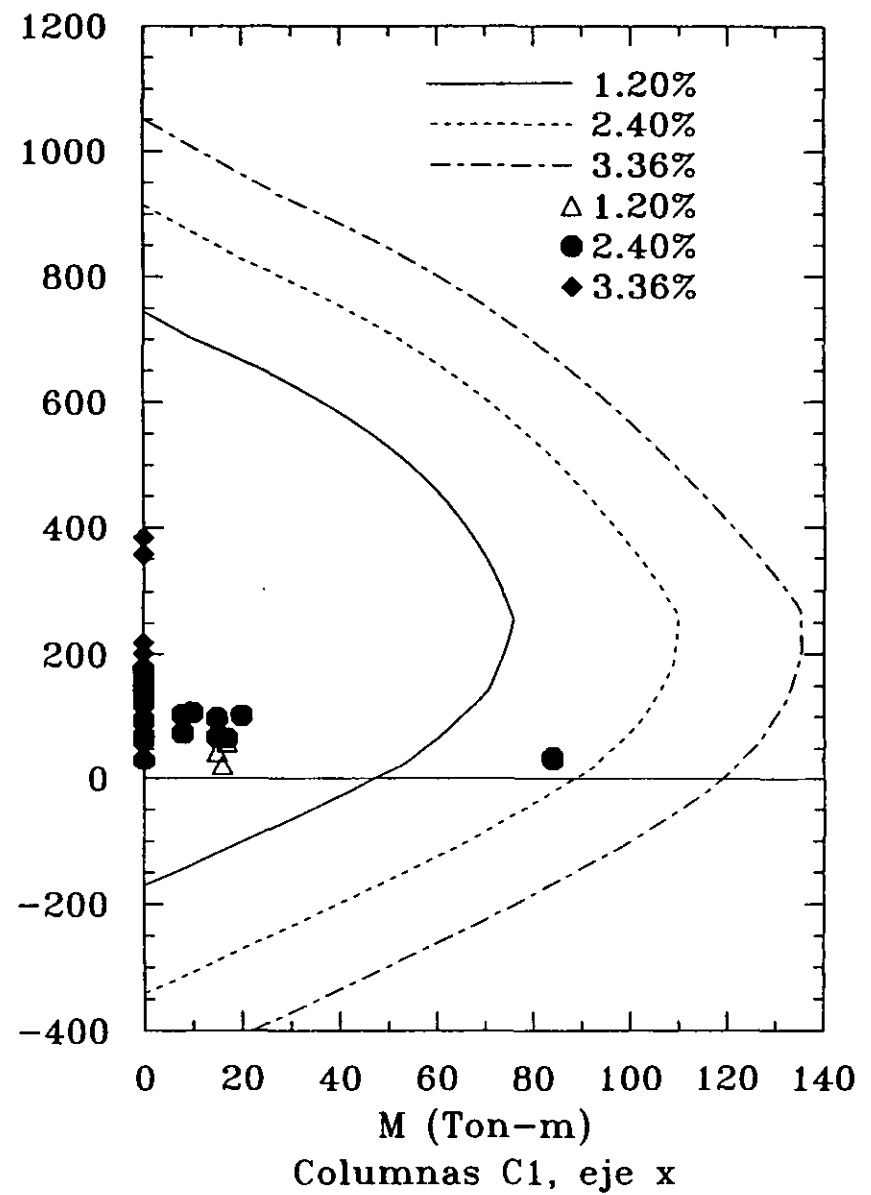
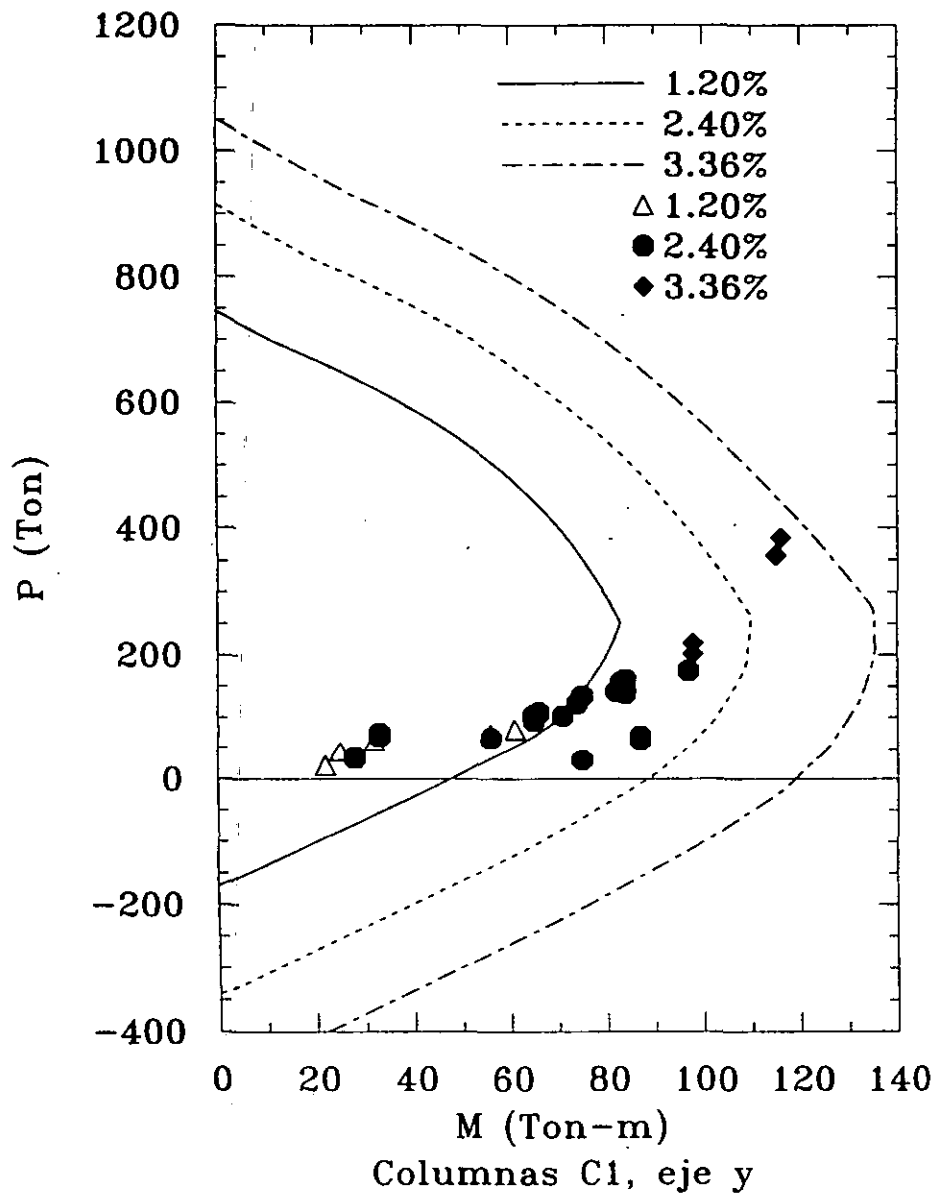


FIG 6.1 Diseño de las columnas de los niveles 11-15, modelo E15Q3M1

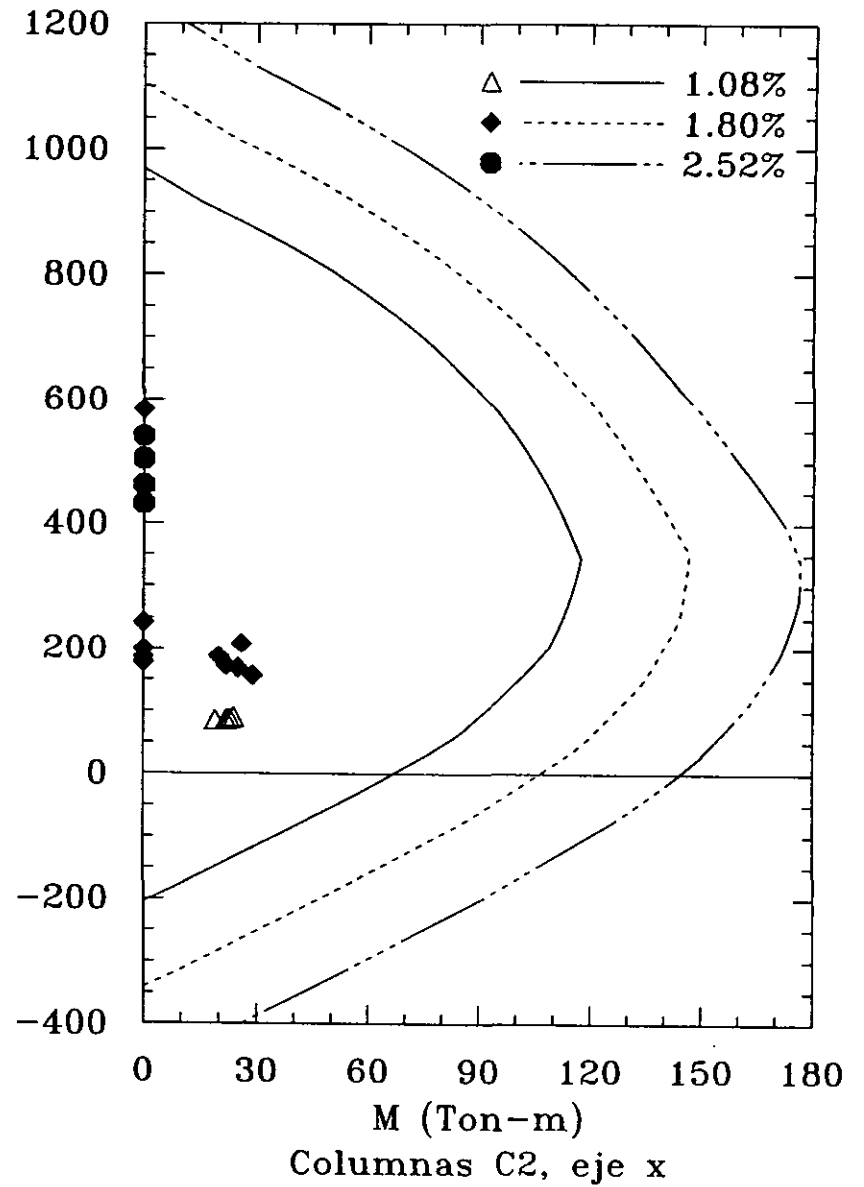
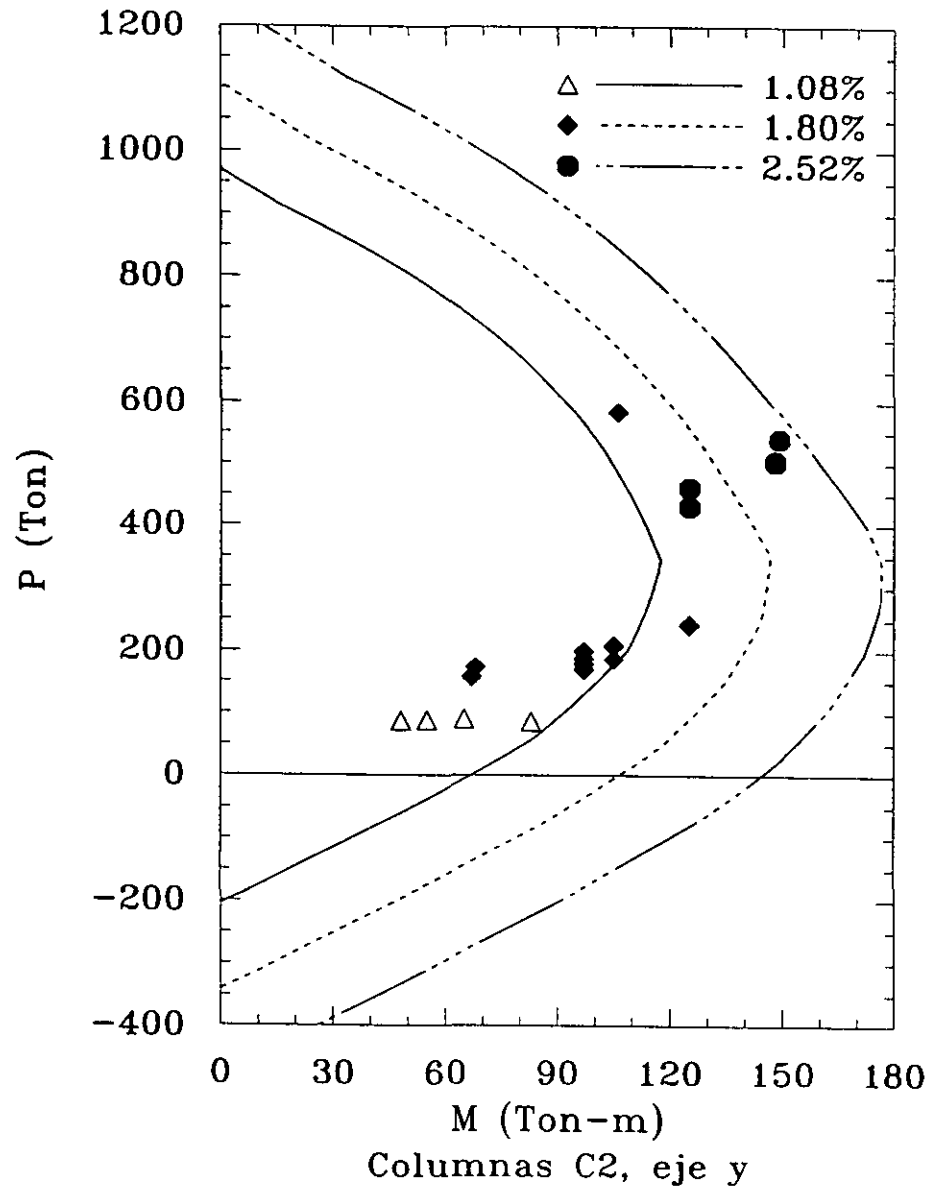


FIG 6.2 Diseño de las columnas de los niveles 7-10, modelo E15Q3M1

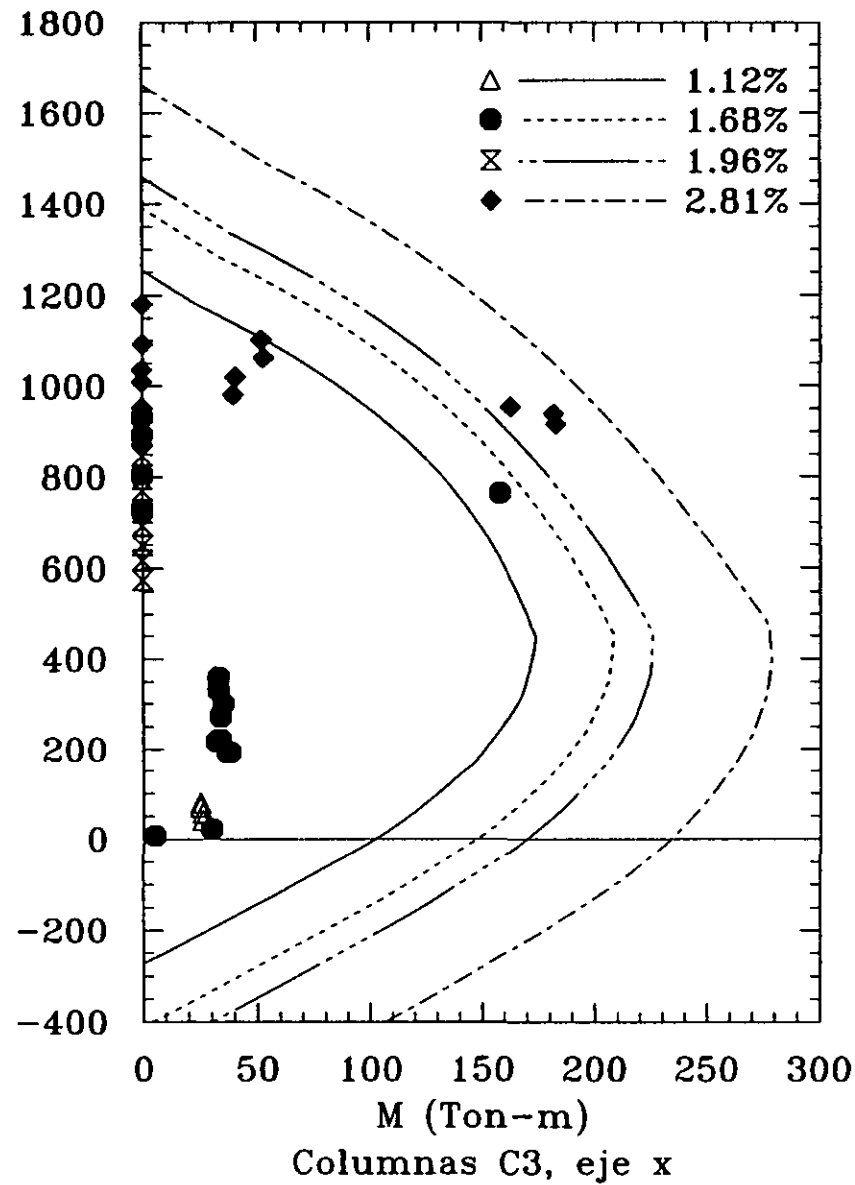
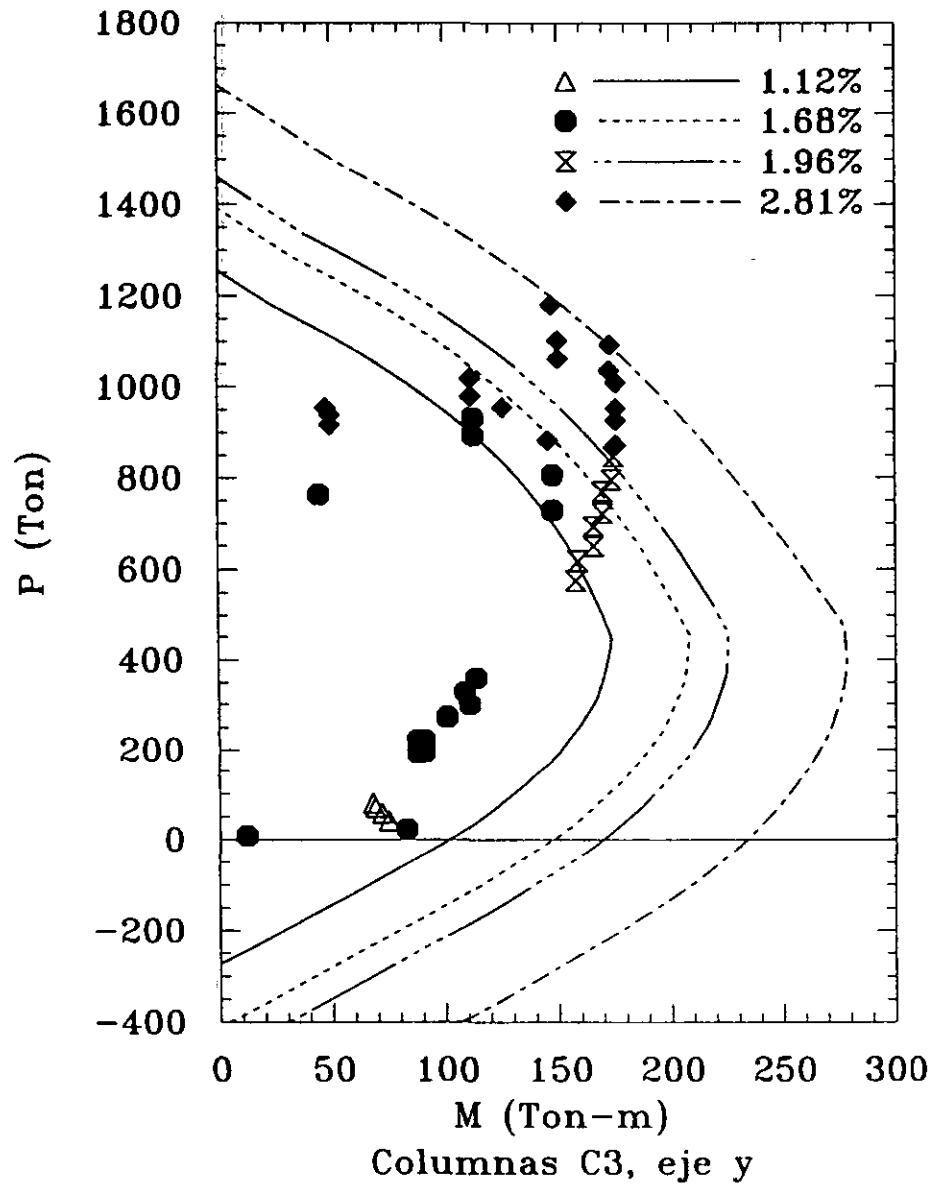


FIG 6.3 Diseño de las columnas de los niveles 1-8, modelo E15Q3M1

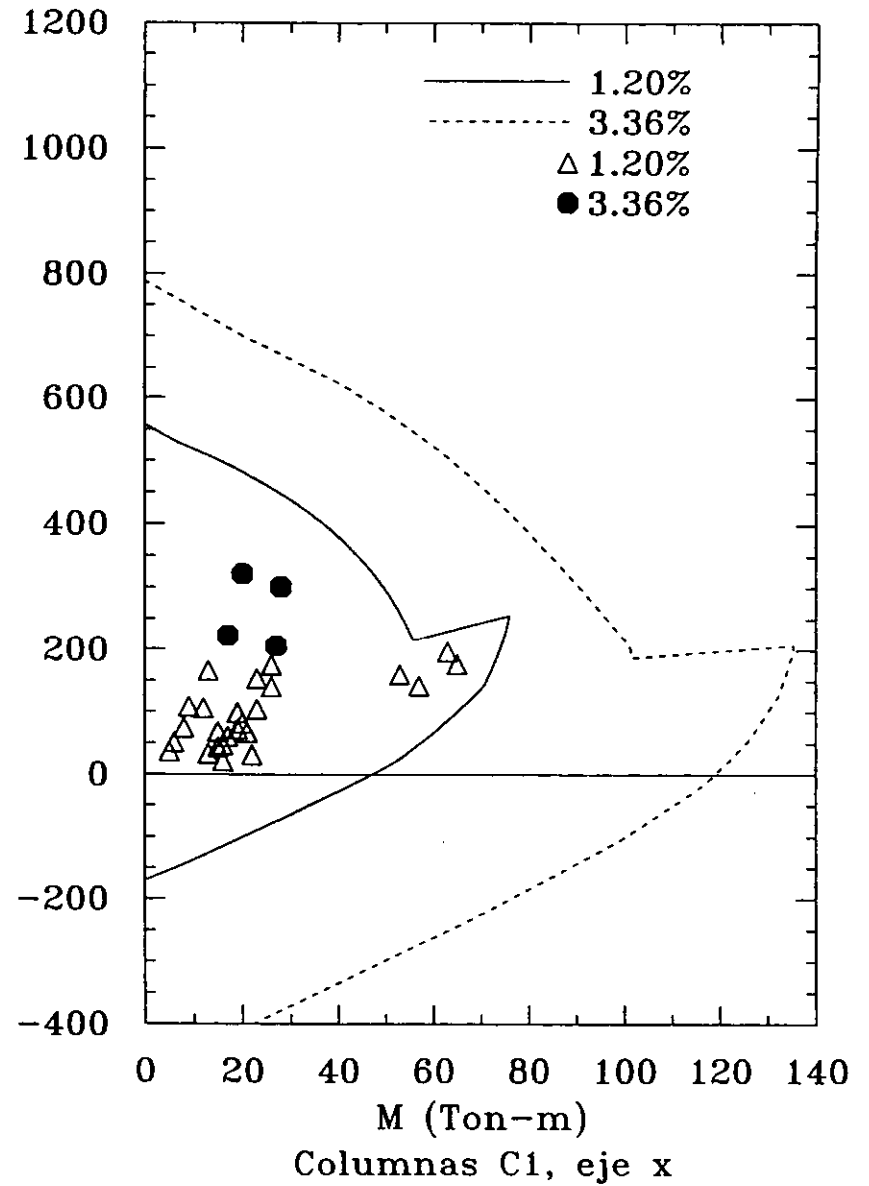
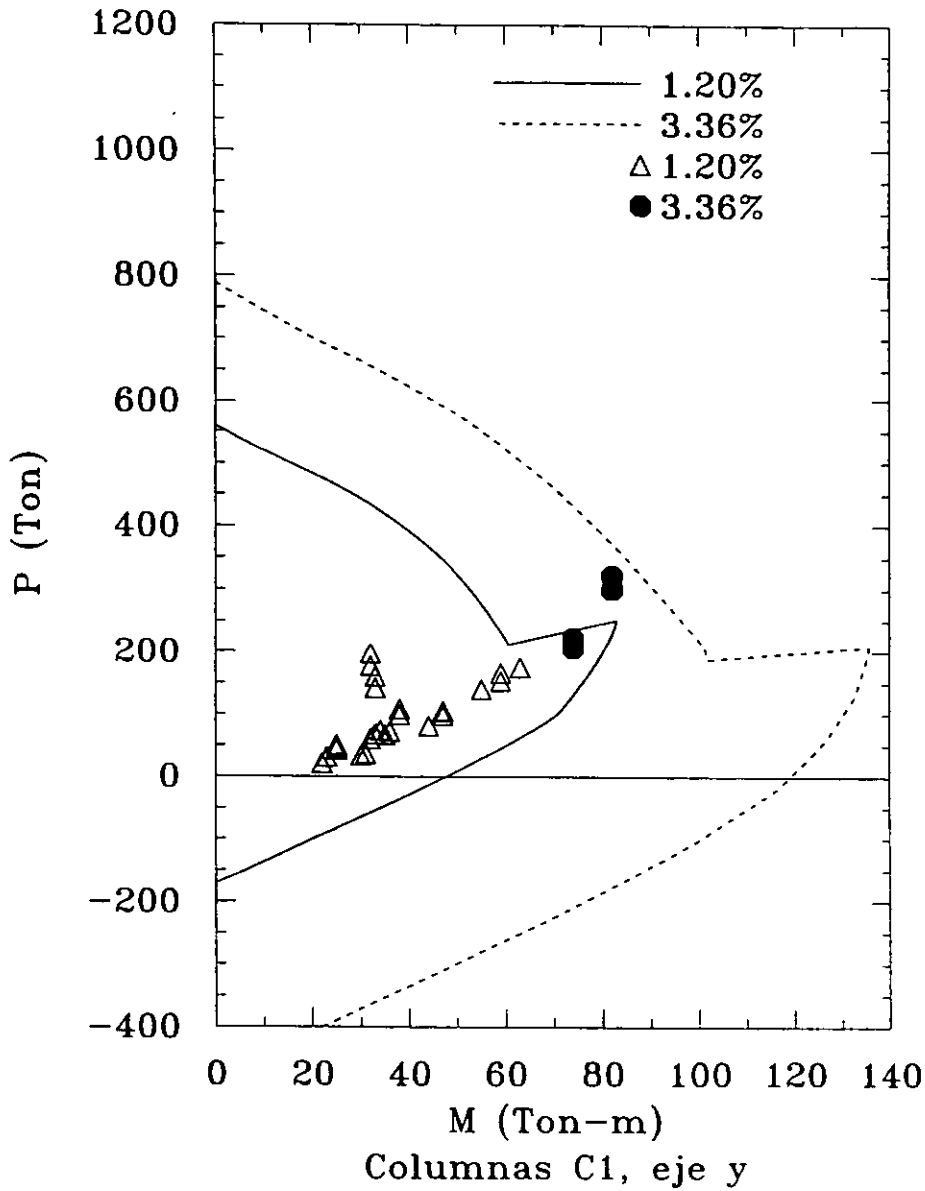


FIG 6.4 Diseño de las columnas de los niveles 11-15, modelo E15Q3M2

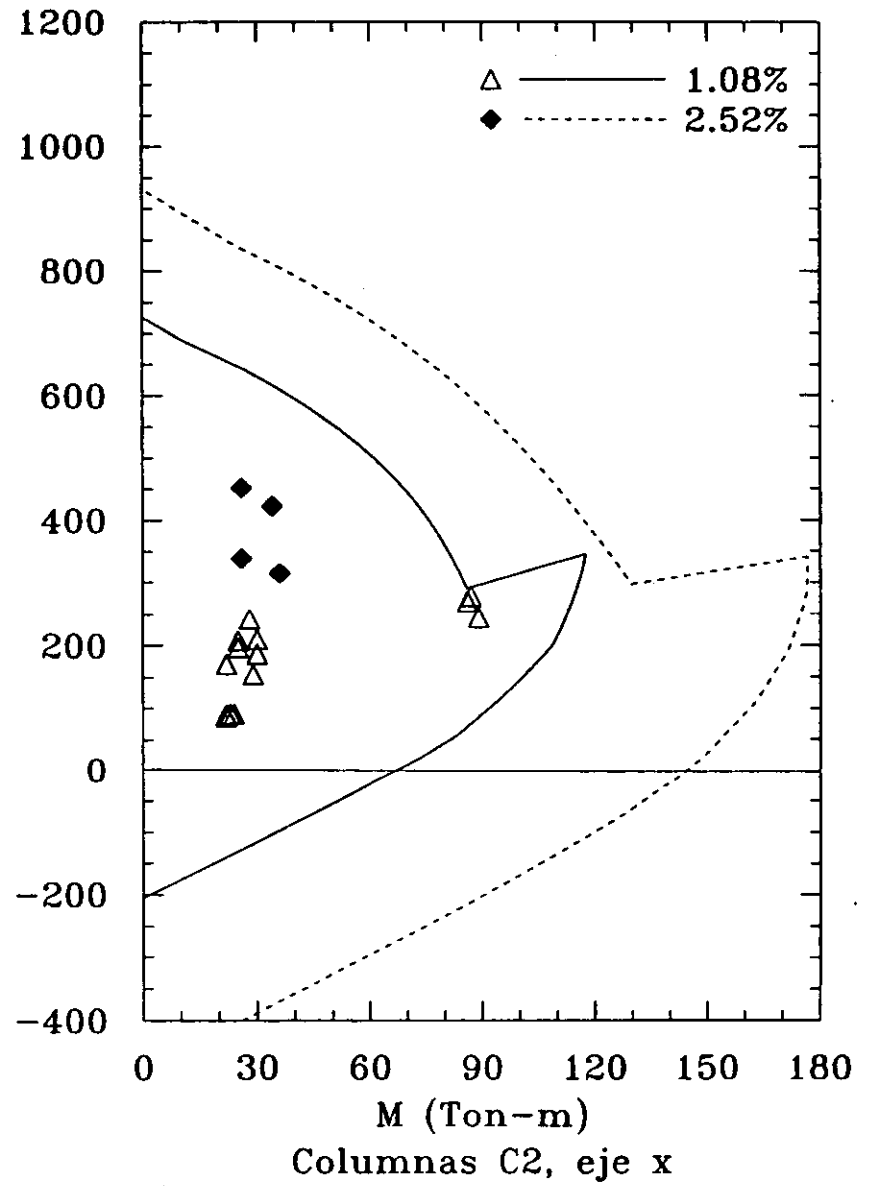
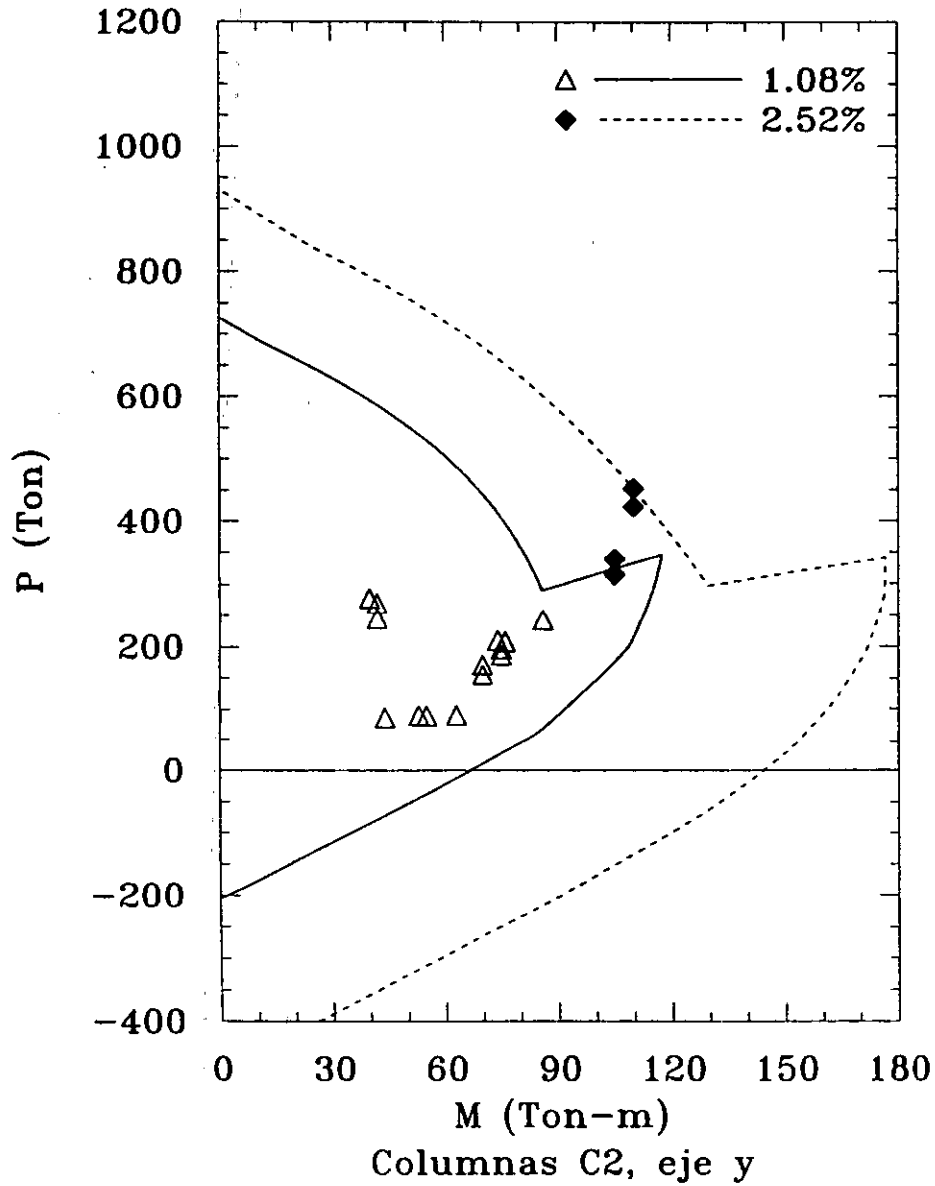


FIG 6.5 Diseño de las columnas de los niveles 7-10, modelo E15Q3M2

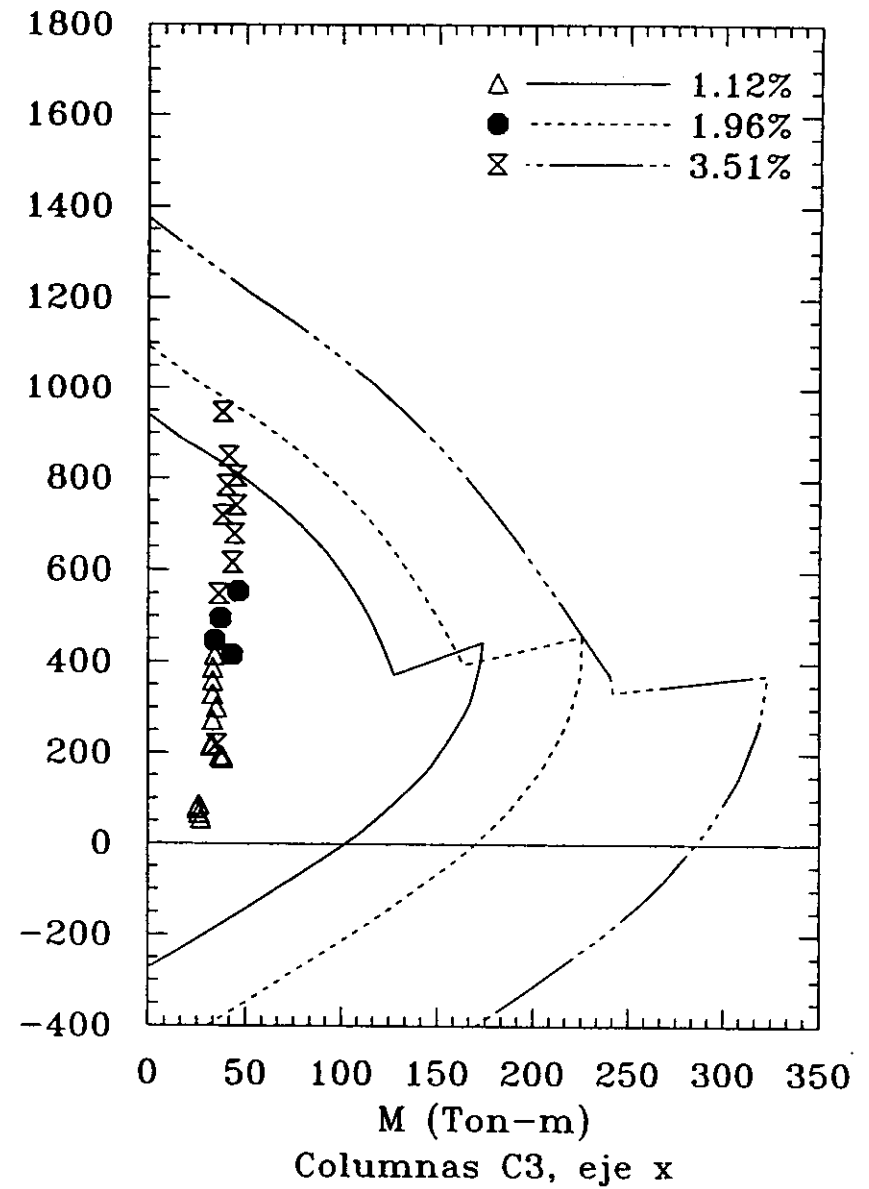
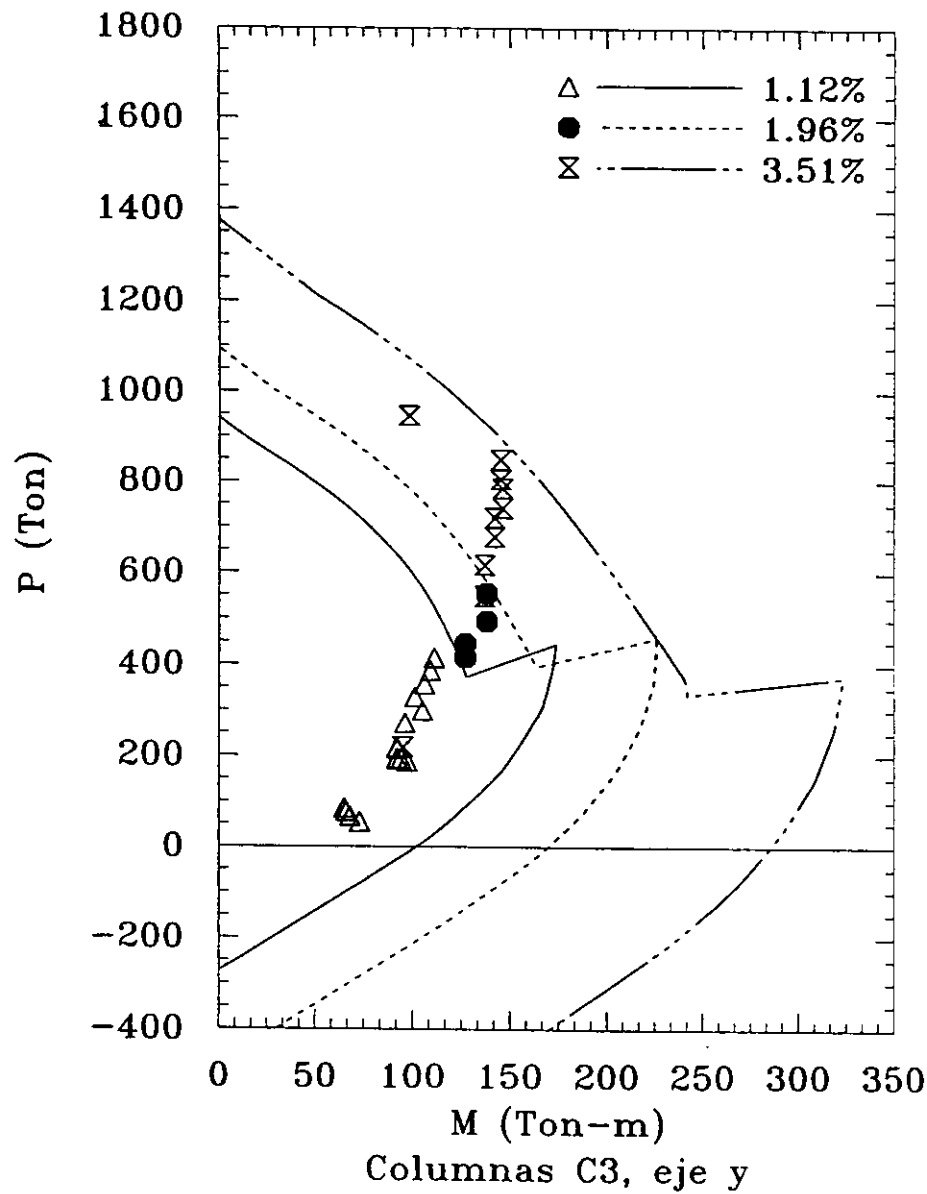


FIG 6.6 Diseño de las columnas de los niveles 3-8, modelo E15Q3M2

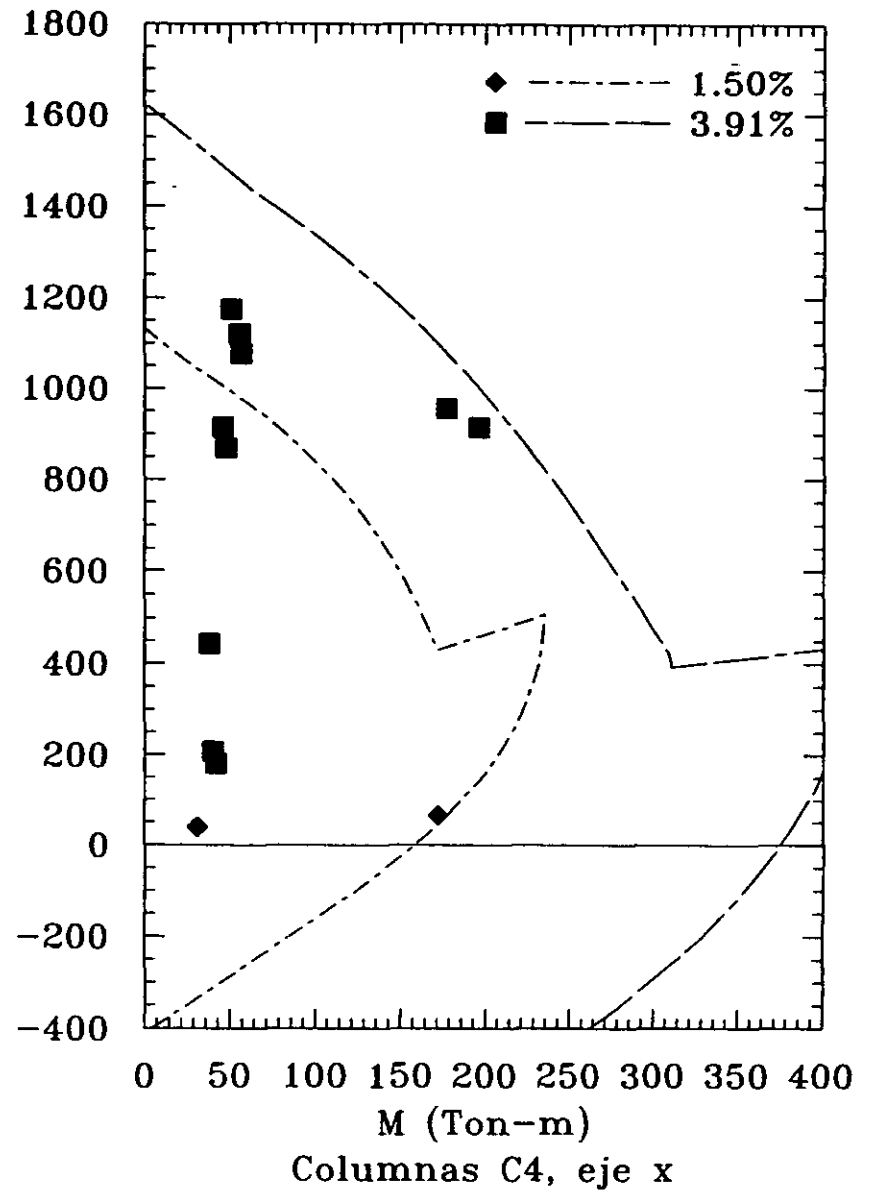
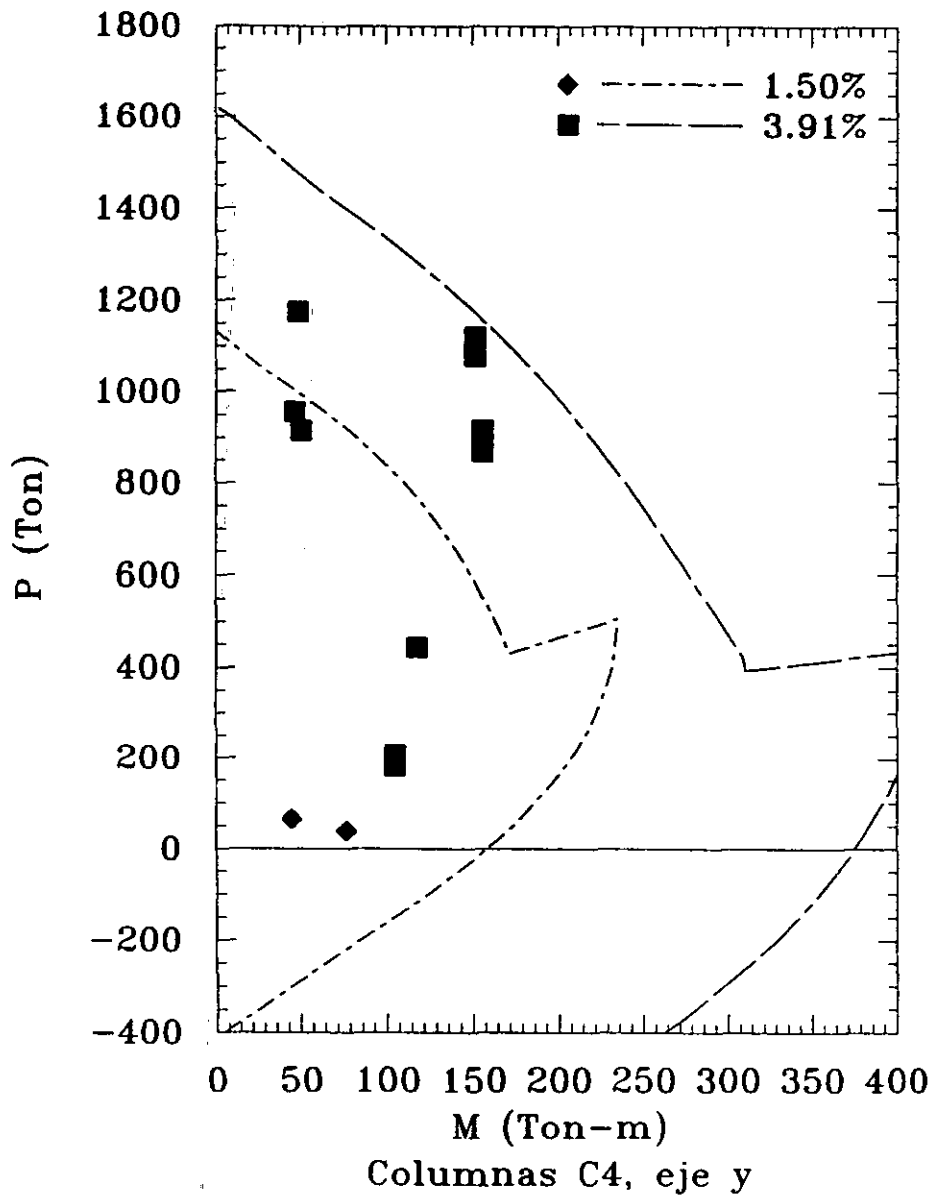
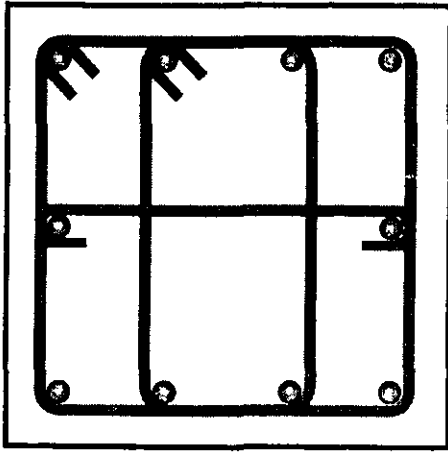
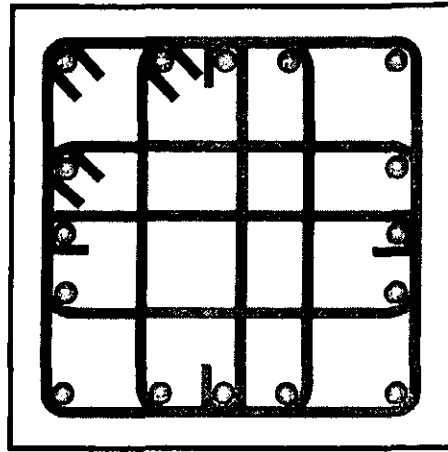


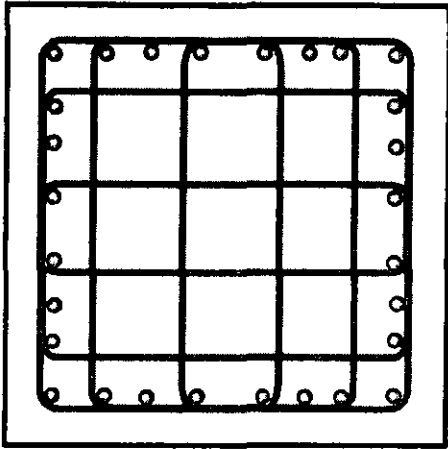
FIG 6.7 Diseño de las columnas de los niveles 1-2, modelo E15Q3M2



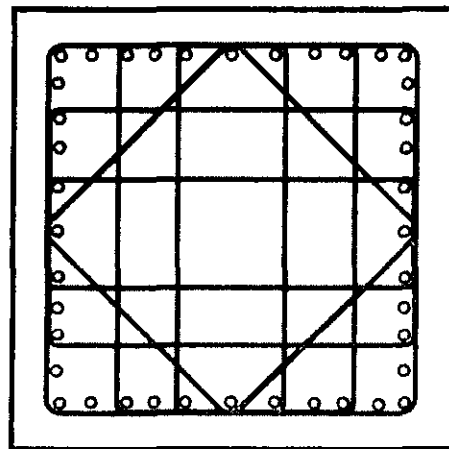
C1-R1 (65x65cm) 10#8 4#4@10cm



C3-R1 (85x85cm) 16#8 6#4@10cm

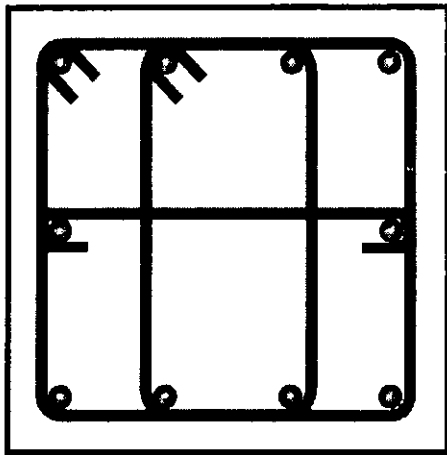


C3-R3 (85x85cm) 28#8 10#3@10cm

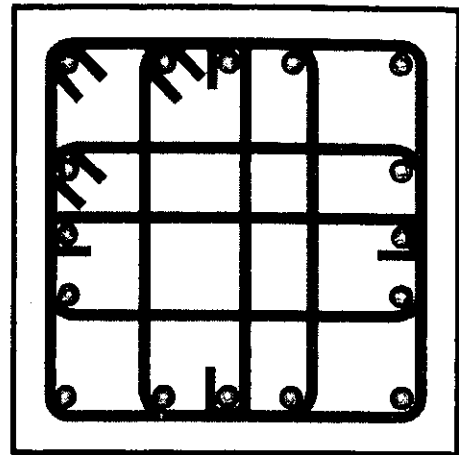


C3-R4 (85x85cm) 40#8 12#3@10cm

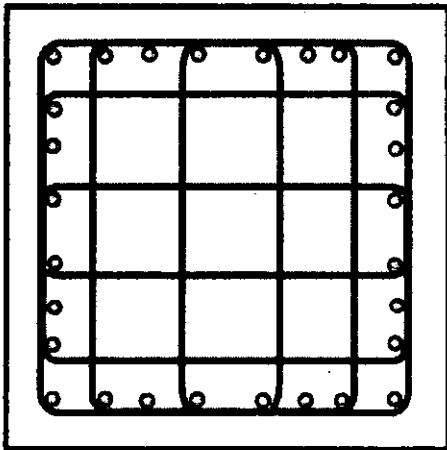
Figura 6.8 Secciones y distribuciones transversales representativas de las columnas del modelo E15Q3M1.



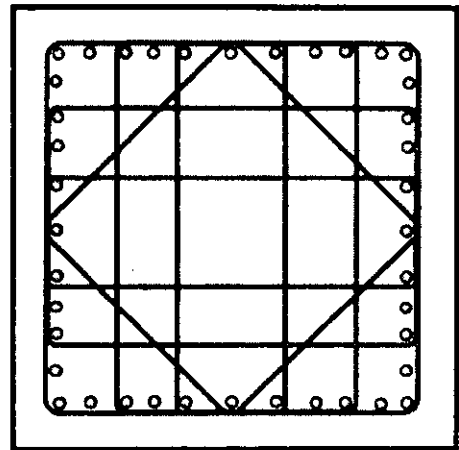
C1-R1 (65x65cm) 10#8 4#4@10cm



C3-R1 (85x85cm) 16#8 6#4@10cm



C3-R2 (85x85cm) 28#8 10#3@10cm



C4-R2 (90x90cm) 40#10 12#3@10cm

Figura 6.9 Secciones y distribuciones transversales representativas de las columnas del modelo E15Q3M2.

Capítulo 7

Diseño del edificio para marcos no dúctiles con $Q=2$

7.1 Descripción de las secciones de diseño, modelo E15Q2.

Las secciones típicas consideradas en el análisis del modelo E15Q2, así como sus diseños finales, se resumen en las tablas 7.1 y 7.2 (columnas) y 7.3 a 7.6 (vigas). Las columnas son de tres secciones transversales, 65 x 65 cm (columnas C1) de los niveles 11 a 15, 75 x 75 cm (columnas C2) de los niveles 7 a 10, y 90 x 90 cm (columnas C3) de los niveles 1 a 6. Las secciones y distribuciones transversales representativas de las columnas de este modelo se muestran en la fig 7.4. El refuerzo longitudinal se encuentra uniformemente distribuido (tablas 7.1 y 7.2). Se observa en las figuras 7.1 a 7.3 que el diseño de las columnas C1 a C3, conforme a los criterios generales de diseño de columnas de las NTCC-96 (sección 4.2), requiere de mayores niveles de refuerzo en todos los niveles, en general, que para el diseño del modelo E15Q4M1 (figs 5.1 a 5.3), debido a dos razones fundamentalmente: a) las fuerzas de diseño son mayores al utilizarse un factor de comportamiento sísmico más pequeño ($Q=2$) y, b) que el factor de reducción por resistencia en la rama de flexocompresión es menor para marcos no dúctiles. Las columnas centrales son las más esforzadas para diseño en los niveles superiores, mientras que en los niveles inferiores las columnas exteriores comienzan a requerir refuerzos similares a las interiores. La separación y número de ramas de estribos en los extremos es controlada en ocasiones por los requisitos por confinamiento mínimos y en otras por la magnitud de la fuerza cortante.

Los criterios de resistencia al corte controlan la separación y número de estribos en los extremos de las vigas en todos los casos, ya que, para vigas, no existen requisitos de confinamiento si forman parte de marcos que no son dúctiles de acuerdo con la sección 4.1 de las NTCC-96. Los porcentajes de refuerzo a flexión para momento negativo fluctúan de $\rho=0.0033$ a $\rho=0.0128$ para las vigas T, de $\rho=0.0055$ a $\rho=0.0128$ para las vigas V1 y de $\rho=0.0096$ a $\rho=0.0134$ para las vigas V2. En general, el diseño final de las secciones y del refuerzo lucen razonables. En la tabla 7.6 se marca con un asterisco los refuerzos que se deben distribuir en dos lechos de las vigas. Las vigas

T (marcos largos), V1 y V2 (marcos cortos) requieren que se coloque un refuerzo longitudinal por temperatura consistente en 2#4 en la sección media de la viga.

Tabla 7.1 Refuerzo de las columnas del modelo E15Q2

Sección (cm)	Flexocompresión		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo	ρ	Extremos	Centro
C1-R1 (65 x65)	10#8	0.0120	4#3 @ 16 cm	4#3 @ 22 cm
C1-R2 (65x65)	16#8	0.0192	6#3 @ 16 cm	6#3 @ 18 cm
C1-R3 (65x65)	20#8	0.0240	6#3 @ 16 cm	6#3 @ 18 cm
C1-R4 (65x65)	32#8	0.0384	10#3 @ 16 cm	10#3 @ 26 cm
C2-R1 (75x75)	16#8	0.0144	6#3 @ 16 cm	6#3 @ 27 cm
C2-R2 (75x75)	20#8	0.0180	6#3 @ 14 cm	6#3 @ 14 cm
C2-R3 (75x75)	34#8	0.0308	10#3 @ 16 cm	10#3 @ 22 cm
C2-R4 (75x75)	22#8 + 14#10	0.0395	10#3 @ 16 cm	10#3 @ 18 cm
C3-R1 (90x90)	20#8	0.0125	6#3 @ 16 cm	6#3 @ 29 cm
C3-R2 (90x90)	36#8	0.0225	10#3 @ 16 cm	10#3 @ 24 cm
C3-R3 (90x90)	18#10 + 18#8	0.0289	10#3 @ 16 cm	10#3 @ 24 cm
C3-R4 (90x90)	38#10	0.0372	10#3 @ 20 cm	10#3 @ 21 cm
C3-R5 (90x90)	44#10	0.0430	14#3 @ 20 cm	14#3 @ 22 cm

Tabla 7.2 Tipificación de columnas del modelo E15Q2

Nivel	Columnas									
	A1,D1	A2,D2	A3,D3	A4,D4	A5,D5	B1,C1	B2,C2	B3,C3	B4,C4	B5,C5
15	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1
14	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1
13	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
12	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3
11	C1-R2	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R2	C1-R3	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R3
10	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R3	C2-R3	C2-R3	C2-R2
9	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R3	C2-R3	C2-R3	C2-R2
8	C2-R1	C2-R3	C2-R3	C2-R3	C2-R1	C2-R3	C2-R4	C2-R4	C2-R4	C2-R3
7	C2-R2	C2-R3	C2-R3	C2-R3	C2-R2	C2-R3	C2-R4	C2-R4	C2-R4	C2-R3
6	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R2
5	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R2
4	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R2
3	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R2
2	C3-R2	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R2	C3-R2	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R2
1	C3-R4	C3-R5	C3-R5	C3-R5	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R4	C3-R4

Tabla 7.3 Tipificación de vigas, dirección larga (x), modelo E15Q2

Nivel	Marcos A y D, Crujía				Marcos B y C, Crujía			
	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5
15	T-R1	T-R6	T-R6	T-R1	T-R11	T-R16	T-R16	T-R11
14	T-R1	T-R6	T-R6	T-R1	T-R11	T-R16	T-R16	T-R11
13	T-R1	T-R6	T-R6	T-R1	T-R11	T-R16	T-R16	T-R11
12	T-R2	T-R7	T-R7	T-R2	T-R12	T-R17	T-R17	T-R12
11	T-R2	T-R7	T-R7	T-R2	T-R12	T-R17	T-R17	T-R12
10	T-R2	T-R7	T-R7	T-R2	T-R12	T-R17	T-R17	T-R12
9	T-R2	T-R7	T-R7	T-R2	T-R12	T-R17	T-R17	T-R12
8	T-R3	T-R8	T-R8	T-R3	T-R13	T-R18	T-R18	T-R13
7	T-R3	T-R8	T-R8	T-R3	T-R13	T-R18	T-R18	T-R13
6	T-R4	T-R9	T-R9	T-R4	T-R14	T-R19	T-R19	T-R14
5	T-R4	T-R9	T-R9	T-R4	T-R14	T-R19	T-R19	T-R14
4	T-R4	T-R9	T-R9	T-R4	T-R14	T-R19	T-R19	T-R14
3	T-R5	T-R10	T-R10	T-R5	T-R15	T-R19	T-R19	T-R15
2	T-R5	T-R10	T-R10	T-R5	T-R15	T-R19	T-R19	T-R15
1	T-R5	T-R10	T-R10	T-R5	T-R15	T-R19	T-R19	T-R15

Tabla 7.4 Refuerzo de las vigas de los marcos largos, modelo E15Q2

Sección (50x100 cm)	Flexión (extremos)		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
T-R1	2#8 + 2#6	2#8 + 1#6	2#2.5 @ 18 cm	2#2.5 @ 18 cm
T-R2	6#8 + 2#6	4#8	2#2.5 @ 13 cm	2#2.5 @ 15 cm
T-R3	8#8 + 1#6	3#8 + 2#6	2#3 @ 15 cm	2#3 @ 21 cm
T-R4	10#8	4#8 + 1#5	2#3 @ 13 cm	2#3 @ 17 cm
T-R5	10#8 + 1#6*	4#8 + 1#5	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 16 cm
T-R6	3#8 + 1#6	2#8 + 1#6	2#2.5 @ 18 cm	2#2.5 @ 18 cm
T-R7	8#8	2#8 + 2#6	2#2.5 @ 13 cm	2#2.5 @ 18 cm
T-R8	9#8	3#8 + 2#6	2#3 @ 16 cm	2#3 @ 23 cm
T-R9	10#8 + 1#6*	4#8	2#3 @ 13 cm	2#3 @ 17 cm
T-R10	10#8 + 2#5*	4#8	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 17 cm
T-R11	3#8 + 1#5	3#8 + 1#5	2#2.5 @ 18 cm	2#2.5 @ 18 cm
T-R12	8#8	5#8	2#2.5 @ 17 cm	2#2.5 @ 18 cm
T-R13	9#8 + 1#6	5#8 + 1#5	2#3 @ 16 cm	2#3 @ 17 cm
T-R14	11#8 + 1#6*	5#8 + 1#5	2#3 @ 12 cm	2#3 @ 13 cm
T-R15	12#8*	4#8 + 1#6	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12.5 cm
T-R16	3#8 + 1#6	2#8 + 1#6	2#2.5 @ 18 cm	2#2.5 @ 18 cm
T-R17	8#8 + 1#6	3#8 + 1#6	2#2.5 @ 9 cm	2#2.5 @ 18 cm
T-R18	10#8	4#8	2#3 @ 12.5 cm	2#3 @ 20 cm
T-R19	12#8*	4#8 + 1#6	2#3 @ 9 cm	2#3 @ 13 cm

Nota: El asterisco () indica que se debe distribuir el refuerzo en dos lechos.*

Tabla 7.5 Tipificación de vigas, dirección corta (y), modelo E15Q2						
Nivel	Marcos 1 y 5, Crujía			Marcos 2, 3 y 4, Crujía		
	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
15	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R7	V1-R5
14	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R7	V1-R5
13	V1-R1	V1-R3	V1-R1	V1-R5	V1-R7	V1-R5
12	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V1-R6	V1-R8	V1-R6
11	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V1-R6	V1-R8	V1-R6
10	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V1-R6	V1-R8	V1-R6
9	V1-R2	V1-R4	V1-R2	V1-R6	V1-R8	V1-R6
8	V2-R1	V2-R4	V2-R1	V2-R6	V2-R9	V2-R6
7	V2-R1	V2-R4	V2-R1	V2-R6	V2-R9	V2-R6
6	V2-R2	V2-R5	V2-R2	V2-R7	V2-R10	V2-R7
5	V2-R2	V2-R5	V2-R2	V2-R7	V2-R10	V2-R7
4	V2-R2	V2-R5	V2-R2	V2-R7	V2-R10	V2-R7
3	V2-R3	V2-R5	V2-R3	V2-R8	V2-R11	V2-R8
2	V2-R3	V2-R5	V2-R3	V2-R8	V2-R11	V2-R8
1	V2-R3	V2-R5	V2-R3	V2-R8	V2-R11	V2-R8

Tabla 7.6 Refuerzo de las vigas de los marcos cortos, modelo E15Q2

Sección (50x100 cm)	Flexión (extremos)		Cortante (ramas de estribos)	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V1-R1	5#8 + 1#6	2#8 + 2#6	2#2.5 @ 18 cm	2#2.5 @ 18 cm
V1-R2	10#8	7#8	2#3 @ 14 cm	2#3 @ 20 cm
V1-R3	4#8 + 2#6	3#8 + 2#5	2#2.5 @ 18 cm	2#2.5 @ 18 cm
V1-R4	9#8 + 1#6	8#8	2#3 @ 14 cm	2#3 @ 20 cm
V1-R5	7#8	3#8 + 1#5	2#2.5 @ 12 cm	2#2.5 @ 18 cm
V1-R6	12#8*	7#8 + 1#6	2#3 @ 9 cm	2#3 @ 13 cm
V1-R7	6#8	3#8 + 2#5	2#2.5 @ 12 cm	2#2.5 @ 18 cm
V1-R8	11#8*	8#8	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 15 cm
Sección (55x105 cm)	Flexión (extremos)		Cortante	
	Refuerzo M ⁻	Refuerzo M ⁺	Extremos	Centro
V2-R1	11#8	8#8	2#3 @ 13 cm	2#3 @ 15 cm
V2-R2	11#8 + 1#6*	8#8 + 2#6	2#3 @ 11 cm	2#3 @ 12.5 cm
V2-R3	12#8*	10#8	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 12 cm
V2-R4	10#8 + 1#5	8#8 + 1#6	2#3 @ 13 cm	2#3 @ 15 cm
V2-R5	11#8 + 1#5*	10#8	2#3 @ 10 cm	2#3 @ 12.5 cm
V2-R6	13#8*	8#8 + 1#6	2#3 @ 9 cm	2#3 @ 11 cm
V2-R7	14#8*	10#8 + 1#5	2#4 @ 14 cm	2#4 @ 16 cm
V2-R8	14#8 + 1#6*	10#8 + 1#5	2#4 @ 13 cm	2#4 @ 15 cm
V2-R9	11#8 + 1#6*	9#8	2#3 @ 9 cm	2#3 @ 12 cm
V2-R10	11#8 + 4#6*	10#8 + 1#5	2#4 @ 14 cm	2#4 @ 16 cm
V2-R11	13#8 + 1#6*	10#8 + 1#6	2#4 @ 16 cm	2#4 @ 16 cm

Nota: El asterico (*) indica que se debe distribuir el refuerzo en dos lechos.

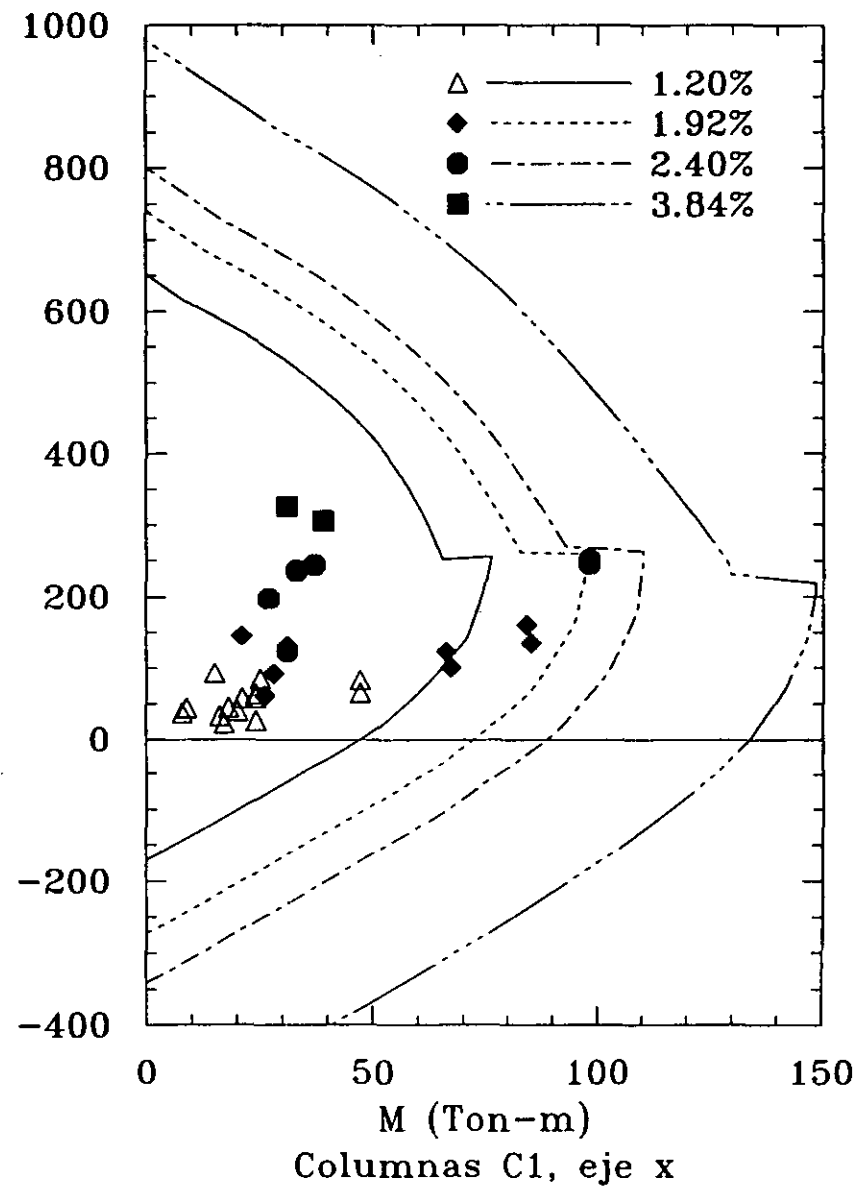
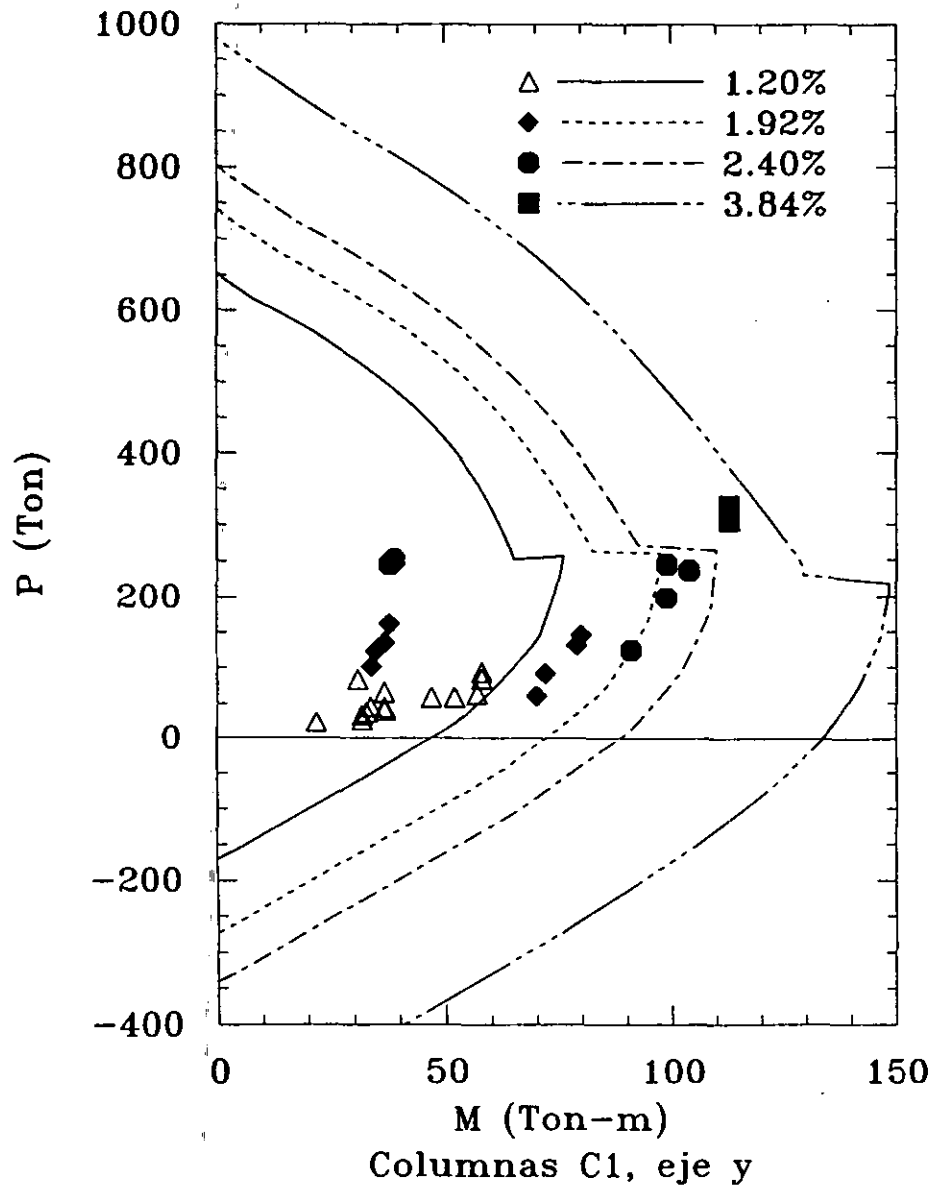


FIG 7.1 Diseño de las columnas de los niveles 11-15, modelo E15Q2

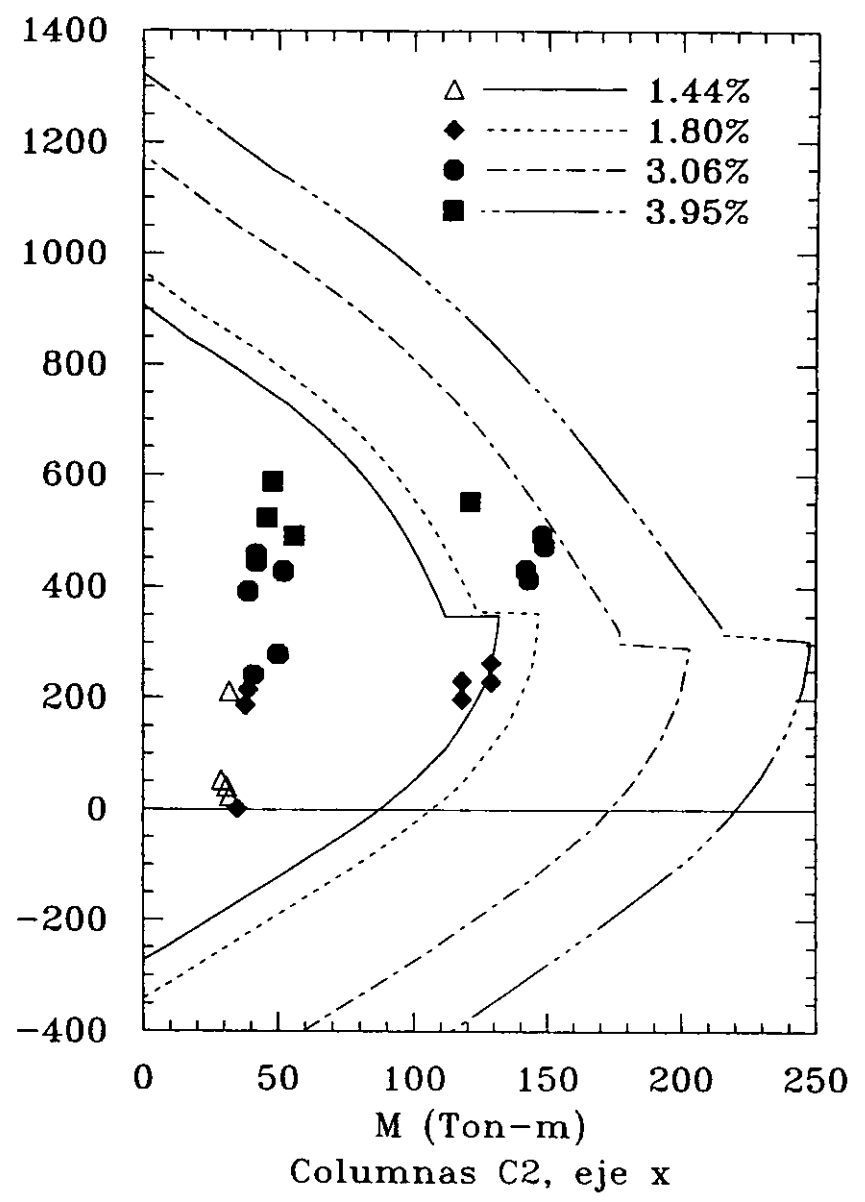
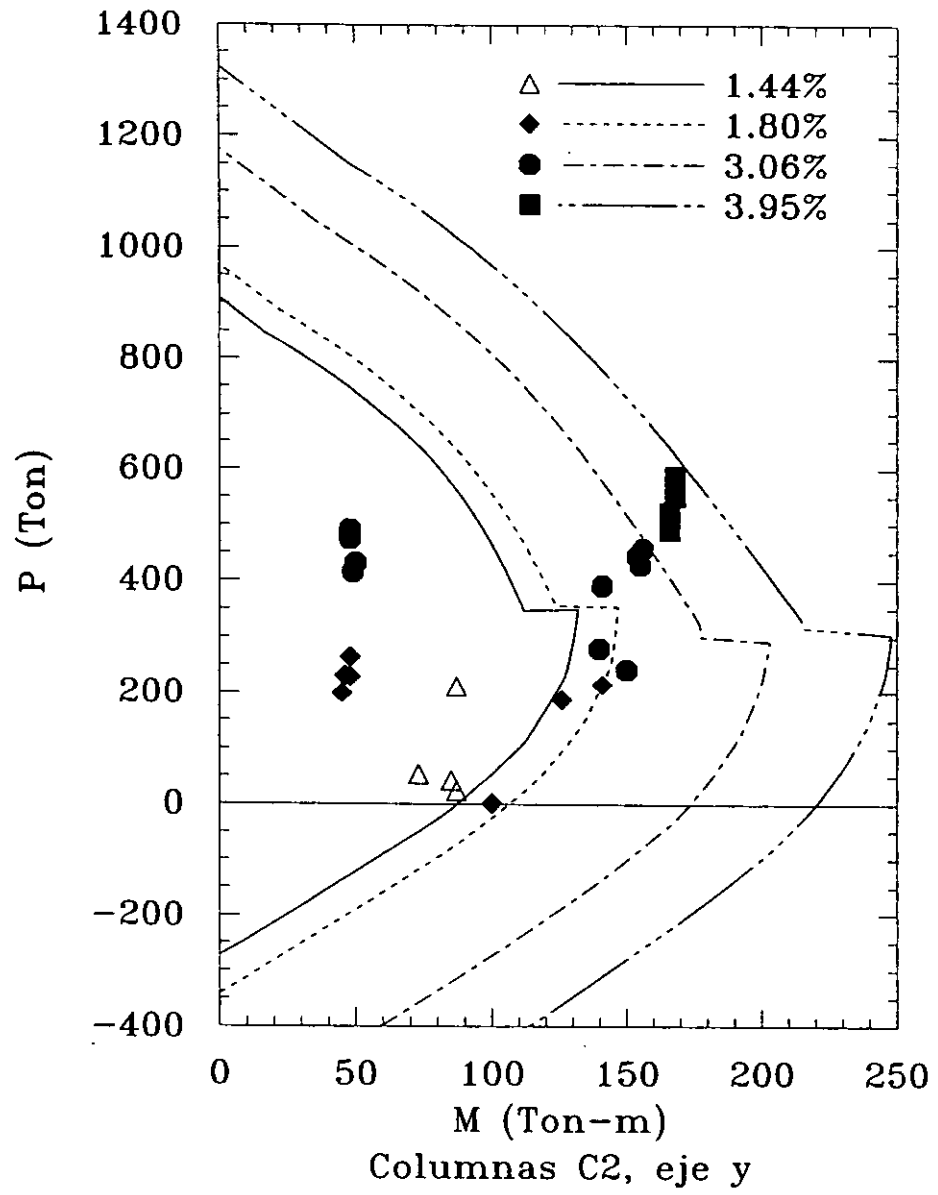


FIG 7.2 Diseño de las columnas de los niveles 7-10, modelo E15Q2

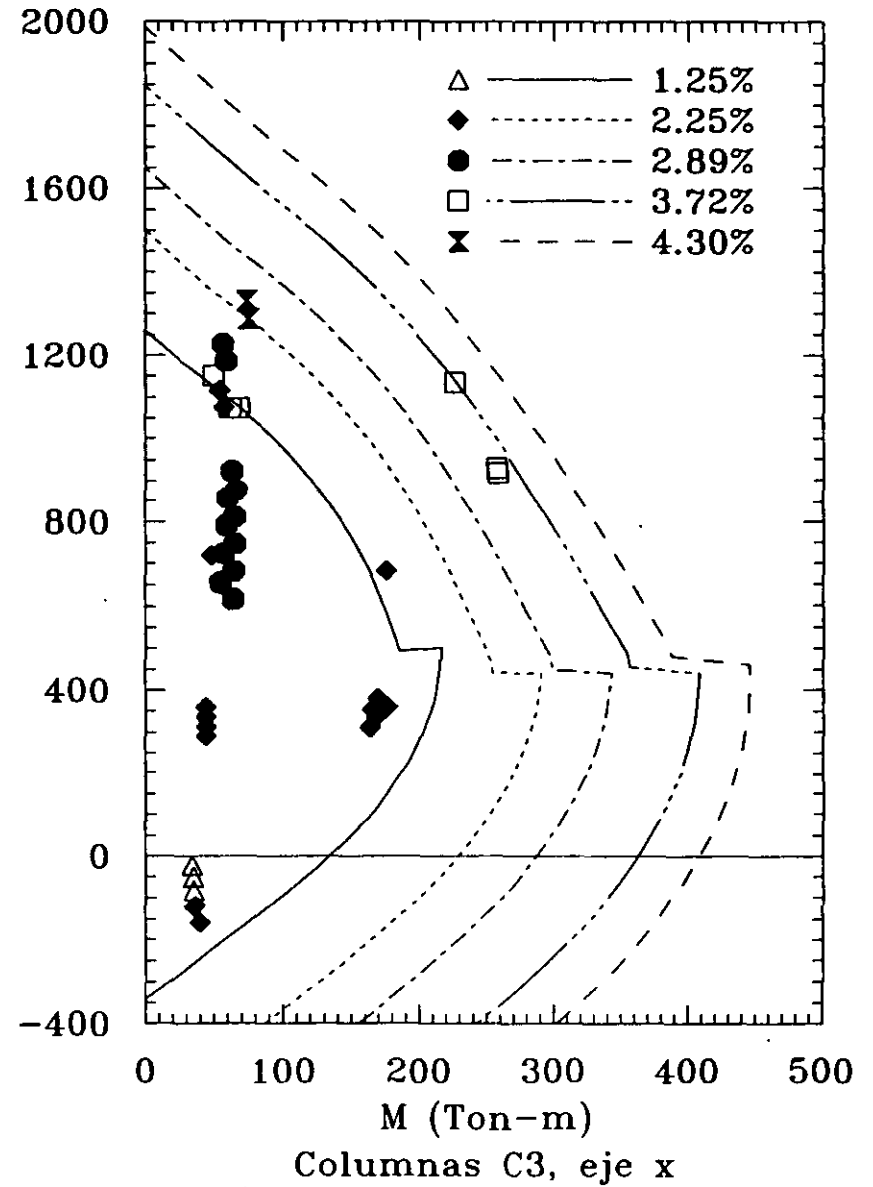
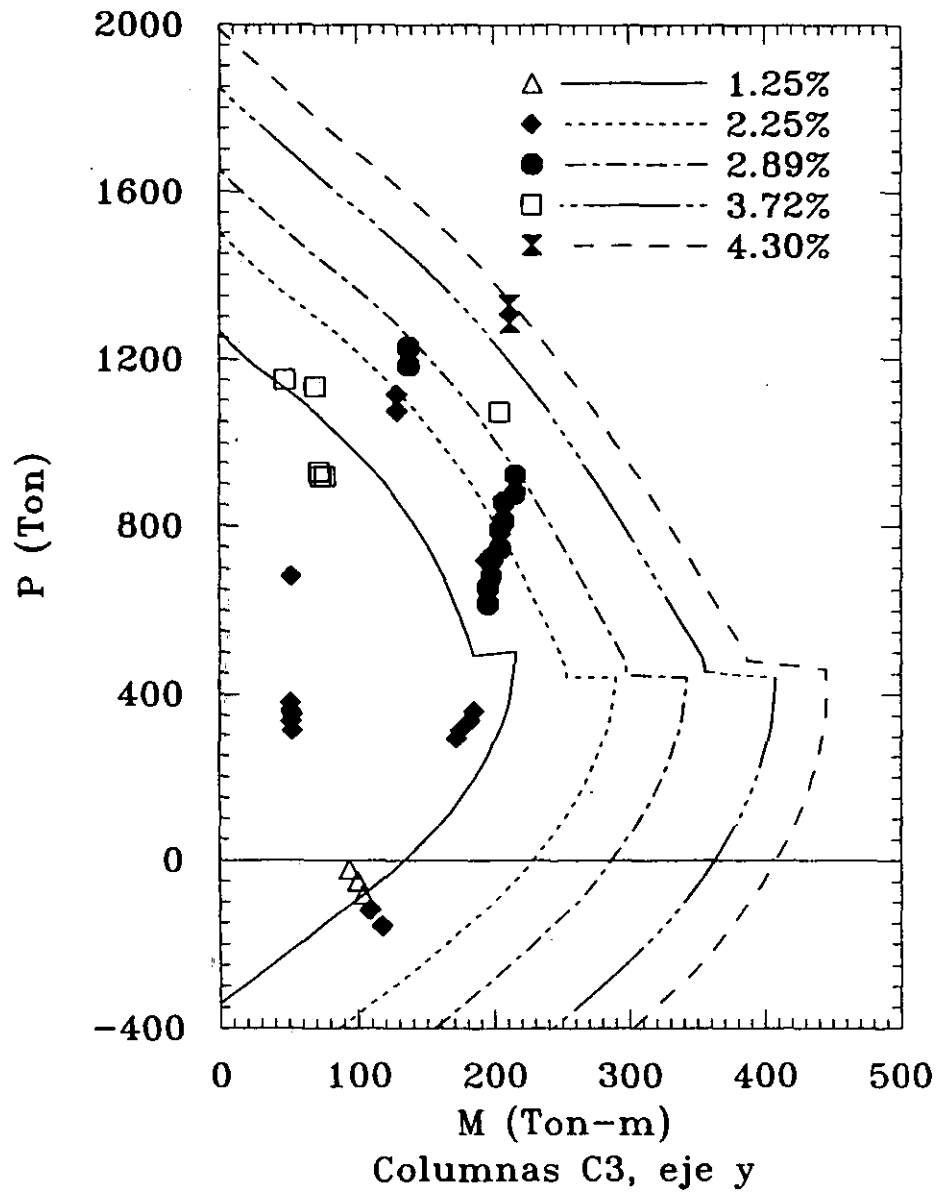
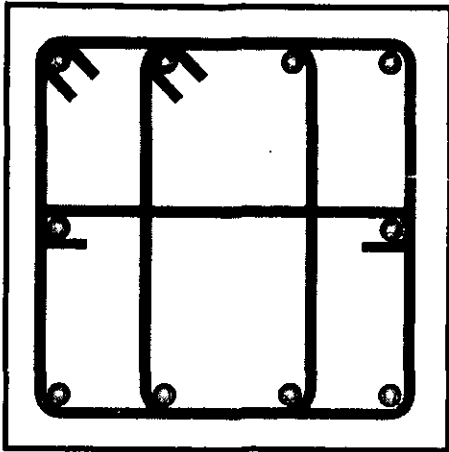
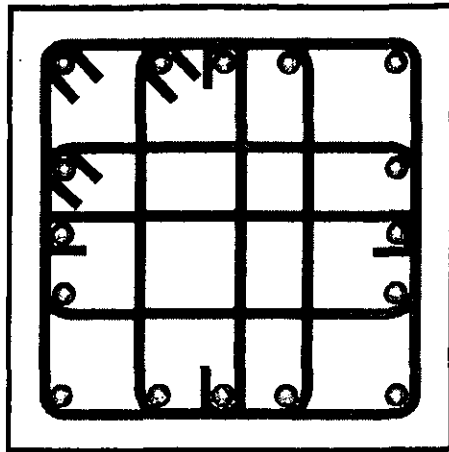


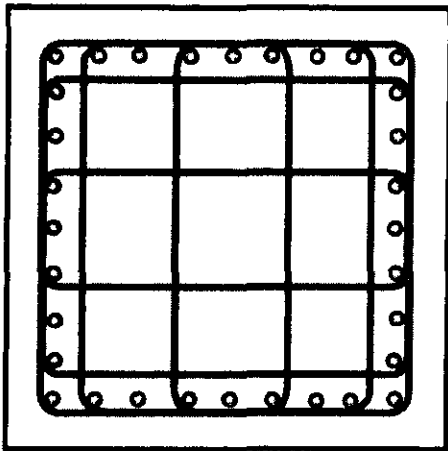
FIG 7.3 Diseño de las columnas de los niveles 1-6, modelo E15Q2



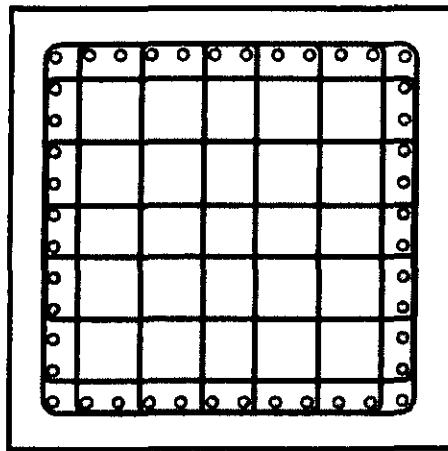
C1-R1 (65x65cm) 10#8 4#3@16cm



C2-R1 (75x75cm) 16#8 6#3@16cm



C1-R4(65x65cm) 32#8 10#3@16cm



C3-R5 (90x90cm) 44#10 14#3@20cm

Figura 7.4 Secciones y distribuciones transversales representativas de las columnas del modelo E15Q2.

Capítulo 8

Evaluación de los criterios del RCDF-93 considerando resistencias nominales según las NTCC-96 y sobrerresistencias

8.1 Consideraciones generales.

El presente capítulo está encaminado a revisar si las recomendaciones de diseño de las NTCS-95 del RCDF-93 son adecuadas, suficientes y confiables para el diseño de estructuras con marcos de concreto reforzado que cumplen con las once condiciones de regularidad del apartado 6 de las NTCS-95.

Los aspectos fundamentales que se pretenden evaluar son:

- a) Si diseñar estructuras con base en marcos dúctiles con factores de comportamiento sísmico $Q=4$ y $Q=3$ es razonable.
- b) Si el límite superior $\Delta=0.0012$ del RCDF-93 en cuanto a distorsiones de entrepiso de diseño es adecuado.
- c) Si las dos opciones de diseño permitidas en las NTCC-96 para marcos dúctiles brindan un margen satisfactorio de seguridad.
- d) Si diseñar estructuras con base en marcos de concreto reforzado utilizando $Q=2$ es razonablemente seguro.

Para los análisis no lineales de los modelos E15Q4M1, E15Q4M2, E15Q3M1, E15Q3M2 y E15Q2 se calcularon resistencias nominales de vigas a flexión y columnas a flexocompresión y flexotensión utilizando:

- (1) La distribución real del refuerzo, incluyendo la aportación del refuerzo de compresión en vigas.
- (2) El bloque equivalente de esfuerzos del concreto estipulado en las NTCC-96 del RCDF-93.
- (3) Un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo, como lo especifican las NTCC-96.

Este criterio corresponde a las sobrerresistencias mínimas inherentes al Reglamento de diseño. Los análisis no lineales considerando resistencias nominales en los elementos se realizaron utilizando los acelerogramas de SCT-EW y TBOM-NS tomando en cuenta los efectos P- Δ . No se consideró la interacción suelo-estructura.

Se evaluaron los efectos de sobrerresistencias en los modelos E15Q4M1, E15Q4M2, E15Q3M1, E15Q3M2 y E15Q2, para los acelerogramas de SCT-EW y TBOM-NS, tomando en cuenta:

- (1) Confinamiento del núcleo del concreto (modelo de Kent y Park modificado).
- (2) Comportamiento "real" del acero de refuerzo (modelo de Rodríguez y Botero).

Para realizar los análisis no lineales los modelos se construyeron con redistribuciones de esfuerzos entre los marcos (modelos con "marcos desdoblados") y se utilizó el programa DRAIN-2DX (Prakash et al, 1992). Estos modelos se ilustran esquemáticamente en las figs 8.1 y 8.2. La acción del diafragma rígido se modeló con elementos elásticos infinitamente rígidos cuya función es transmitir las fuerzas cortantes entre cada uno de los marcos exclusivamente, es decir, estos elementos no tienen amortiguamiento ni pueden disipar energía por comportamiento histerético.

Debido a que el diseño de los marcos en los modelos es simétrico en ambas direcciones, se presentan los resultados de los marcos A, B, 1 y 2, ya que sus marcos simétricos (D, C, 5 y, 3 y 4) presentan respuestas muy similares; de la misma forma se muestran únicamente las curvas histeréticas y los mapas de fluencias más representativos para cada modelo.

Las respuestas presentadas son envolventes de distorsiones de entrepiso máximas, envolventes de cortantes de entrepiso máximos, demandas de ductilidad de entrepiso máximas y rigideces de entrepiso efectivas, lo que valora de mejor manera la degradación estructural por comportamiento no lineal.

En estas figuras, la ductilidad de entrepiso se obtiene de relacionar en el tiempo, el cortante de entrepiso con la distorsión de entrepiso, definiendo previamente momentos de inercia y módulos de elasticidad para cada sección, así como momentos de fluencia (positivo y negativo) para el caso de vigas, y momentos de fluencia (positivo y negativo) y cargas axiales de fluencia (tensión y compresión) con el fin de formar diagramas de interacción en el caso de columnas, la información anterior se relaciona para establecer diagramas momento-curvatura bilineales a fin de obtener los cortantes a partir de los momentos y las distorsiones con base en las curvaturas.

Las respuestas relacionadas con envolventes de cortantes de entrepiso máximos, muestran los cortantes máximos de cada marco divididos entre el peso total de la estructura.

La rigidez efectiva se define como la rigidez pico a pico entre los ciclos de máxima distorsión de entrepiso (fig 8.74) y en las gráficas de envolventes se relaciona con la rigidez elástica con el fin de tener un parámetro que mida el cambio de rigidez.

En este trabajo se comparan las demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ) con los factores de comportamiento sísmico Q, puesto que se planea en estudios futuros relacionar ambos parámetros, aunque se reconoce y aclara en este estudio que μ y Q no son iguales.

Además, se presentan ciclos histeréticos de entrepiso relacionando distorsiones y cortantes para los marcos representativos de cada modelo, y los mapas de fluencias en cada dirección considerando resistencias nominales y sobrerresistencias.

8.2 Análisis no lineales del modelo E15Q4M1.

Los resultados de los análisis no lineales del modelo E15Q4M1 se resumen en las figs 8.3 a 8.25, considerando resistencias nominales y sobrerresistencias ante los acelerogramas de SCT-EW y TBOM-NS del sismo del 19/09/85. Las figs 8.3 a 8.6 presentan las respuestas máximas globales de los marcos cuando se someten a los acelerogramas mencionados. En estas figuras se observa que las demandas de ductilidad de entrepiso máximas considerando resistencias nominales permanecen, en la mayoría de los casos, por debajo del factor de comportamiento sísmico $Q=4$, los valores máximos se encuentran en los niveles inferiores e intermedios. Los casos en los que se supera el factor de comportamiento sísmico $Q=4$ son: en los marcos A y B ante el acelerograma TBOM-NS y en el marco 1 ante el acelerograma SCT-EW, estas demandas de ductilidad están asociadas a rigideces efectivas del orden de 0.2 a 0.25 de la rigidez elástica, lo que implica un cambio de rigidez importante y, por lo tanto, un incremento importante del periodo de la estructura en ese intervalo de tiempo. Se puede observar también que al considerar el efecto de las sobrerresistencias utilizando el acelerograma de SCT-EW (figs 8.3 y 8.4), las demandas de ductilidad disminuyen y las rigideces efectivas aumentan, pero no de manera importante, es decir, que aún y con sobrerresistencias, el cambio de rigidez es significativo.

Las distorsiones de entrepiso dinámicas relacionadas con sobrerresistencias superan marcadamente a las de diseño y a las relacionadas con resistencias nominales en los entrepisos intermedios e inferiores ante el acelerograma SCT-EW (figs 8.3 y 8.4), observándose poca diferencia entre los marcos exteriores y los interiores; incluso, las distorsiones dinámicas considerando sobrerresistencias sobrepasan en ambas direcciones (x y y) el límite de 1.2% establecido por el RCDF-93.

Las distorsiones de entrepiso dinámicas relacionadas con resistencias nominales superan a las de diseño y a las relacionadas con sobrerresistencias en los entrepisos intermedios e inferiores ante el acelerograma TBOM-NS (figs 8.5 y 8.6), sobrepasando en la dirección x el límite de 1.2% establecido por el RCDF-93.

Como se ilustra en la fig 8.15, las fluencias en la dirección x ante el acelerograma SCT-EW se producen principalmente en vigas, aunque existen un número importante de fluencias en las columnas de los primeros dos pisos en sus extremos inferiores y de las columnas de los entrepisos intermedios 7 y 8 en su extremo superior (marco A). Las curvas de histéresis (fig 8.7) definen ciclos amplios donde, en algunos niveles, se observan efectos aparentemente relacionados con una degradación global de resistencia en el entrepiso, principalmente en los niveles N1 y N2, sin embargo, no se descarta que dichos efectos pudieran tener otro origen. La fluencia de las columnas de los niveles 1 y 2 provoca la aparente degradación de resistencia que afecta al comportamiento global de la estructura. En los niveles donde fluyen exclusivamente vigas (por ejemplo, niveles 4 a 6), estos efectos o no se presentan o son menos notorios y más estables en

cuanto a los ciclos de histéresis, a pesar de que en estos niveles se presentan grandes demandas de deformación.

En la fig 8.16 se observa que al considerar el efecto de sobrerresistencias disminuye el número de fluencias en las columnas, manteniéndose las fluencias en las bases de las columnas de los niveles 1 y 2 del marco A, y en las bases de las columnas externas de los niveles 1 y 2 del marco B. Los ciclos de histéresis relacionados con sobrerresistencias (fig 8.8) son más amplios y presentan un aumento significativo en la distorsión en los niveles 2 a 7 y obviamente un aumento del cortante en todos los niveles. Se observa una notoria disminución en la supuesta degradación de resistencia en los niveles 1 y 2 provocada por las fluencias en las bases de las columnas, con respecto al modelo que considera resistencias nominales (fig 8.7).

En la dirección y el número de fluencias en columnas es mayor (fig 8.17) que en la dirección x , aunque predominan también en este caso las fluencias en las vigas. Los ciclos histeréticos del marco 1 (fig 8.9) son bastante estables, a pesar de las fluencias en las columnas en los niveles inferiores e intermedios no se hace evidente la presencia de los efectos que hemos relacionado con la degradación de resistencia en el entrepiso, excepto en el nivel 1, esto se debe a que si bien existen fluencias en las columnas, el número de veces que éstas fluyen es muy pequeño y no suficiente para provocar la presencia de dicho fenómeno, aunque con base en la observación de la fig 8.17 exclusivamente, pudiera pensarse que existiera el riesgo de presentarse un mecanismo de piso débil en el nivel 8 del marco 1; también los niveles 2 y 7 están cercanos a ese problema.

Al considerar efectos de sobrerresistencias, el número de fluencias en las columnas disminuye ligeramente (fig 8.18), a excepción del marco 1 donde se aprecia una reducción importante, manteniéndose prácticamente igual las fluencias en las vigas, aunque el número de veces que éstas fluyen es menor. Los ciclos histeréticos de entrepiso relacionados con sobrerresistencias son más amplios, involucrando cortantes y distorsiones mayores (fig 8.10).

En la fig 8.4 se puede observar que el cortante en el nivel 1 del marco 1 está relacionado con una demanda de ductilidad mayor que el cortante del nivel 2, aún y cuando el cortante del primer nivel es menor; esta situación dinámica no es conocida por la mayoría de los estructuristas y pudiera parecerles errónea, por lo que en la fig 8.23 se presentan las historias de distorsión y cortante en dichos entrepisos donde se ilustra que, efectivamente, el cortante del nivel 2 es superior al del nivel 1. Determinados los tiempos de cortante máximo de cada nivel, se procedió a obtener los elementos mecánicos de las columnas asociados a dichos cortantes dinámicos máximos presentados en la fig 8.24, y a partir de estos elementos mecánicos también se comprueba que el cortante en el segundo nivel sí puede llegar a ser mayor que el del primero. En la fig 8.25 se presentan las envolventes de respuesta máxima, desplazamientos y fuerzas en el tiempo de cortante máximo en los niveles 1 y 2, y aquí se comprueba que la condición dinámica no lineal observada es provocada por un efecto multimodal; finalmente, en las curvas histeréticas de los niveles 1 y 2 de la fig 8.9, se contempla que la ductilidad desarrollada en el segundo nivel es mayor que la del primero.

La fig 8.19 muestra las fluencias en la dirección x ante el acelerograma TBOM-NS considerando resistencias nominales y se observa que éstas se producen principalmente en las vigas, aunque en

el marco A existen fluencias en las columnas de los niveles 1, 2, 3, 7 y 8, y en el marco B existen únicamente en las bases de las columnas del nivel 1 y en las bases de las columnas exteriores del nivel 2.

Es interesante observar que los ciclos de histéresis calculados para el acelerograma de TBOM-NS considerando resistencias nominales y sobrerresistencias (figs 8.11 y 8.12) son menos estables y con respuestas asimétricas en dos ciclos representativos, a diferencia de SCT-EW, donde los ciclos son más estables. Aquí mismo se observa que las distorsiones de entrepiso en los ciclos histeréticos relacionados con resistencias nominales (fig 8.11) son mayores que las distorsiones en los ciclos histeréticos relacionados con sobrerresistencias (fig 8.12) para los niveles inferiores e intermedios, como se había ya constatado en la fig 8.5 y que los niveles de cortante son mayores para el caso de sobrerresistencias.

La fig 8.20 ilustra que el efecto de las sobrerresistencias en la dirección x ante el acelerograma TBOM-NS provoca que disminuya el número de fluencias en las columnas, conservándose las ubicadas en las bases de las columnas de los niveles 1 y 2 del marco A, y aquellas en las bases de las columnas externas de los niveles 1 y 2 del marco B. Las fluencias en las vigas permanecen prácticamente iguales, aunque el número de veces que éstas fluyen es menor.

Para el caso de la dirección y considerando el acelerograma TBOM-NS (figs 8.13, 8.14, 8.21 y 8.22) se tiene una situación muy similar a la comentada con el acelerograma SCT-EW (figs 8.9, 8.10, 8.17 y 8.18), aunque en este caso las curvas de histéresis relacionadas con resistencias nominales y sobrerresistencias son menos amplias y, por lo tanto, los cortantes y las distorsiones dinámicas de entrepiso son menores.

8.3 Análisis no lineales del modelo E15Q4M2.

Los resultados de los análisis no lineales considerando resistencias nominales y sobrerresistencias del modelo E15Q4M2 se resumen en las figs 8.26 a 8.37. Las figs 8.26 a 8.29 ilustran las respuestas máximas globales de los marcos cuando se someten a los acelerogramas de SCT-EW y TBOM-NS del sismo del 19/09/85. En estas figuras se observa que las distorsiones de entrepiso de diseño son superadas por las distorsiones dinámicas relacionadas con sobrerresistencias y resistencias nominales en los niveles 2 al 6 en la mayoría de los casos. Las mayores distorsiones están relacionadas con las resistencias nominales, excepto en la dirección x ante el acelerograma SCT-EW, donde las mayores distorsiones son las relacionadas con sobrerresistencias. En la dirección x , las distorsiones dinámicas relacionadas con sobrerresistencias y resistencias nominales superan el límite de 1.2% establecido por el RCDF-93 en los niveles 3 al 6 para SCT-EW y 4 al 6 para TBOM-NS.

Las demandas de ductilidad de entrepiso, para el caso donde se consideran resistencias nominales, superan o están muy cercanos al factor de comportamiento sísmico $Q=4$ supuesto en el diseño, principalmente en los niveles intermedios de la dirección x , tanto para los marcos exteriores (marco A) como para los interiores (marco B). Dichas demandas de ductilidad están asociadas a rigideces efectivas del orden de 0.2 a 0.25 de la rigidez elástica, reiterando que diseñar con base en esta ductilidad máxima implica un importante cambio de rigidez y , por tanto, un incremento

importante del periodo de la estructura en ese intervalo de tiempo, situación que se debe prevenir principalmente en estructuras ubicadas en la zona III.

En la fig 8.34 se muestran las fluencias en la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y se observa que en los niveles 3, 7 y 8 del marco A existen fluencias en las columnas exteriores y en los niveles 9 al 12 del mismo marco ocurren en las columnas interiores, así como en las bases de las columnas externas del nivel 1. En el marco B se aprecia que el número de fluencias en las columnas es muy pequeño sin tener una concentración específica de éstas en determinados niveles. También se observa que en ambos marcos predominan las fluencias en las vigas, lo que provoca que los ciclos de histéresis (fig 8.30) sean estables y que prácticamente no se perciban los efectos que relacionamos con la degradación de resistencia en el entrepiso. Al considerar efectos de sobrerresistencias (fig 8.35), la mayoría de las fluencias en las columnas observadas en el caso de resistencias nominales (fig 8.34) desaparecen, permaneciendo prácticamente iguales las fluencias en las vigas de los primeros diez niveles en ambos marcos. Los ciclos histeréticos de entrepiso relacionados con sobrerresistencias (fig 8.31) lucen estables y no se aprecian los efectos de la aparente degradación de resistencia en ningún caso.

En la fig 8.36 se muestran las fluencias en la dirección y ante el acelerograma SCT-EW y se distingue una gran cantidad de fluencias en las columnas del marco 1, fluyendo las bases de las columnas en los niveles 1 y 2, y todas las columnas exteriores en ambos extremos (superior e inferior) de los niveles 3 al 8. Se aprecia también una gran concentración de fluencias en las columnas interiores de los niveles 11 al 13. En los marcos 2 y 3 el número de fluencias en columnas es menor, observándose cierta concentración de ellas en los niveles 11 al 13 y que las bases de las columnas exteriores del nivel 1 también fluyen.

Los ciclos histeréticos de entrepiso del marco 1 ante el acelerograma SCT-EW (fig 8.32) se notan amplios y estables en los niveles 2 al 15; sin embargo, en el nivel 1 se aprecia una supuesta degradación de resistencia importante provocada por la aparición de fluencias (fig 8.36) en las bases de todas las columnas de este nivel, afectando el comportamiento histerético global de la estructura. Es importante destacar que si se apreciara únicamente el comportamiento global de la estructura, se pensaría que todo el marco en todos sus niveles está teniendo los supuestos efectos de degradación de resistencia; sin embargo, como se contempla, la mayoría de los ciclos son muy estables y es sólo uno de ellos el que provoca dicho comportamiento, haciendo importante la verificación de los ciclos en todos los niveles viendo de qué manera afecta cada uno de ellos al comportamiento global.

Al tomar en cuenta los efectos de sobrerresistencias (fig 8.37), permanecen muchas de las fluencias en columnas, aunque se reducen notablemente en los niveles intermedios del marco 1 y prácticamente desaparecen en los marcos interiores 2 y 3; además, el número de veces que éstas fluyen es mucho menor. Las fluencias en las bases de las columnas del nivel 1 se mantienen y se observa que prácticamente los efectos que se están relacionando con la degradación de resistencia en la curva histerética correspondiente al nivel 1 desaparecen (fig 8.33), aunque aún se manifiestan incipientemente.

8.4 Análisis no lineales del modelo E15Q3M1.

Los resultados de los análisis no lineales del modelo E15Q3M1 ante los acelerogramas de SCT-EW y TBOM-NS del sismo del 19/09/85 se presentan en las figs 8.38 a 8.49. Las figs 8.38 a 8.41 resumen las respuestas máximas globales de los marcos cuando se someten a los acelerogramas mencionados y se observa que las distorsiones dinámicas de entrepiso sólo rebasan en la dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando sobrerresistencias el límite de 1.2% asentado en el RCDF-93, a diferencia de los modelos anteriores con el factor de comportamiento sísmico $Q=4$, donde en todos los casos se superaba dicho límite, ya sea por las distorsiones relacionadas con resistencias nominales o por las relacionadas con sobrerresistencias. Sin embargo, se aprecia que las demandas de ductilidad de entrepiso, para el caso donde se consideran resistencias nominales, e incluso, cuando se toman en cuenta las sobrerresistencias (algo que no sucede con $Q=4$), superan al factor de comportamiento sísmico $Q=3$ supuesto en el diseño, específicamente en los niveles intermedios de la dirección x en ambos marcos ante el acelerograma SCT-EW. Las rigideces efectivas instantáneas asociadas a estas demandas de ductilidad son similares a las observadas con $Q=4$ (0.2 a 0.25 de la rigidez elástica) implicando un importante cambio de rigidez. Es interesante destacar que exceptuando el caso de la dirección x ante el acelerograma SCT-EW, el tomar en cuenta los efectos de sobrerresistencias mejora notablemente el comportamiento de la estructura, llevándola incluso a niveles elásticos en varios niveles, como sucede en la dirección y ante el acelerograma TBOM-NS.

En la figura 8.46 se ilustran las fluencias en la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y se aprecia que éstas se producen primordialmente en las vigas, existiendo fluencias en las columnas externas de los niveles inferiores del marco A y en la base de las columnas del nivel 1 en ambos marcos.

Las curvas de histéresis en la dirección x tomando en cuenta resistencias nominales y sobrerresistencias (figs 8.42 y 8.43) definen ciclos amplios y estables, apreciándose una ligera aparente degradación de resistencia en los niveles 1 a 3 (fig 8.42) provocada por las fluencias de las columnas de estos niveles, que afectan también al comportamiento global. Al considerar sobrerresistencias (fig 8.47), algunas de las fluencias de las vigas en los niveles superiores y la mayoría de las fluencias en las columnas externas de los niveles inferiores del marco A desaparecen, conservándose las fluencias en la base de las columnas del nivel 1 en ambos marcos. El número de veces que las bases de dichas columnas fluyen es menor, afectando ligeramente al comportamiento histerético tanto del nivel como el global, pero se observan mejorías en los niveles 1 a 3, ya que se aprecian menos efectos relacionados con una aparente degradación de resistencia (figs 8.42 y 8.43).

En la dirección y (fig 8.48) el número de fluencias en las columnas es mayor que en la dirección x , concentrándose éstas en las columnas exteriores de los pisos inferiores e intermedios del marco 1 y en la base de las columnas del primer nivel en todos los marcos, lo que afecta el comportamiento histerético del nivel y el global (fig 8.44) como en los casos anteriores. Considerando sobrerresistencias (fig 8.49) la concentración de fluencias en las columnas exteriores de los niveles inferiores del marco 1 se conservan, así como las fluencias en la base de las columnas de todos los marcos; sin embargo, no provocan efectos apreciables relacionados con

la degradación de resistencia en las curvas de histéresis (fig 8.45), por ceder menos veces que en el caso de resistencias nominales.

8.5 Análisis no lineales del modelo E15Q3M2.

Los resultados de los análisis no lineales del modelo E15Q3M2 ante los acelerogramas de SCT-EW y TBOM-NS se presentan en las figs 8.50 a 8.61. Las envolventes máximas globales (figs 8.50 a 8.53) son similares a las observadas en el método riguroso con el mismo factor de comportamiento sísmico $Q=3$ (E15Q3M1), apreciándose poca diferencia en su comportamiento, como el que se aprecia en la dirección x ante el sismo SCT-EW donde las distorsiones máximas de entrepiso relacionadas con resistencias nominales alcanzan a rebasar ligeramente el límite de 1.2% establecido por el RCDF-93. En general, las respuestas máximas entre los dos métodos considerando el factor de comportamiento sísmico $Q=3$ son comparables, aunque se aprecian mejores respuestas para E15Q3M1 (figs 8.38 a 8.41).

A pesar de las similitudes en las envolventes máximas globales, los mapas de fluencias son muy diferentes, apreciándose una gran cantidad de ellas en las columnas interiores del marco A (fig 8.58) y en las externas de los niveles inferiores, se observa que en ninguno de los dos marcos fluyen todas las bases de las columnas, como en el método riguroso, que incluso considerando sobrerresistencias fluían. Se observan fluencias en casi todas las vigas, excepto en los niveles superiores. Tomando en cuenta sobrerresistencias (fig 8.59), desaparecen casi todas las fluencias en columnas, apreciándose algunas dispersas a lo largo de ambos marcos. La mayoría de las fluencias en las vigas permanecen. Los ciclos histeréticos considerando sobrerresistencias y resistencias nominales (figs 8.54 y 8.55) lucen amplios y estables, aunque para resistencias nominales, se aprecian los efectos que sugieren la presencia de degradación de resistencia en los niveles 2 y 3 (fig 8.54).

En la dirección y (fig 8.60) se observan fluencias en las columnas externas en los niveles inferiores e intermedios de todos los marcos. A diferencia del método riguroso, se aprecia también una gran cantidad de fluencias en las columnas centrales del marco 1 en casi todos los niveles. Las fluencias en las bases de las columnas del nivel 1 aparecen en las columnas exteriores de todos los marcos. Casi todas las vigas fluyen, excepto en los niveles superiores. Al considerar sobrerresistencias (fig 8.61), desaparecen casi todas las fluencias en las columnas, como en el método riguroso, manteniéndose algunas dispersas a lo largo de todos los marcos. Las fluencias en las vigas también desaparecen, aunque en menor medida, conservándose aquellas en los niveles inferiores y algunas dispersas en los demás niveles. Los lazos histeréticos considerando resistencias nominales lucen amplios y estables (fig 8.56), apreciándose ligeramente aparentes degradaciones de resistencia en las curvas correspondientes a los niveles 2, 3, 6 y 7, debido a las fluencias en las columnas. La respuesta es prácticamente elástica cuando se consideran sobrerresistencias (fig 8.57).

8.6 Análisis no lineales del modelo E15Q2.

Los resultados de los análisis no lineales del modelo E15Q2 ante los acelerogramas de SCT-EW y TBOM-NS se presentan en las figs 8.62 a 8.73. En las envolventes máximas globales (figs 8.62 a

8.65) se aprecia que las demandas de ductilidad de entrepiso, para el caso donde se consideran resistencias nominales, superan notablemente el factor de comportamiento sísmico $Q=2$ supuesto en el diseño, en los niveles intermedios de la dirección x ante ambos acelerogramas, tanto para los marcos exteriores (marco A) como para los interiores (marco B), llegando a valores muy cercanos a $\mu=4$ en el caso del acelerograma SCT-EW. Es importante hacer notar que esta situación puede ser crítica, porque los elementos diseñados para el factor de comportamiento sísmico $Q=2$ no son capaces, en teoría, de desarrollar en conjunto tales ductilidades. Dichas demandas de ductilidad están asociadas a rigideces efectivas instantáneas del orden de 0.3 de la rigidez elástica, implicando un importante cambio de rigidez y aumentando el periodo de la estructura.

Las distorsiones de entrepiso dinámicas relacionadas con resistencias nominales superan notablemente a las de diseño en los entrepisos intermedios en la dirección x ante el acelerograma SCT-EW (fig 8.62), sobrepasando al igual que al considerar sobrerresistencias, el límite de 0.6% establecido por el RCDF-93 para esta condición.

En los marcos de la dirección y (figs 8.63 y 8.65) se aprecia un notable contraste en la respuesta dinámica no lineal con respecto a los marcos de la dirección x (figs 8.62 y 8.64), ya que, para este caso, las demandas de ductilidad son inferiores al factor de comportamiento sísmico de diseño $Q=2$ en todos los casos, las rigideces efectivas instantáneas son mayores del 50% de las rigideces elásticas y las distorsiones dinámicas máximas de entrepiso son en general inferiores a las distorsiones de diseño. La razón de este comportamiento puede ser que la relación entre la capacidad a momento positivo y la capacidad a momento negativo de las vigas de los marcos en la dirección y es mayor y más adecuada que para los marcos de la dirección x , debido a la influencia de los momentos asociados a las cargas de las vigas secundarias. Esto no sucede en los modelos diseñados como marcos dúctiles, ya que las vigas de dichos marcos deben cumplir con la especificación relacionada con el refuerzo longitudinal, que establece que la resistencia a momento positivo no debe ser menor de la mitad de la resistencia a momento negativo.

Como se ilustra en las figs 8.70 a 8.73, las fluencias se producen principalmente en vigas en ambas direcciones, y en las columnas se presentan pocas fluencias, destacando el marco I de la dirección y considerando resistencias nominales (fig 8.72), donde aparece cierta concentración de fluencias en las columnas exteriores de los niveles 4 al 8; sin embargo, al tomar en cuenta sobrerresistencias, dichas fluencias desaparecen, incluso las de las vigas también, manteniendo el comportamiento de la estructura totalmente elástico. Las curvas de histéresis en la dirección x (figs 8.66 y 8.67) definen ciclos estables y prácticamente no se aprecian los efectos que se están relacionando con la degradación de resistencia en ningún nivel, excepto el nivel 3. Es importante hacer notar que las grandes ductilidades que se están presentando en este caso están asociadas principalmente a la fluencia en las vigas, ya que como se mencionó antes, las columnas prácticamente no incursionan en el intervalo inelástico.

Los ciclos de histéresis en la dirección y definen ciclos prácticamente elásticos considerando resistencias nominales (fig 8.68) y, como se mencionó anteriormente, al considerar sobrerresistencias (fig 8.69) el comportamiento es elástico.

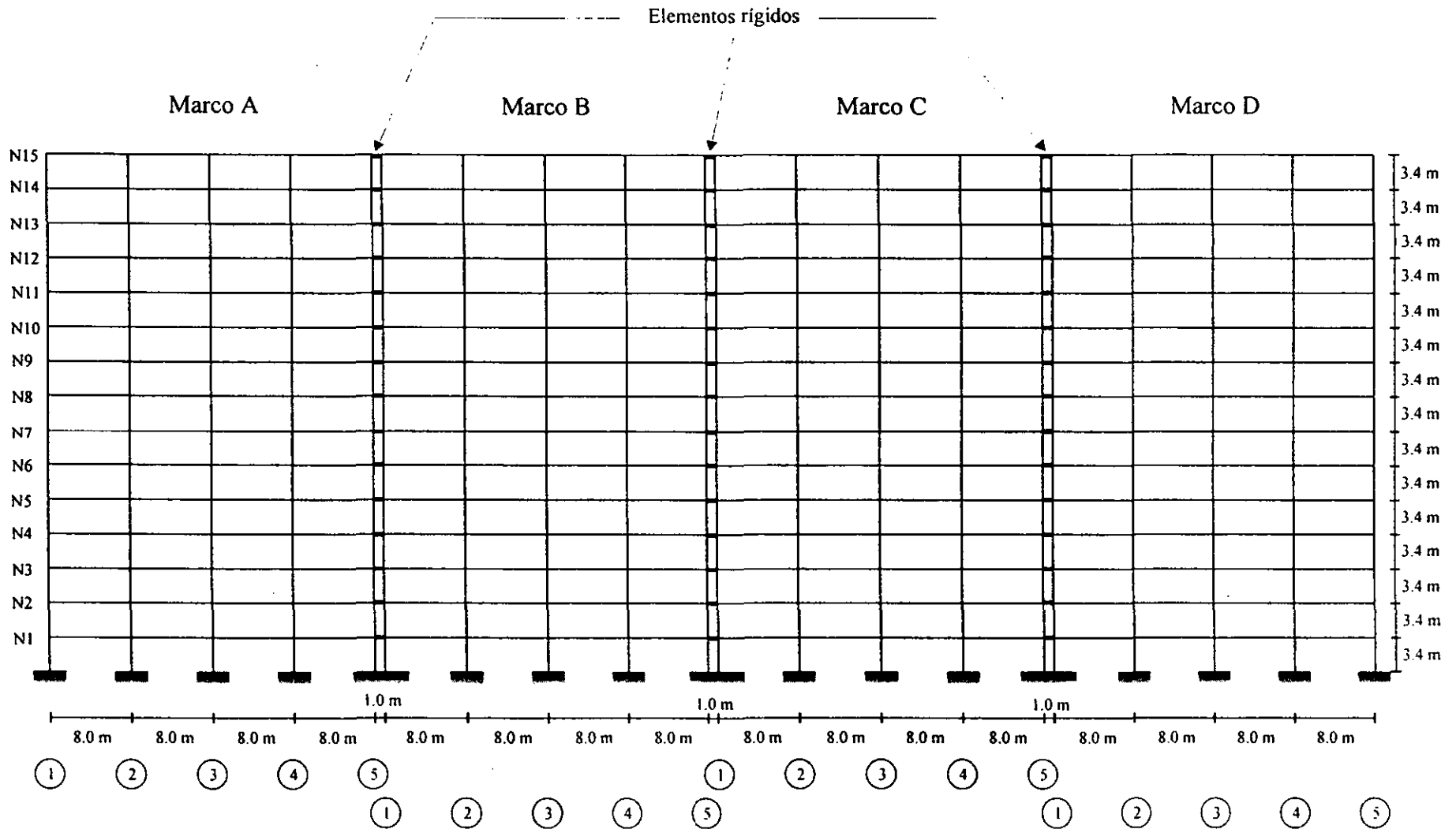


Figura 8.1 Modelo con redistribución de esfuerzos en los marcos, dirección x.

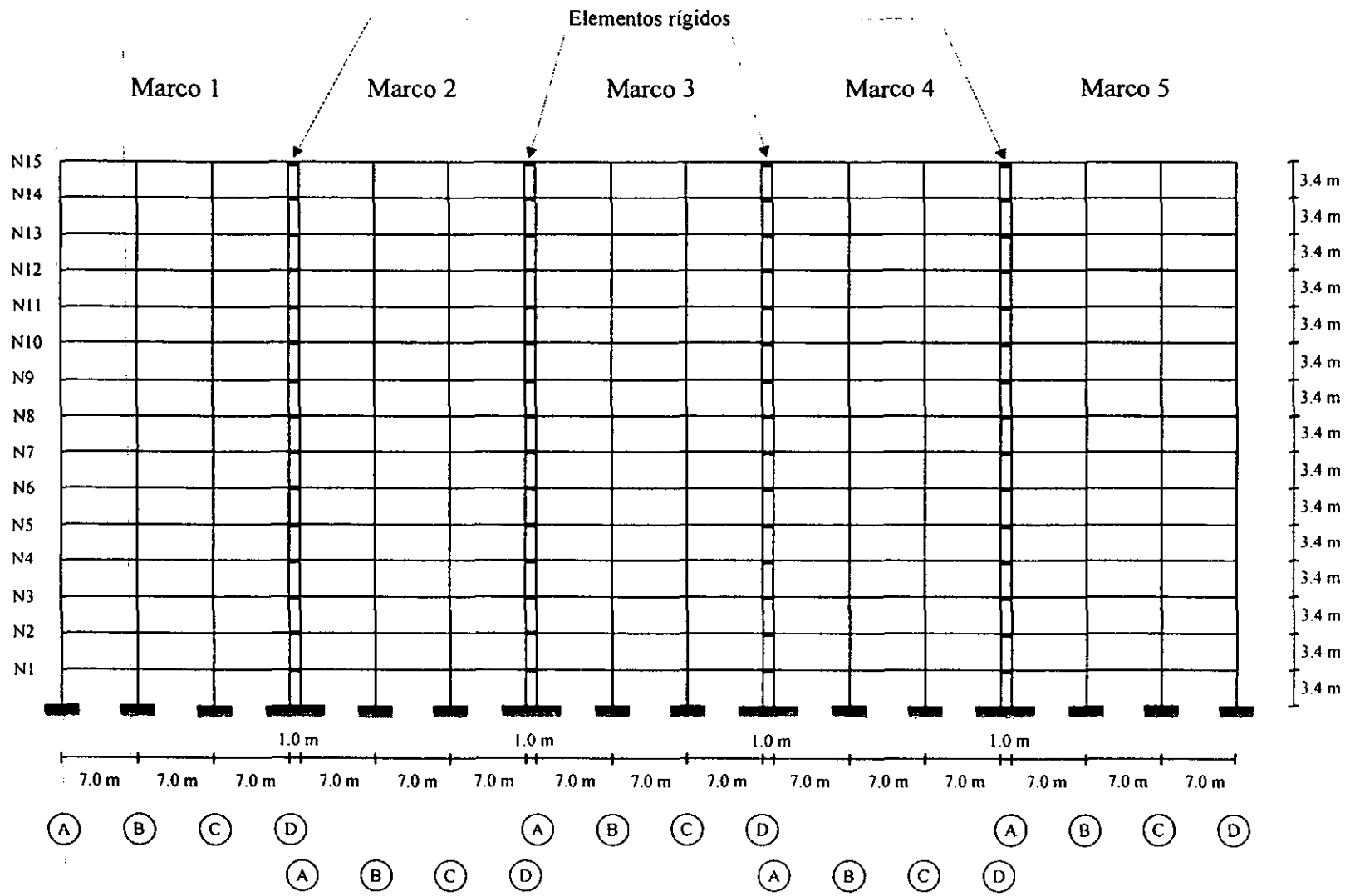
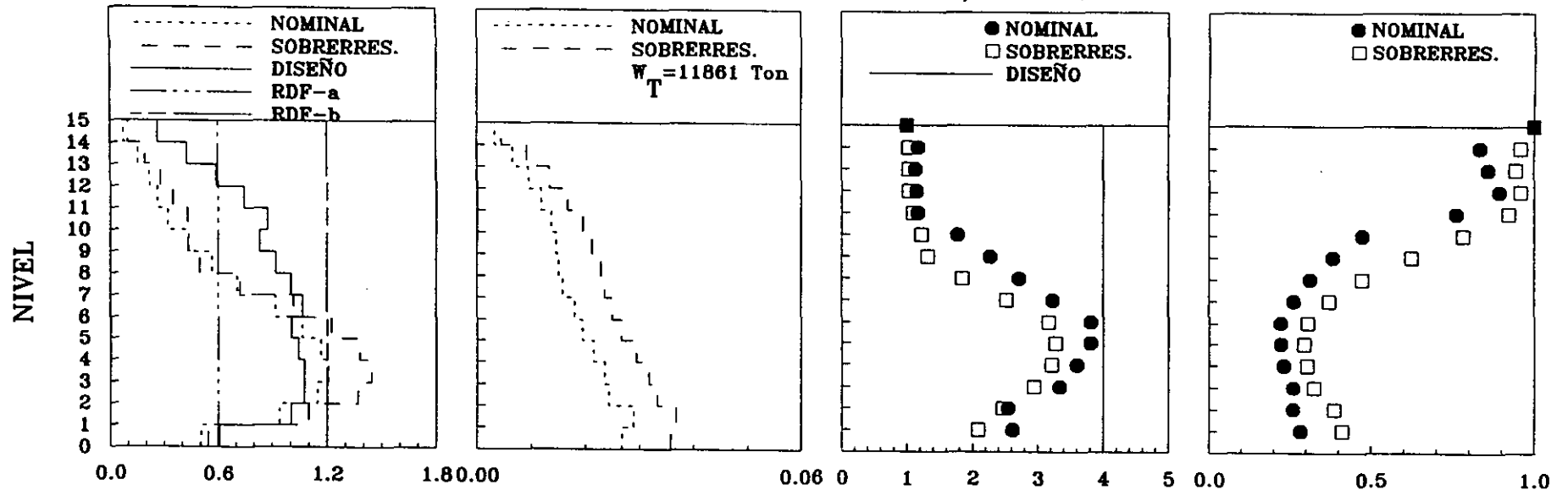


Figura 8.2 Modelo con redistribución de esfuerzos en los marcos, dirección y.

ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO A



ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO B

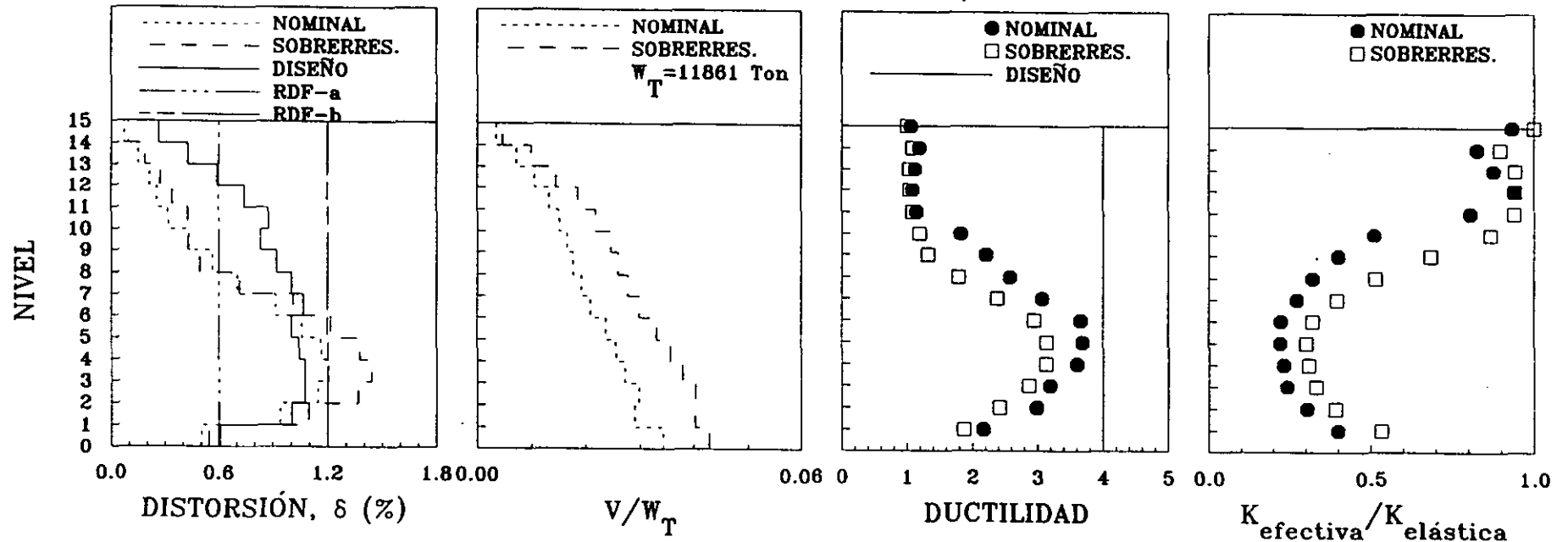
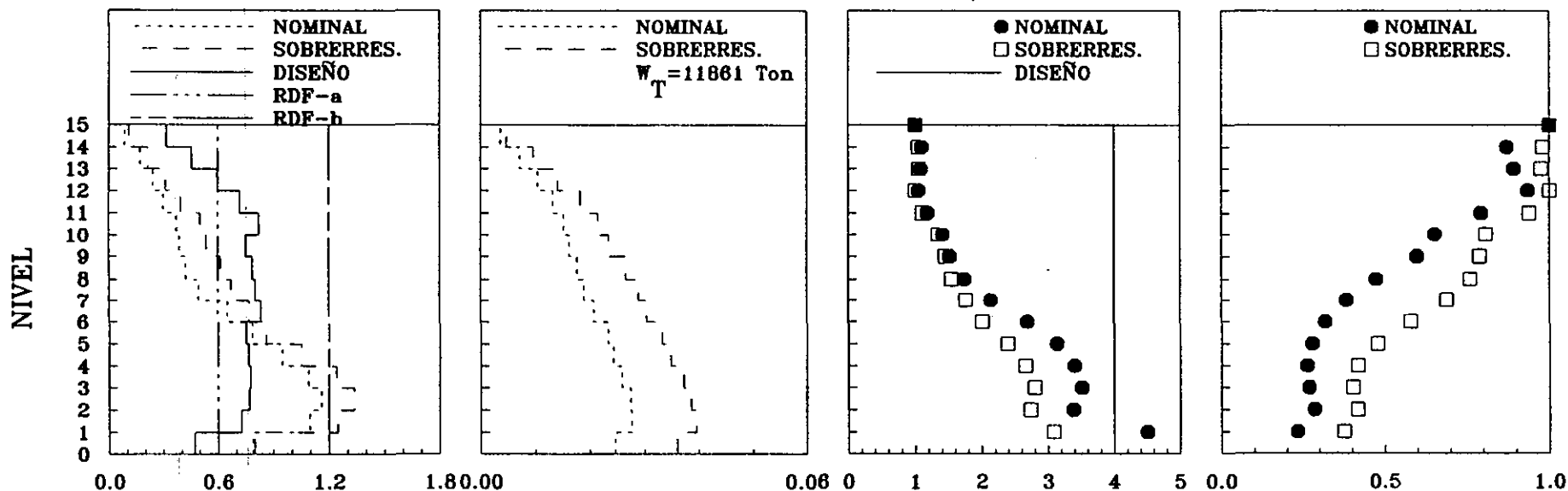


FIG 8.3 Envolventes de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos A y B, modelo E15Q4M1, acel SCT85-EW

ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO 1



ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO 2

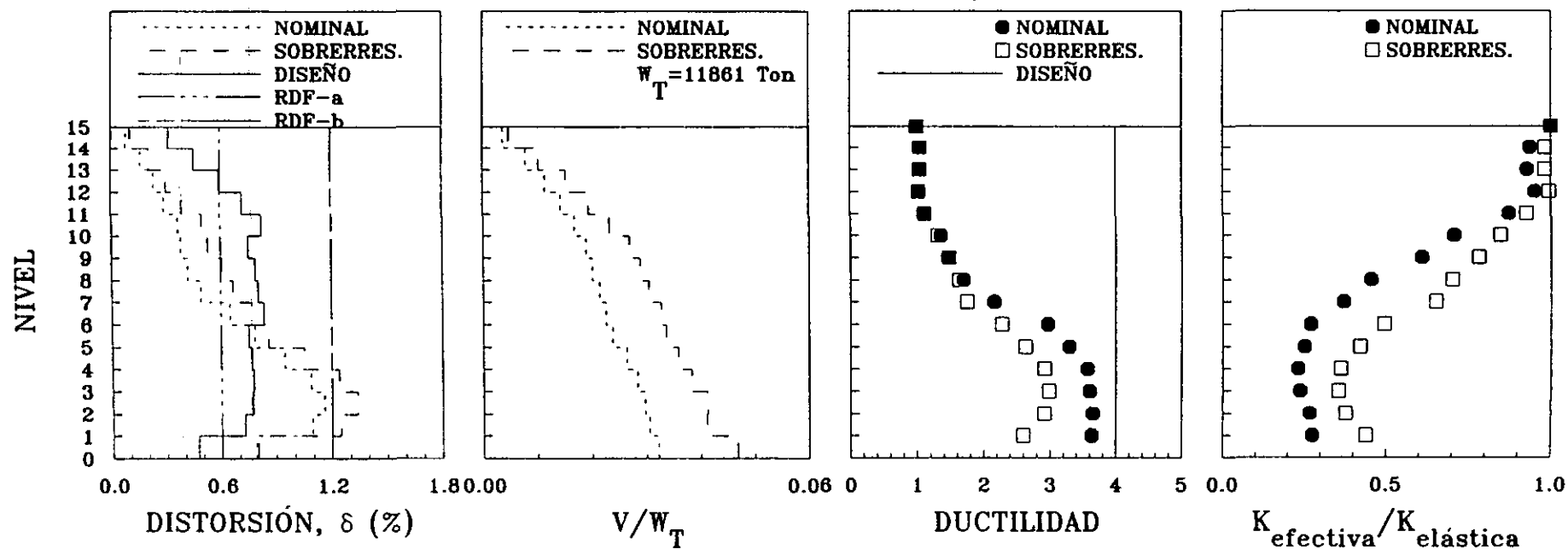
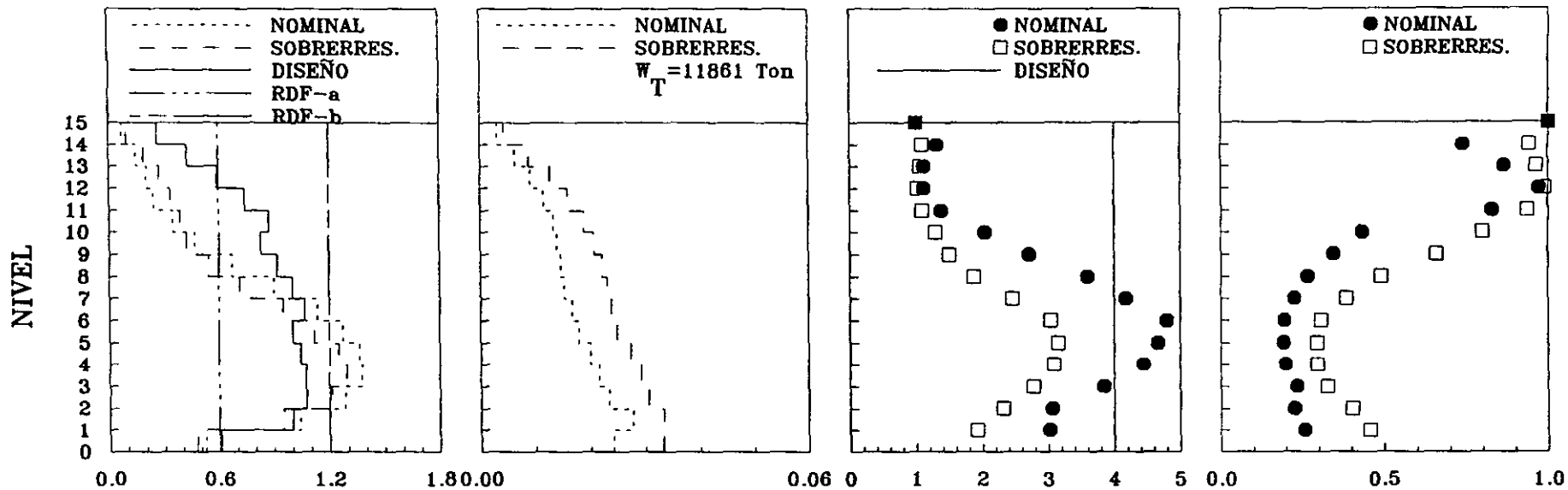


FIG 8.4 Envolturas de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos 1 y 2, modelo E15Q4M1, acel SCT85-EW

ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO A



ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO B

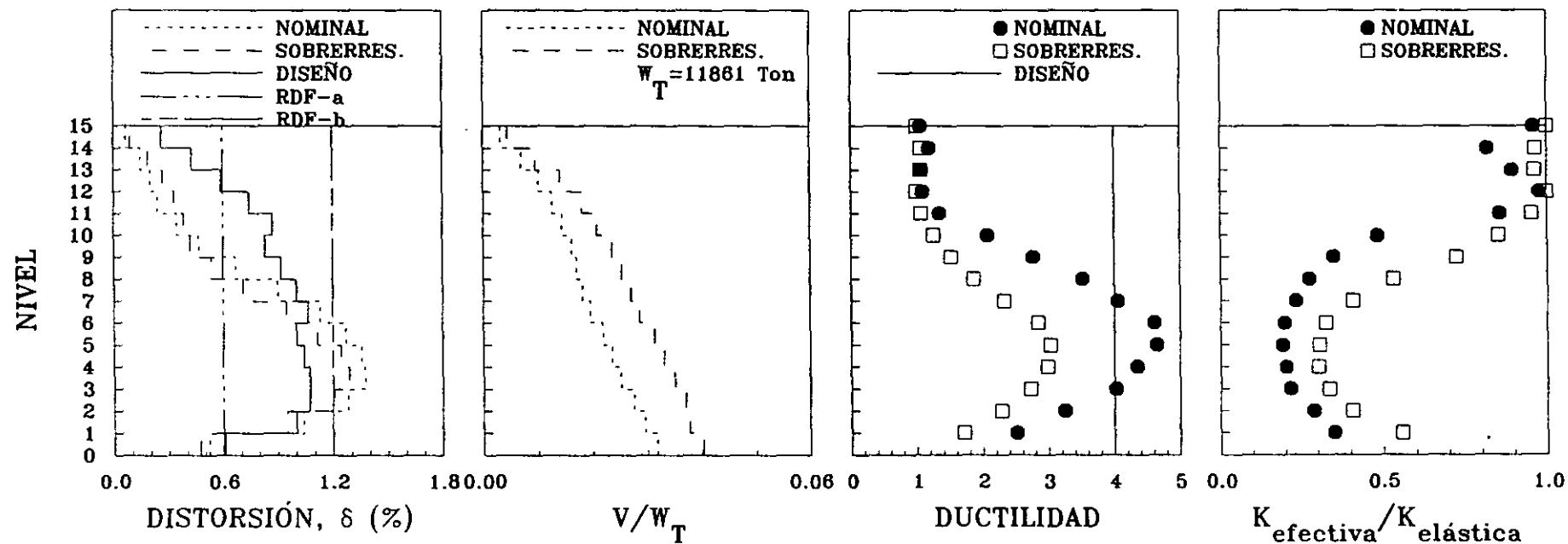
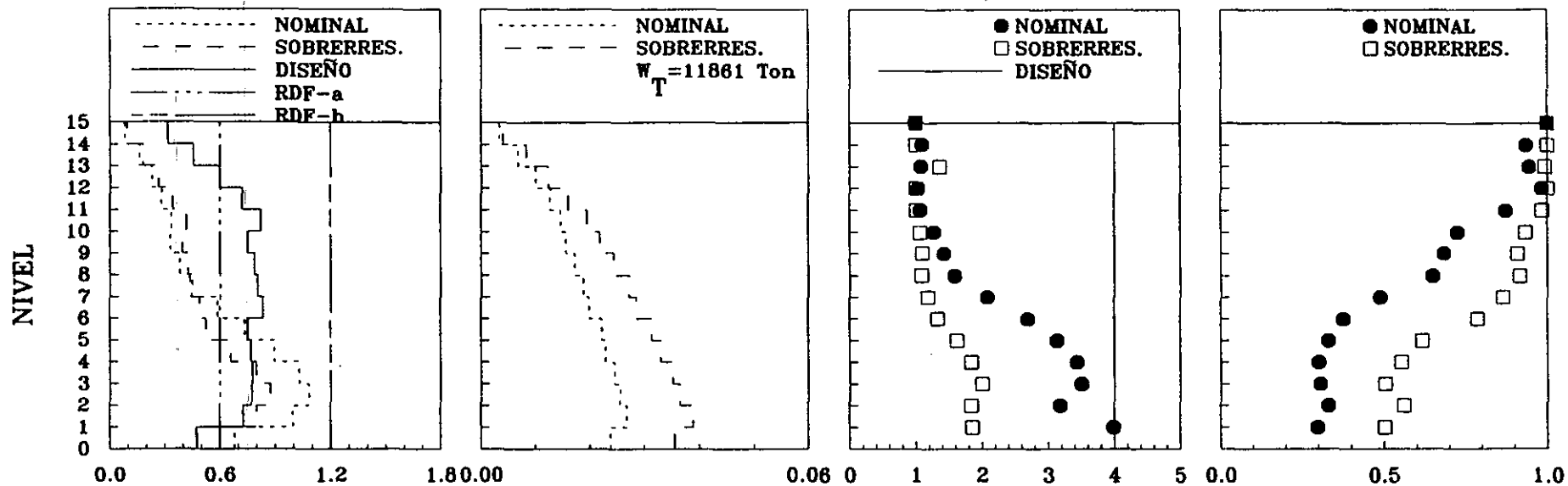


FIG 8.5 Envolventes de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos A y B, modelo E15Q4M1, acel TBOM85-NS

ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO 1



ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO 2

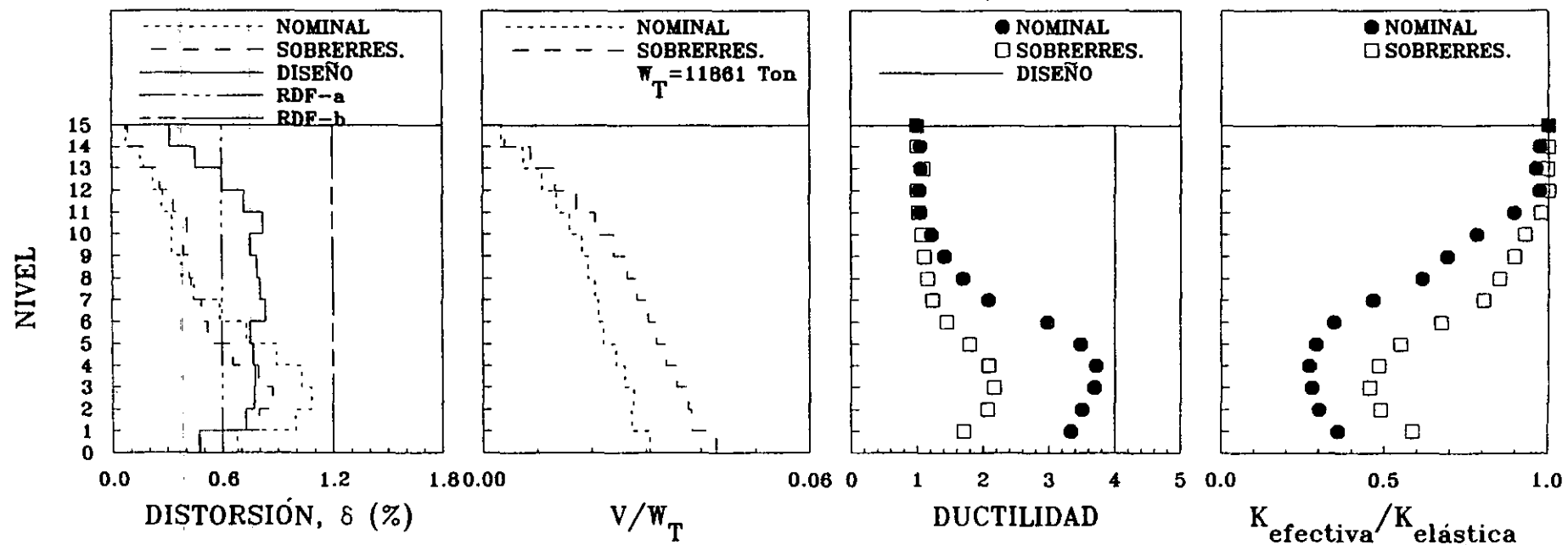


FIG 8.6 Envolturas de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos 1 y 2, modelo E15Q4M1, acel TBOM85-NS 160

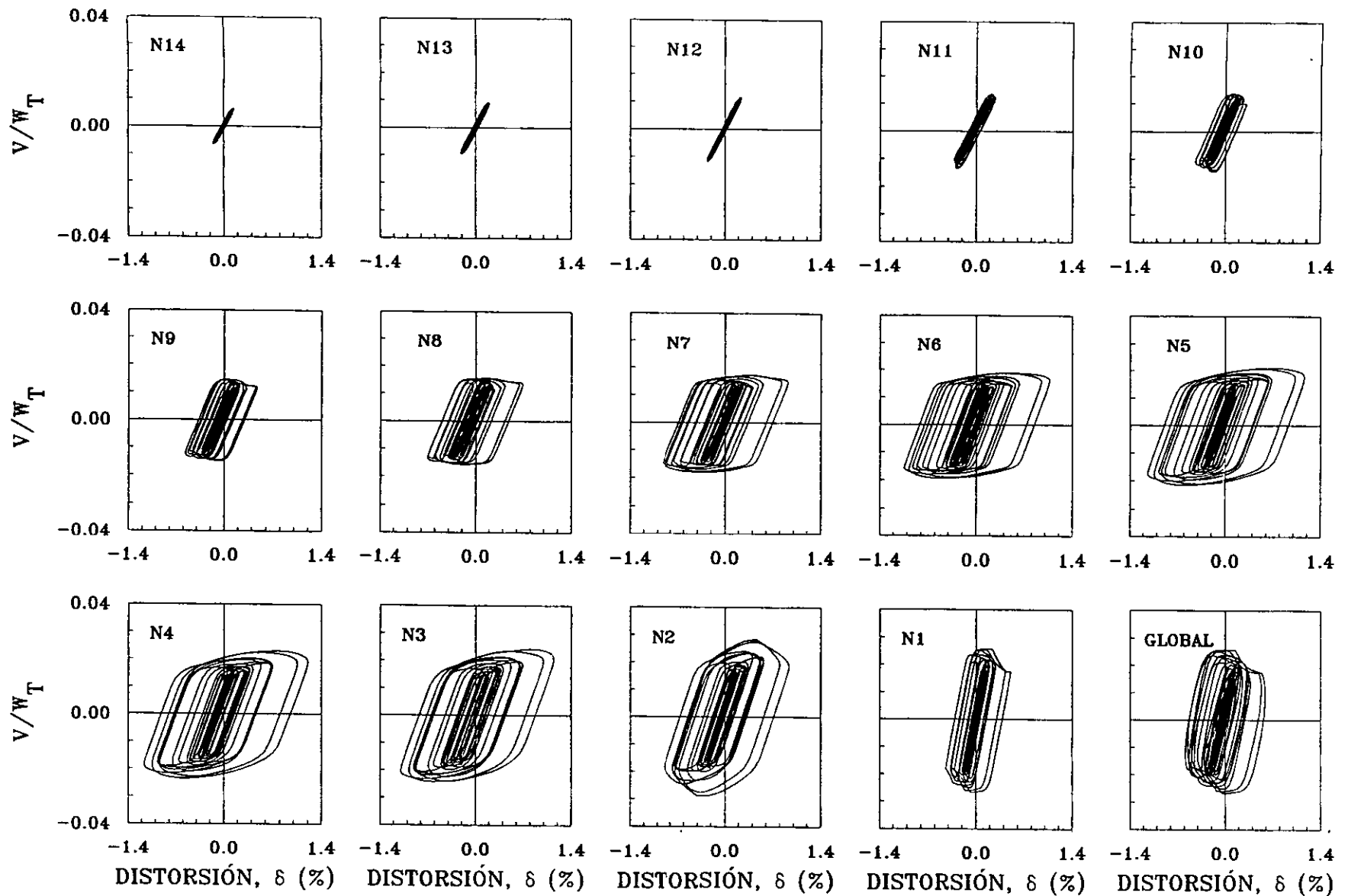


FIG 8.7 Curvas histeréticas de entrepiso del marco A del modelo E15Q4M1, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985

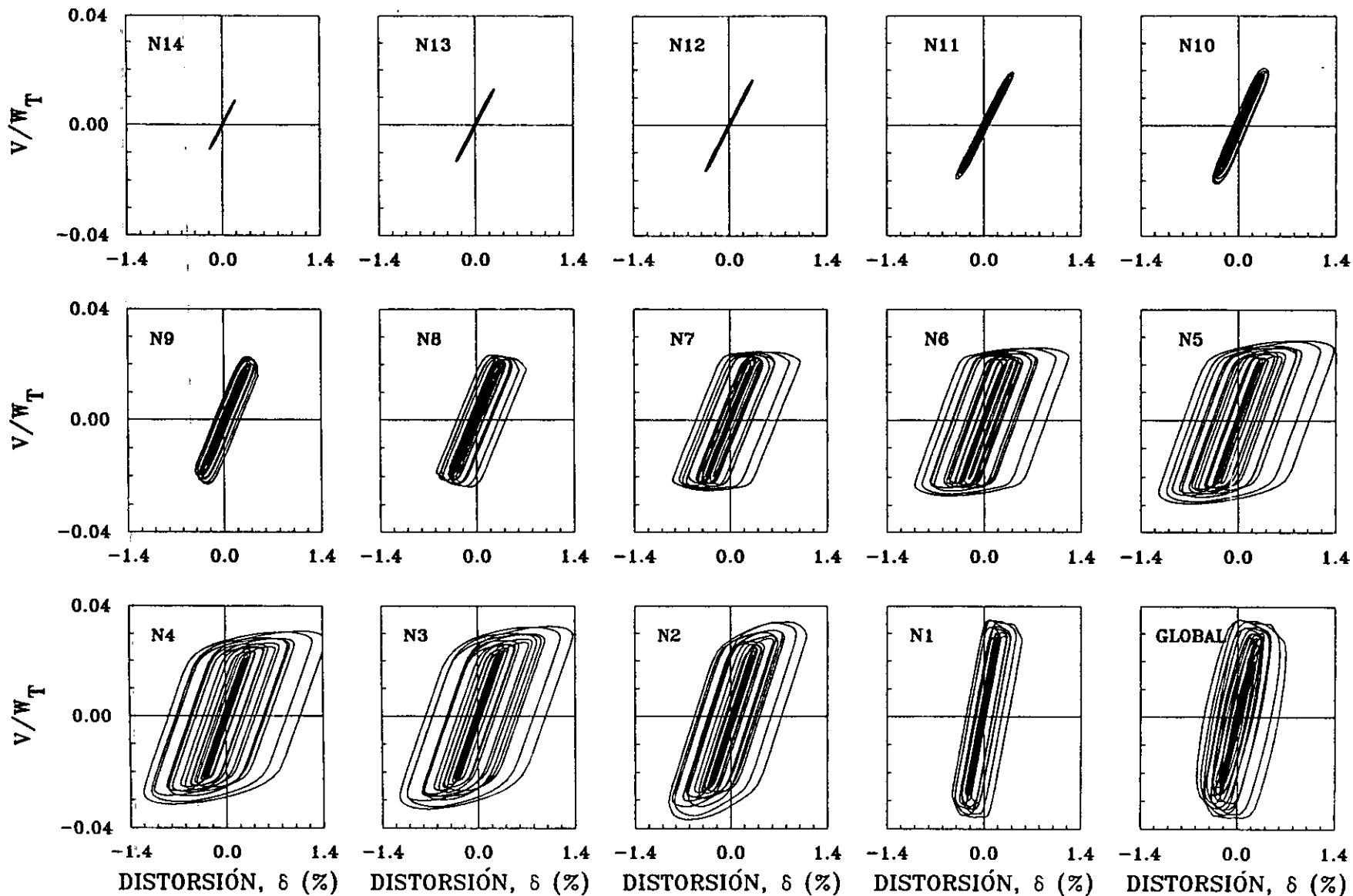


FIG 8.8 Curvas histeréticas de entrepiso del marco A del modelo E15Q4M1, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985 considerando sobrerresistencias.

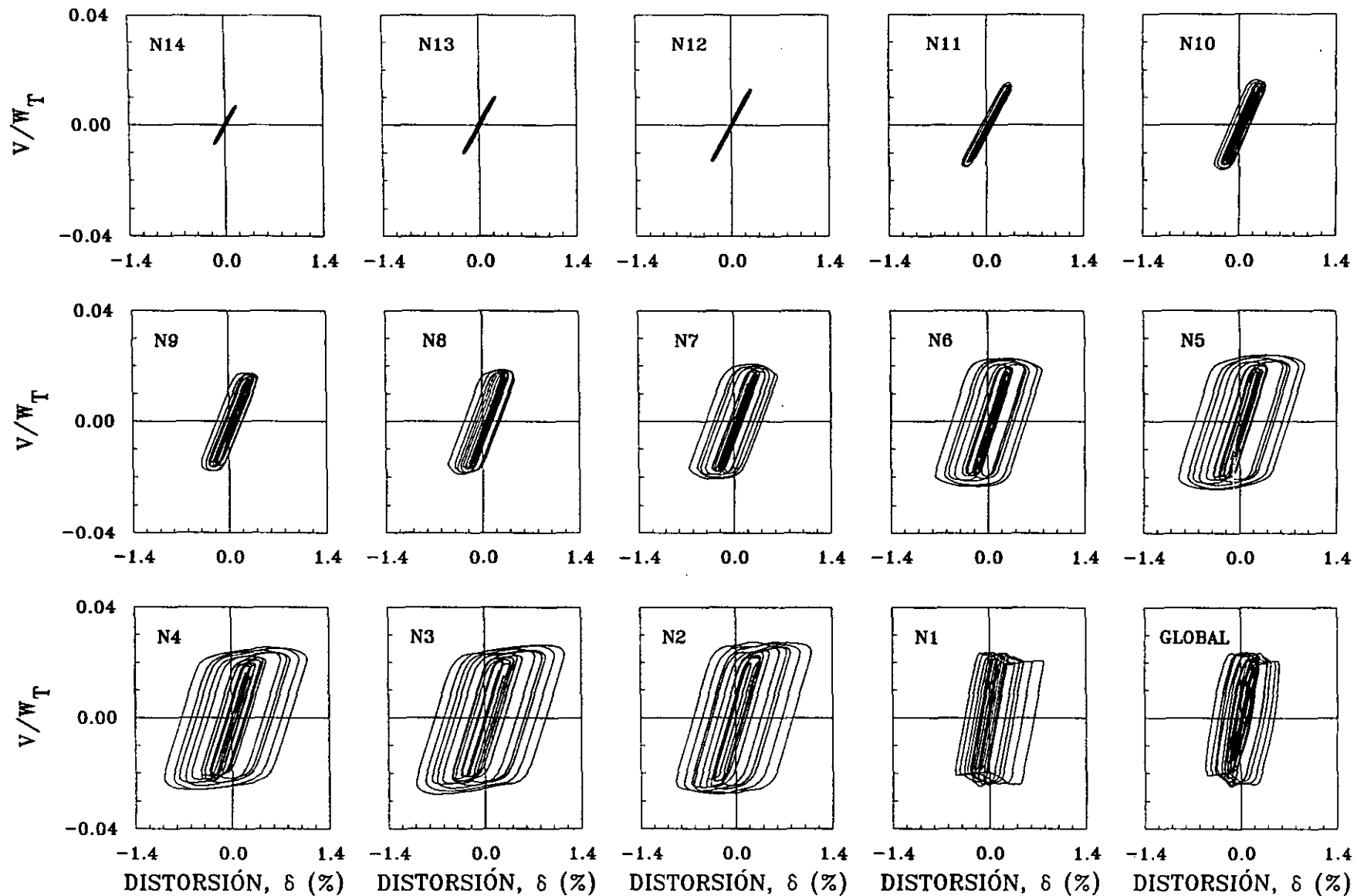


FIG 8.9 Curvas histeréticas de entrepiso del marco 1 del modelo E15Q4M1, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985

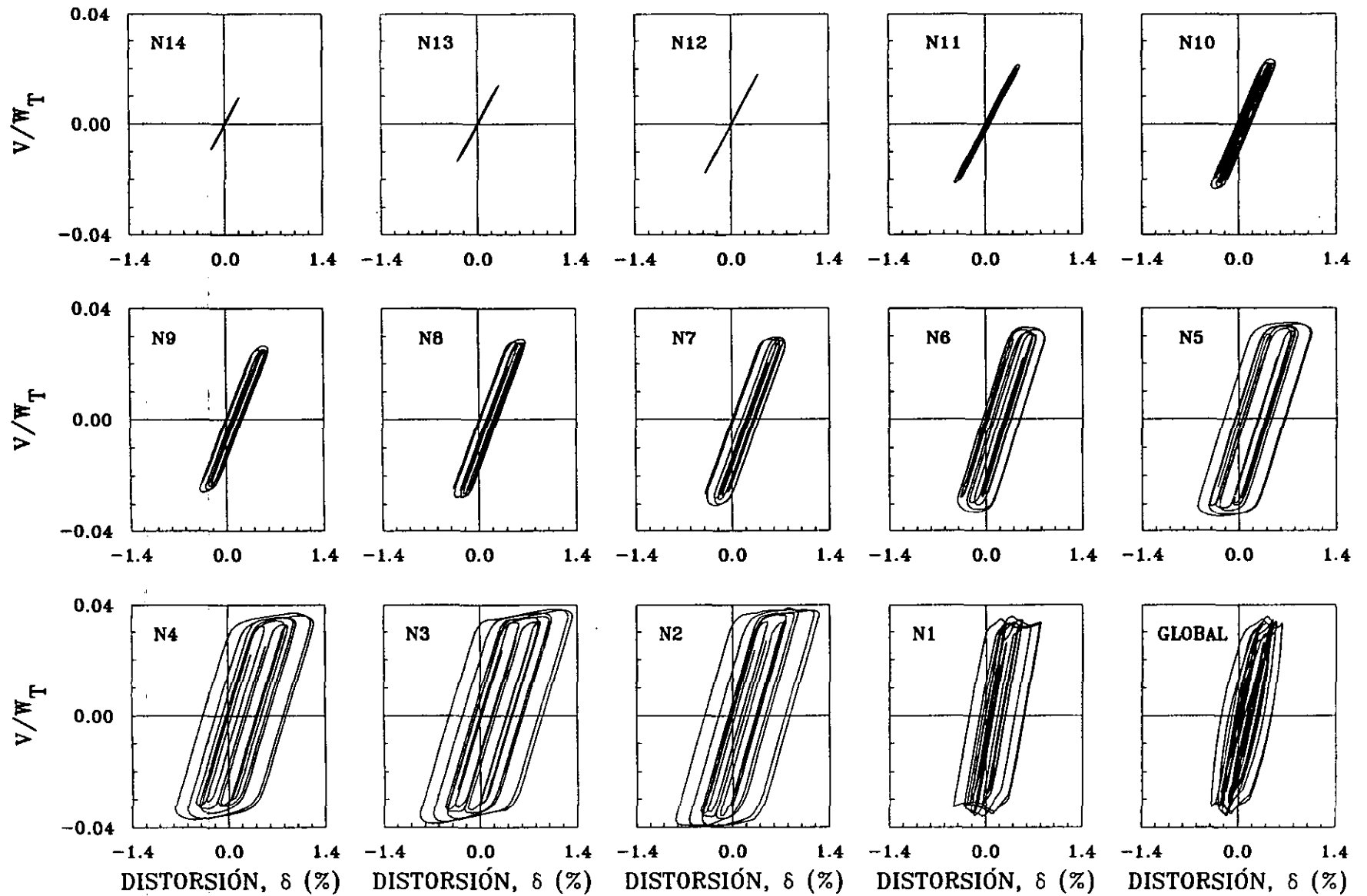


FIG 8.10 Curvas histeréticas de entrepiso del marco 1 del modelo E15Q4M1, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985 considerando sobrerresistencias.

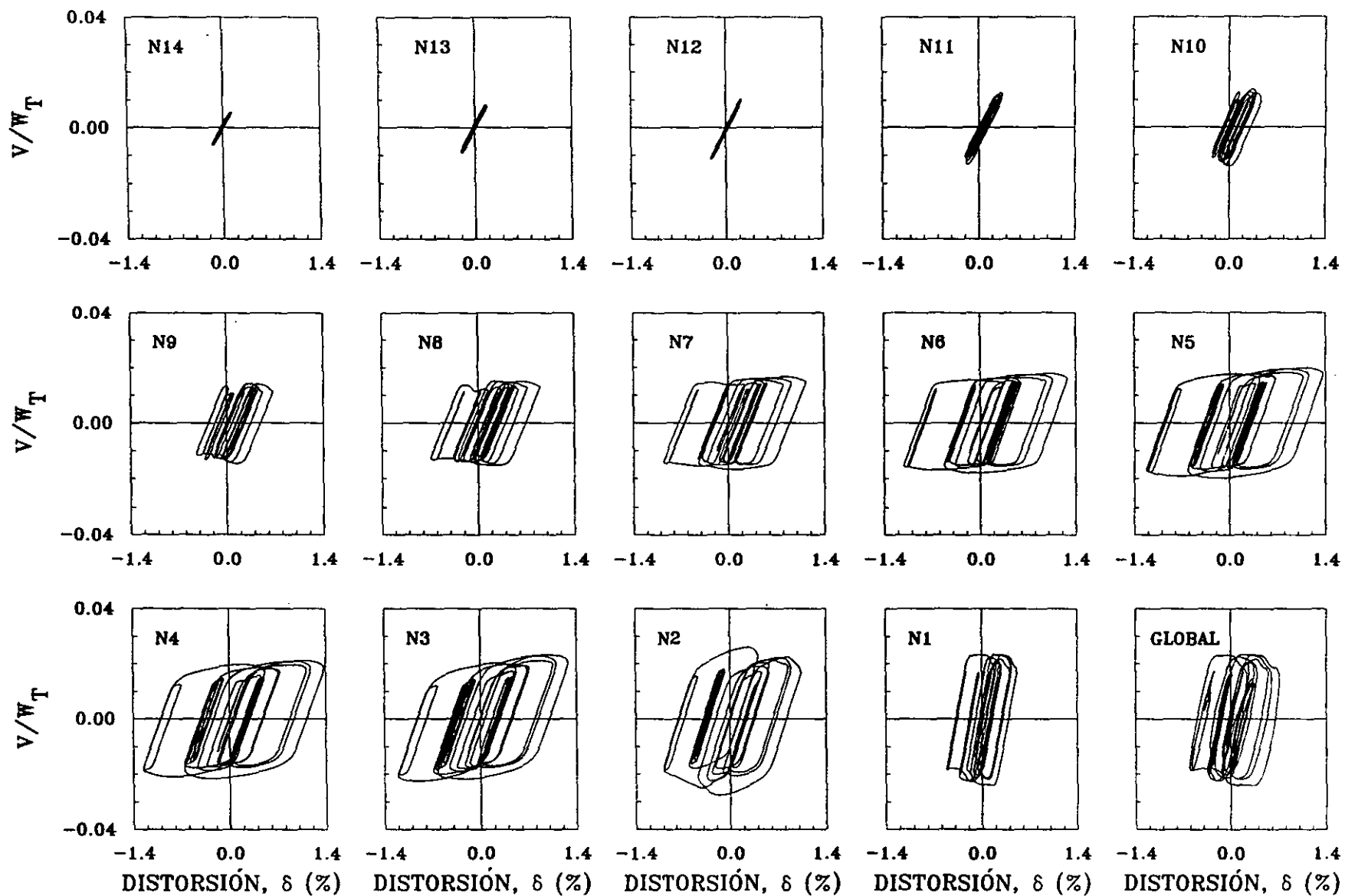


FIG. 8.11 Curvas histeréticas de entrepiso del marco A del modelo E15Q4M1, acelerograma registrado en TBOM-NS para el sismo del 19/09/1985

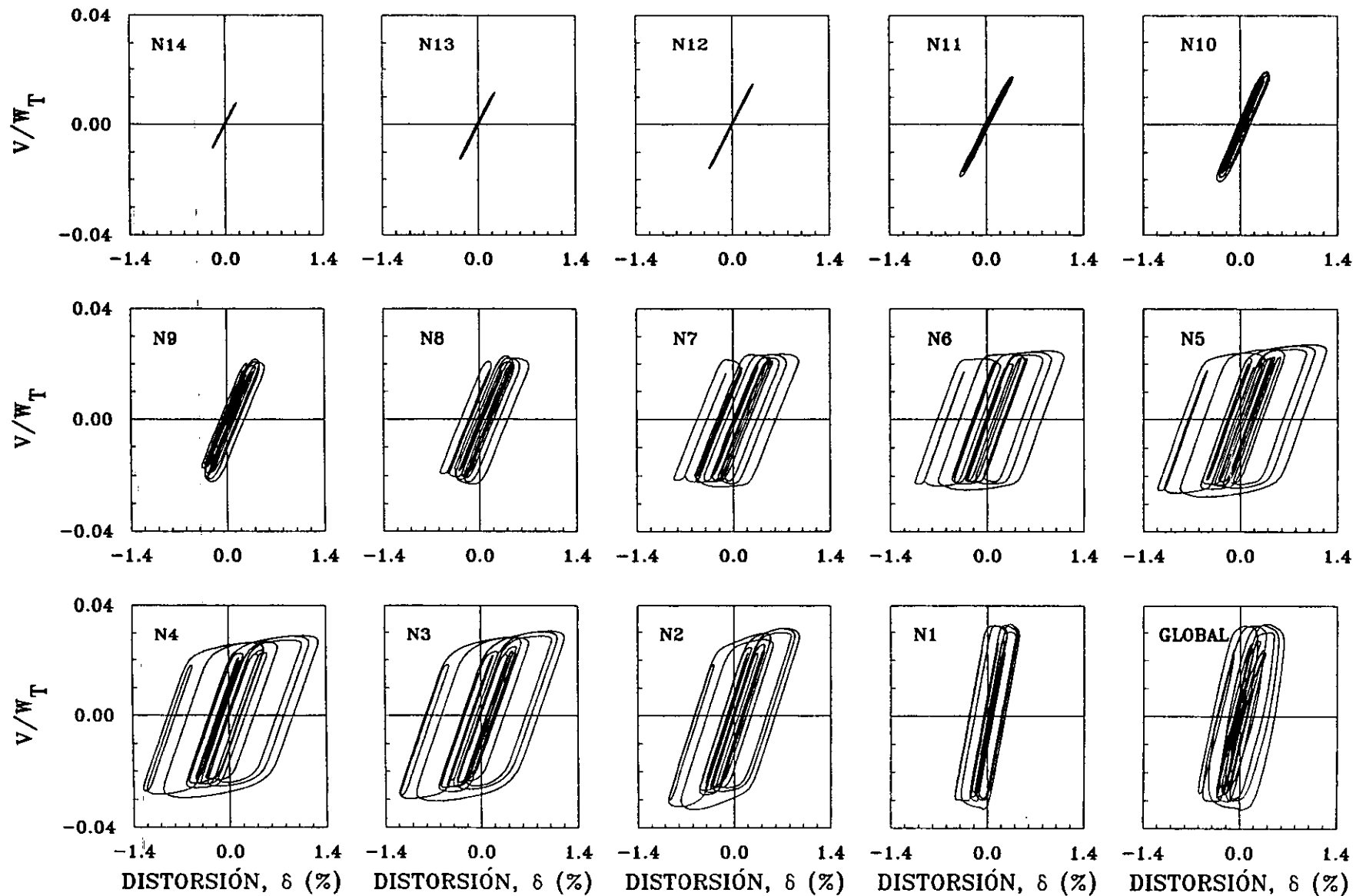


FIG 8.12 Curvas histeréticas de entrepiso del marco A del modelo E15Q4M1, acelerograma registrado en TBOM85-NS para el sismo del 19/09/1985 considerando sobrerresistencias.

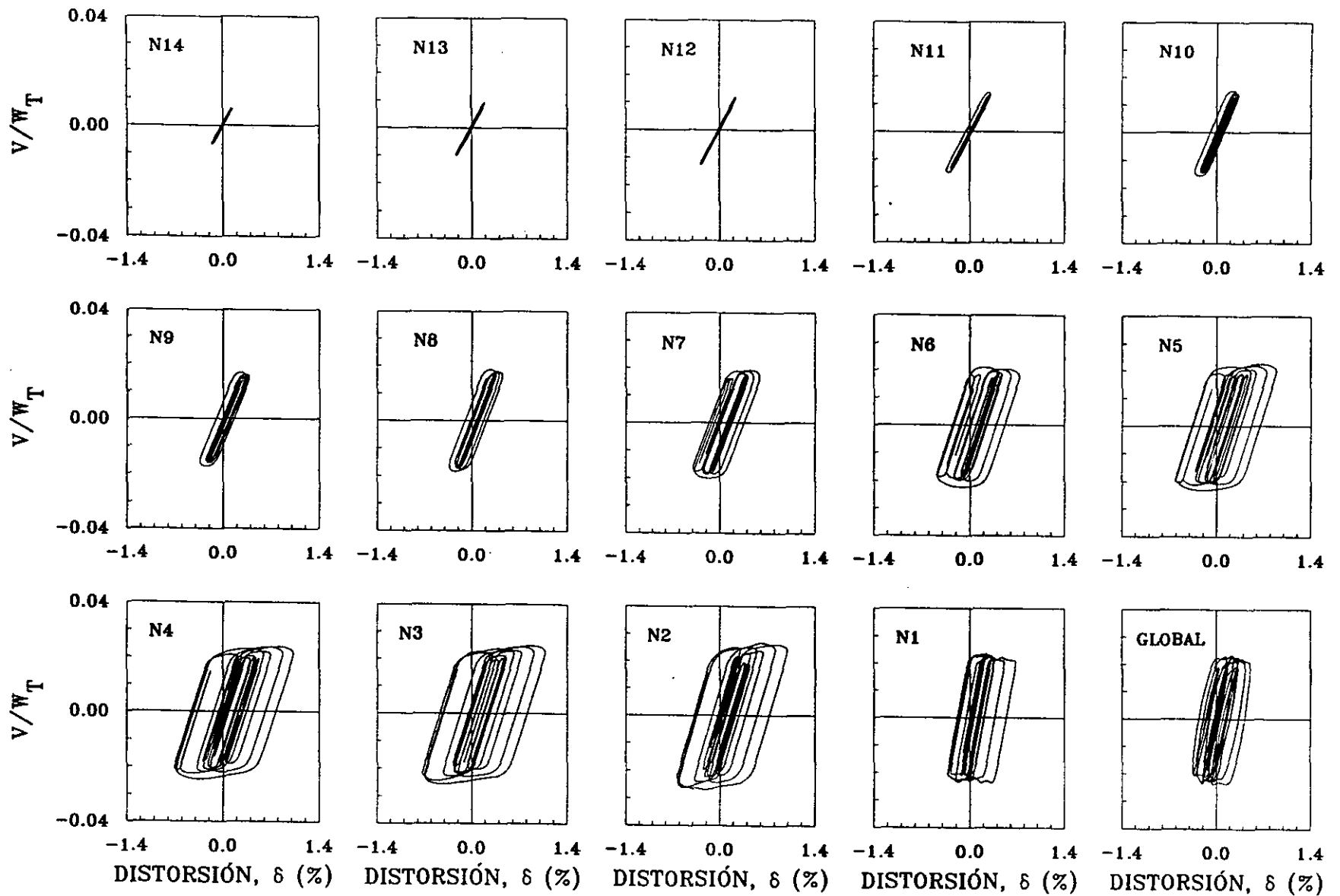


FIG. 8.13 Curvas histeréticas de entrepiso del marco 1 del modelo E15Q4M1, acelerograma registrado en TBOM-NS para el sismo del 19/09/1985

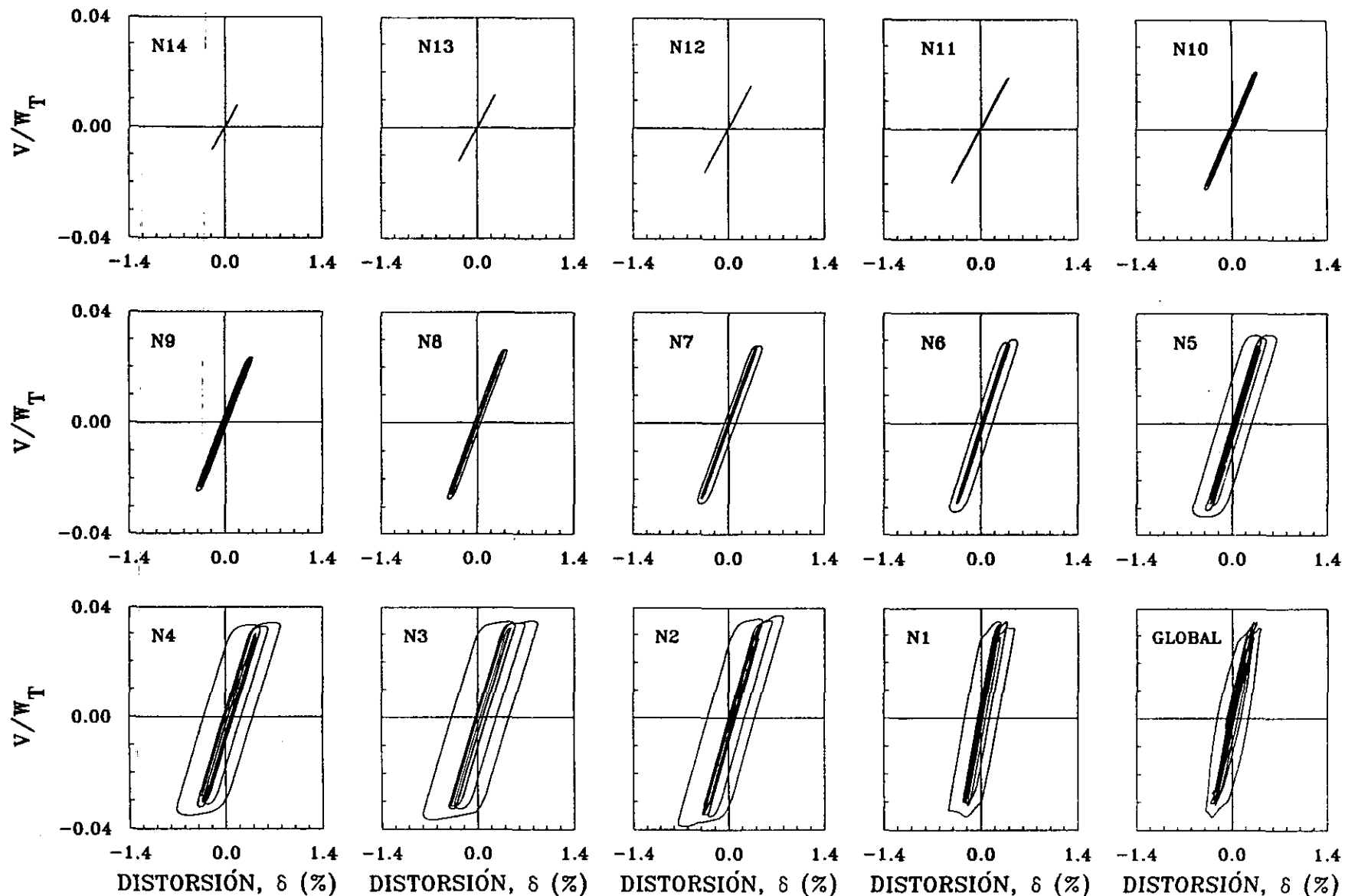


FIG 8.14 Curvas histeréticas de entrepiso del marco 1 del modelo E15Q4M1, acelerograma registrado en TBOM85-NS para el sismo del 19/09/1985 considerando sobrerresistencias.

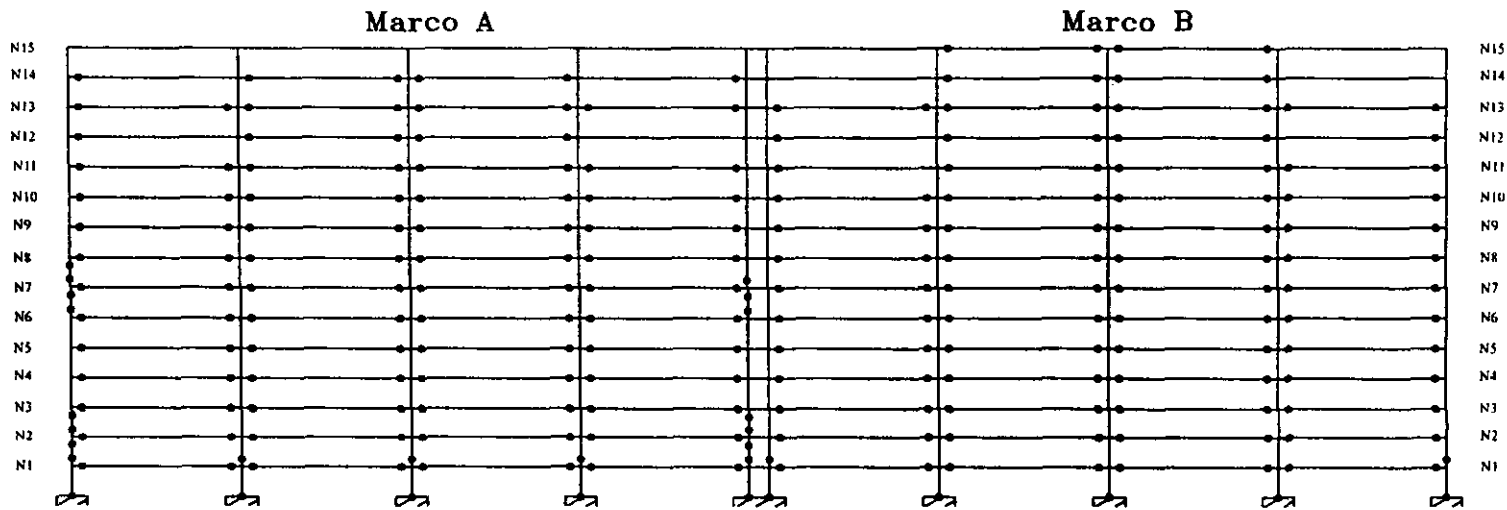


FIG 8.15 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M1 dirección x, acél SCT85-EW, considerando resistencias nominales

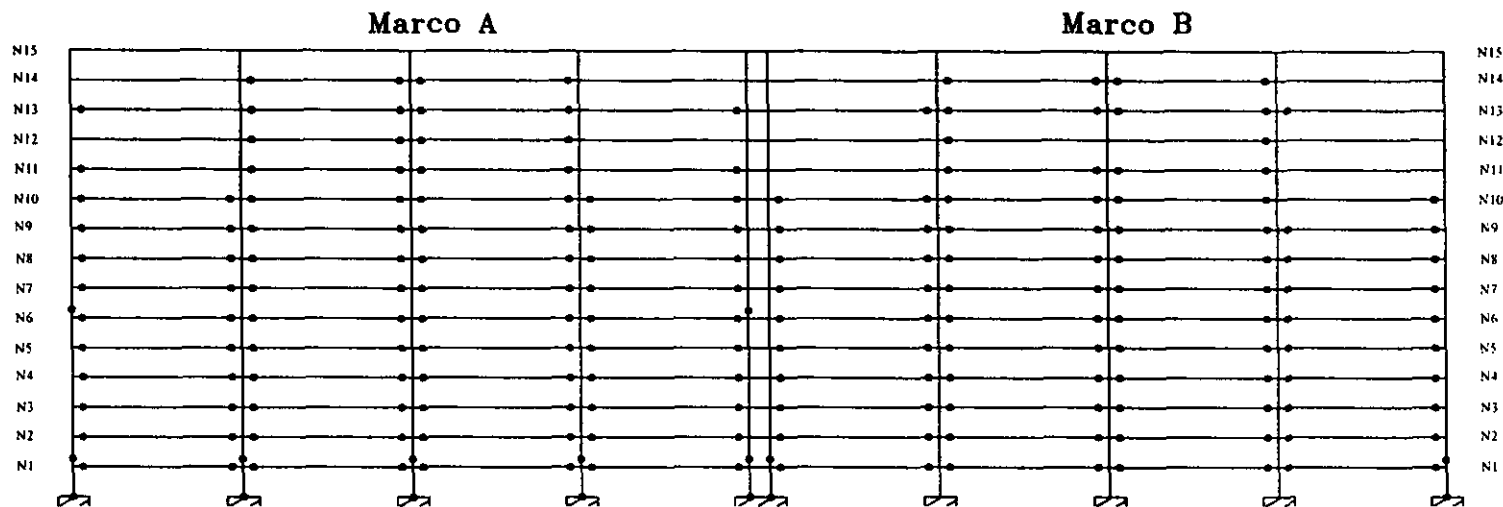


FIG 8.16 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M1 dirección x, acél SCT85-EW, considerando sobrerresistencias

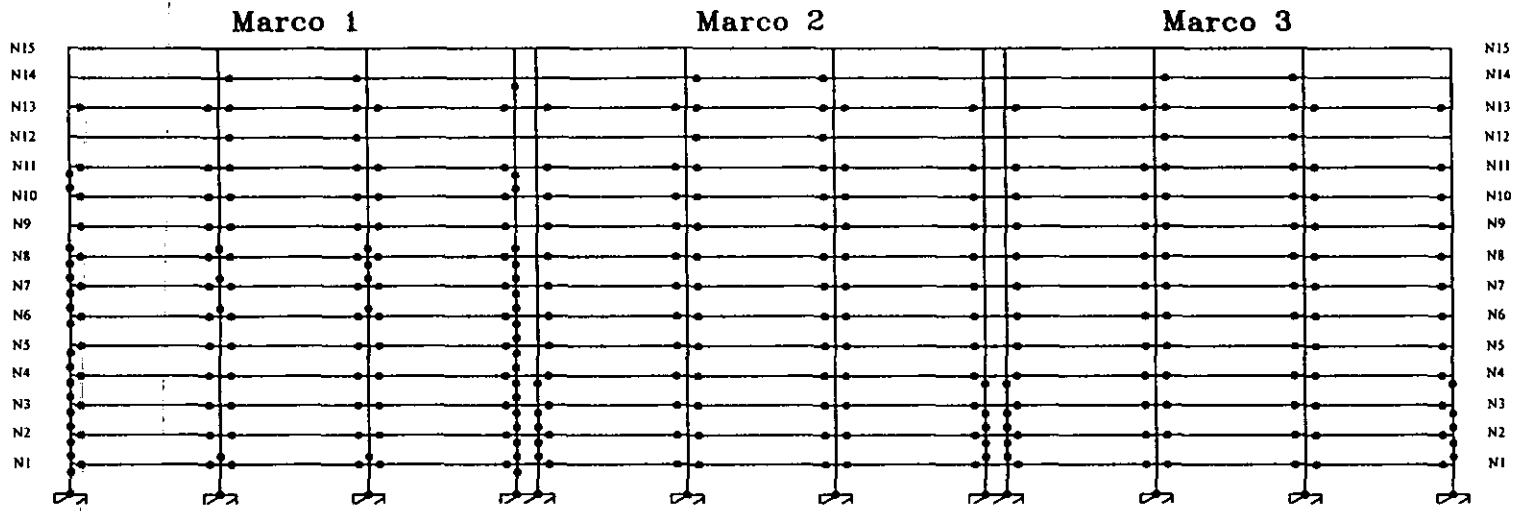


FIG 8.17 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M1 dirección y, acel SCT85-EW, considerando resistencias nominales

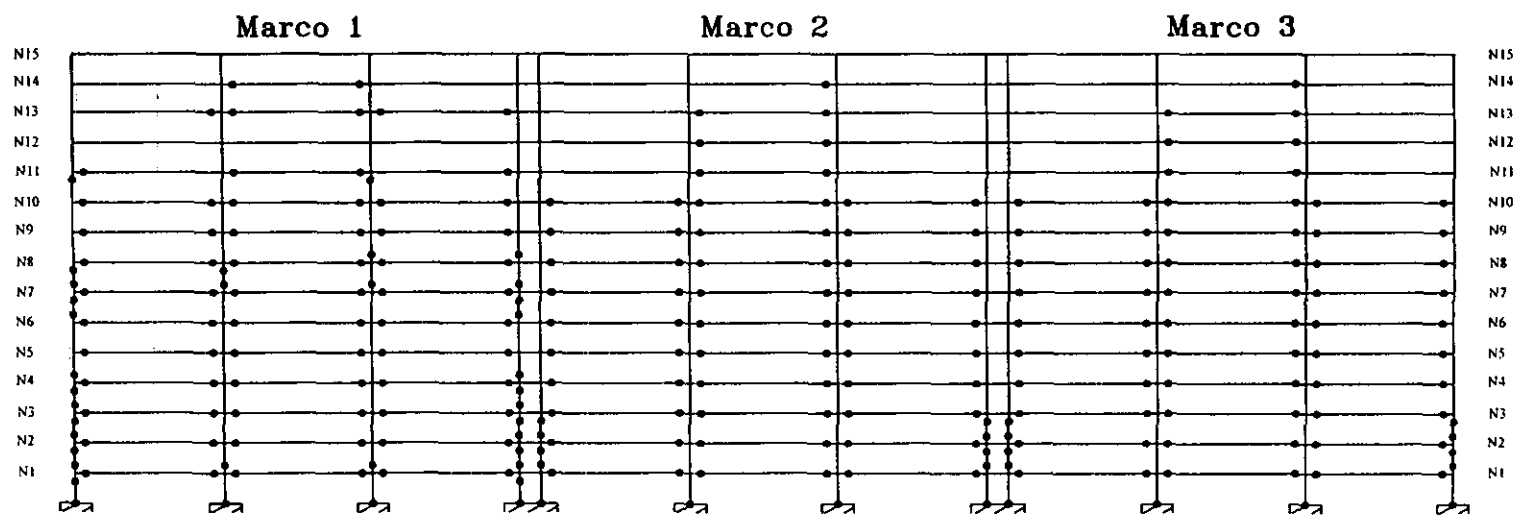


FIG 8.18 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M1 dirección y, acel SCT85-EW, considerando sobrerresistencias

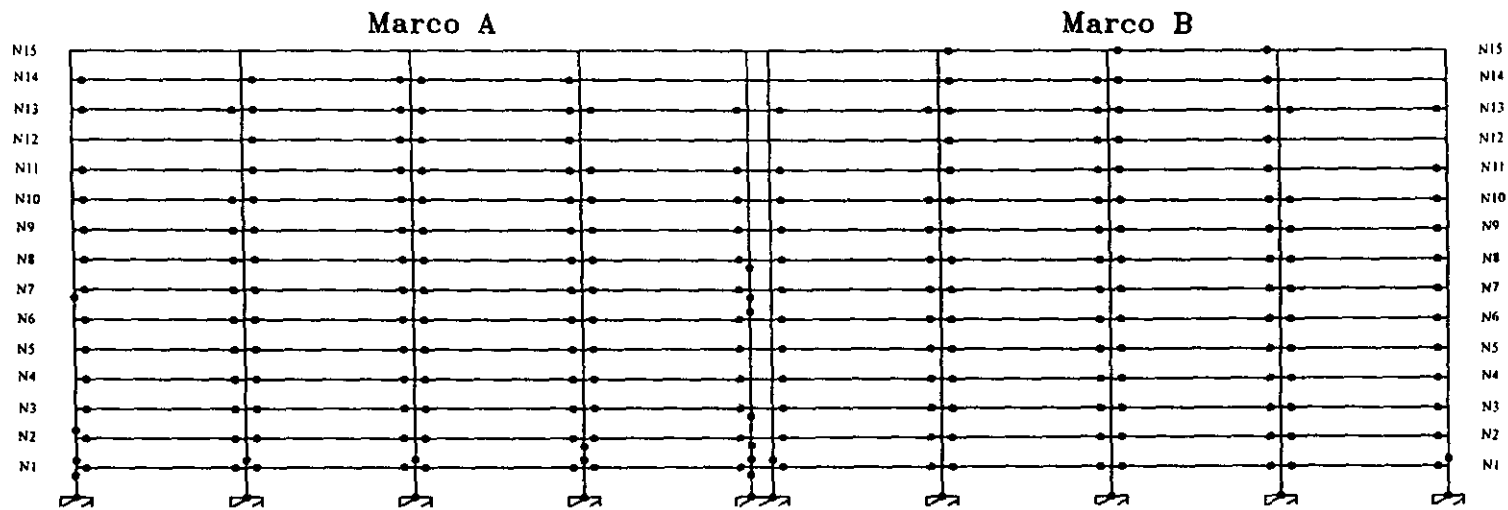


FIG 8.19 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M1 dirección x, acél TBOM85-NS, considerando resistencias nominales

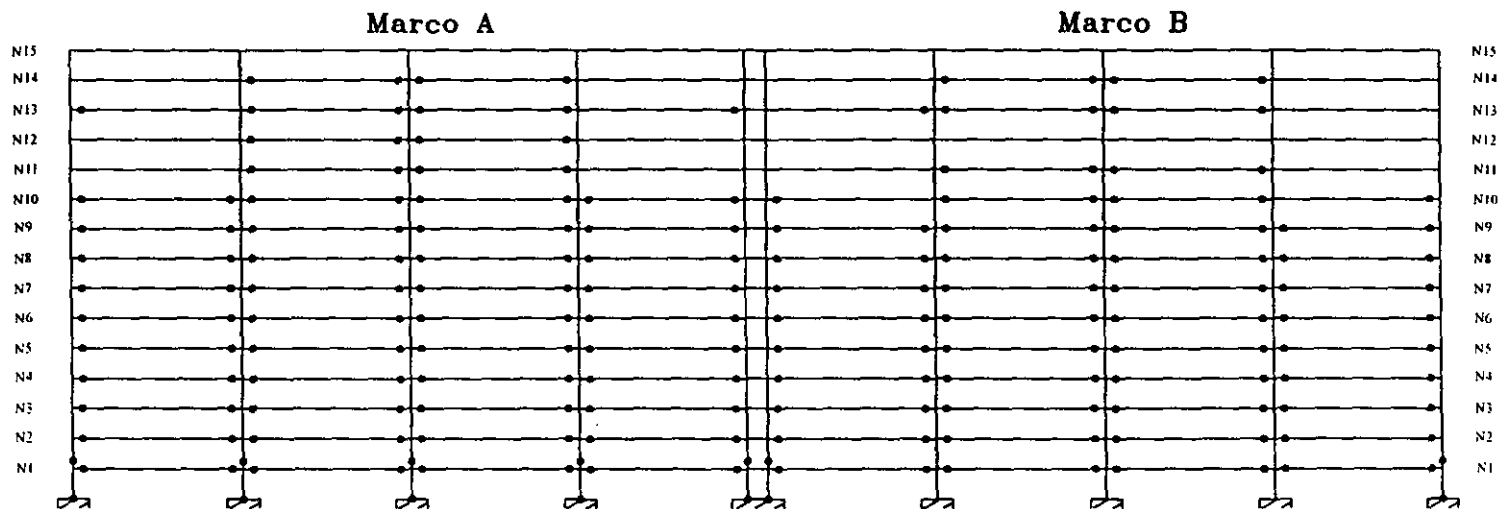


FIG 8.20 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M1 dirección x, acél TBOM85-NS, considerando sobrerresistencias

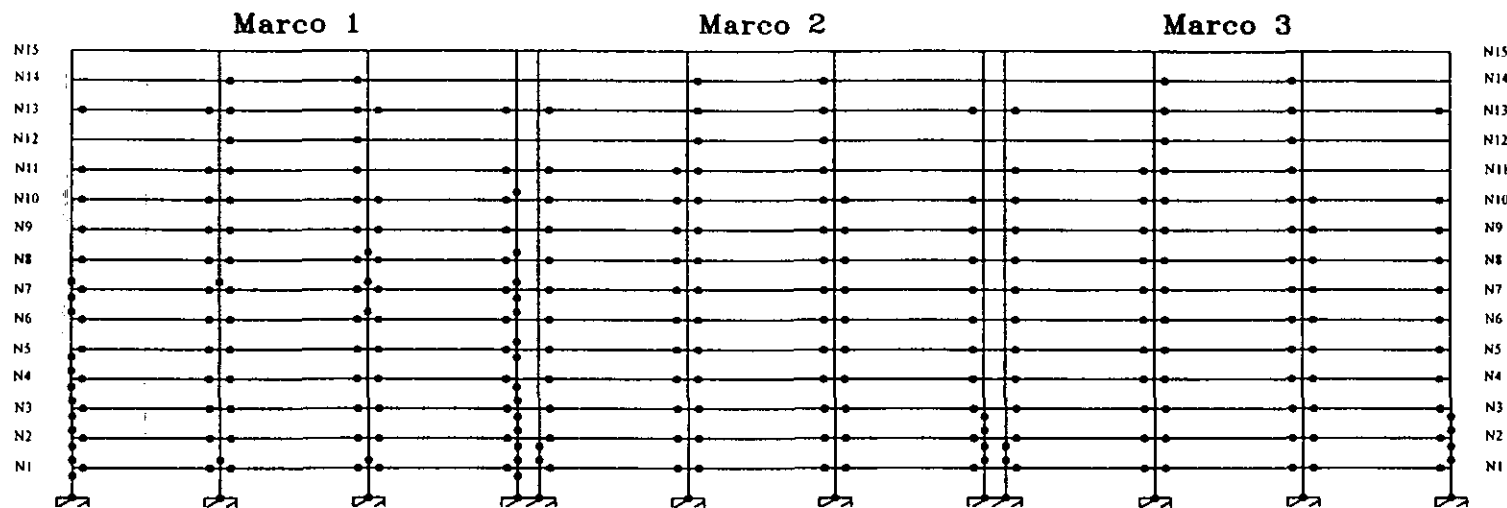


FIG 8.21 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M1 dirección y, acél TB0M85-NS, considerando resistencias nominales

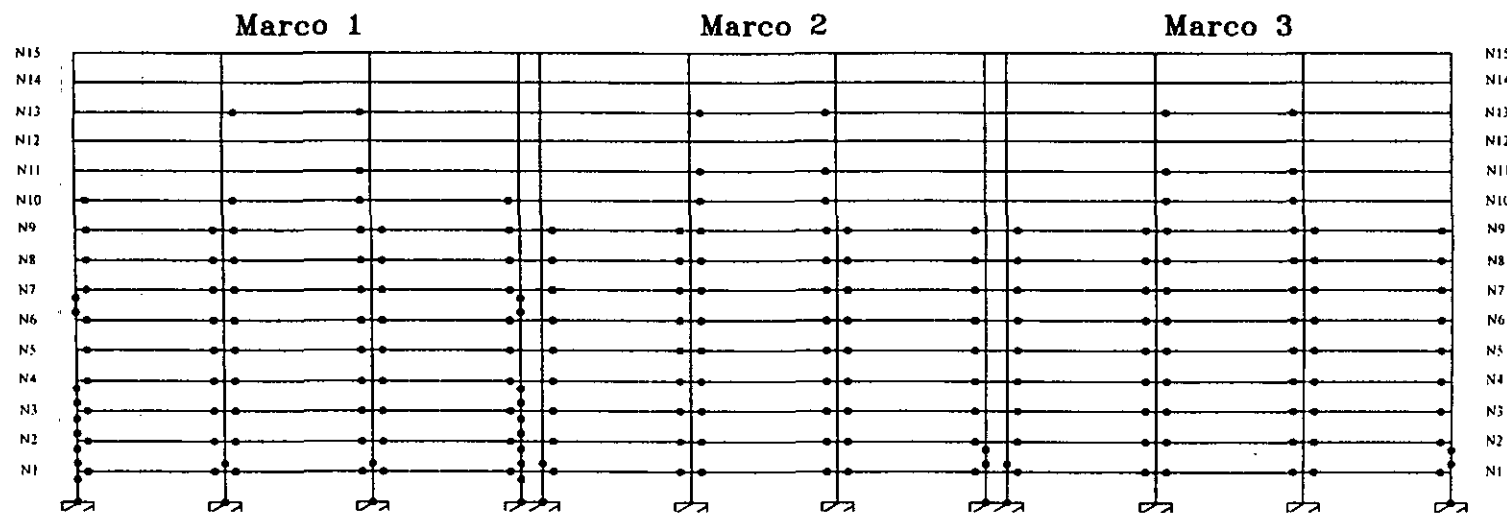


FIG 8.22 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M1 dirección y, acél TB0M85-NS, considerando sobrerresistencias

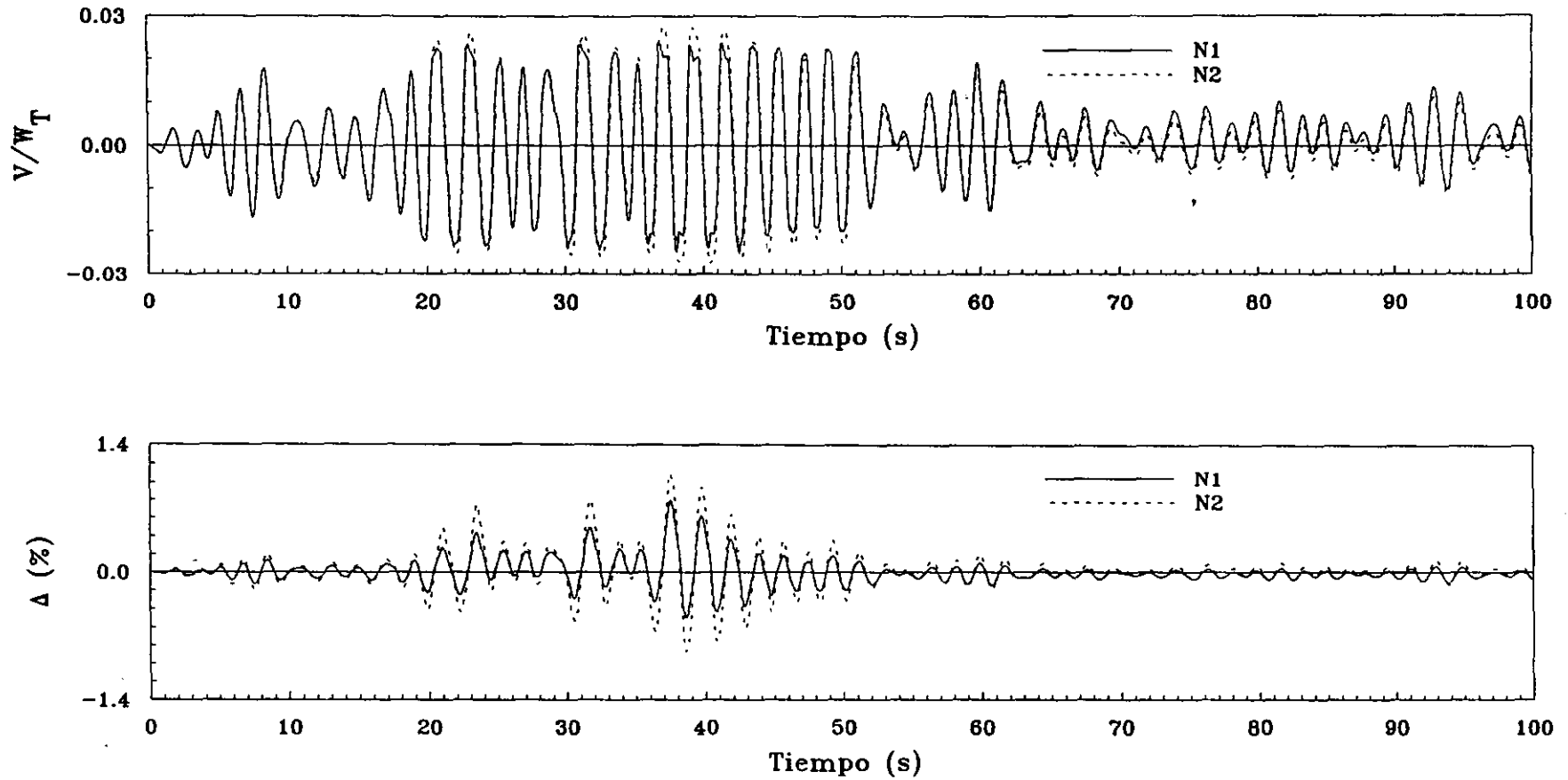
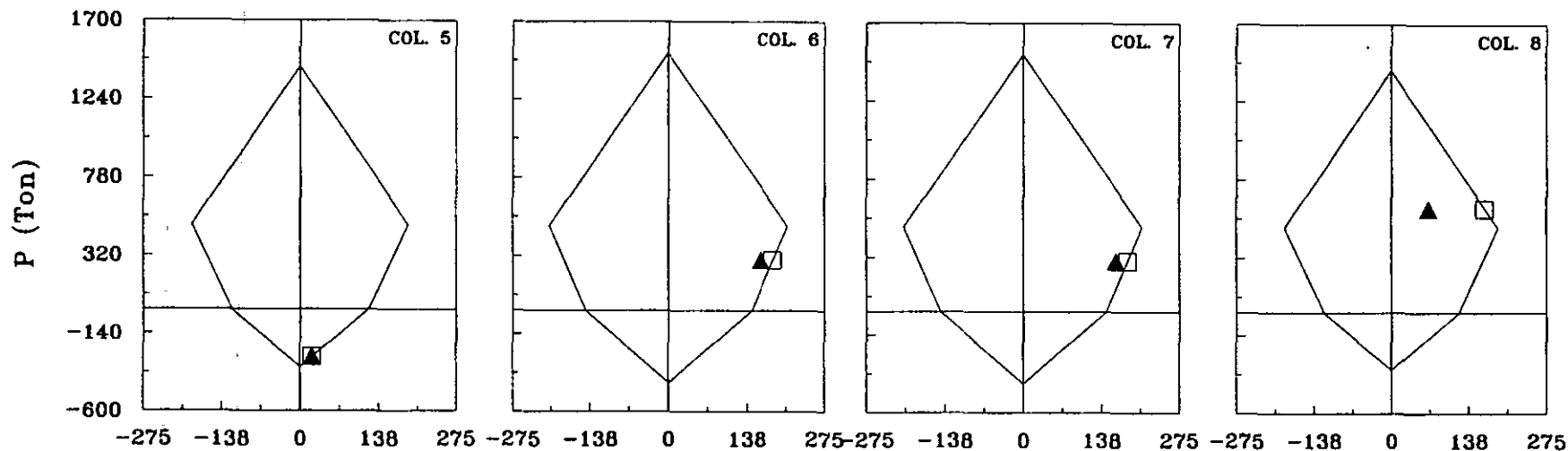


FIG 8.23 Historias de distorsión y cortante en los entrepisos 1 y 2 del marco 1 modelo E15Q4M1, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985

MOMENTO Y CARGA AXIAL AL TIEMPO ($t=39.32s$) DE CORTANTE MÁXIMO EN EL NIVEL 2



MOMENTO Y CARGA AXIAL AL TIEMPO ($t=42.52s$) DE CORTANTE MÁXIMO EN EL NIVEL 1

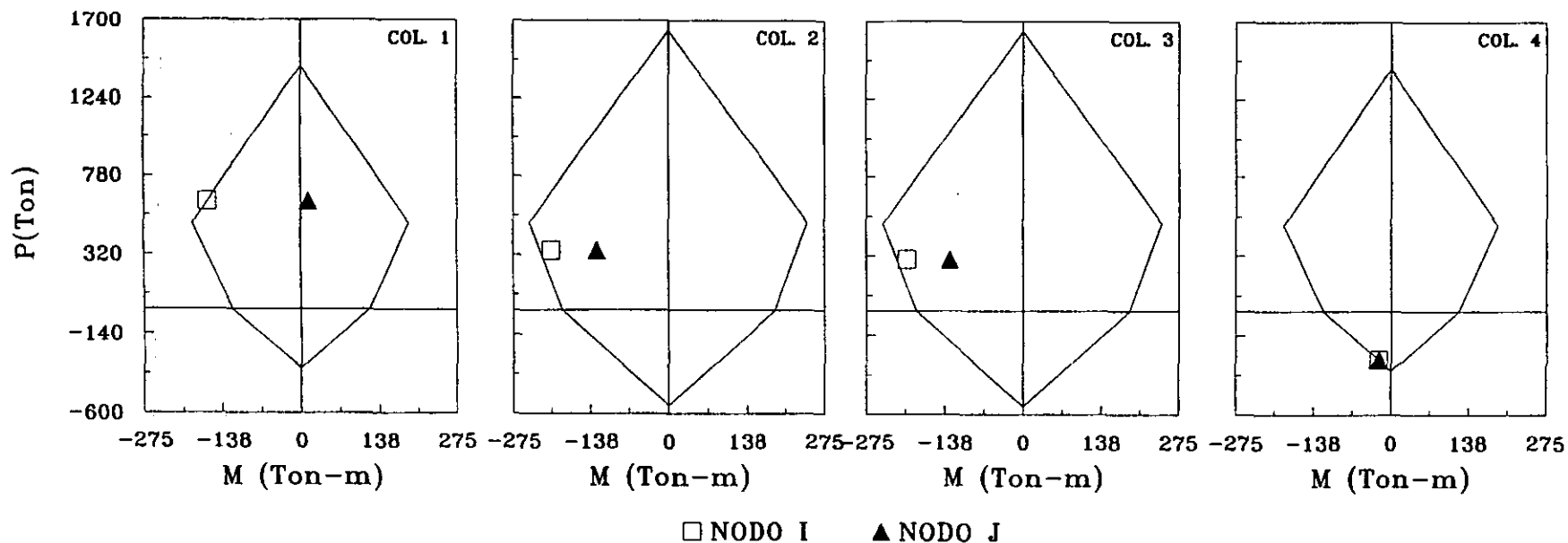
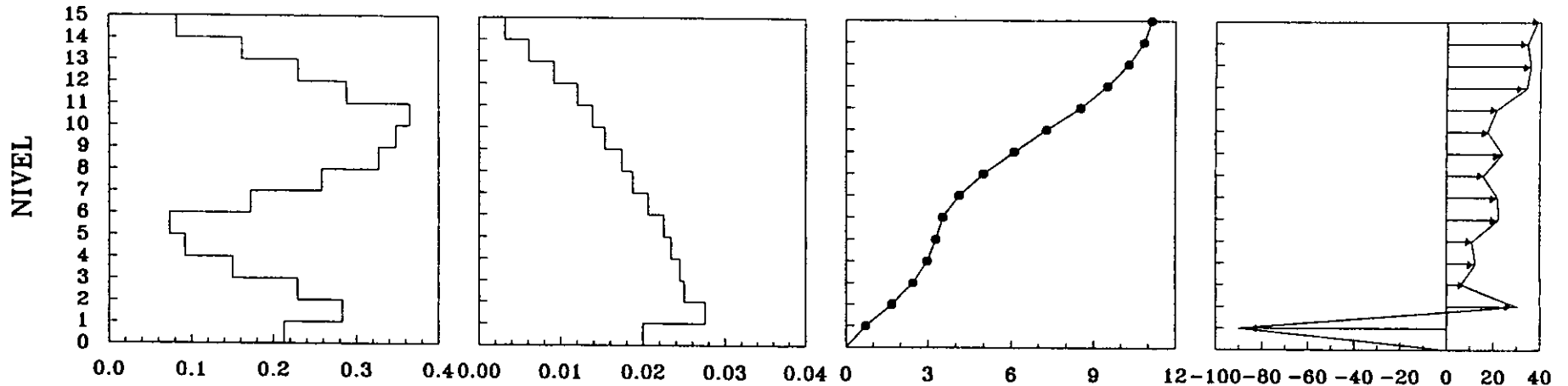


FIG 8.24 Elementos mecánicos asociados a los cortantes dinámicos máximos en los niveles 1 y 2, modelo E15Q4M1 marco 1, acel. SCT85-EW.

NIVEL 2 (t=39.32s)



NIVEL 1 (t=42.52s)

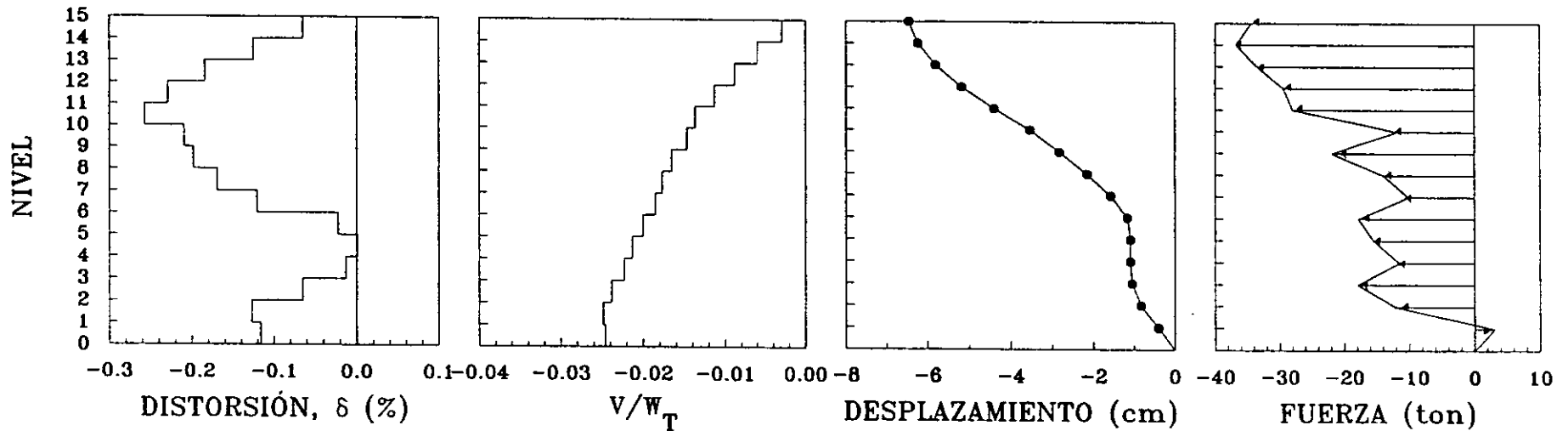
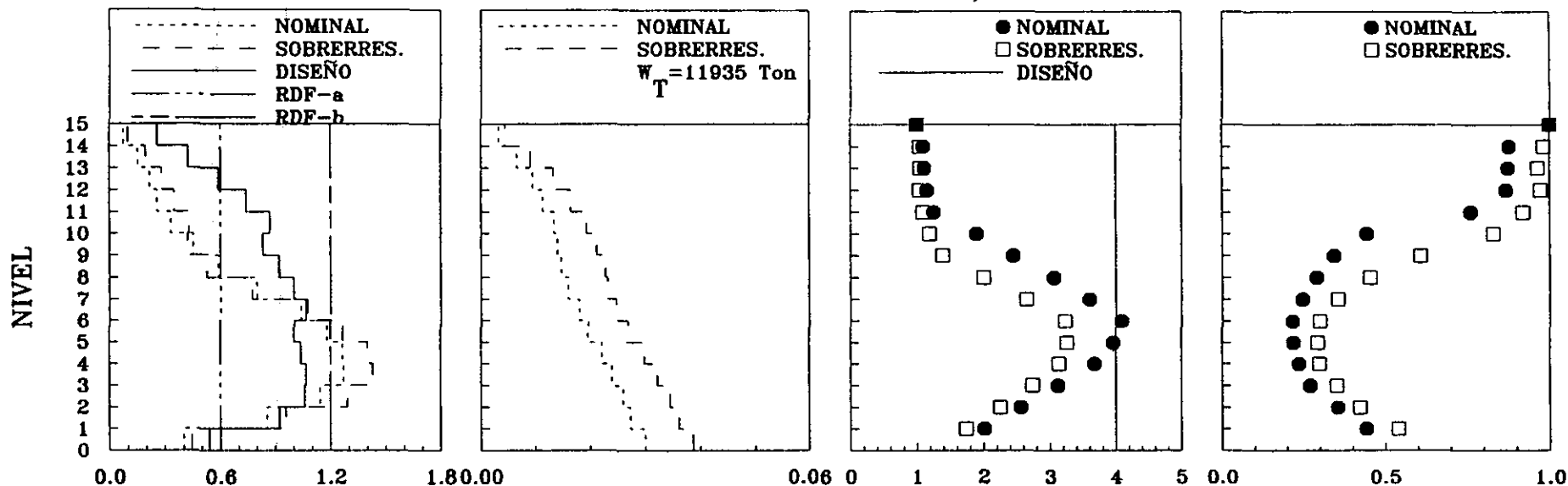


FIG 8.25 Respuestas instantáneas de desplazamientos y fuerzas en el tiempo de cortante máximo en los niveles 1 y 2 para el modelo E15Q4M1 marco 1.

ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO A



ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO B

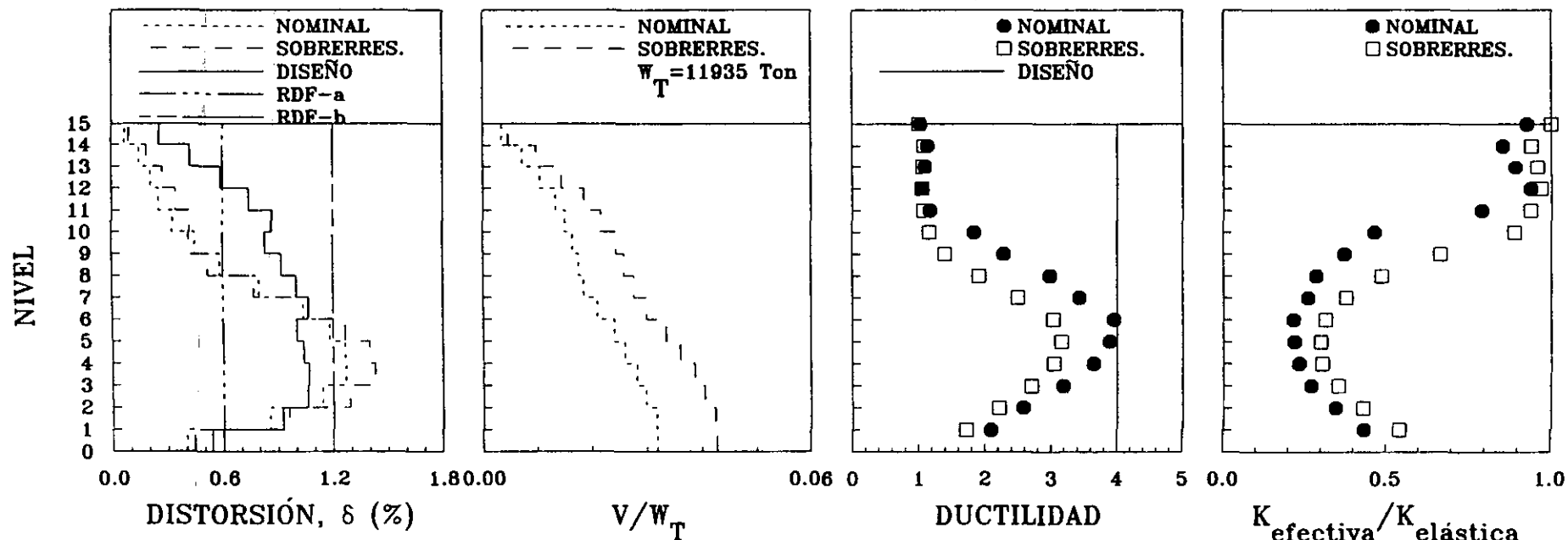
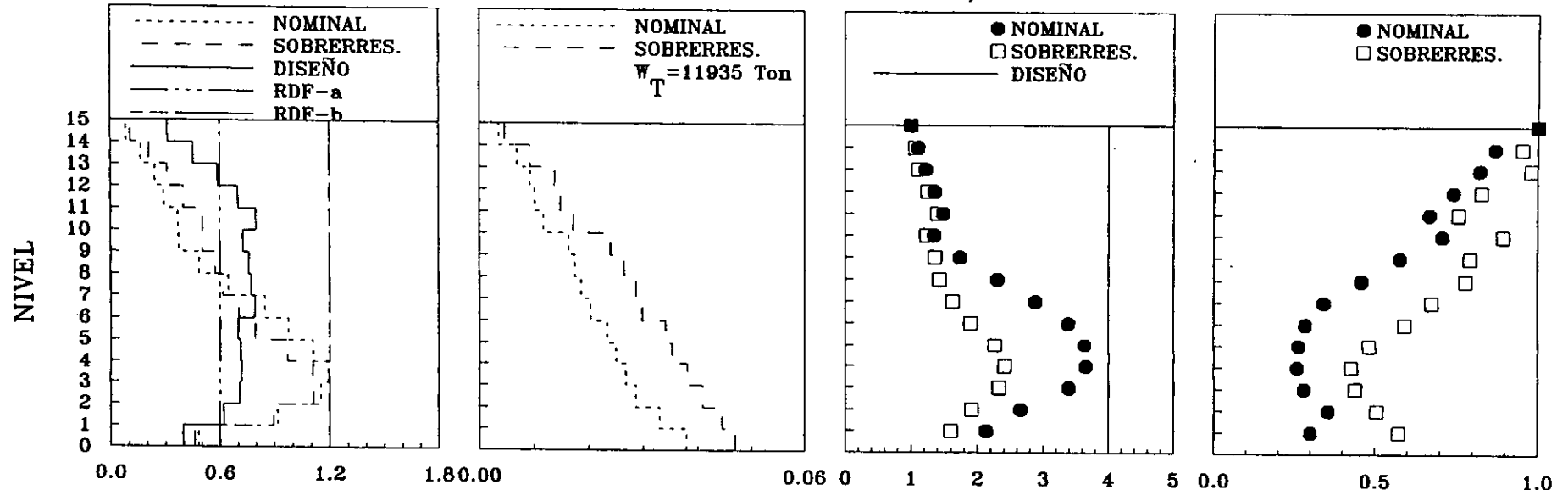


FIG 8.26 Envolturas de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos A y B, modelo E15Q4M2, acel SCT85-EW

ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO 1



ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO 2

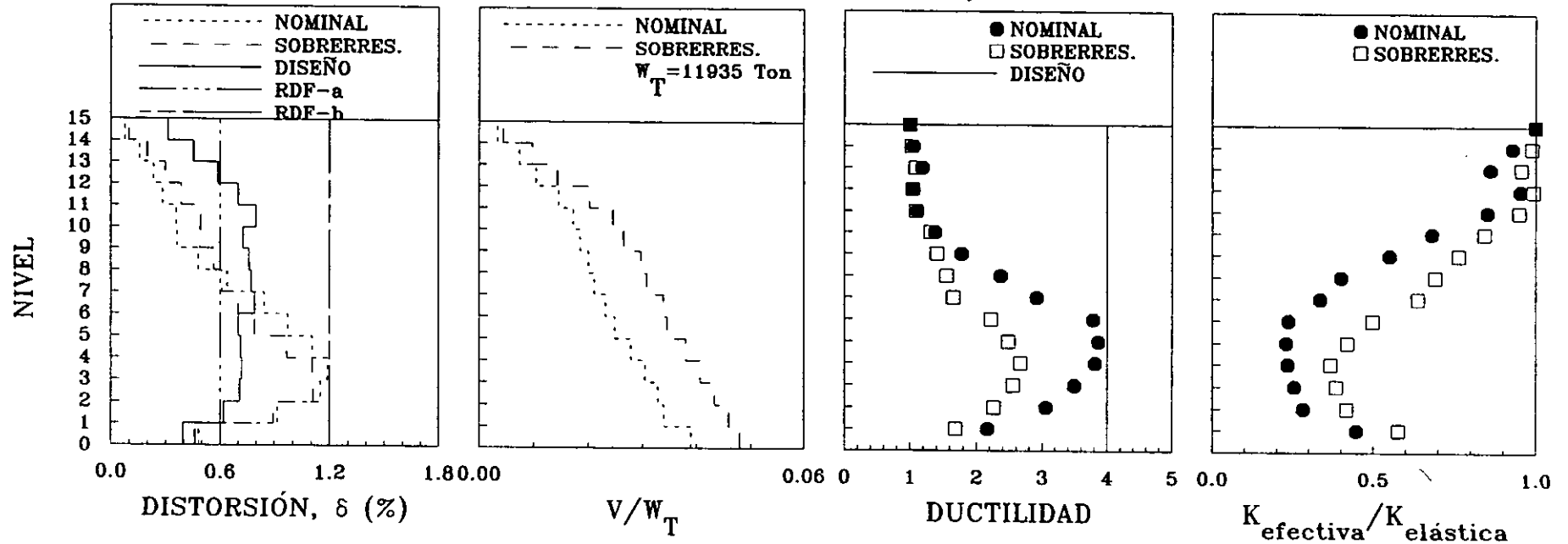
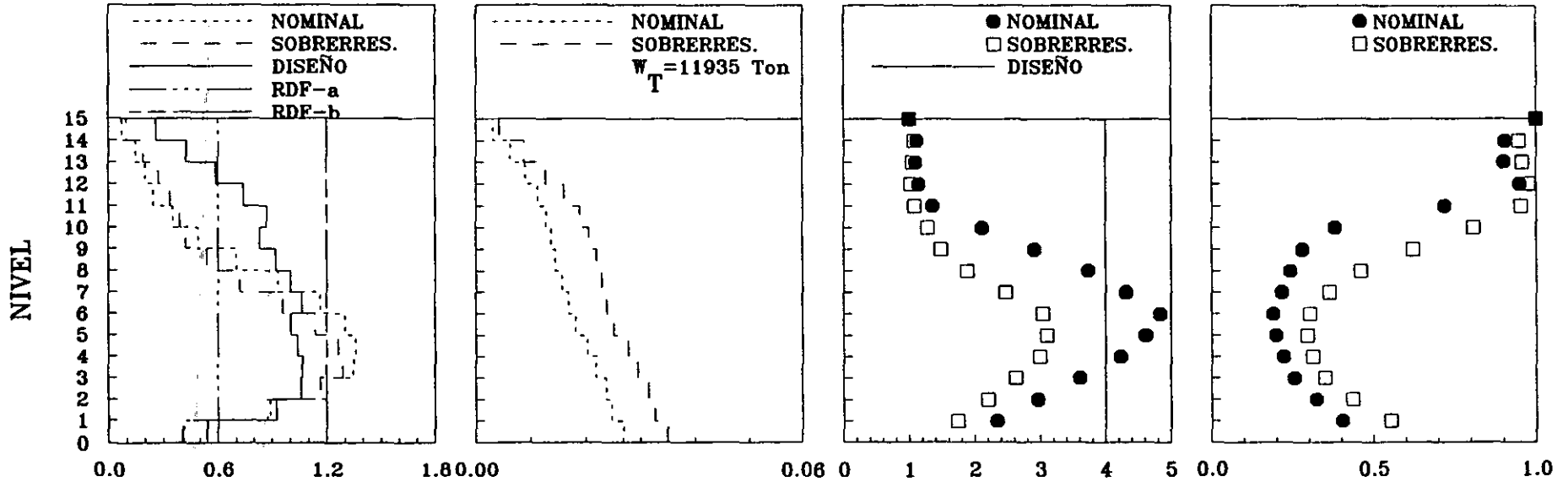


FIG 8.27 Envolturas de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos 1 y 2, modelo E15Q4M2, acil SCT85-EW

ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO A



ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO B

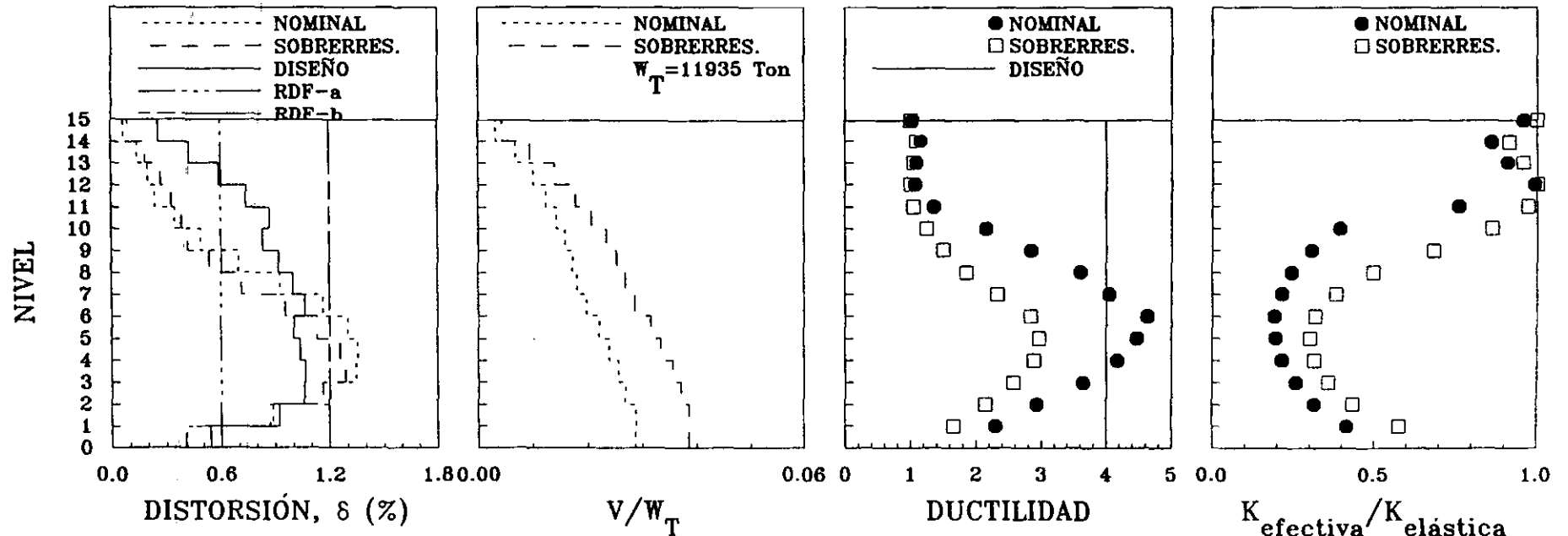
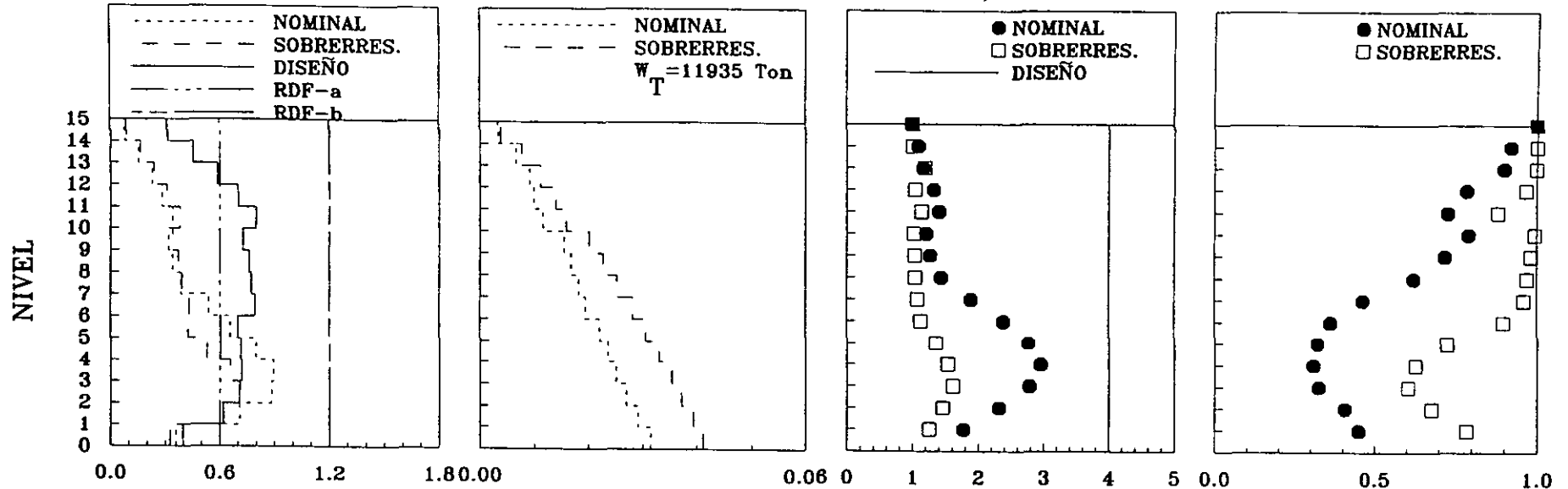


FIG 8.28 Envolventes de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos A y B, modelo E15Q4M2, acel TBOM85-NS

ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO 1



ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO 2

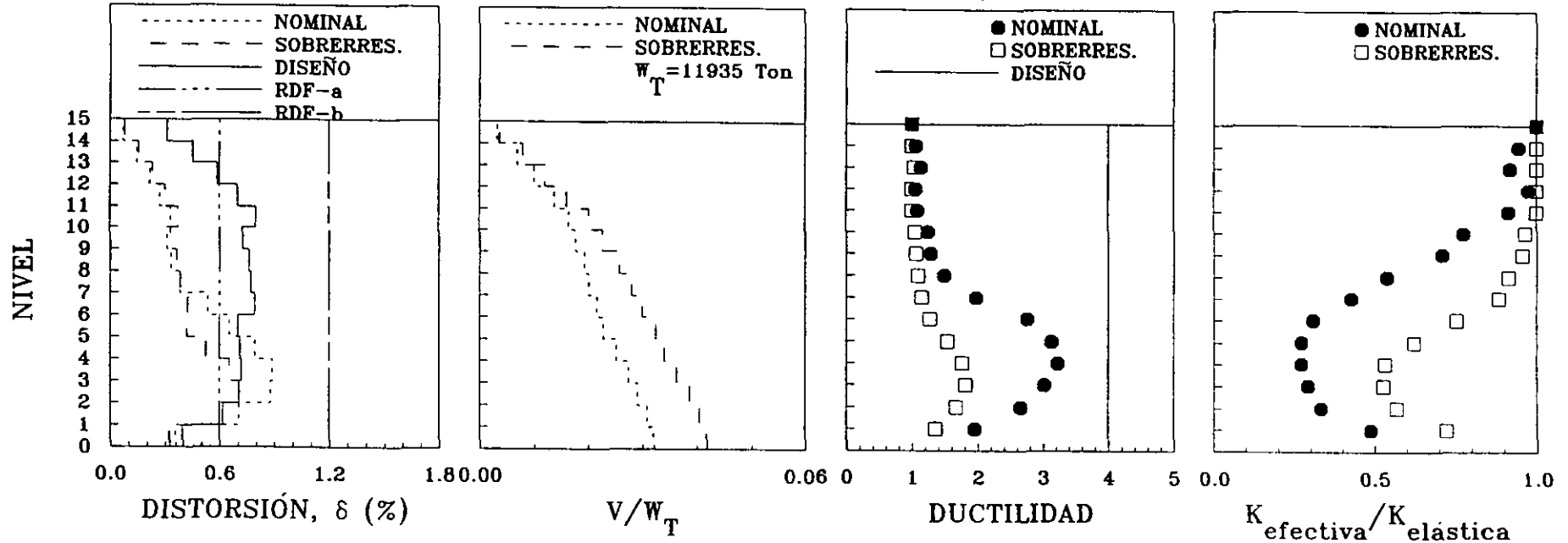


FIG 8.29 Envolventes de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos 1 y 2, modelo E15Q4M2, acél TBOM85-NS

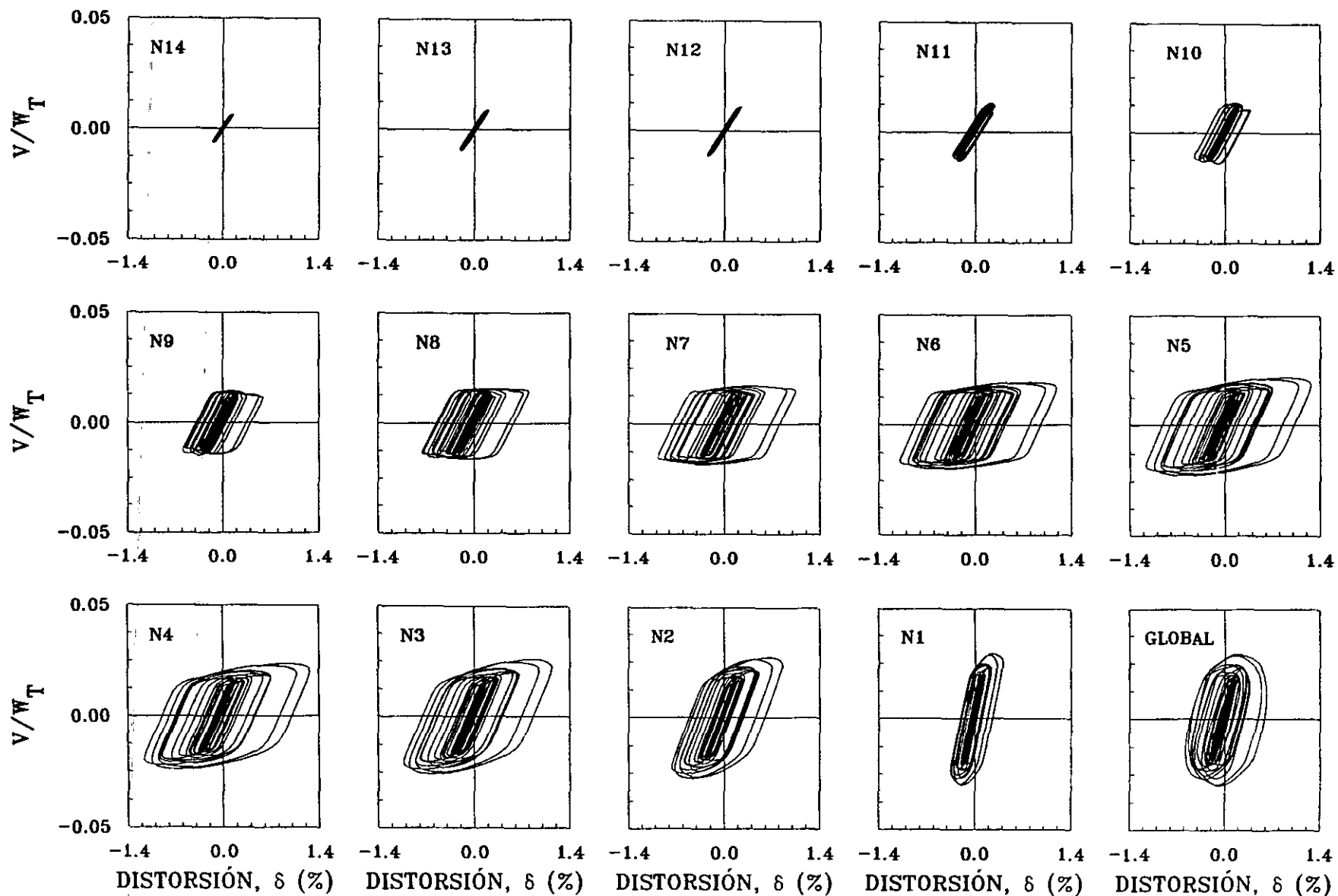


FIG. 8.30 Curvas histeréticas de entrepiso del marco A del modelo E15Q4M2, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985

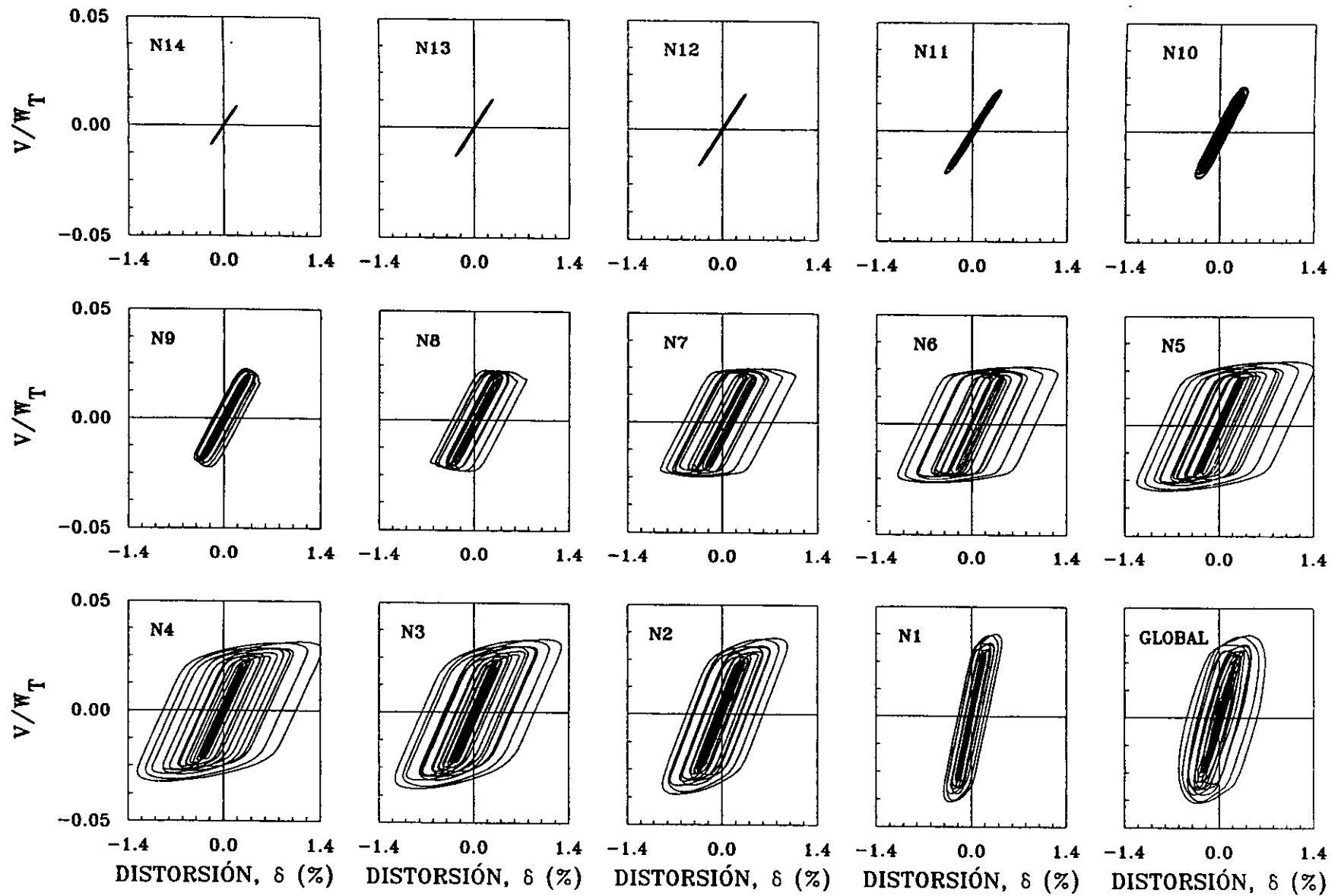


FIG 8.31 Curvas histeréticas de entrepiso del marco A del modelo E15Q4M2, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985 considerando sobrerresistencias.

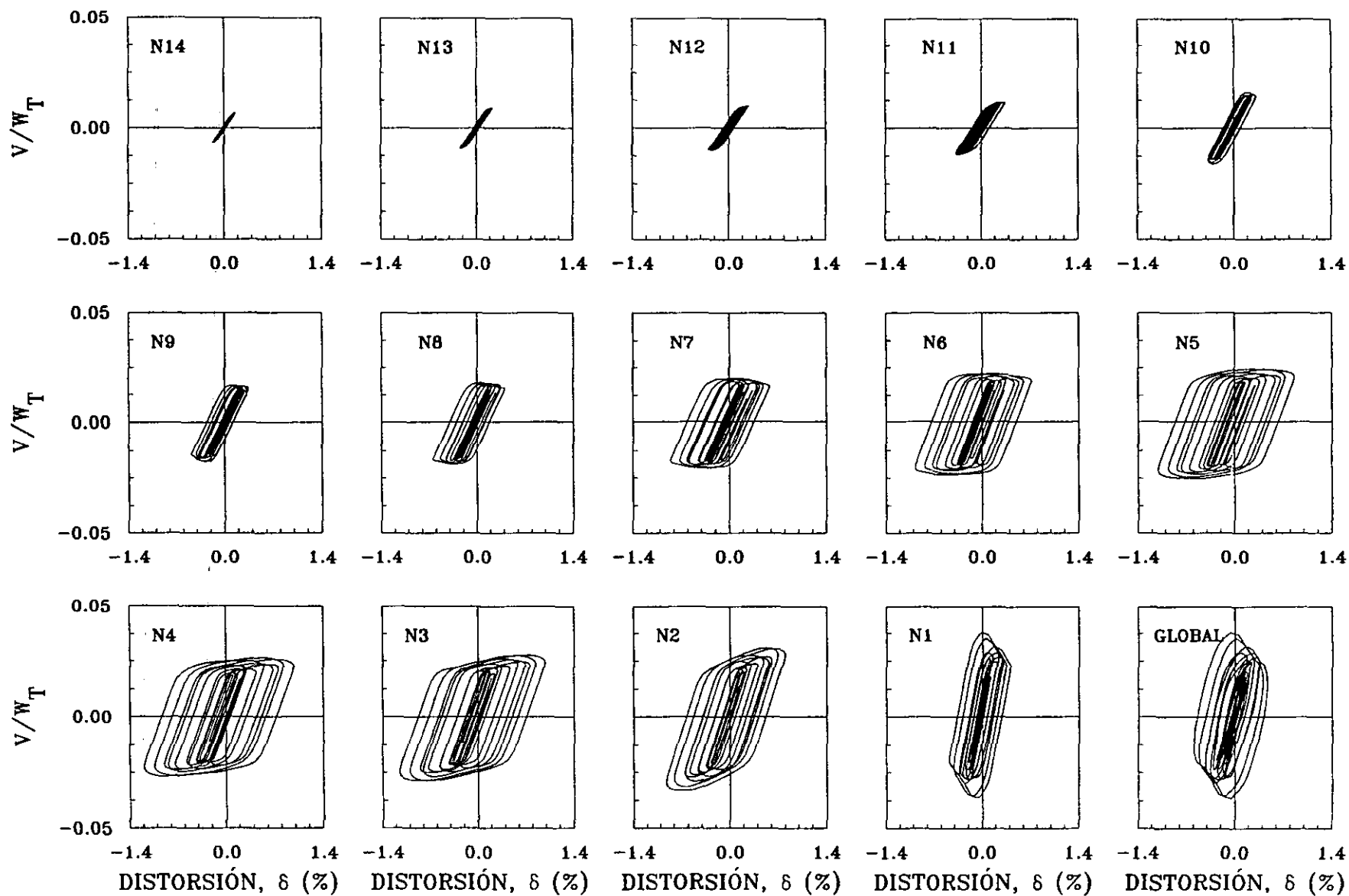


FIG. 8.32 Curvas histeréticas de entrepiso del marco 1 del modelo E15Q4M2, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985

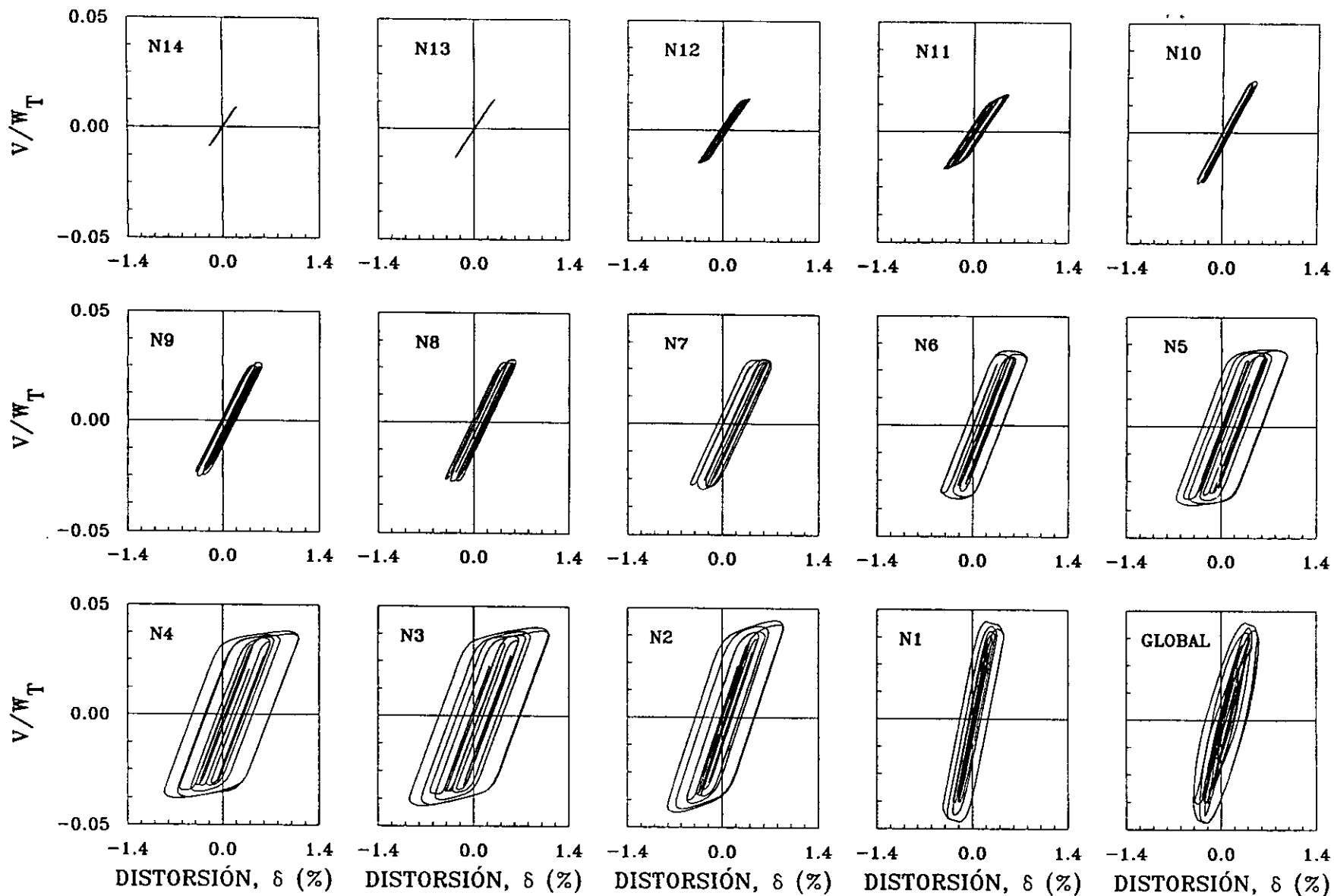


FIG 8.33 Curvas histeréticas de entrepiso del marco 1 del modelo E15Q4M2, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985 considerando sobrerresistencias.

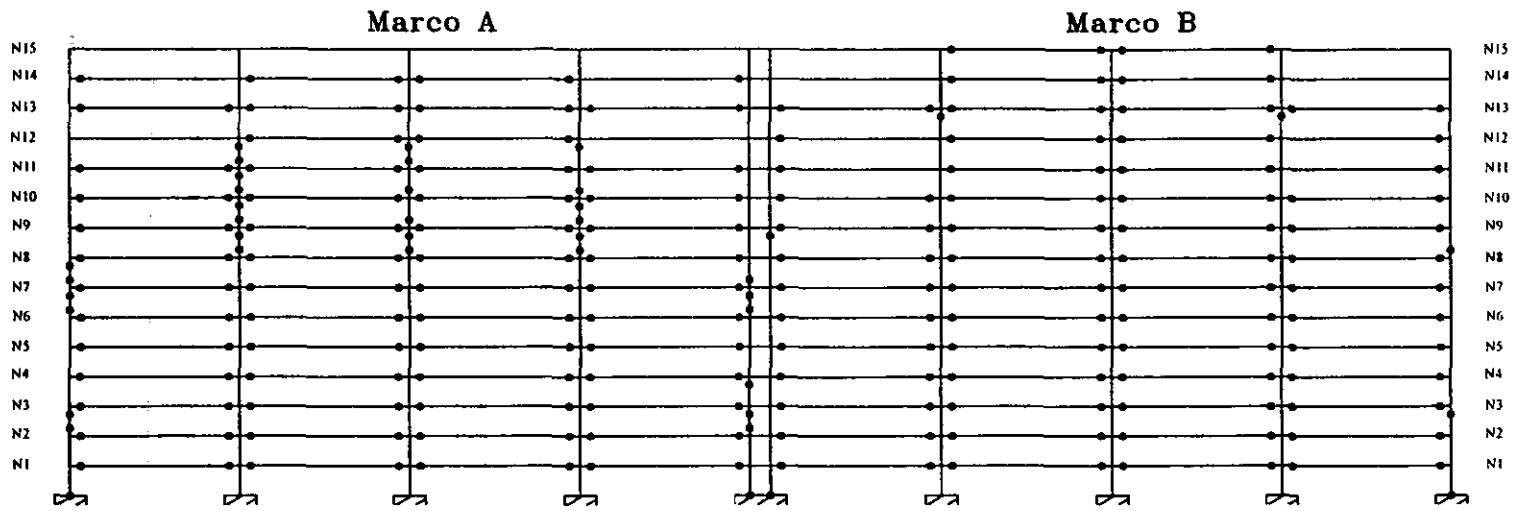


FIG 8.34 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M2 dirección x, acel SCT85-EW, considerando resistencias nominales

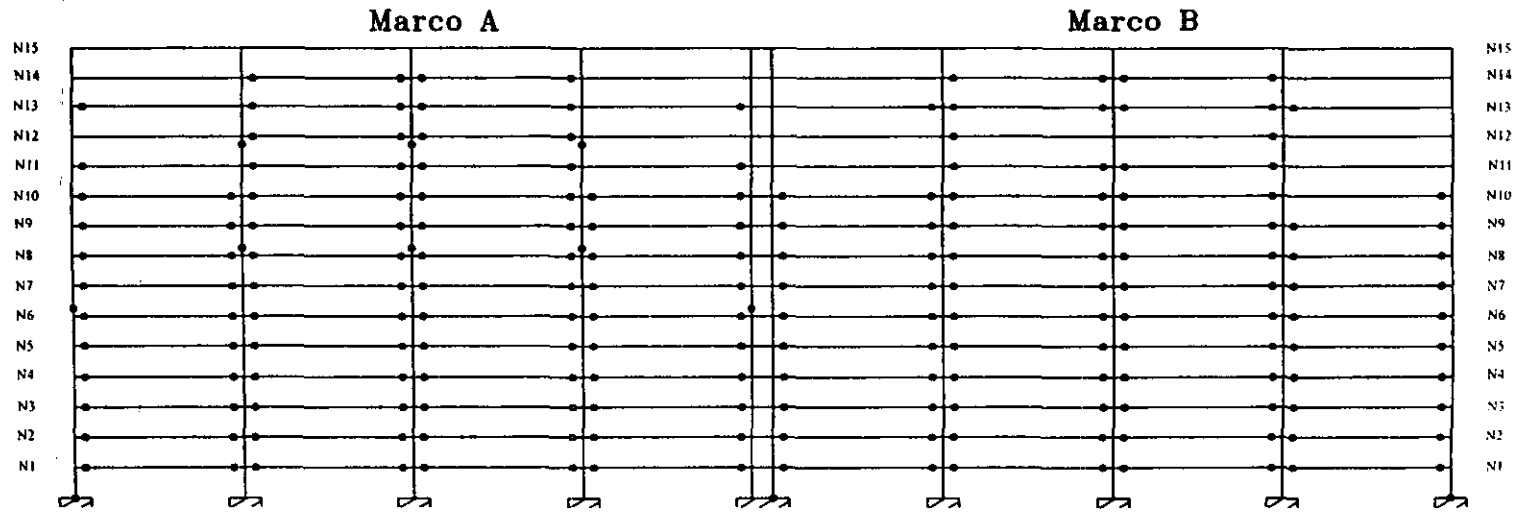


FIG 8.35 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M2 dirección x, acel SCT85-EW, considerando sobrerresistencias

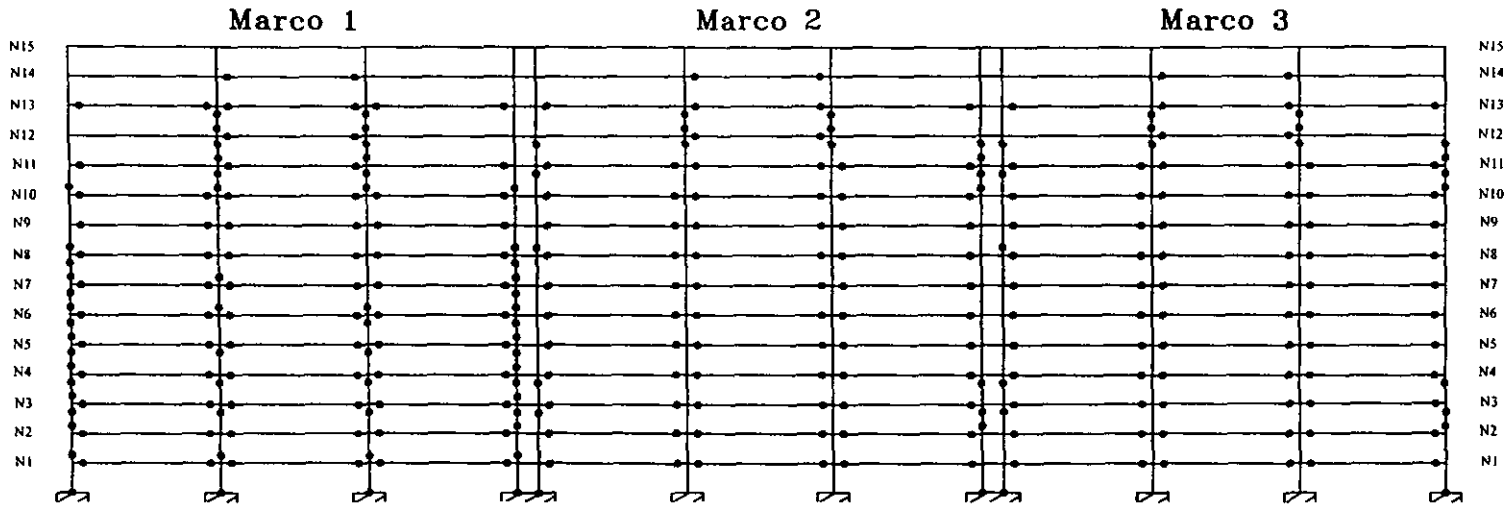


FIG 8.36 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M2 dirección y, acel SCT85-EW, considerando resistencias nominales

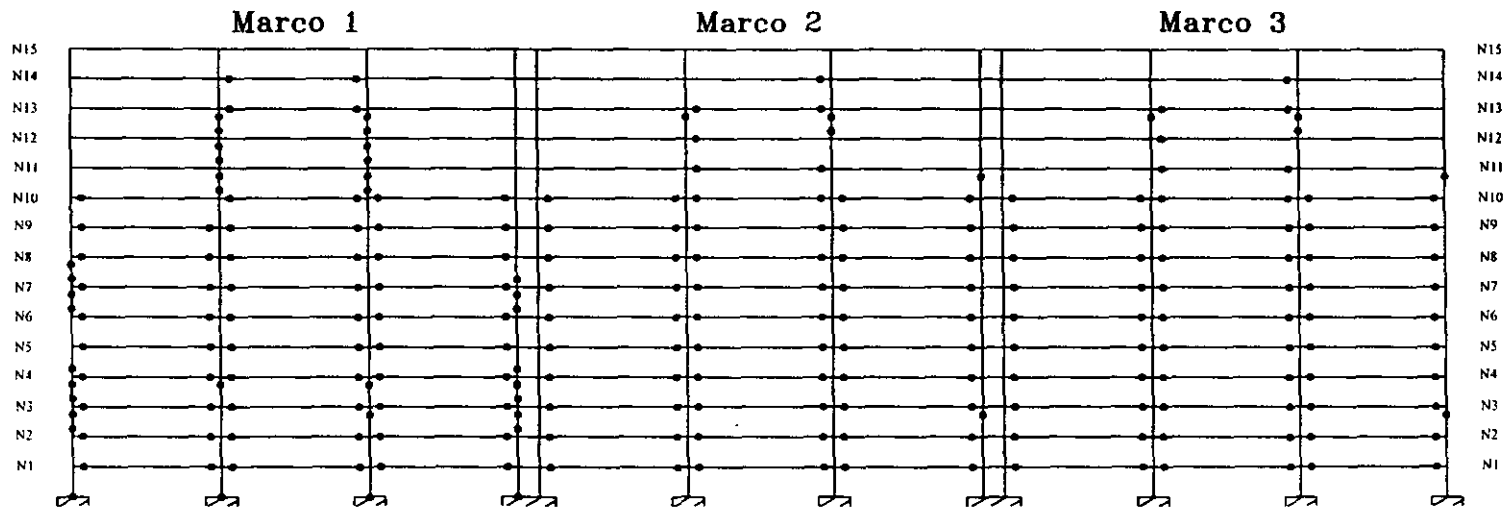
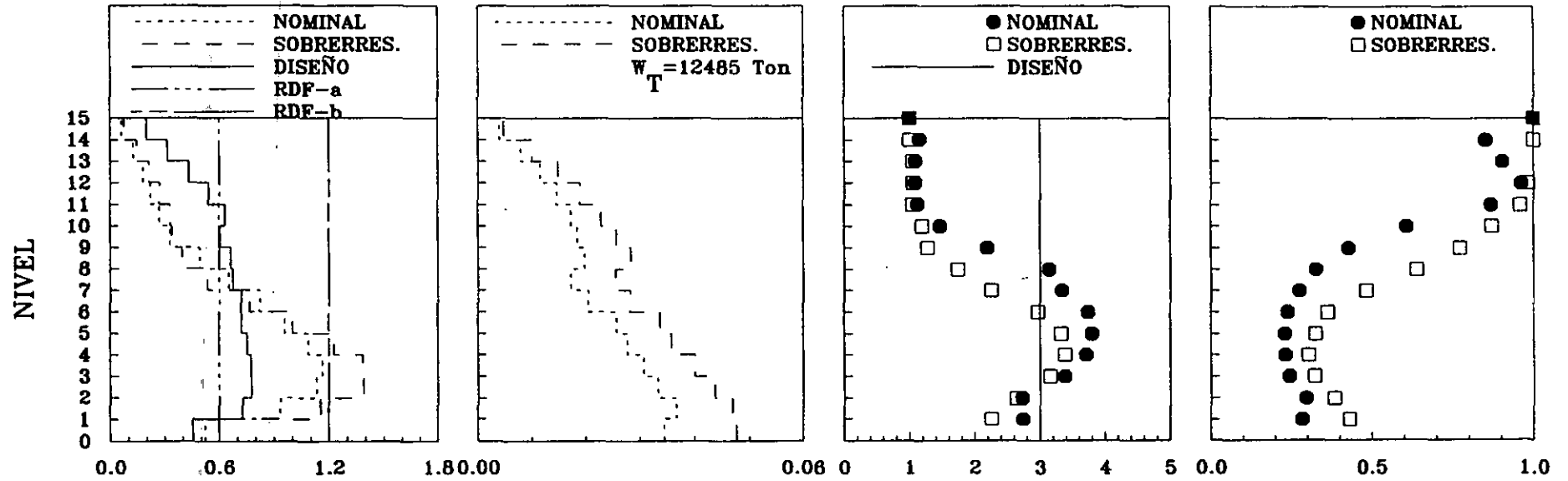


FIG 8.37 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M2 dirección y, acel SCT85-EW, considerando sobrerresistencias

ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO A



ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO B

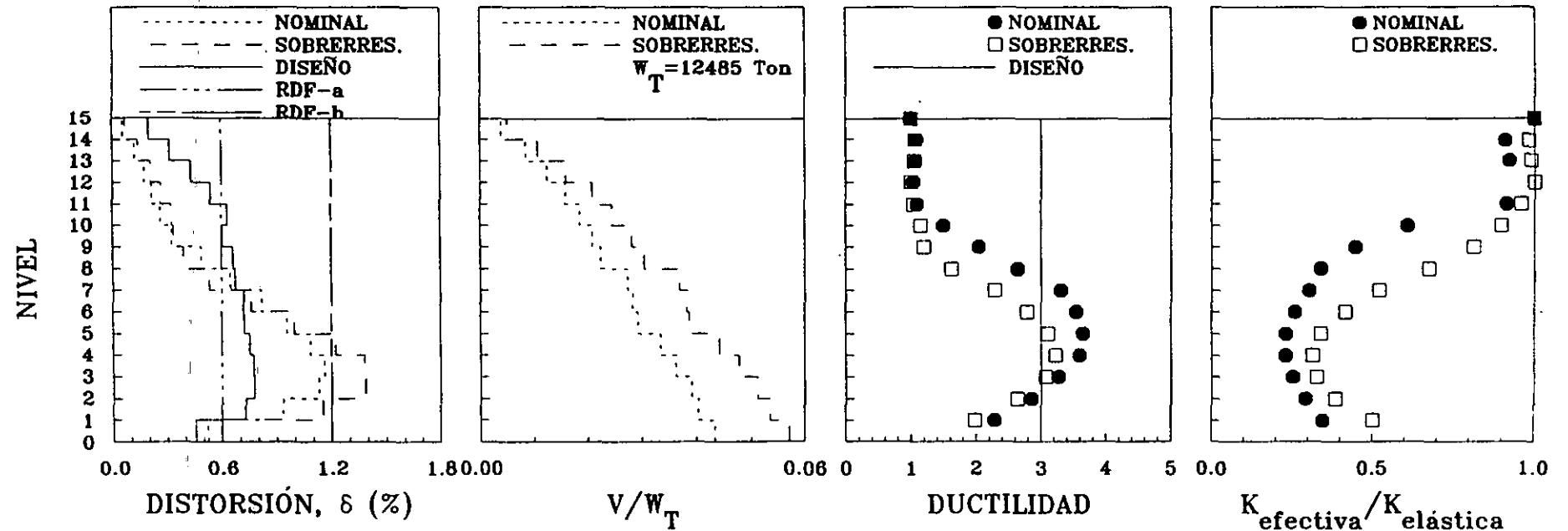
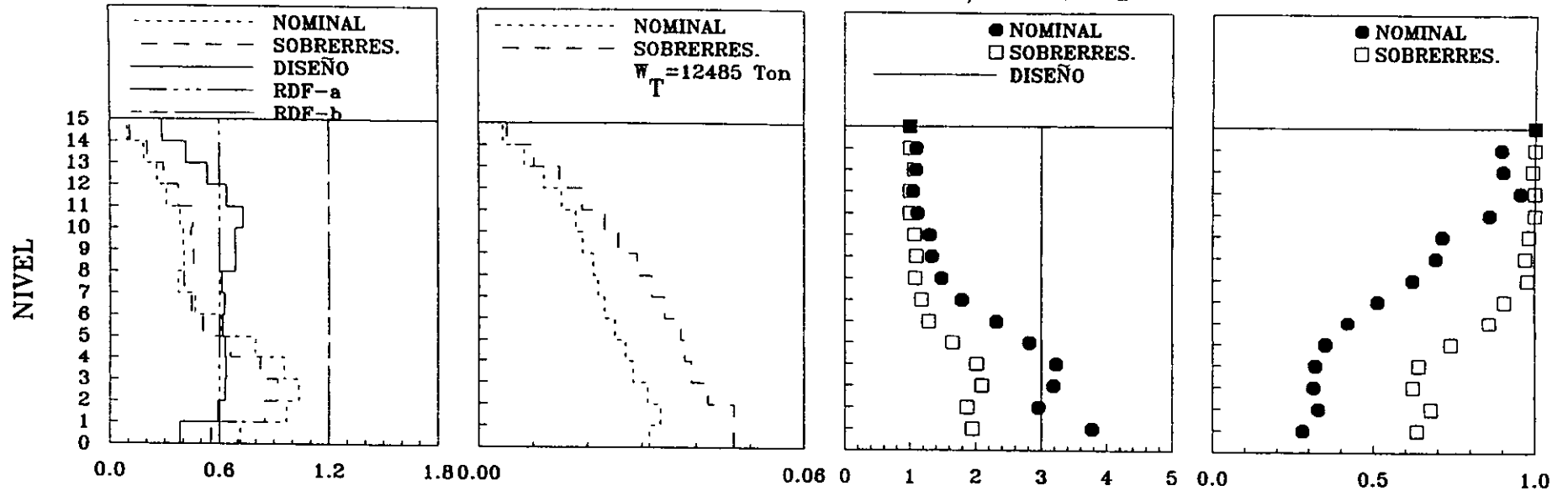


FIG 8.38 Envolturas de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos A y B, modelo E15Q3M1, acel SCT85-EW,

ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO 1



ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO 2

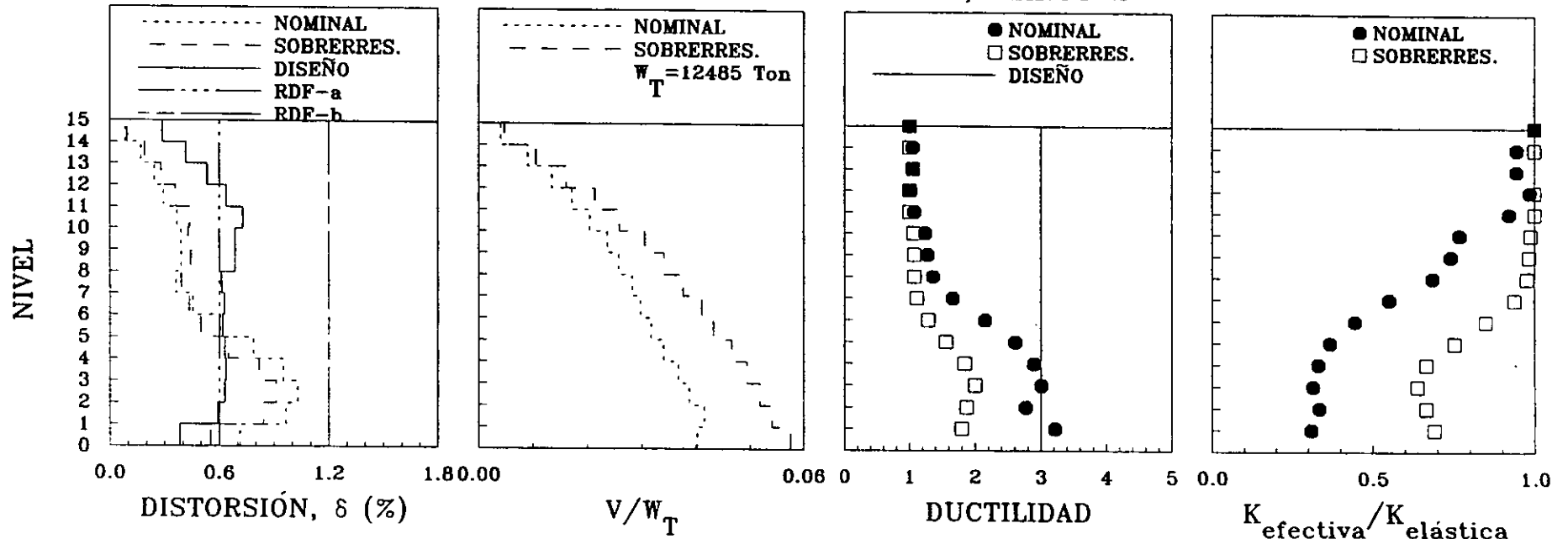
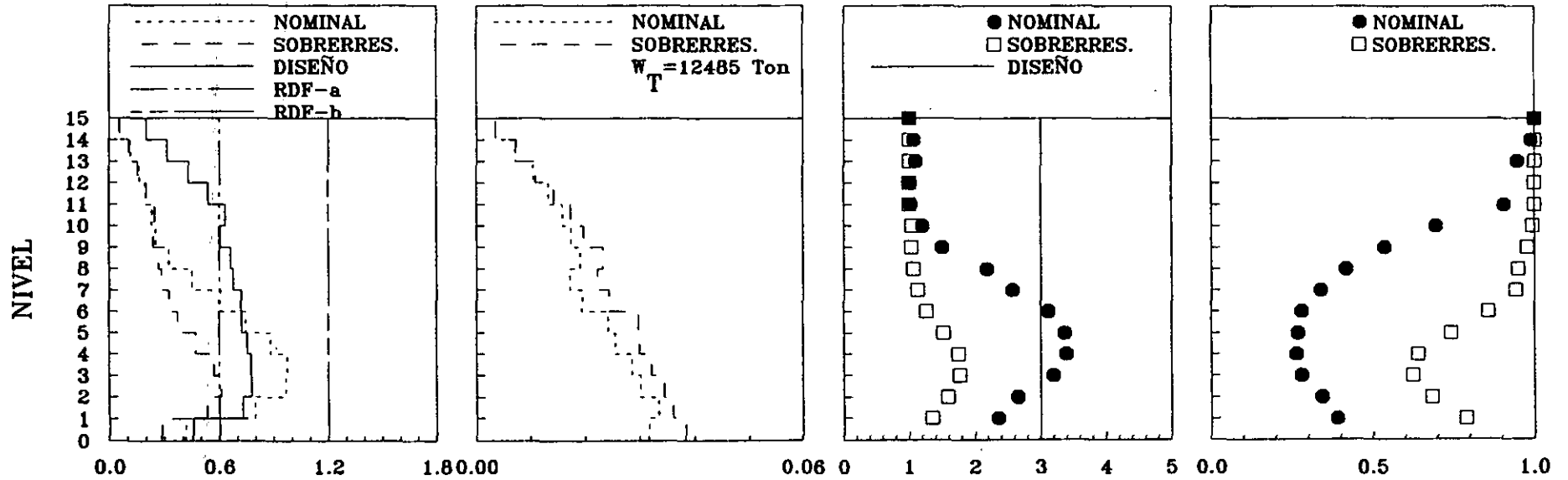


FIG 8.39 Envolventes de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos 1 y 2, modelo E15Q3M1, acel SCT85-EW

ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO A



ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO B

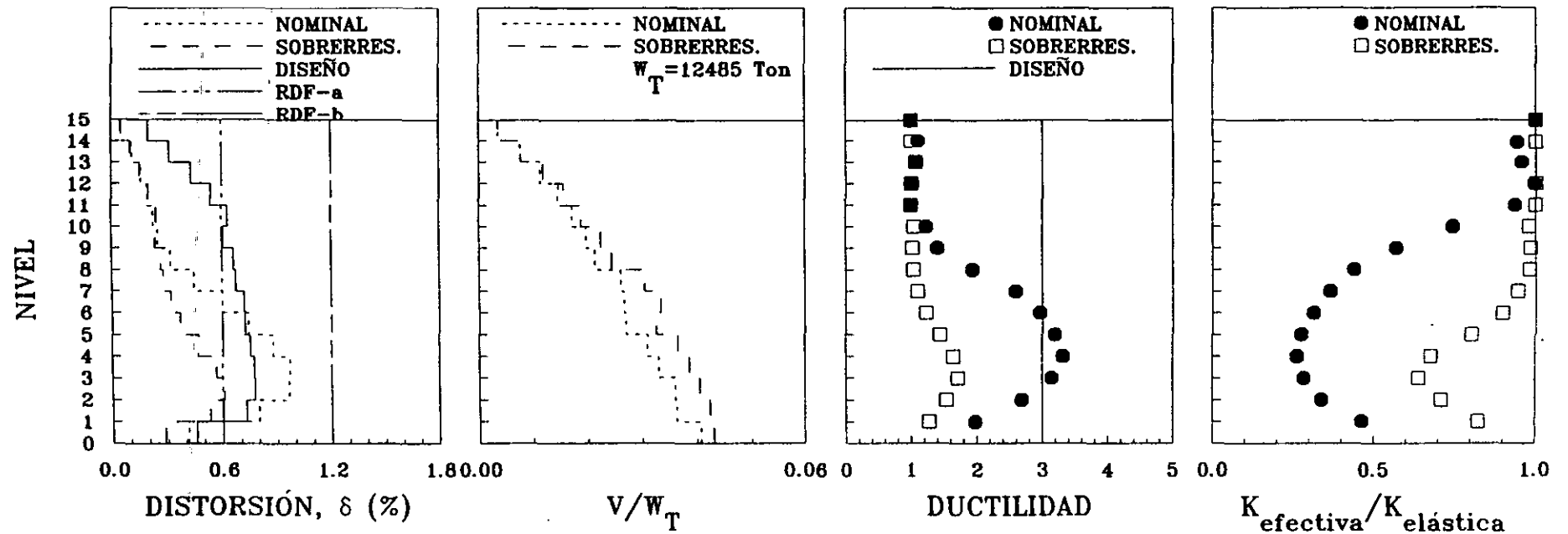
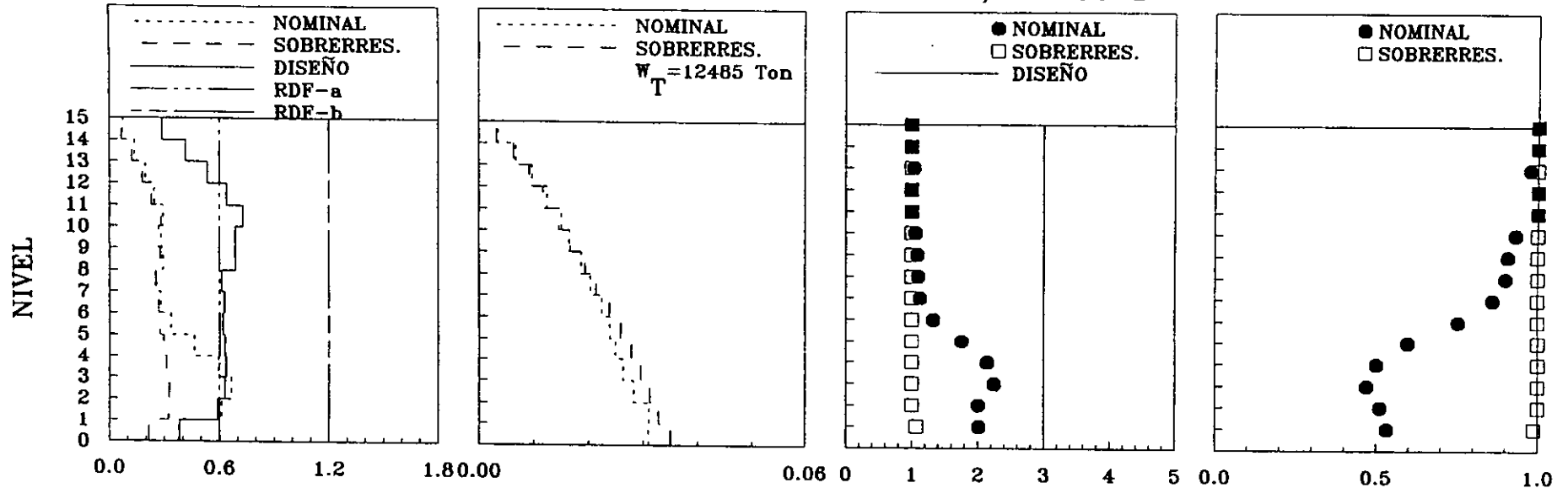


FIG 8.40 Envolturas de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos A y B, modelo E15Q3M1, acél TBOM85-NS,

ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO 1



ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO 2

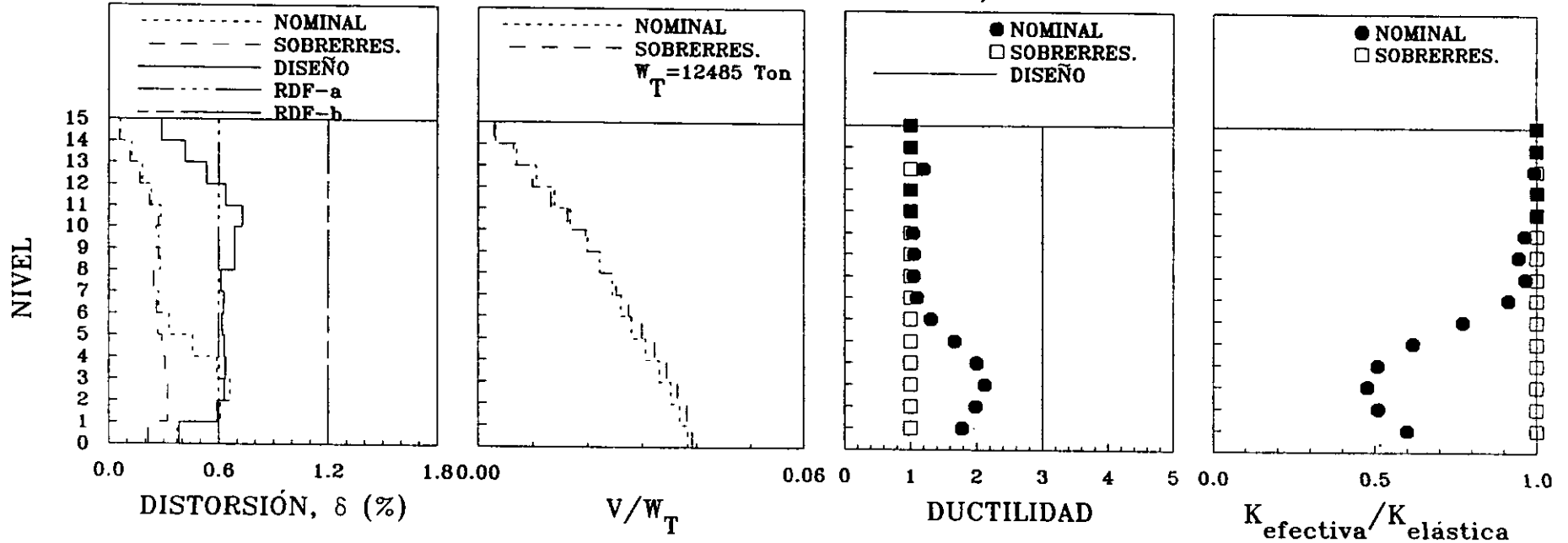


FIG 8.41 Envolventes de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos 1 y 2, modelo E15Q3M1, acel TBOM85-NS

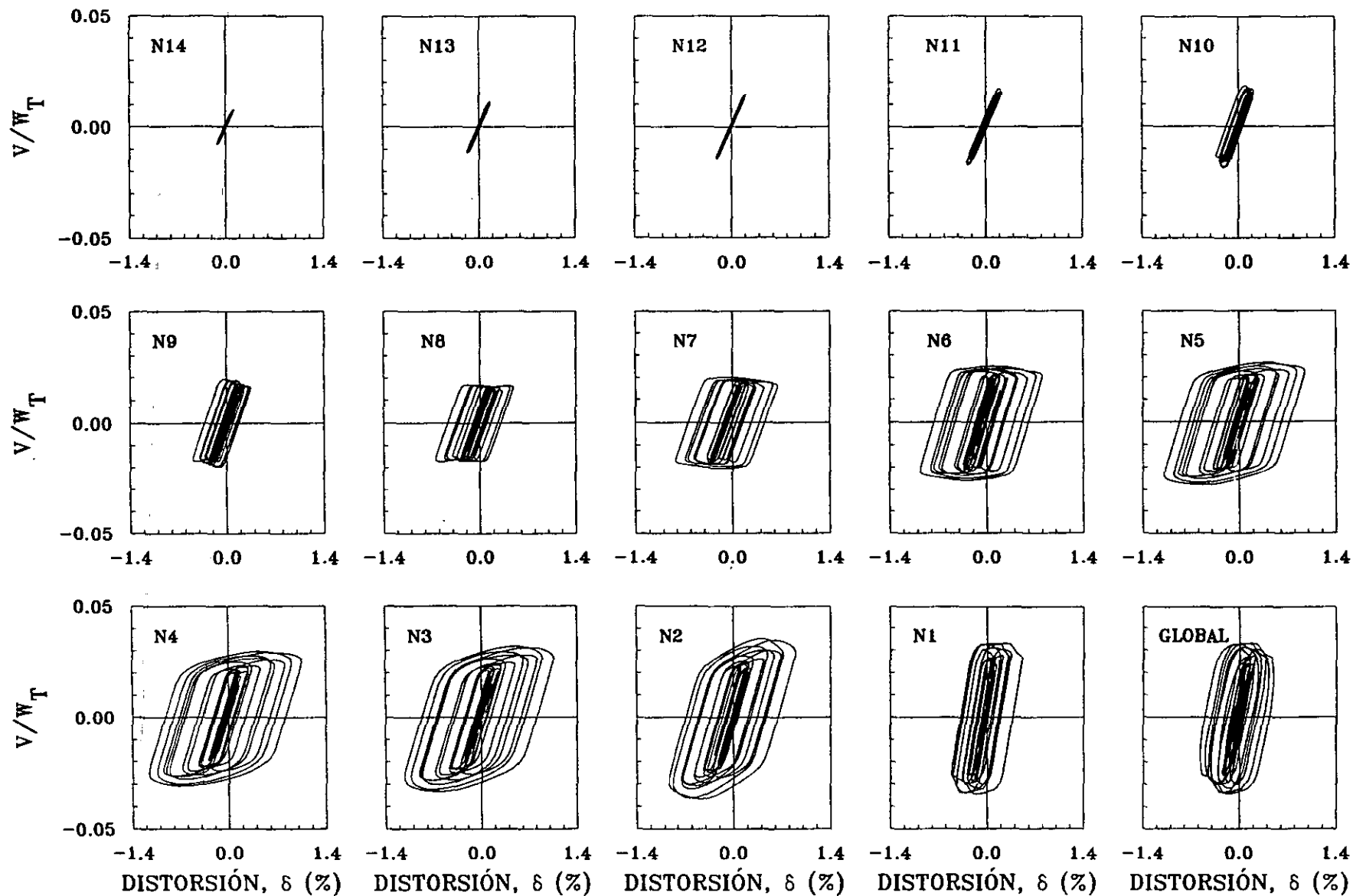


FIG 8.42 Curvas histeréticas de entrepiso del marco A del modelo E15Q3M1, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985

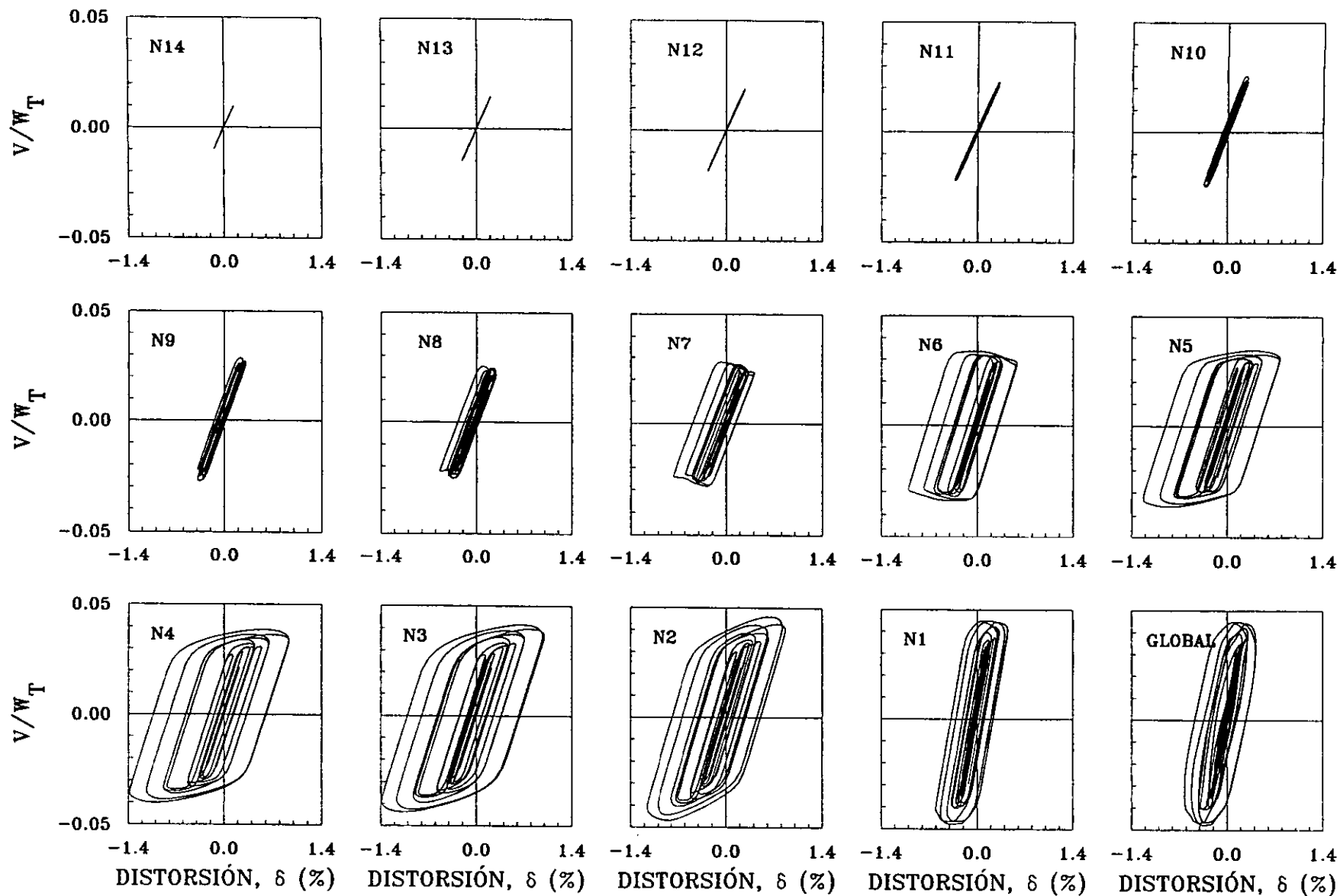


FIG 8.43 Curvas histeréticas de entrepiso del marco A del modelo E15Q3M1, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985 considerando sobrerresistencias.

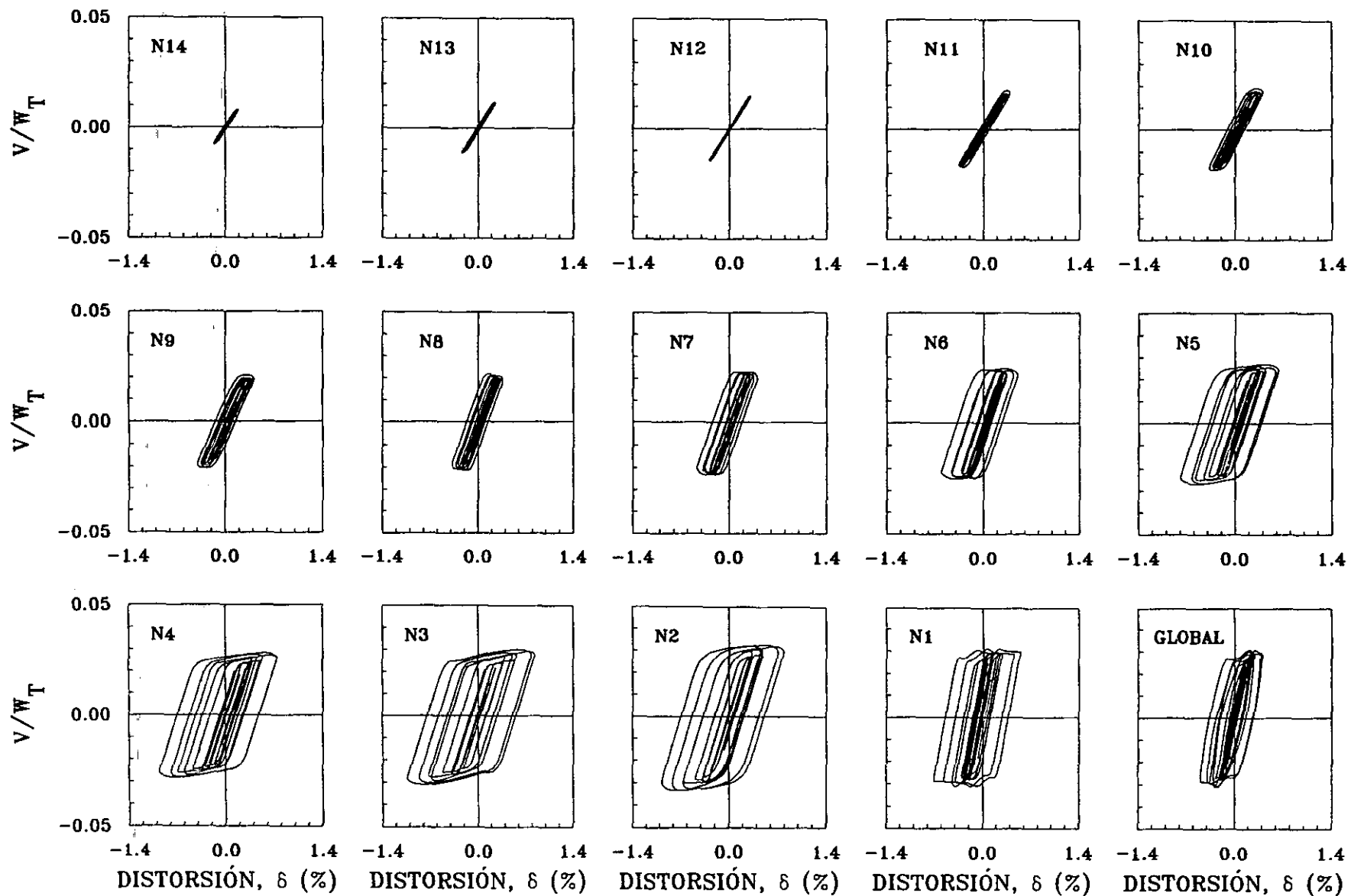


FIG 8.44 Curvas histeréticas de entrepiso del marco 1 del modelo E15Q3M1, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985

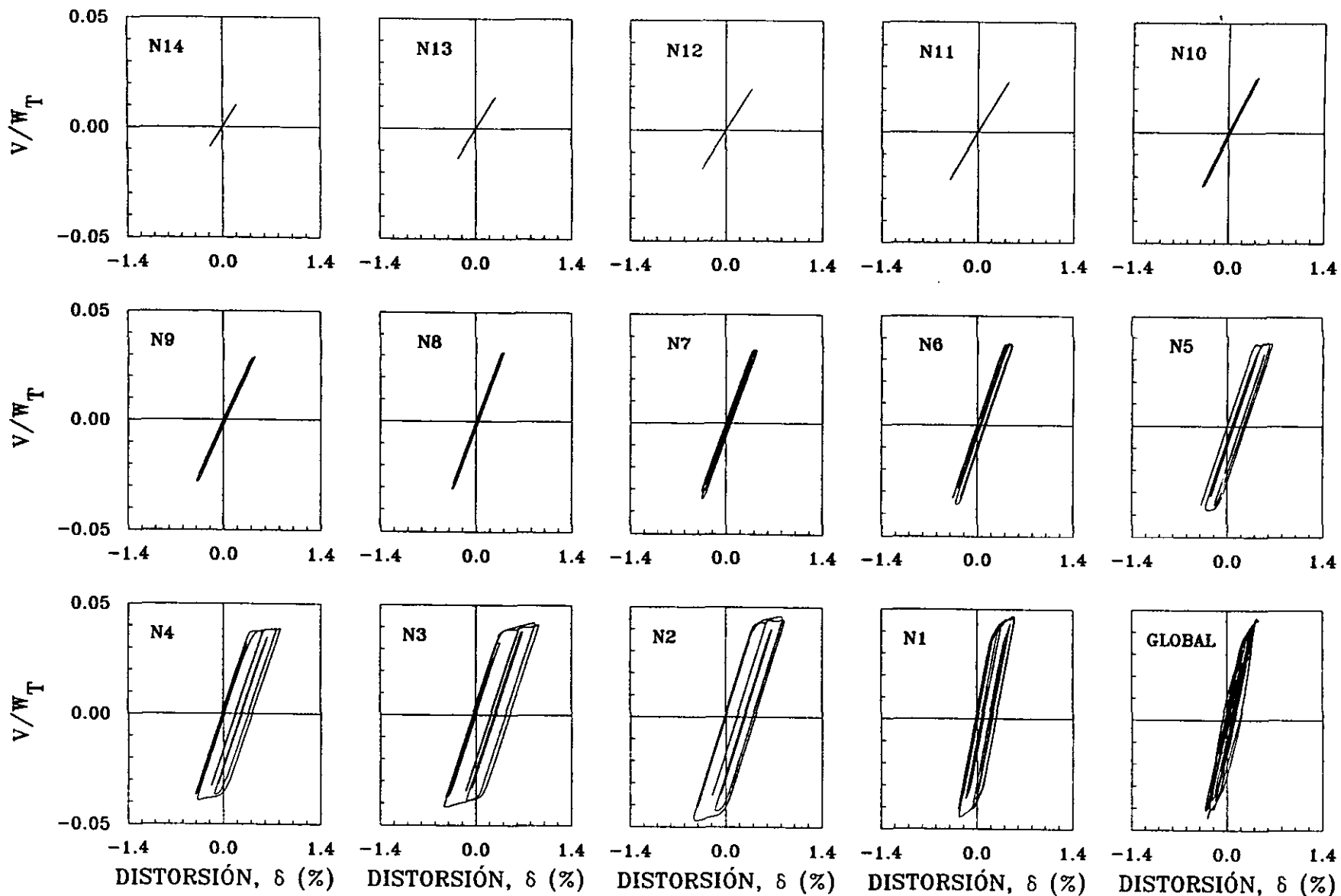


FIG 8.45 Curvas histeréticas de entrepiso del marco 1 del modelo E15Q3M1, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985 considerando sobrerresistencias.

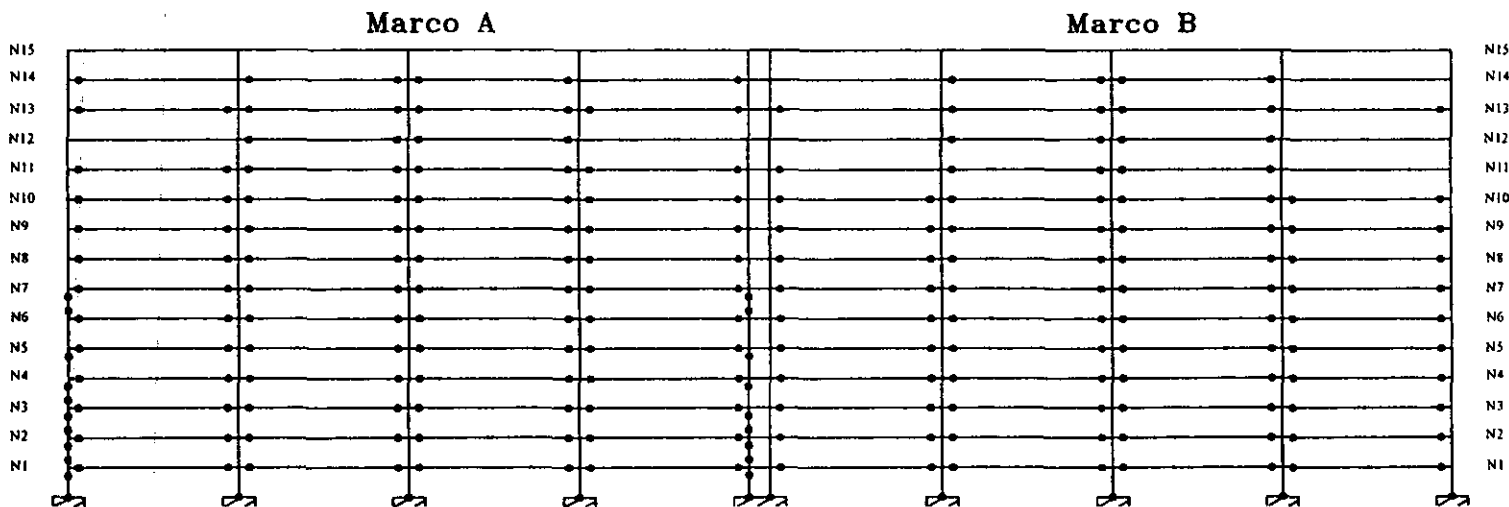


FIG 8.46 Mapa de fluencias del modelo E15Q3M1 dirección x, acél SCT85-EW, considerando resistencias nominales

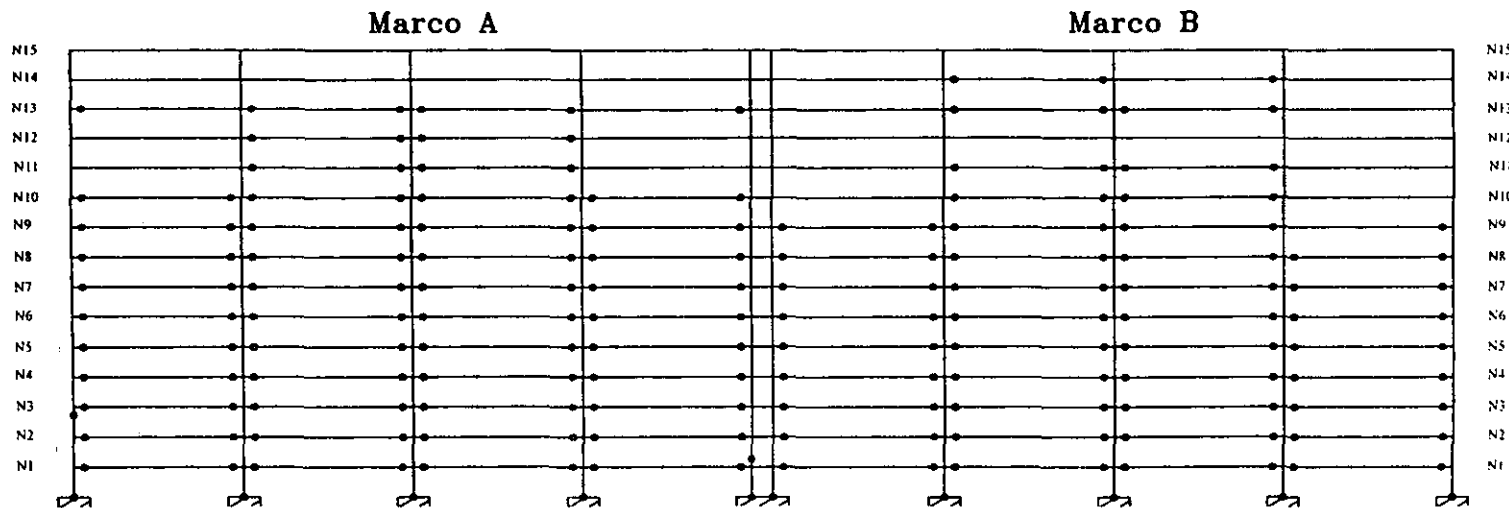


FIG 8.47 Mapa de fluencias del modelo E15Q3M1 dirección x, acél SCT85-EW, considerando sobrerresistencias

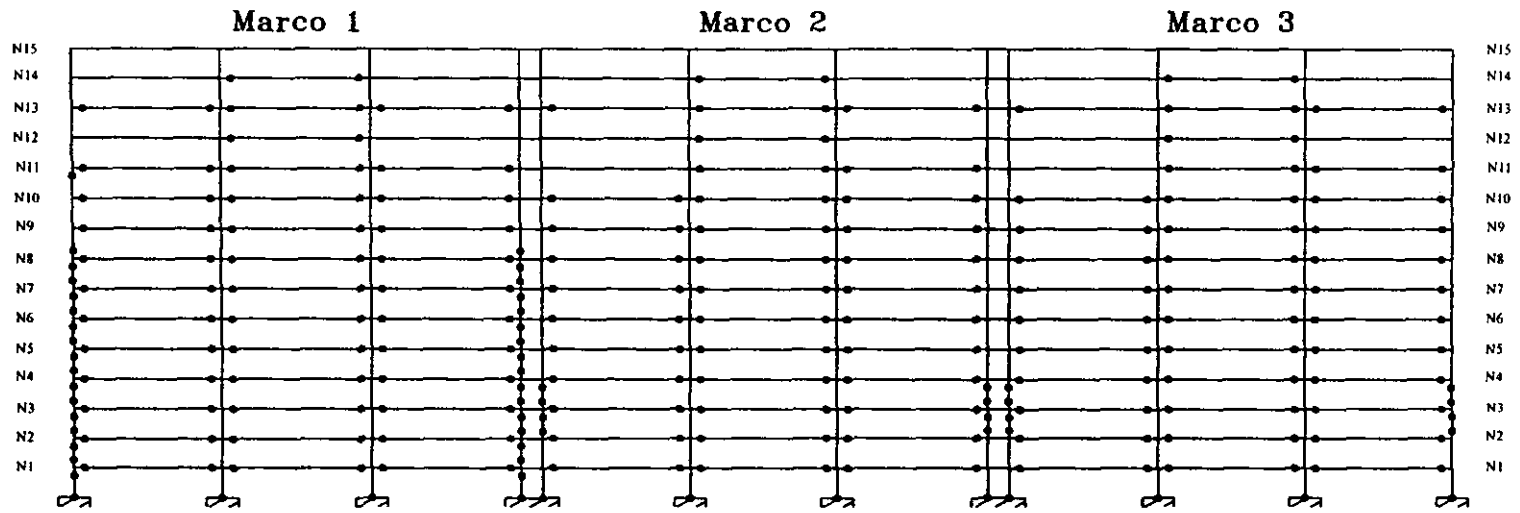


FIG 8.48 Mapa de fluencias del modelo E15Q3M1 dirección y, acél SCT85-EW, considerando resistencias nominales

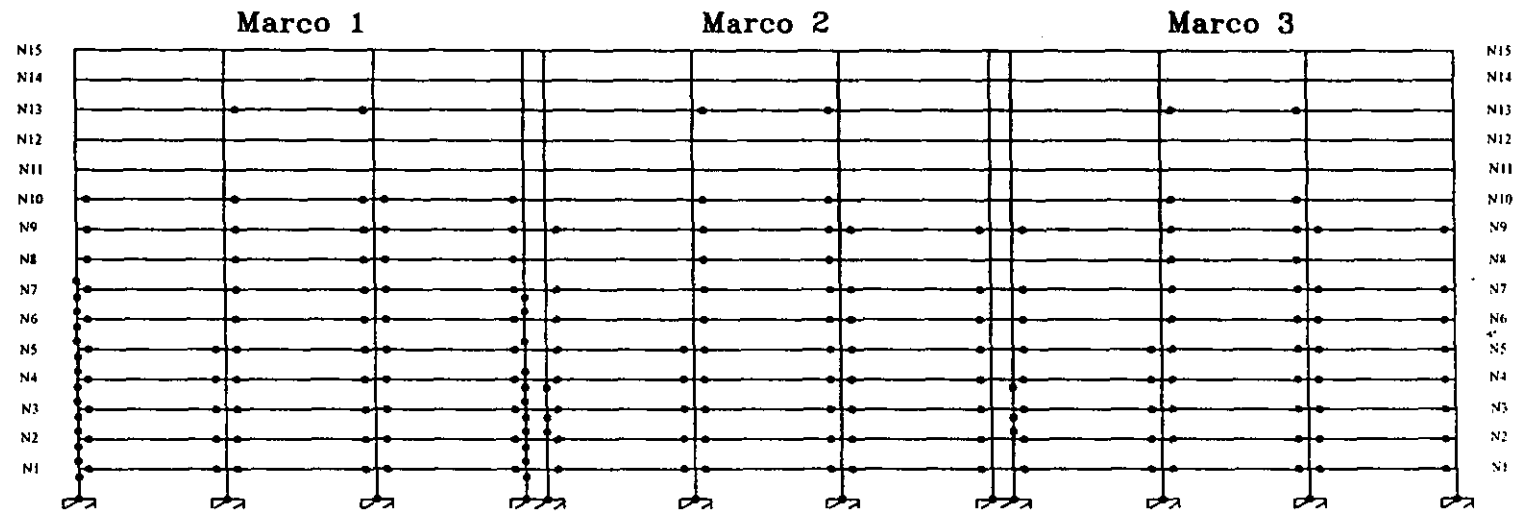
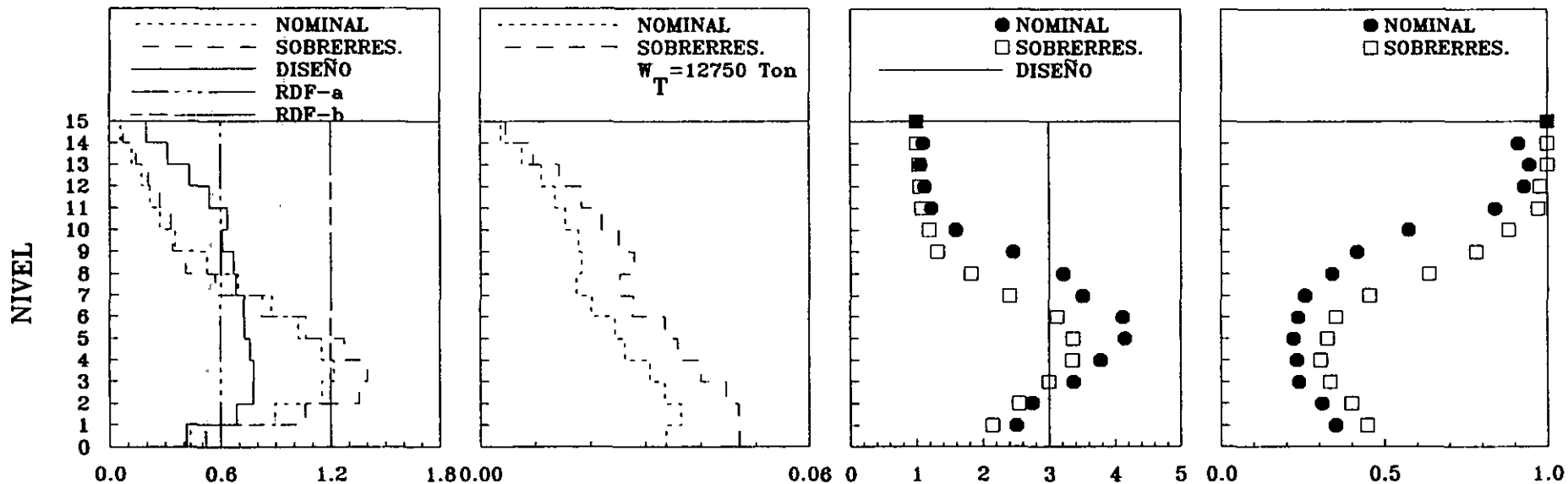


FIG 8.49 Mapa de fluencias del modelo E15Q3M1 dirección y, acél SCT85-EW, considerando sobrerresistencias

ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO A



ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO B

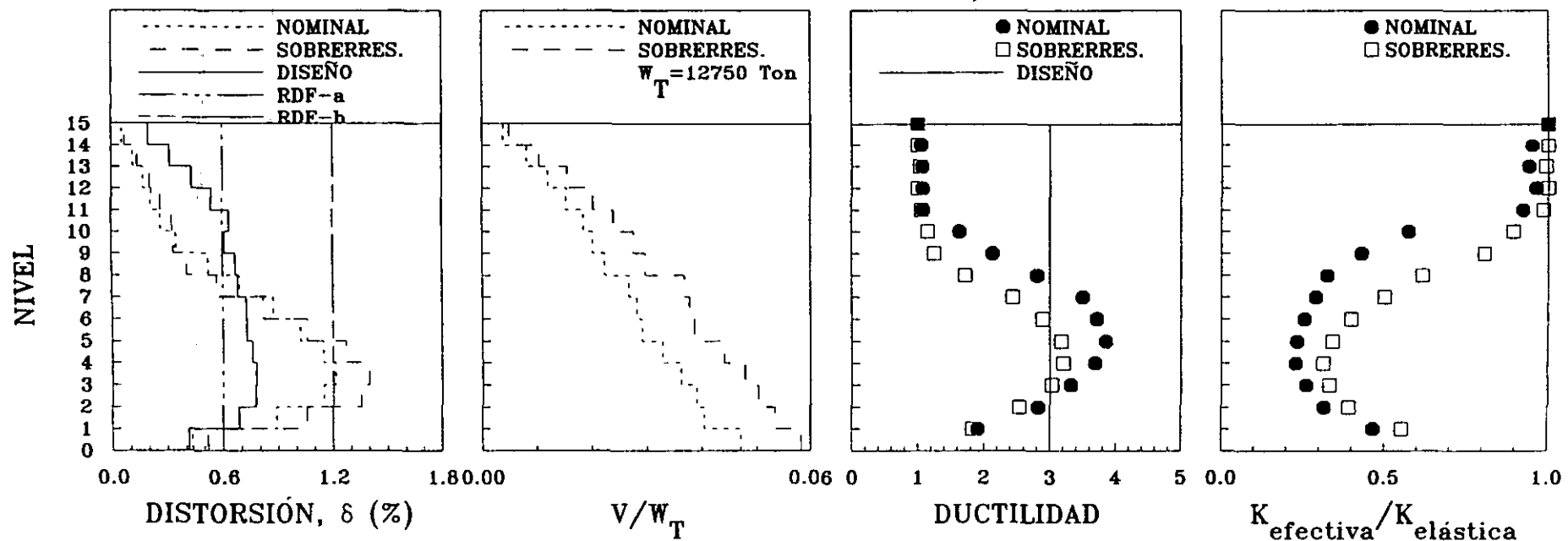
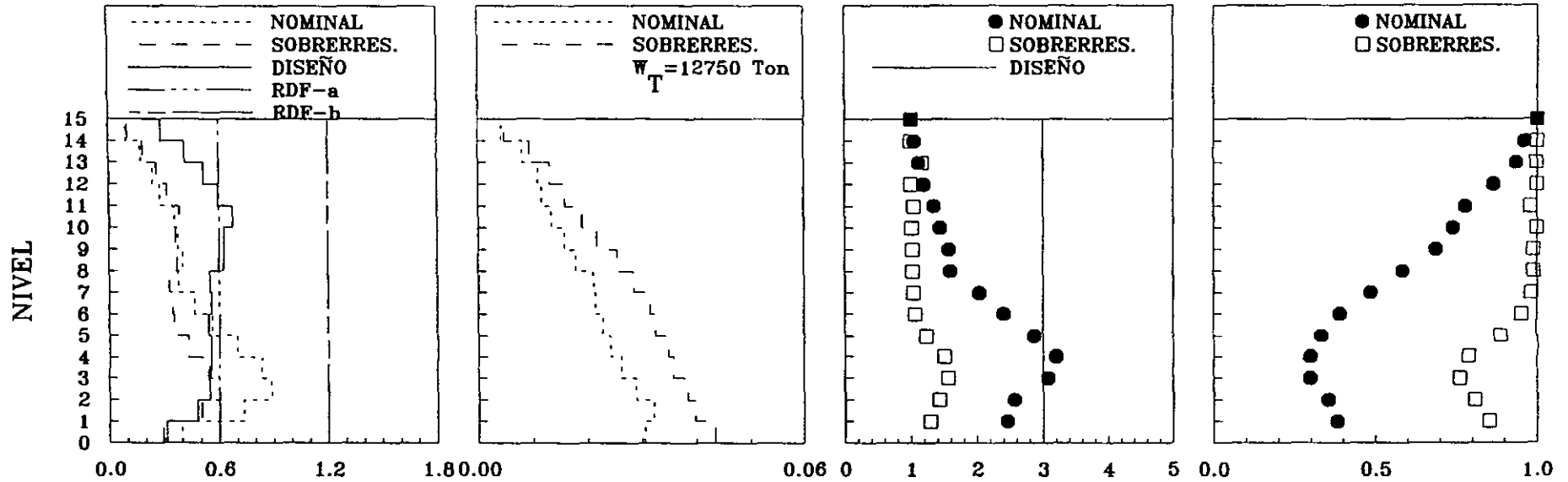


FIG 8.50 Envolturas de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos A y B, modelo E15Q3M2, acel. SCT85-EW

ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO 1



ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO 2

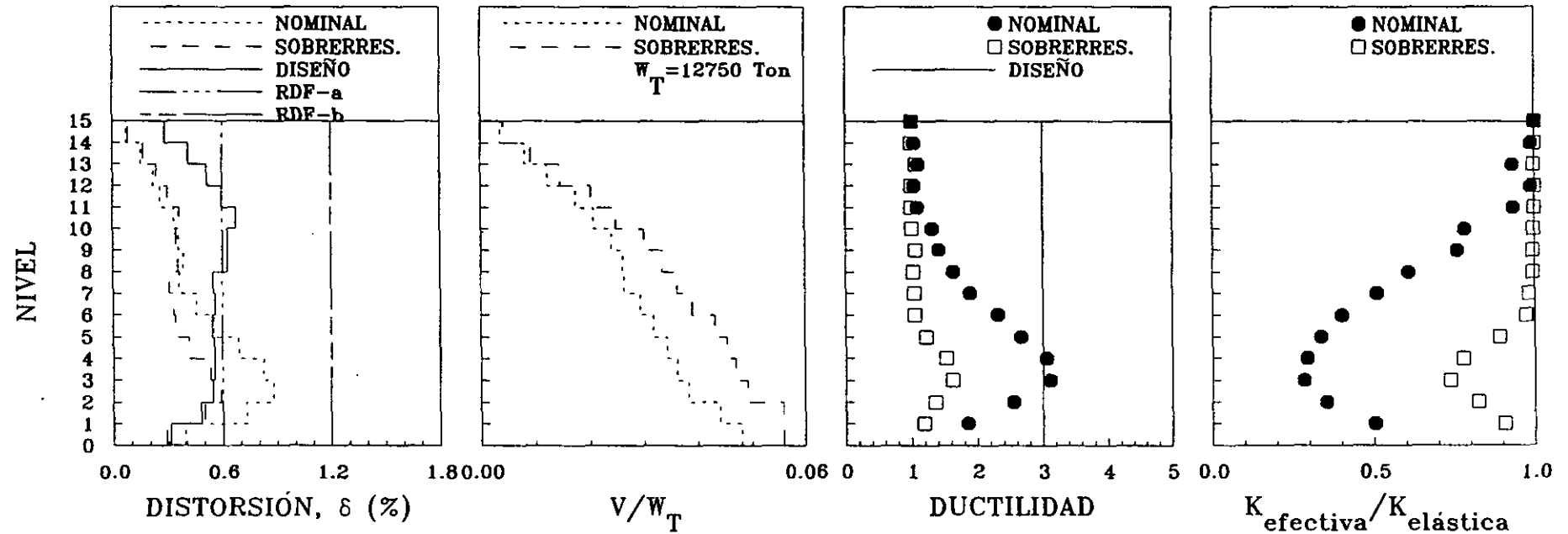
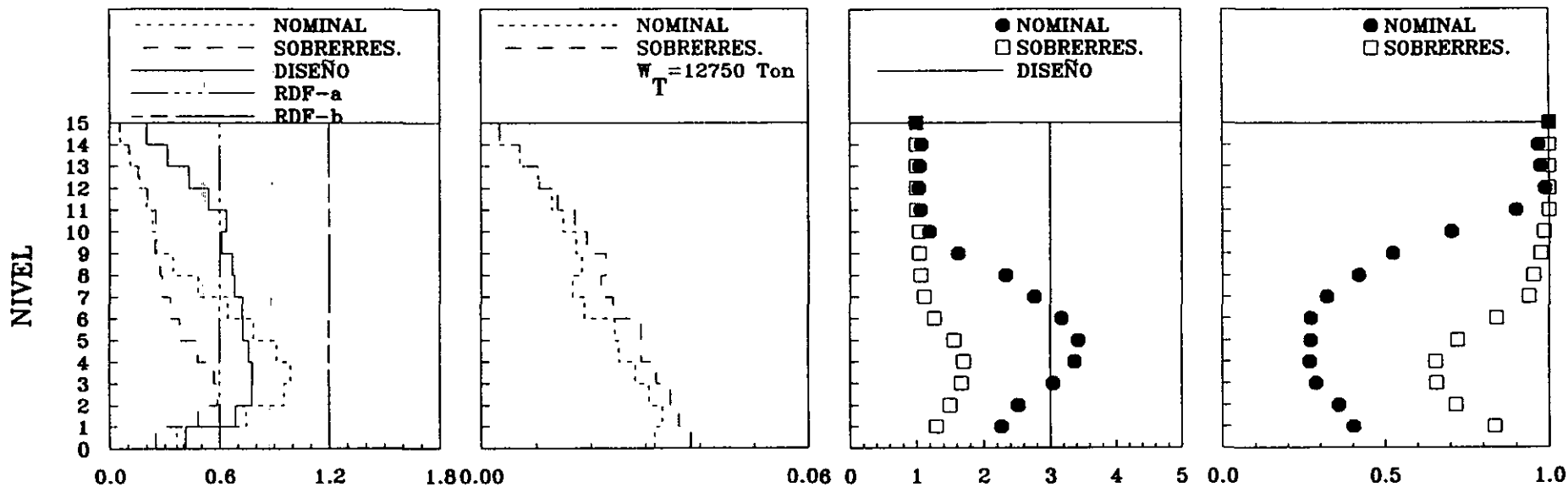


FIG 8.51 Envoltentes de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos 1 y 2, modelo E15Q3M2, acel SCT85-EW

ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO A



ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO B

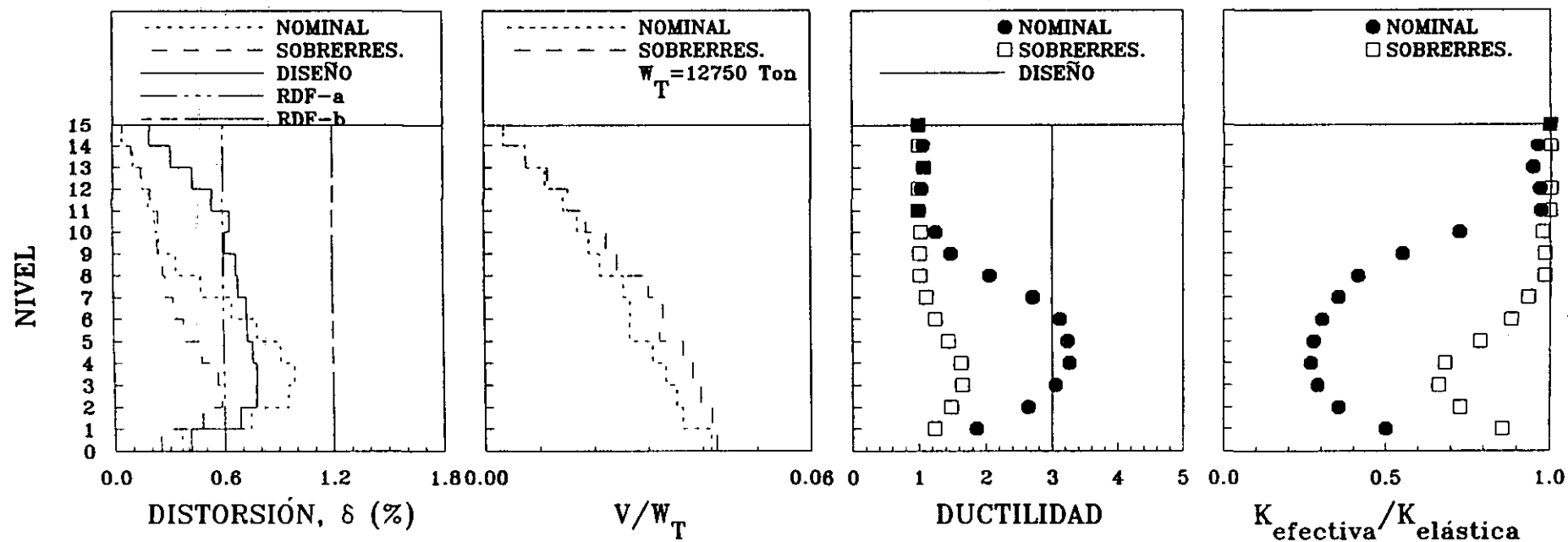
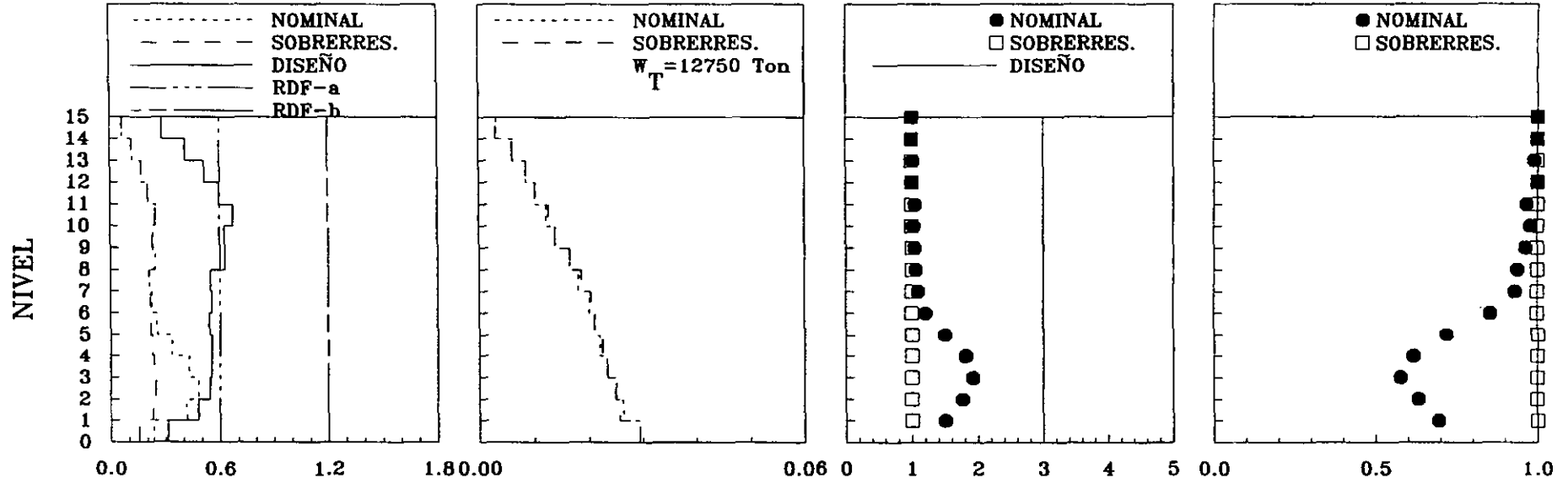


FIG 8.52 Envolturas de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos A y B, modelo E15Q3M2, acel TBOM85-NS

ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO 1



ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO 2

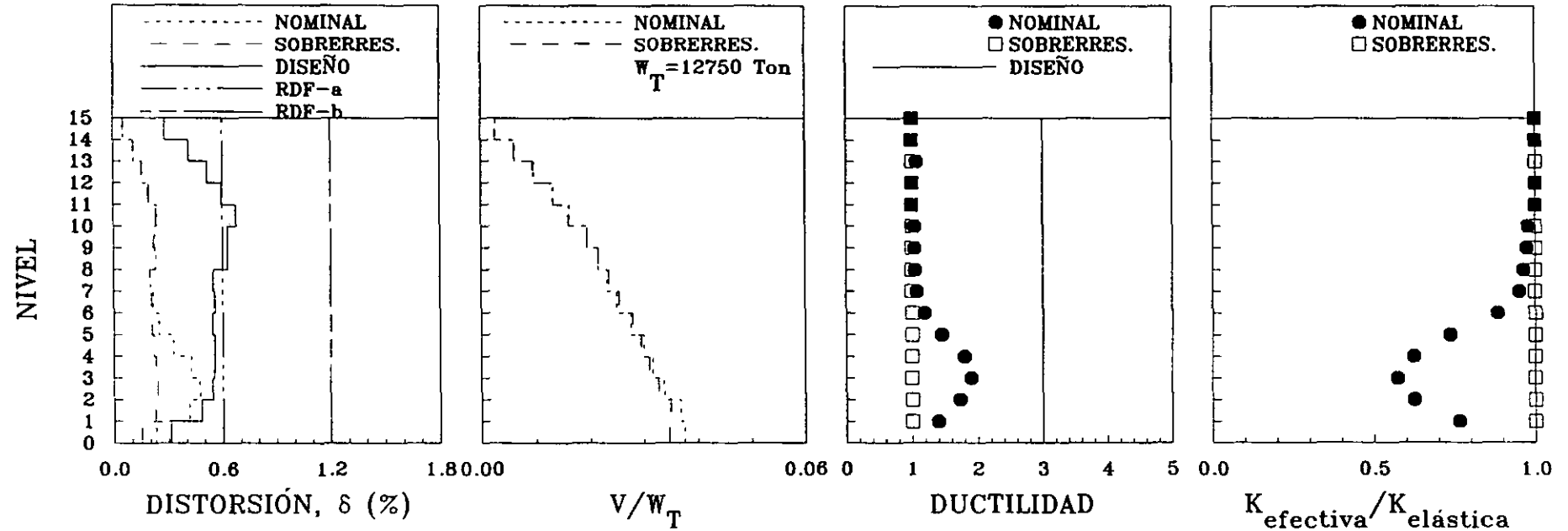


FIG 8.53 Envolventes de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos 1 y 2, modelo E15Q3M2, acel TBOM85-NS

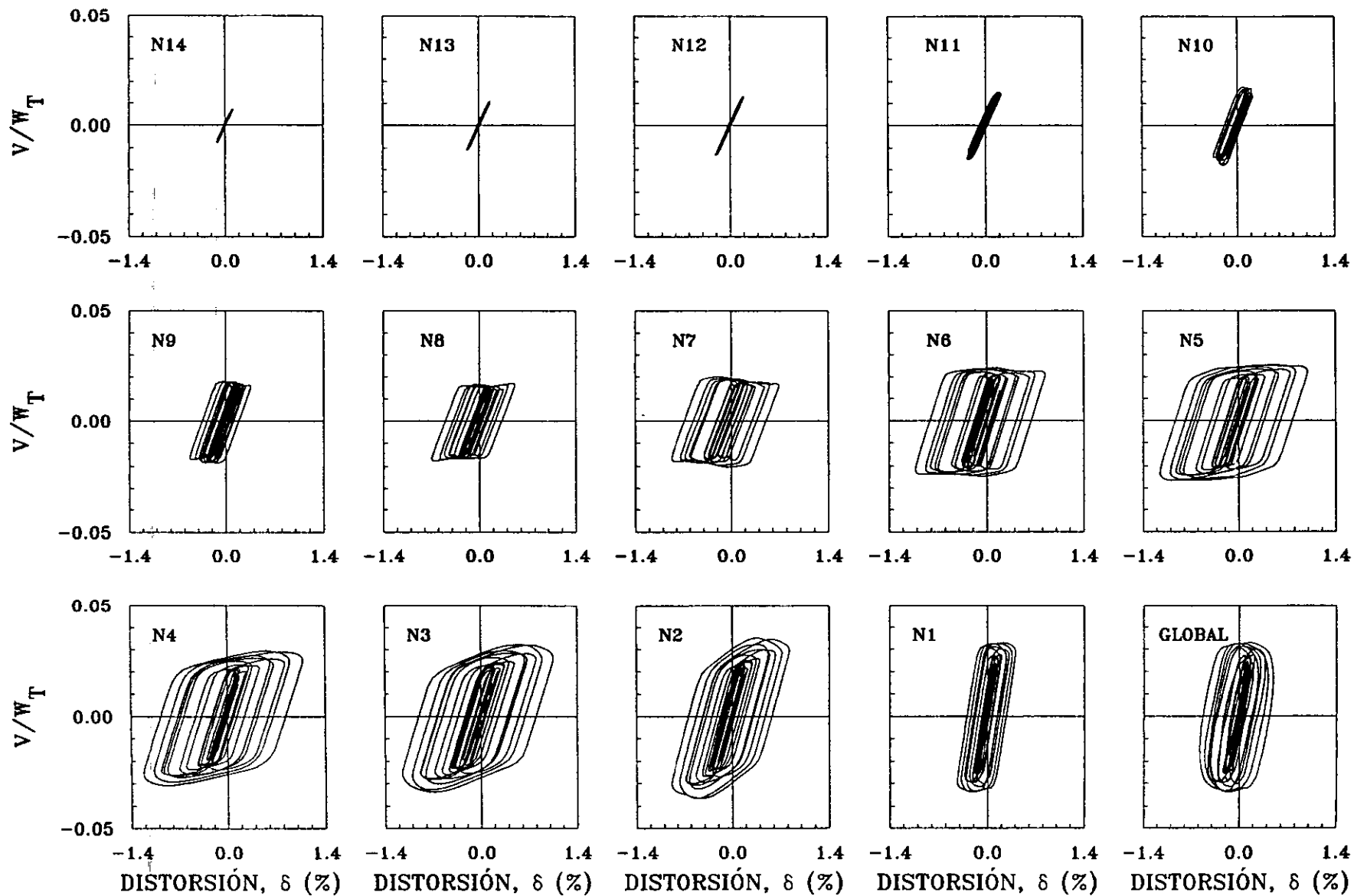


FIG 8.54 Curvas histeréticas de entrepiso del marco A del modelo E15Q3M2, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985

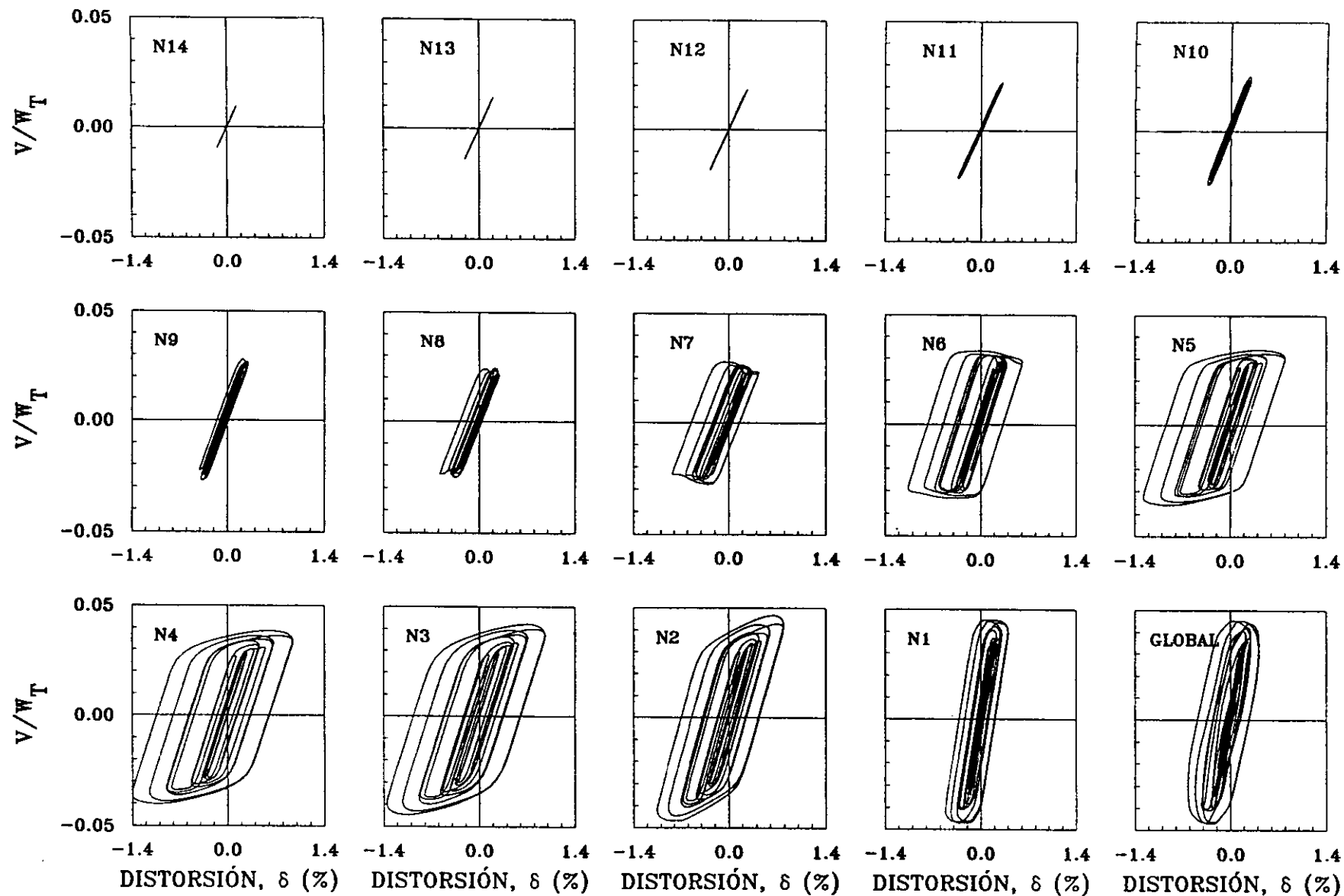


FIG 8.55 Curvas histeréticas de entrepiso del marco A del modelo E15Q3M2, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985 considerando sobrerresistencias.

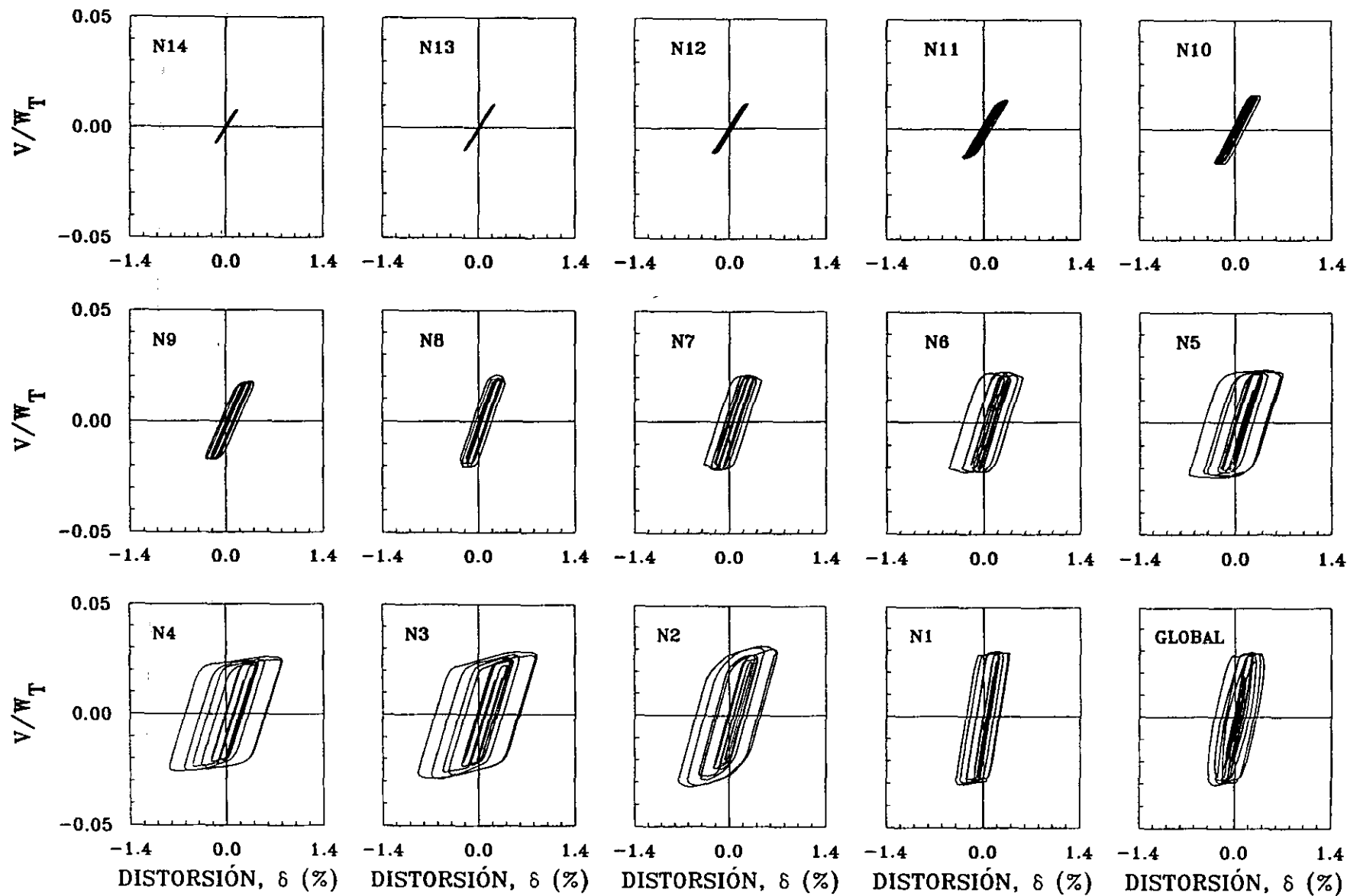


FIG. 8.56 Curvas histeréticas de entrepiso del marco 1 del modelo E15Q3M2, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985

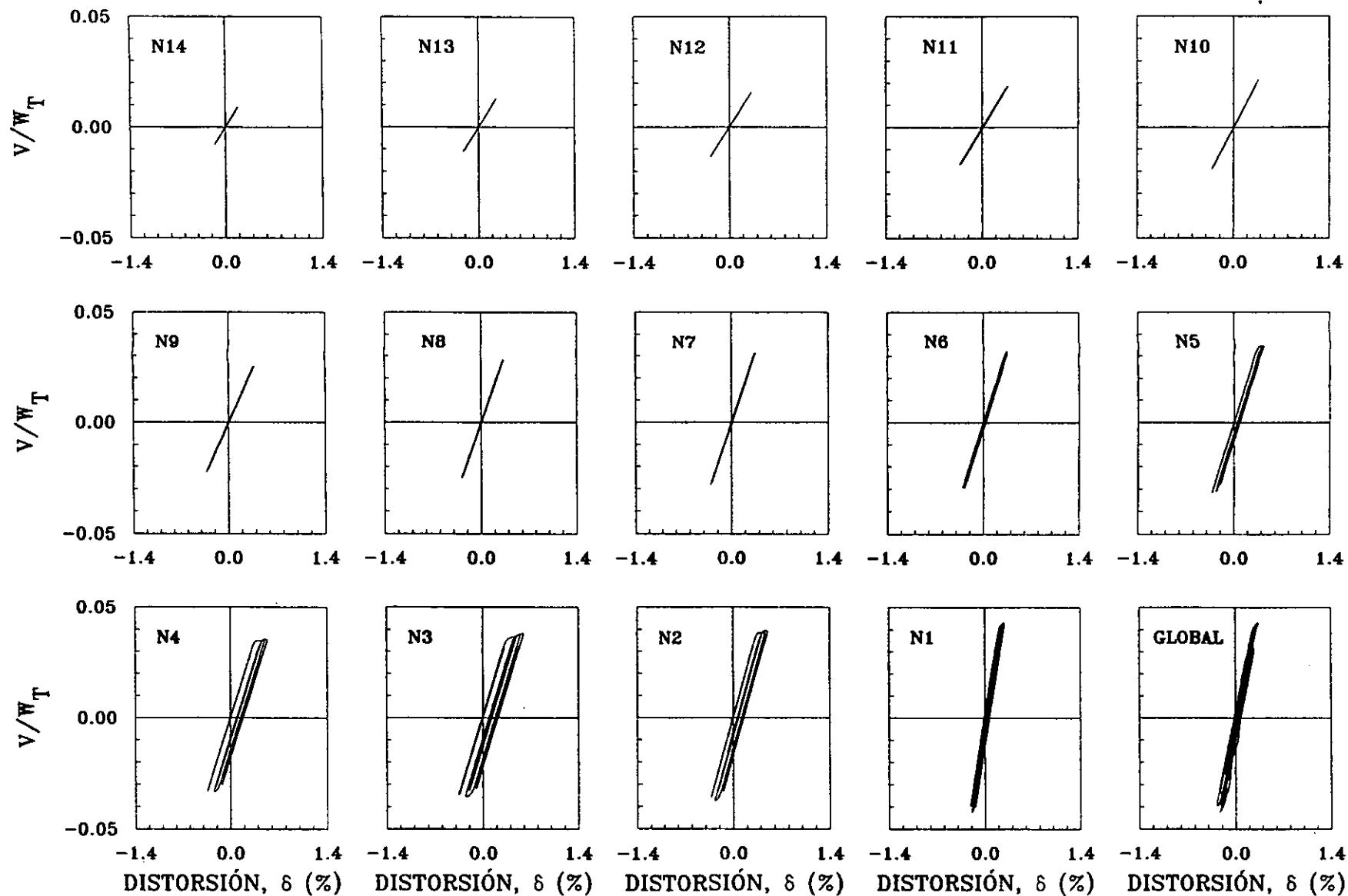


FIG 8.57 Curvas histeréticas de entrepiso del marco 1 del modelo E15Q3M2, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985 considerando sobrerresistencias.

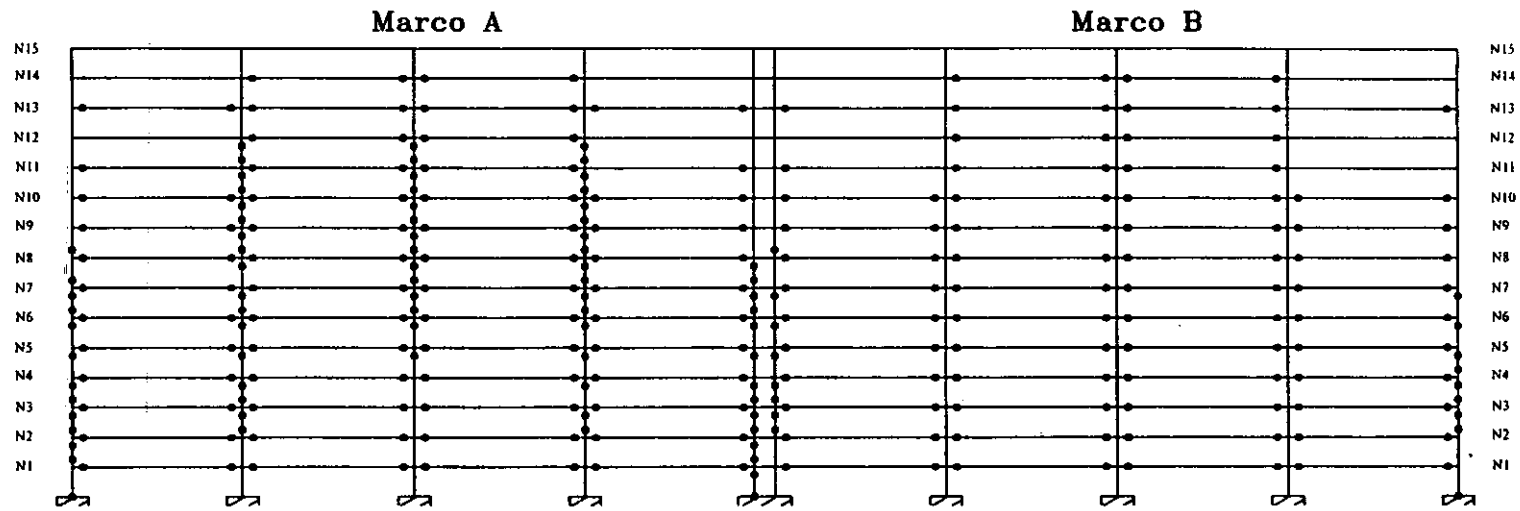


FIG 8.58 Mapa de fluencias del modelo E15Q3M2 dirección x, acél SCT85-EW, considerando resistencias nominales

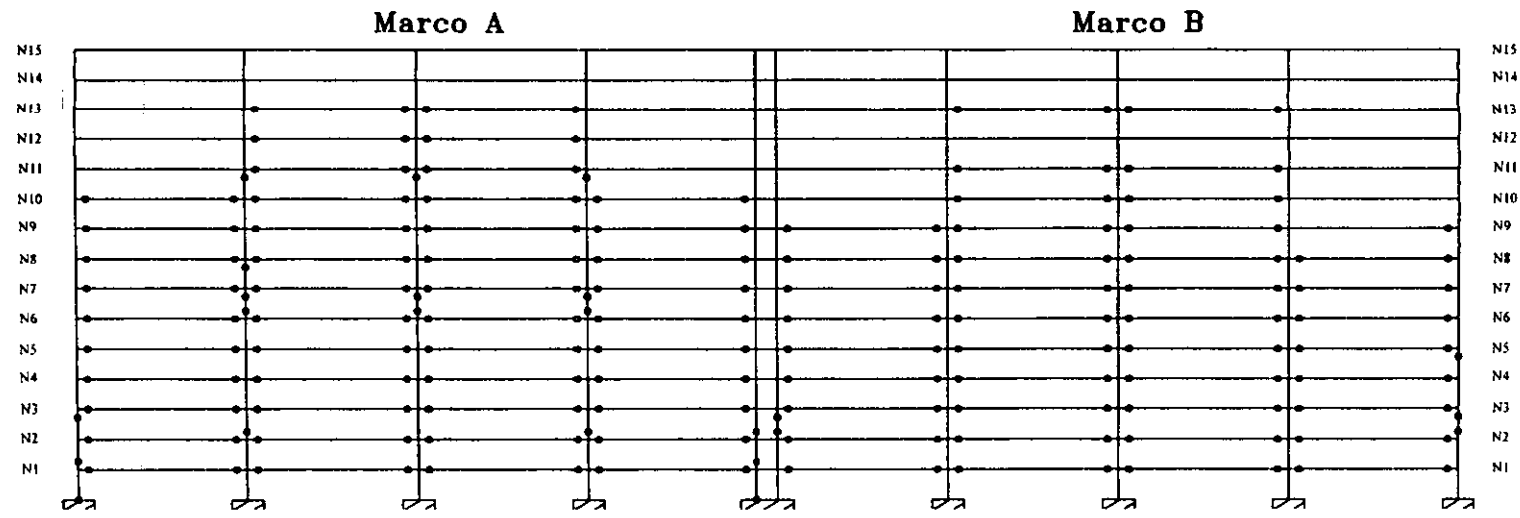


FIG 8.59 Mapa de fluencias del modelo E15Q3M2 dirección x, acél SCT85-EW, considerando sobrerresistencias

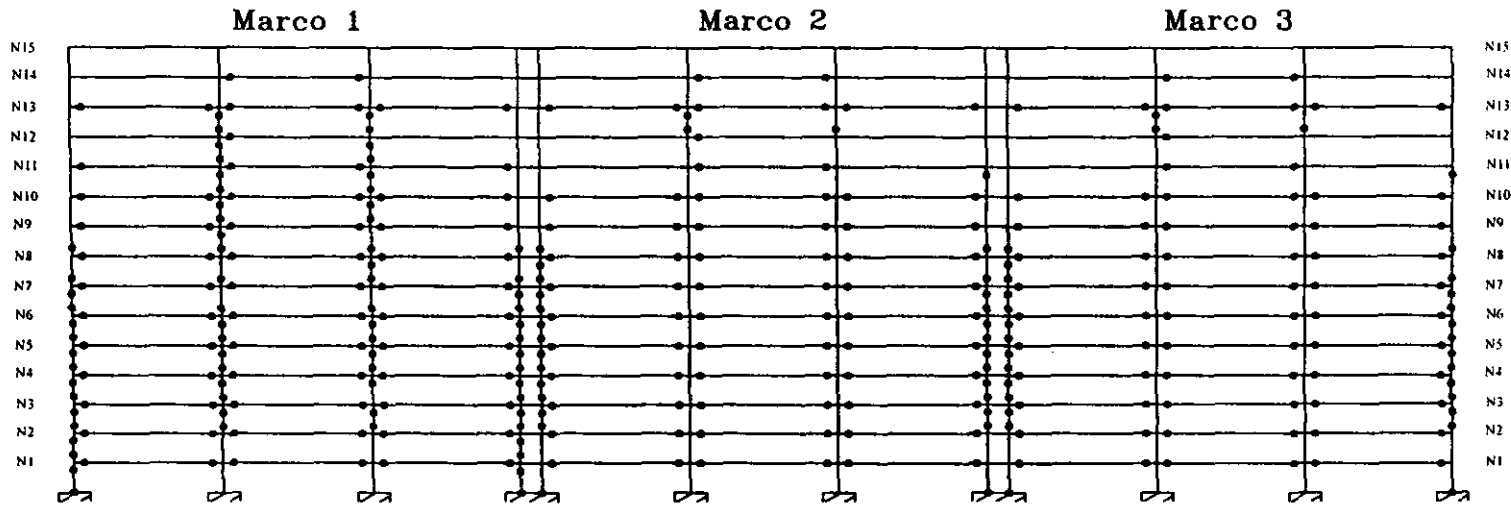


FIG 8.60 Mapa de fluencias del modelo E15Q3M2 dirección y, accl SCT85-EW, considerando resistencias nominales

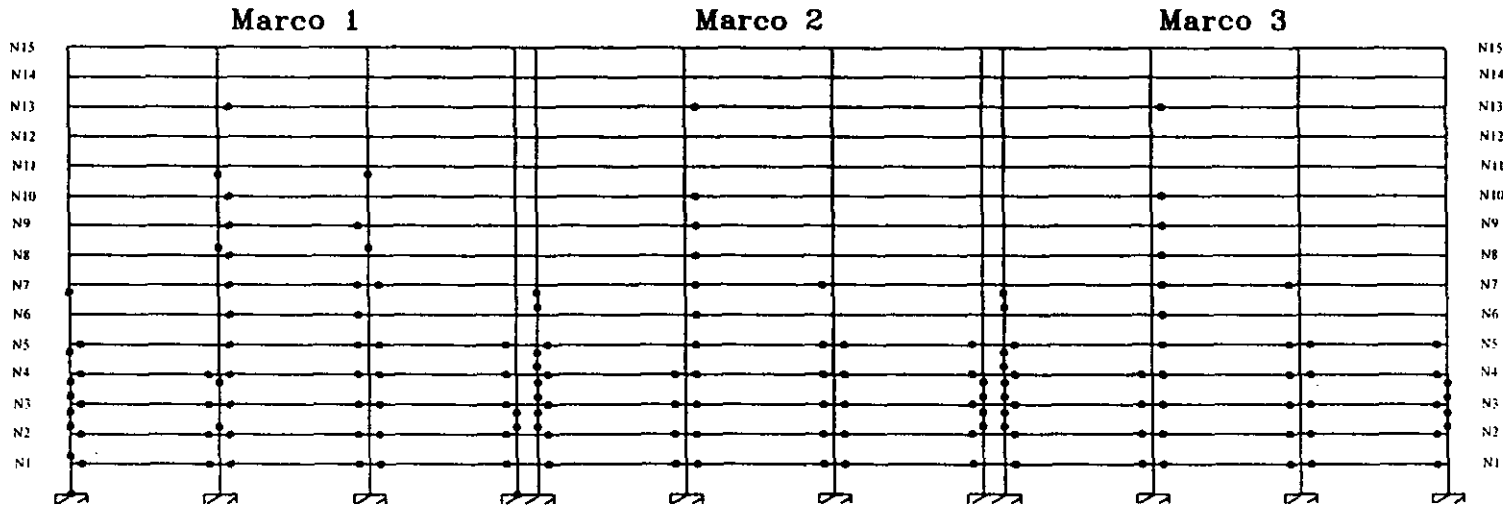
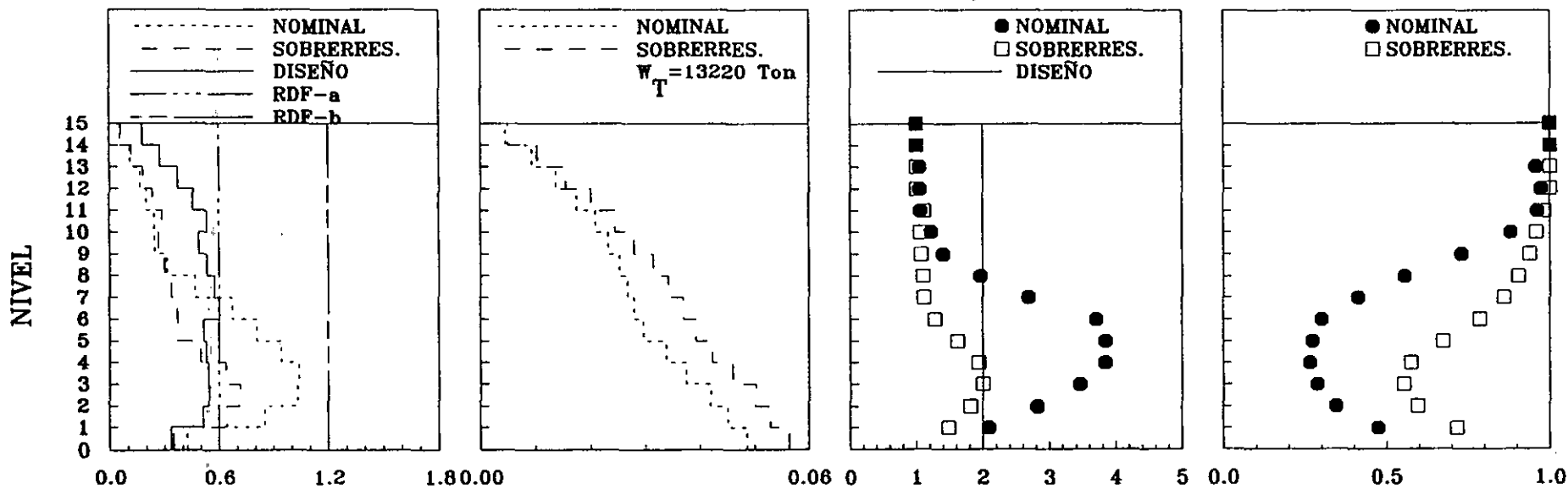


FIG 8.61 Mapa de fluencias del modelo E15Q3M2 dirección y, accl SCT85-EW, considerando sobrerresistencias

ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO A



ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO B

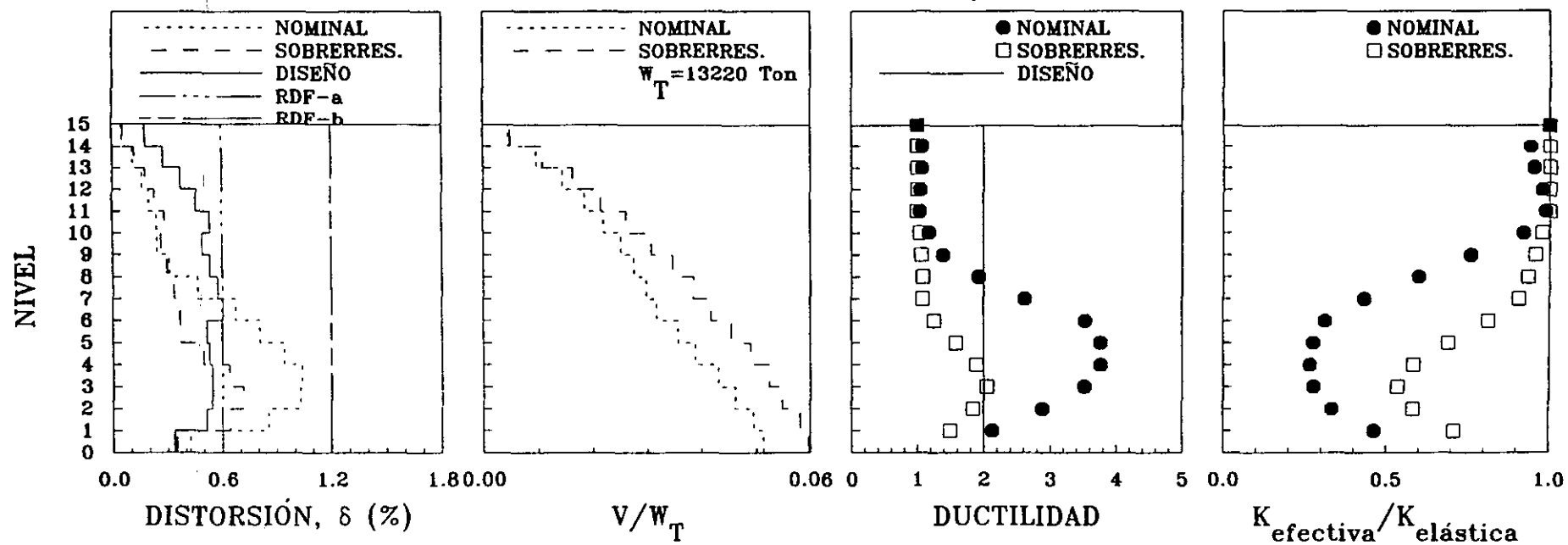
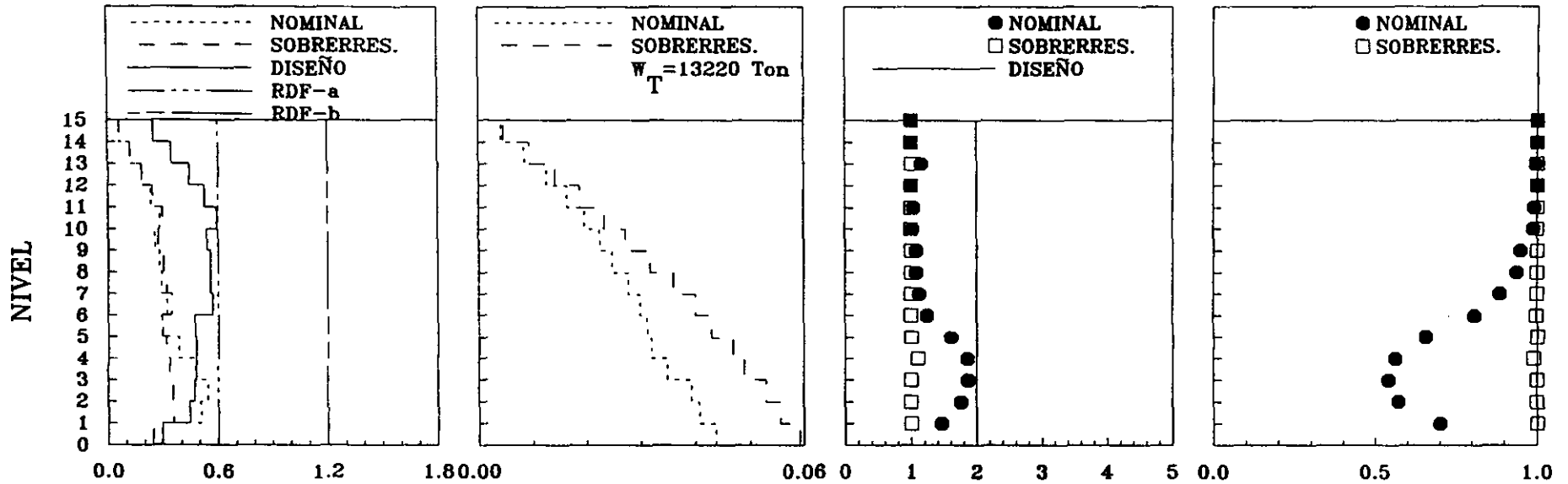


FIG 8.62 Envolventes de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos A y B, modelo E15Q2, acel SCT85-EW,

ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO 1



ACELEROGRAMAS SCT85-EW, MARCO 2

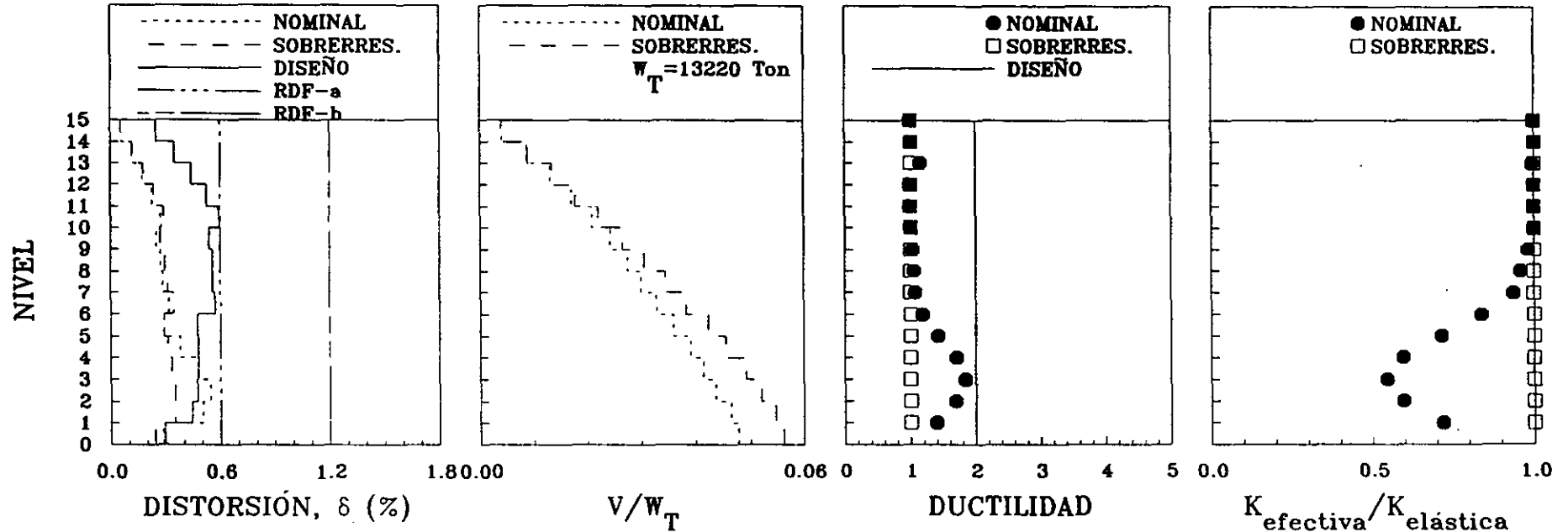
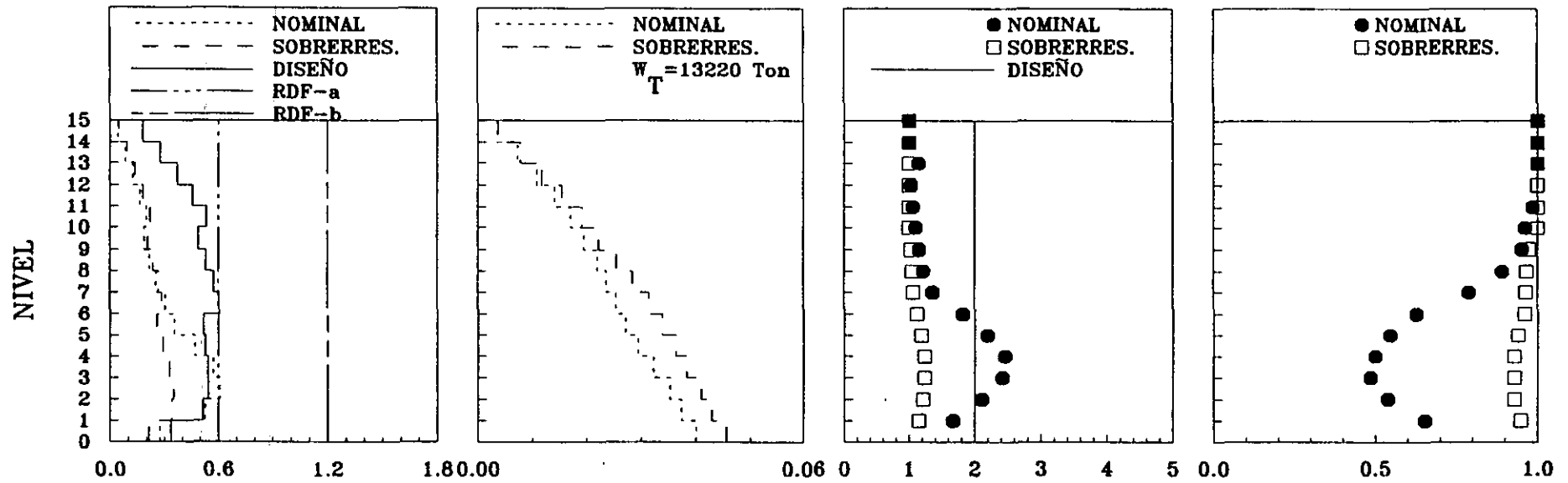
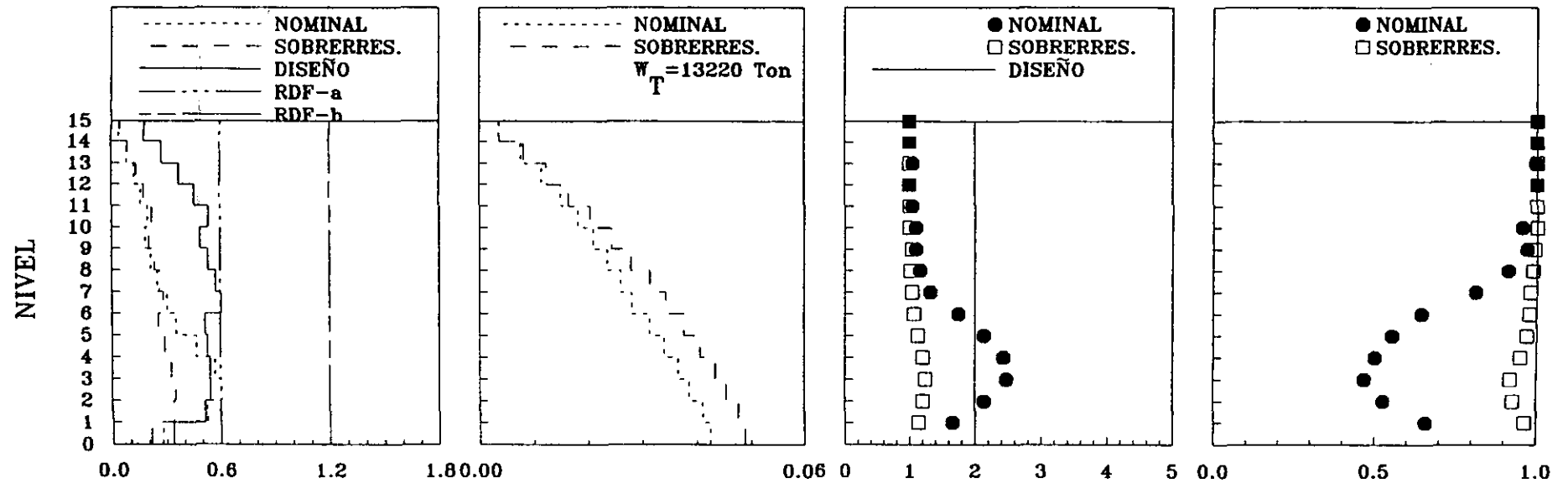


FIG 8.63 Envolventes de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos 1 y 2, modelo E15Q2, acel SCT85-EW,

ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO A



ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO B



DISTORSIÓN, δ (%)

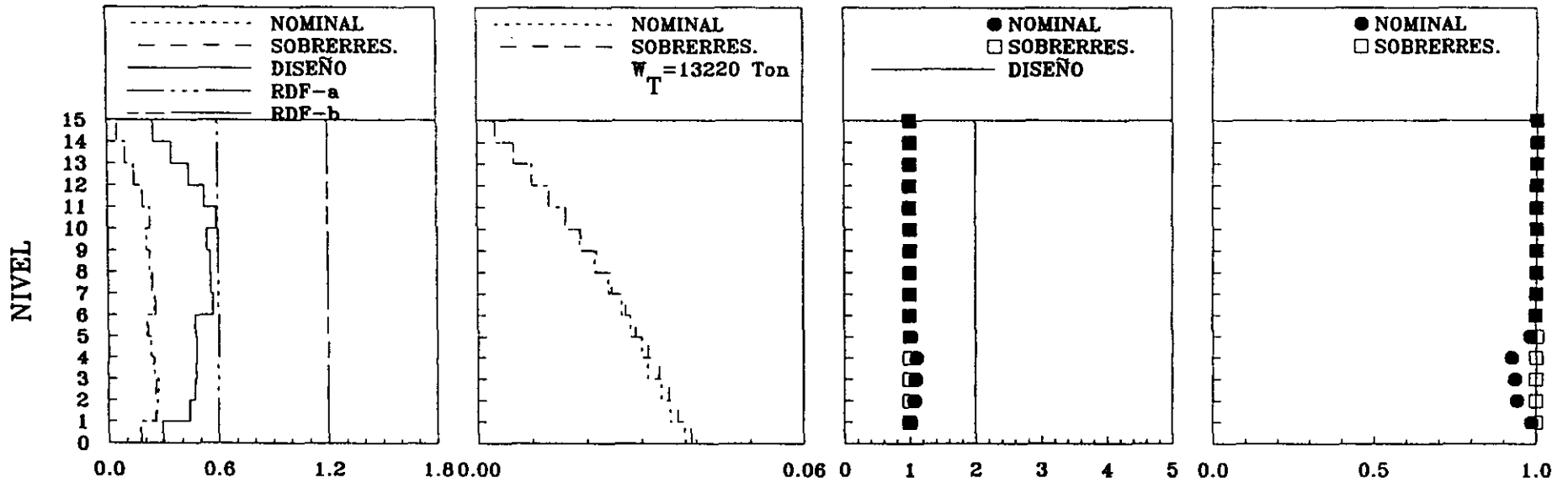
V/W_T

DUCTILIDAD

$K_{\text{efectiva}}/K_{\text{elástica}}$

FIG 8.64 Envolventes de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos A y B, modelo E15Q2, acel TBOM85-NS,

ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO 1



ACELEROGRAMAS TBOM85-NS, MARCO 2

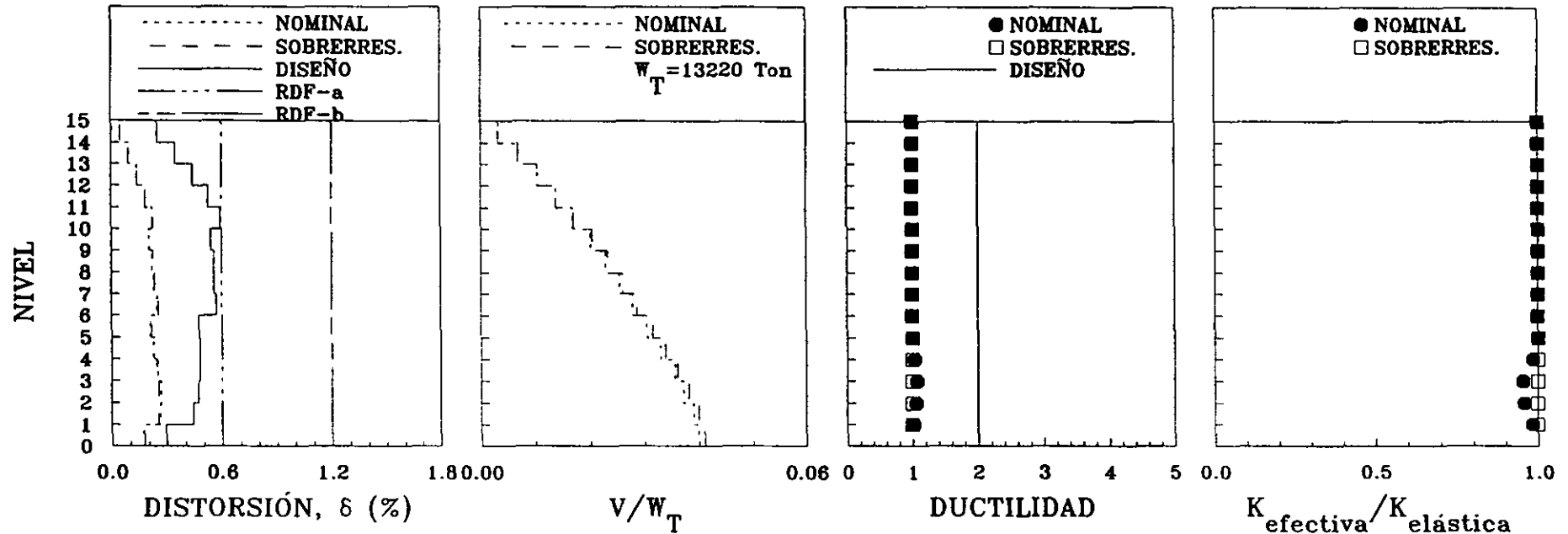


FIG 8.65 Envolventes de respuesta máxima, demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas, marcos 1 y 2, modelo E15Q2, acero TBOM85-NS,

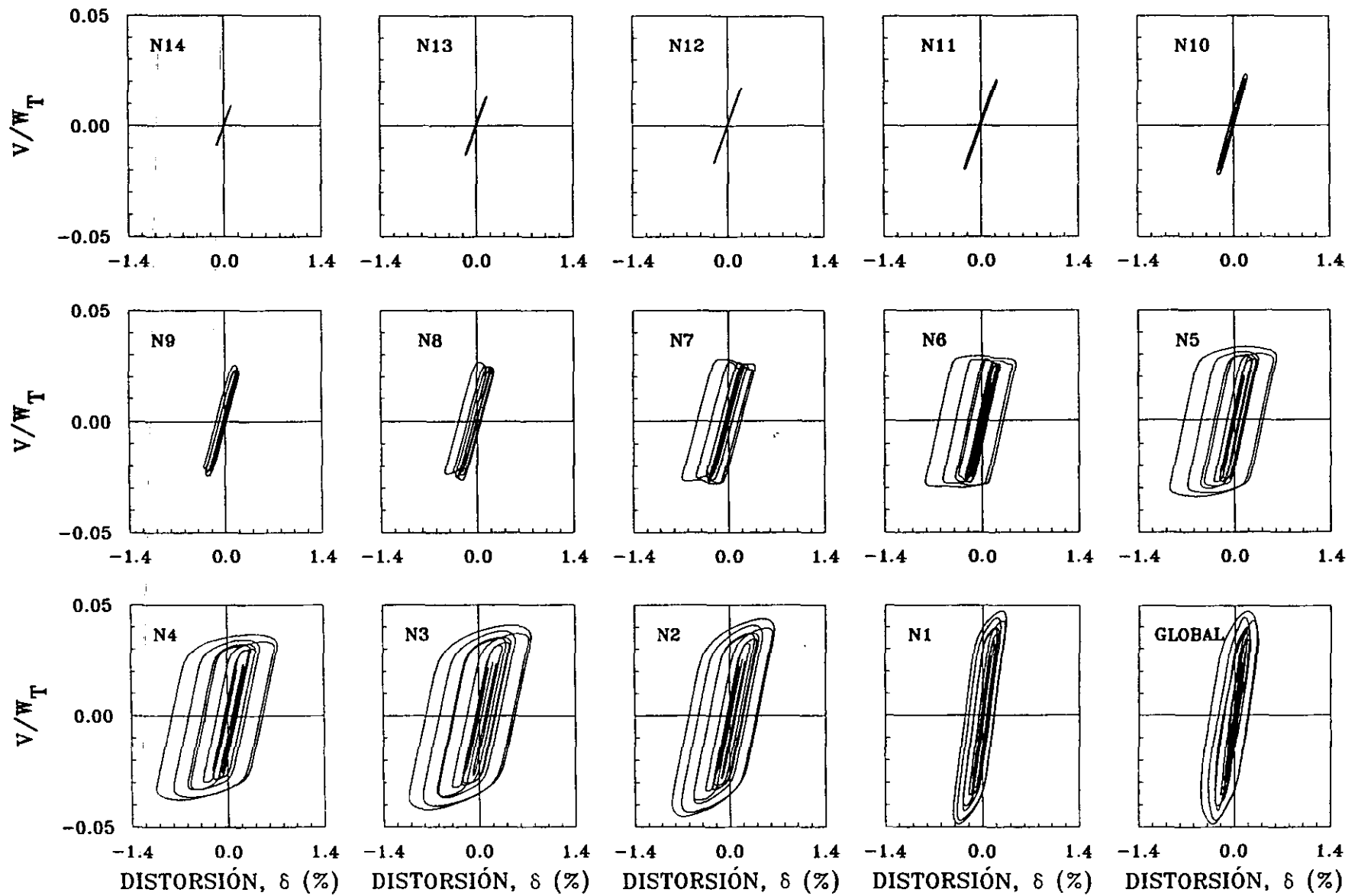


FIG. 8.66 Curvas histeréticas de entrepiso del marco A del modelo E15Q2, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985

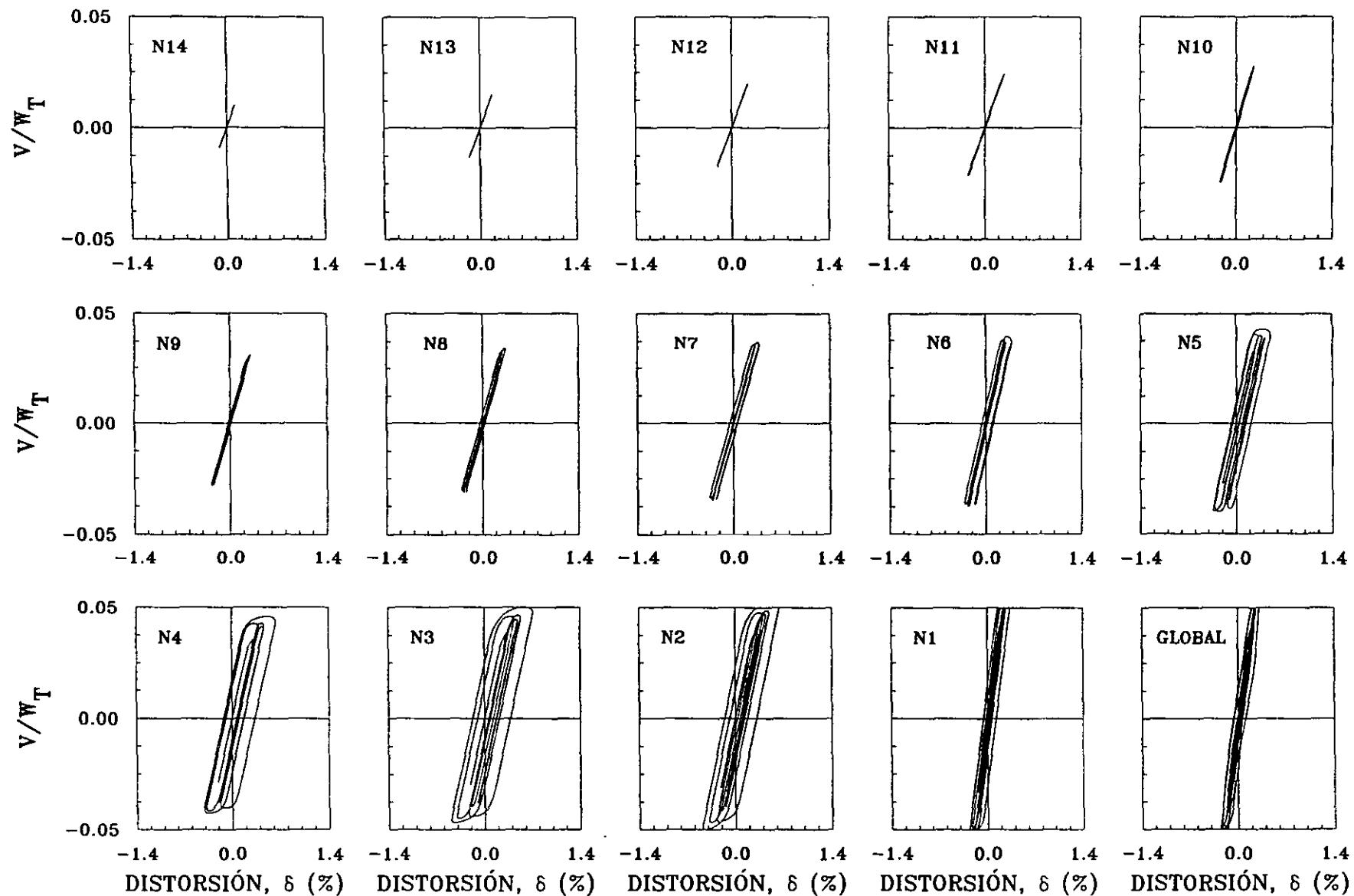


FIG 8.67 Curvas histeréticas de entrepiso del marco A del modelo E15Q2, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985 considerando sobrerresistencias.

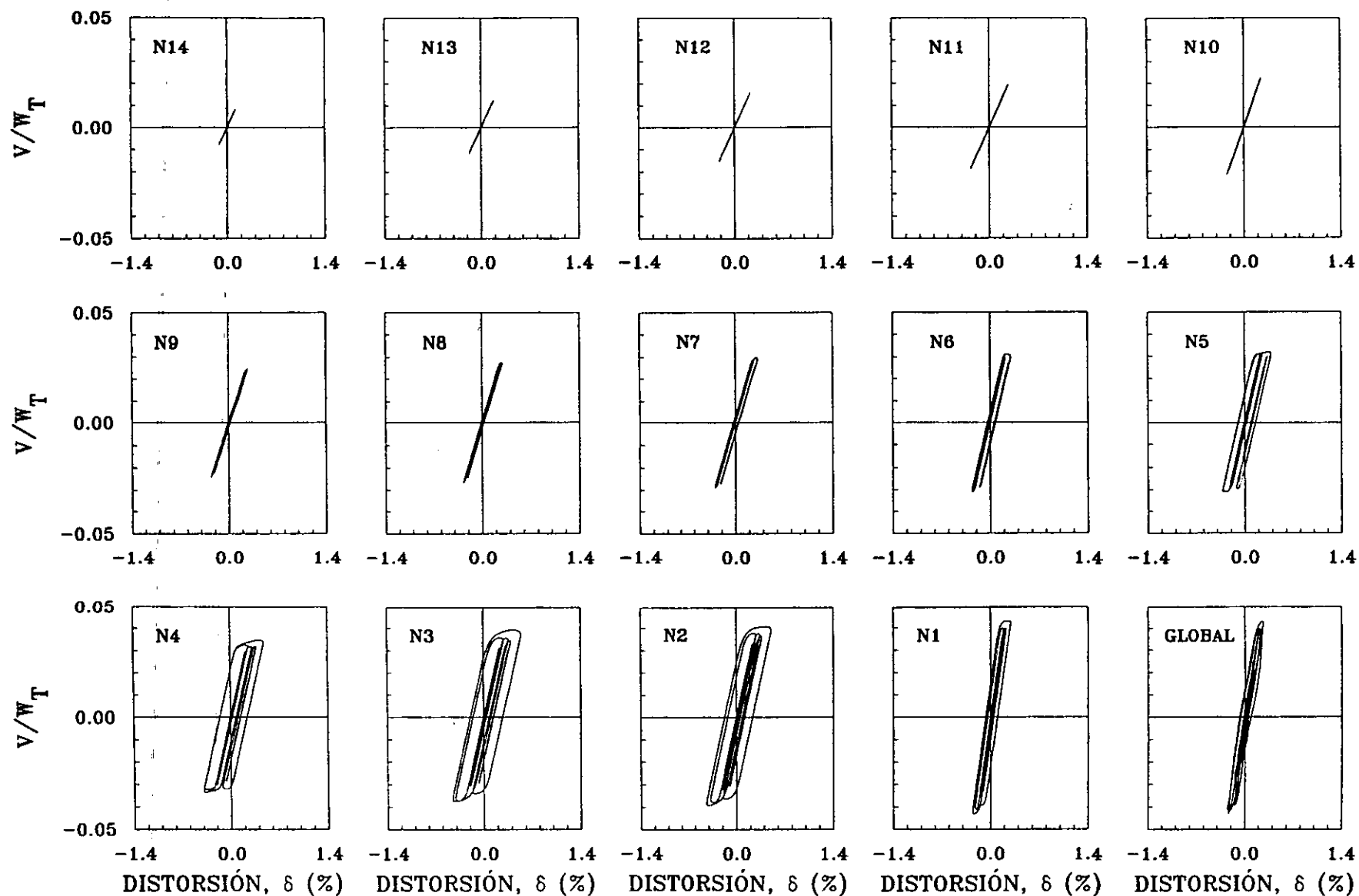


FIG 8.68 Curvas histeréticas de entrepiso del marco 1 del modelo E15Q2, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985

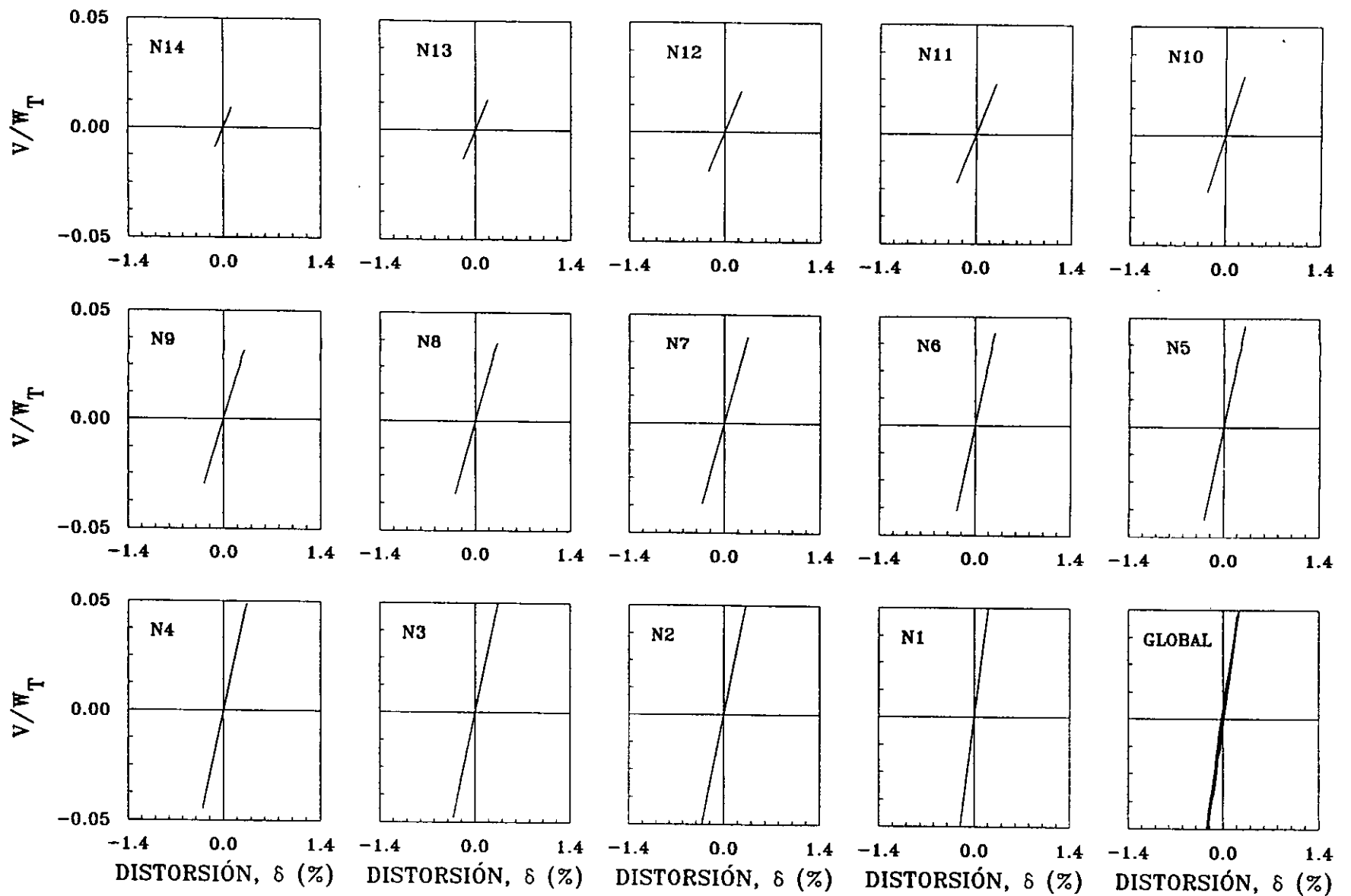


FIG 8.69 Curvas histeréticas de entrepiso del marco 1 del modelo E15Q2, acelerograma registrado en SCT-EW para el sismo del 19/09/1985 considerando sobrerresistencias.

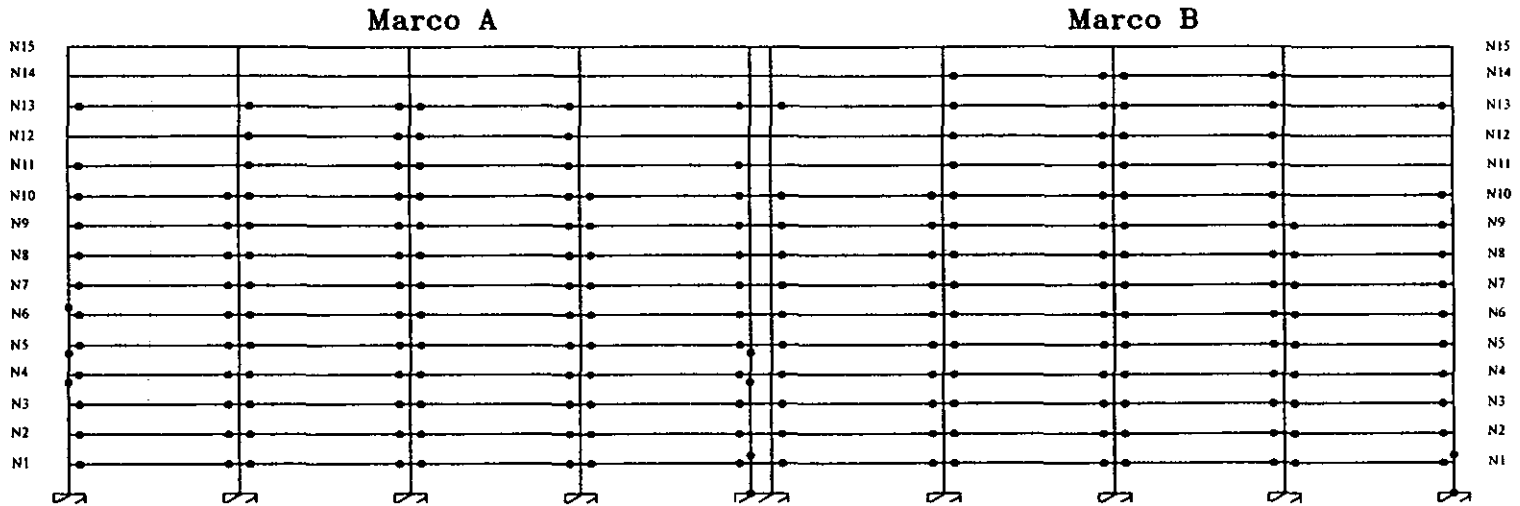


FIG 8.70 Mapa de fluencias del modelo E15Q2 dirección x, accl SCT85-EW, considerando resistencias nominales

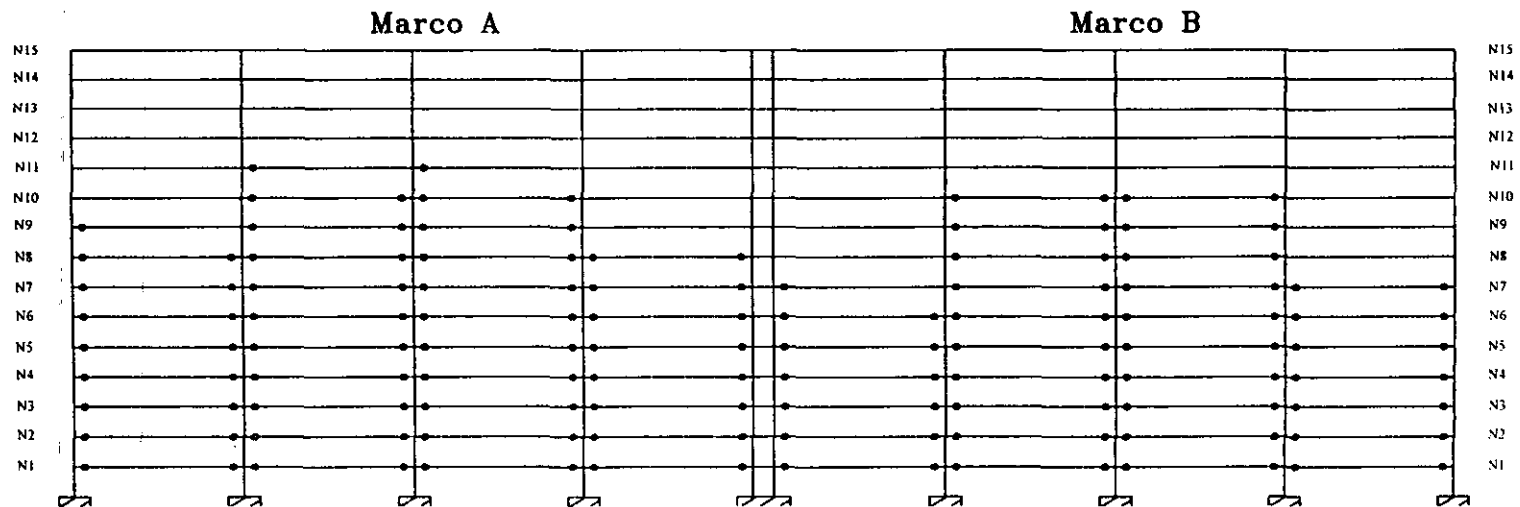


FIG 8.71 Mapa de fluencias del modelo E15Q2 dirección x, accl SCT85-EW, considerando sobrerresistencias

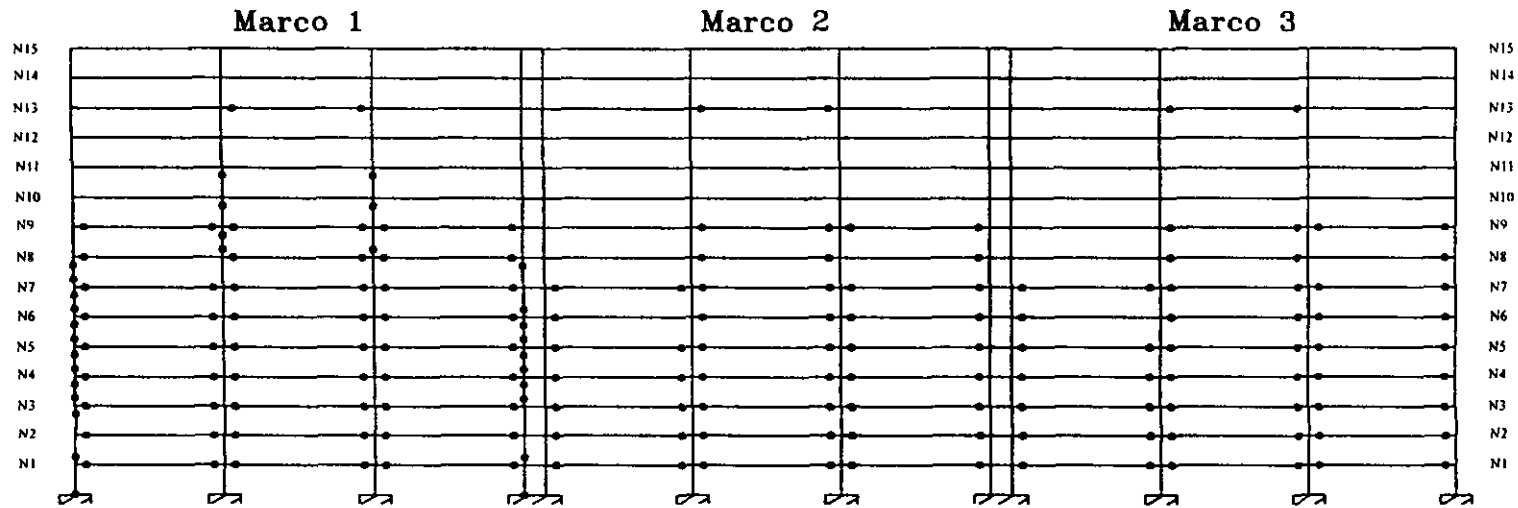


FIG 8.72 Mapa de fluencias del modelo E15Q2 dirección y, acero SCT85-EW, considerando resistencias nominales

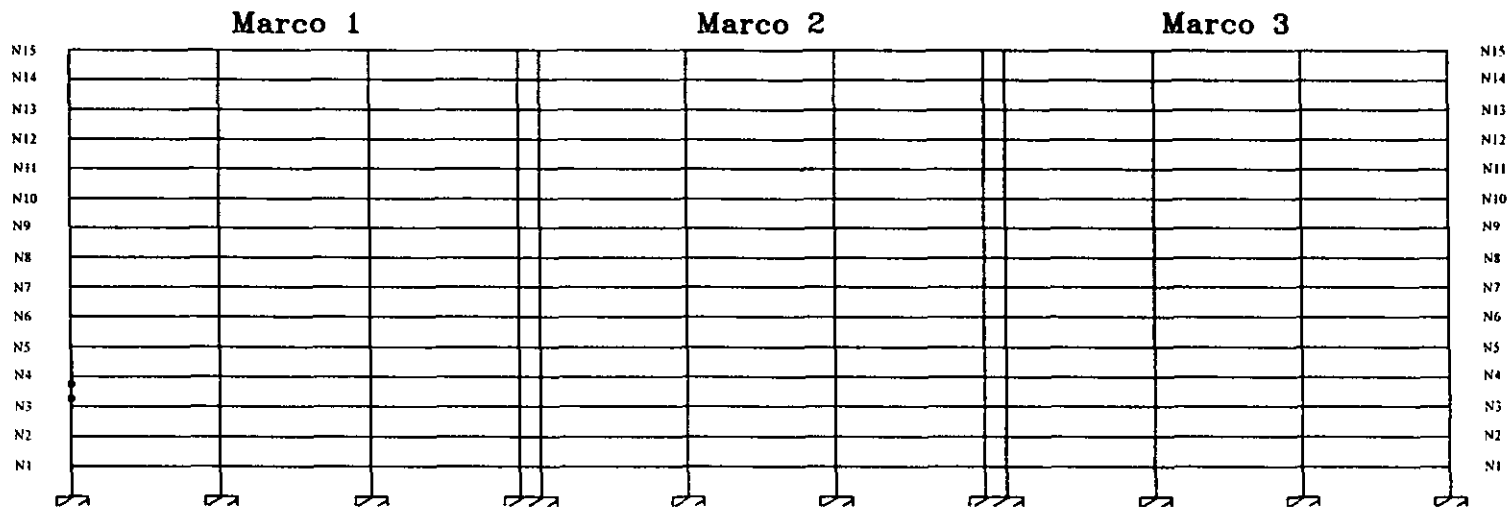


FIG 8.73 Mapa de fluencias del modelo E15Q2 dirección y, acero SCT85-EW, considerando sobrerresistencias

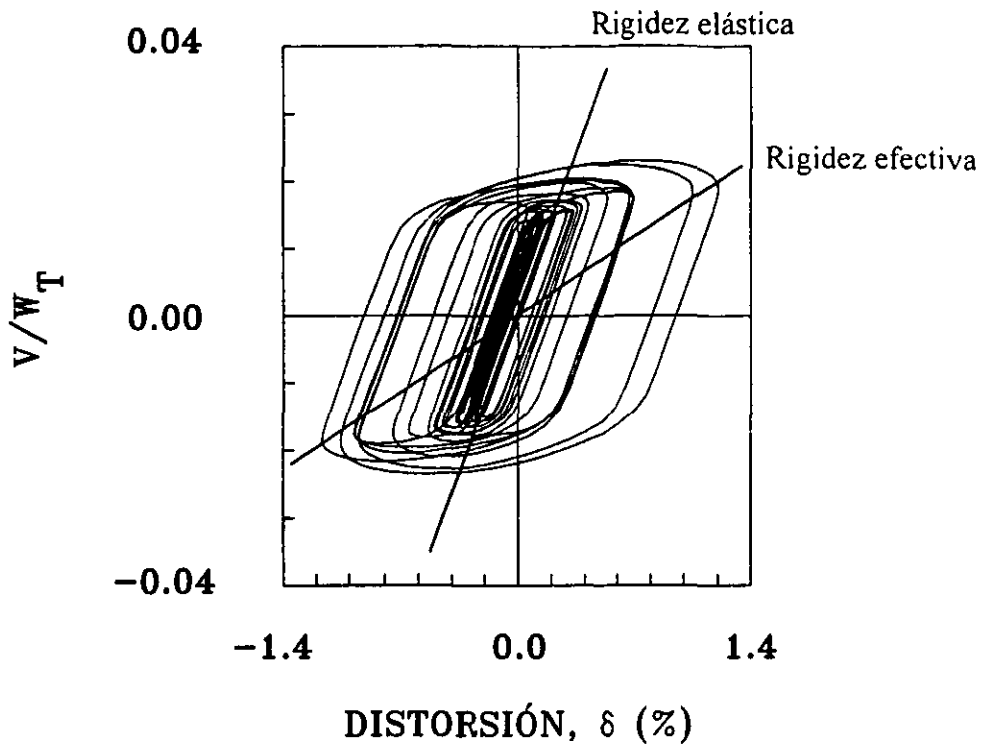


FIG 8.74 Rigidez efectiva o rigidez pico a pico entre los ciclos de máxima distorsión de entrepiso.

Capítulo 9

Resumen y conclusiones

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-95, 1995) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal definen, en su apartado 5, los valores para el factor de comportamiento sísmico "Q" que podrán aceptarse para el diseño de estructuras. Para el caso de estructuras con marcos de concreto reforzado, el valor de Q varía entre $Q=2$ y $Q=4$, dependiendo de si se cumplen los requisitos que fijan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-96, 1996) para marcos dúctiles ($Q=3$ y $Q=4$) o no ($Q=2$).

Los requisitos para marcos dúctiles de concreto reforzado se indican en el apartado 5 de las NTCC-96. Los requisitos para miembros de marcos dúctiles a flexión (vigas) se especifican en la sección 5.2 de las normas de referencia. Los requisitos para miembros de marcos dúctiles a flexocompresión (columnas) se especifican en la sección 5.3 de las NTCC-96. Existen, además, requisitos para el diseño de uniones viga-columna (sección 5.4).

De acuerdo con lo establecido por el comité responsable de las NTCC, la mayoría de los requisitos de diseño para marcos dúctiles se basan esencialmente en el apéndice A del reglamento del ACI de 1983 y en criterios de diseño neozelandeses de mediados de los años ochenta ("Comentarios", 1991). Por lo tanto, se realizó un estudio de los avances que en materia del detallado de marcos dúctiles ofrecen estudios experimentales recientes y reglamentos de diseño internacionales más actualizados, como son el ACI 318-95, UBC-97, AIJ-90, CAN y el NZS-82 que establece las bases del diseño por capacidad.

Como se hizo notar en el capítulo 1, algunos criterios y formulaciones contenidos en las NTCC-96 y las NTCC-87 hacen referencia al Reglamento ACI 318-83 y sus comentarios ACI 318R-83; sin embargo, se hizo evidente que dichos criterios y formulaciones provienen más bien del reglamento neozelandés, por lo que debe revisarse la redacción de este documento en esas secciones para versiones futuras.

Por otro lado, las formulaciones y criterios exclusivos de las NTCC-96 parecen no estar lo suficientemente justificados en investigaciones analíticas o experimentales. Se hizo evidente que algunas de ellas, como la relacionada con la determinación de la carga axial en elementos a flexocompresión de marcos dúctiles donde se incrementa el setenta por ciento de la carga axial debida al sismo, pueden llegar a complicar y a hacer tedioso el proceso de diseño. Se propone la posibilidad de revisar este requerimiento para que se utilice únicamente en casos muy específicos, como podrían ser las columnas en los extremos de los marcos de edificios regulares de gran altura o edificios esbeltos, principalmente las de esquina, tomando en cuenta que deben realizarse un mayor número de investigaciones al respecto.

Aunque la mayoría de los requisitos contenidos actualmente en las NTCC-96 están orientados y parecerían garantizar el que se forme el mecanismo de falla de viga débil-columna fuerte, estudios recientes (Luaces, 1995) utilizando análisis estáticos no lineales ante carga creciente monotónica sugieren que el mecanismo de falla de edificios regulares con marcos dúctiles de concreto reforzado diseñados conforme a las NTCC-96 pudiera no ser de naturaleza dúctil.

Por tanto, se consideró necesario realizar un estudio más ambicioso donde se evaluaran las disposiciones del Reglamento para marcos dúctiles ante solicitaciones dinámicas, diseñando los elementos de concreto conforme a lo establecido en las NTCC-96, es decir, calculando las resistencias de diseño de vigas a flexión y columnas a flexocompresión y flexotensión utilizando: (1) la distribución real del refuerzo, incluyendo la aportación del refuerzo de compresión en vigas, (2) el bloque equivalente de esfuerzos del concreto estipulado en las NTCC-96 y, (3) suponiendo un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo, como lo especifican las NTCC-96. Con ello se obtuvieron diseños más apegados al Reglamento, ya que en el estudio de Luaces se utilizaron criterios de diseño diferentes a los que se establecen en las NTCC-87 (Tena *et al*, 1997).

Este fue el enfoque del presente estudio, donde se diseñaron, conforme al reglamento, estructuras regulares con marcos de concreto reforzado de quince niveles, para la zona III de las NTCS-95 y para factores de comportamiento sísmico $Q=2$, $Q=3$ y $Q=4$. En el diseño de los edificios se evaluaron las dos opciones de diseño a flexión, flexocompresión y cortante que permiten los requisitos para marcos dúctiles de las NTCC-96. El estudio de Luaces (1995) sugiere que el procedimiento "optativo" para el diseño de marcos dúctiles redundaba en mecanismos de falla de naturaleza frágil. Dicho estudio revisó los criterios del procedimiento de diseño alternativo a flexión y flexocompresión, así como los requisitos de confinamiento en columnas.

El presente estudio pretendió, además, revisar la confiabilidad de diseñar estructuras de concreto con marcos no dúctiles para la zona III de las NTCS-95 utilizando análisis dinámicos no lineales. Es un hecho que muchos ingenieros estructurales están optando por diseñar estructuras a base de marcos con un $Q=2$ (Rioboó, 1995), debido al trabajo adicional y complicaciones prácticas existentes para diseñar marcos dúctiles, especialmente cuando los requisitos de confinamiento de columnas los llevan a diseños de difícil construcción y que son además antieconómicos, por lo que muchos clientes no se los aceptan. Sin embargo, pudiera ser que estos diseños con $Q=2$ no tengan el nivel de confiabilidad que se supone actualmente. Por tanto, se consideró necesario evaluar el

comportamiento de edificios diseñados con $Q=2$ y compararlos con los diseños con $Q=3$ y $Q=4$ desde el punto de vista de su comportamiento dinámico no lineal y económico.

Las estructuras en estudio se diseñaron, en lo posible, para distorsiones de entrepiso de diseño cercanas al límite máximo $\Delta=0.012$ permitido por el RCDF-93, tomando en cuenta que algunos proyectistas diseñan con base en este límite. Esto sólo fue posible para los edificios diseñados con $Q=4$, pues para $Q=3$ y, sobre todo $Q=2$, los criterios de resistencia controlaron el diseño sin alcanzarse este nivel de distorsión de diseño.

Aspectos fundamentales en el presente proyecto son: (1) si diseñar estructuras regulares con marcos dúctiles utilizando los factores de comportamiento sísmico $Q=4$ y $Q=3$ es razonablemente seguro, (2) si el límite superior $\Delta=0.012$ de RCDF-93 en cuanto a distorsiones de entrepiso de diseño es adecuado, (3) si las dos opciones de diseño permitidas en las NTCC-96 para marcos dúctiles brindan un margen satisfactorio de seguridad, (4) si diseñar estructuras con marcos de concreto utilizando $Q=2$ es razonablemente seguro y, (5) si los requisitos de confinamiento y detallado establecidos por las NTCC-96 brindan un margen razonable de seguridad cuando se consideran las sobrerresistencias asociadas a estos requisitos.

Para los análisis dinámicos no lineales se calcularon resistencias nominales de vigas a flexión y columnas a flexocompresión y flexotensión utilizando: (1) la distribución real del refuerzo, incluyendo la aportación del refuerzo de compresión en vigas, (2) el bloque equivalente de esfuerzos del concreto estipulado en las NTCC-96 del RCDF-93 y, (3) suponiendo un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo, como lo especifican las NTCC-96. Este criterio corresponde a las sobrerresistencias mínimas inherentes al reglamento de diseño. También se realizaron análisis en los modelos considerando las sobrerresistencias debidas a (1) confinamiento del núcleo del concreto utilizando el modelo de Kent-Park modificado y, (2) comportamiento no lineal "real" del acero de refuerzo utilizando el modelo de Rodríguez y Botero (1994). Este criterio corresponde a una sobrerresistencia racional asociada a los requisitos de detallado y confinamiento estipulados por las NTCC-96. Por el momento, no se consideraron otros efectos importantes como sería tomar el ancho efectivo de la losa contribuyendo en la resistencia a flexión en vigas, ya que existen diferentes propuestas en la literatura con diferencias importantes, y en opinión de Tena (1998), esto depende mucho de los dispositivos de prueba que han utilizado distintos autores. Se consideraron efectos $P-\Delta$ en los análisis no lineales y no se incluyó la interacción suelo-estructura.

Se realizaron análisis dinámicos no lineales de modelos con redistribuciones de esfuerzos entre los marcos, donde la acción del diafragma rígido se modeló con elementos elásticos infinitamente rígidos cuya función es transmitir las fuerzas cortantes entre cada uno de los marcos exclusivamente.

Los resultados de los análisis dinámicos no lineales realizados permiten concluir lo siguiente:

- (1) Las demandas de ductilidad de entrepiso máximas asociadas a los análisis con resistencias nominales para los diseños de marcos dúctiles superan los factores de comportamiento sísmico $Q=3$ y $Q=4$ supuestos en los diseños, principalmente en los niveles intermedios en la dirección

x , tanto para los marcos exteriores (marco A) como para los interiores (marco B). Las demandas de ductilidad cercanas a cuatro están asociadas a rigideces secantes efectivas asociadas a los ciclos de máxima amplitud del orden del 20-25% de la rigidez elástica, lo que sugiere que diseñar con base en esta ductilidad máxima puede implicar un importante cambio de rigidez y , por tanto, un incremento importante del periodo de la estructura. Este fenómeno debe estudiarse con mayor profundidad en estudios futuros.

- (2) Las distorsiones de entrepiso dinámicas máximas calculadas para los diseños de marcos dúctiles asociadas a las resistencias nominales superan a las de diseño en los niveles de referencia, que es donde se presenta la acción no lineal de manera más notable. Aunque la respuesta dinámica global de marcos interiores y exteriores presentan similitudes (en ambas direcciones), se observó que la diferencia más importante es que los marcos exteriores son más propensos a experimentar fluencias importantes en las columnas. Esto debe estudiarse con más detalle, pues puede sugerir que los procedimientos actuales de diseño no protegen adecuadamente a los marcos exteriores. En general, las fluencias se producen principalmente en vigas, por lo que el mecanismo de falla último de viga débil-columna fuerte parece cumplirse razonablemente. Para los modelos de marcos no dúctiles ($Q=2$), donde no existen disposiciones con respecto al refuerzo mínimo a momento positivo en los extremos de las vigas en relación con el refuerzo a momento negativo, se observa un mejor comportamiento en los marcos de la dirección y que en la x , como consecuencia de que las vigas cuentan con refuerzos más balanceados ante carga lateral alternada (relación entre la capacidad a momento positivo entre momento negativo), debido a la influencia en el diseño de las cargas gravitacionales transmitidas por las vigas secundarias. Esto deberá estudiarse con mayor detalle.
- (3) Las curvas de histéresis calculadas para los modelos de marcos dúctiles considerando resistencias nominales definen ciclos muy amplios, y en los niveles inferiores, particularmente el primer nivel, se observan efectos aparentemente relacionados con una degradación de resistencia en el entrepiso, sin embargo, no se descarta que dichos efectos pudieran tener otro origen, por ejemplo una manifestación importante de los efectos $P-\Delta$; esto deberá estudiarse con mayor detalle. Se considera que las fluencias de las columnas del primer nivel provocan la aparente degradación de resistencia que afecta el comportamiento global de estas estructuras. En los niveles donde fluyen exclusivamente vigas, los efectos que se relacionan en este estudio con la degradación de resistencia son menos notorios y la respuesta es más estable en cuanto a los ciclos de histéresis, a pesar de que en estos niveles se presentan grandes demandas de deformación.
- (4) En cuanto a las diferencias observadas utilizando el método riguroso y alterno de marcos dúctiles, se puede concluir, atendiendo a los resultados observados para los modelos con resistencias nominales, que la mayor diferencia se presenta en que para el método alterno es más probable que las columnas de los niveles intermedios superiores experimenten fluencias de importancia en comparación con el método riguroso, donde esto casi no se observa, debido al criterio que obliga a las columnas a tener una mayor capacidad a flexión que las vigas, lo que impacta principalmente a los niveles superiores. En contraste, en el método riguroso las columnas de los niveles inferiores tienden a desarrollar fluencias mayores que aquellas

diseñadas conforme al método alterno, sobre todo a medida que aumenta el tamaño de la estructura, como consecuencia de que cuando se presentan cargas axiales de compresión de importancia, el método alterno conduce a columnas más robustas que el método riguroso, ya que se usan factores de reducción por resistencia a flexocompresión más severos. Por tanto, los métodos propuestos por el Reglamento no son equivalentes y hay una diferencia importante entre el comportamiento de las estructuras diseñadas con uno y otro método.

- (5) Algunos autores (Miranda, 1997) consideran que el efecto de las sobrerresistencias para estructuras en suelos blandos y con periodos cercanos a los del periodo predominante del sitio puede provocar una subestimación de las demandas de desplazamiento lateral, sin embargo, con base en este estudio se observa que la comparación de las respuestas calculadas cuando se consideran resistencias nominales y sobrerresistencias demuestra que no debe esperarse como una regla que los desplazamientos no lineales dinámicos máximos cuando se consideran sobrerresistencias sean mayores a los obtenidos con resistencias nominales, ya que esto depende de muchos factores, entre los que se involucran las características dinámicas de la estructura, las características de resistencia y de degradación de rigidez del sistema, además de las características de los movimientos del terreno, como también lo ha ilustrado recientemente Tena (1997) utilizando sistemas de un grado de libertad.
- (6) Los análisis realizados considerando sobrerresistencias indican que, en general, éstas tienden a mejorar la respuesta de la estructura en la mayoría de los rubros estructurales evaluados, aunque en algunas ocasiones, se presentan mayores distorsiones de entrepiso que las obtenidas considerando resistencias nominales.
- (7) Este estudio no coincide con la conclusión de Luaces con respecto al tema de diseño de marcos dúctiles y a las sobrerresistencias, ya que aunque se observan mejores respuestas para los modelos diseñados conforme al método riguroso, la respuesta de los diseños con el método alterno son aceptables, sobre todo cuando se consideran las sobrerresistencias, en contraposición a lo concluido por Luaces. De hecho, en un estudio previo conducido por Tena (Tena *et al*, 1997) se observó que el modelo de Luaces tal vez no sea el más indicado para concluir en este respecto, ya que su modelo de doce niveles es más rígido de lo que el Reglamento requiere, con distorsiones de entrepiso de diseño máximas de $\Delta=0.0035$ y periodos naturales de vibración de $T=0.951$ s en la dirección N-S y $T=0.947$ s en la dirección E-W. Cuando se consideraron resistencias nominales, las demandas máximas de ductilidad de entrepiso ante el acelerograma SCT85-EW no superaron el valor de 2.4, las distorsiones de entrepiso dinámicas no superaron las de diseño y se observaron fluencias en las vigas exclusivamente. Cuando se consideraron sobrerresistencias, la respuesta fue prácticamente elástica (Tena *et al*, 1997). Cabe destacar que en el estudio analítico de Luaces se utilizó una estimación de la rigidez lateral basándose en diagramas momento-curvatura y en momentos de inercia efectivos de las secciones (Miranda, 1999), estos criterios son diferentes a los que comúnmente se utilizan en la práctica interpretando el RCDF y sus NTCC, según se muestra en una encuesta aplicada a despachos de diseño estructural en un estudio realizado por Murià *et al* (1997). Por otra parte, los diseños no se hicieron rigurosamente conforme a las NTCC, ya que se utilizó el modelo de Scott, Park y Priestley sin confinamiento y un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo para el diseño de los refuerzos en las columnas, además

que no se aprecia que se hayan utilizado los factores de reducción correspondientes en el método alterno que proponen las NTCC.

- (8) En varios casos se observó que la distribución de cortantes máximos de entrepiso de los distintos modelos está asociada a una respuesta dinámica multimodal acentuada por las características de resistencia, pues se observa que existen entrepisos que experimentan cortantes dinámicos máximos ligeramente mayores o iguales a los del entrepiso inmediato inferior. Este fenómeno se ilustra con detalle para el modelo E15Q4M1.
- (9) Los resultados para los marcos de la dirección x para los modelos de marcos no dúctiles ($Q=2$) indican que las demandas de ductilidad de entrepiso máximas superan notablemente el factor de comportamiento sísmico Q supuesto en el diseño en casi todos los niveles, tanto para el acelerograma SCT85-EW como para TBOM-NS, dichos resultados ayudarán a relacionar en estudios futuros la demanda máxima de ductilidad de entrepiso con el factor de comportamiento sísmico Q .
- (10) Como se ha observado antes para modelos similares de doce niveles (Tena *et al*, 1997), los resultados de los estudios para los marcos de la dirección y (marcos 1 y 2) de los modelos para marcos no dúctiles contrastan notablemente con respecto a los marcos de la dirección x , ya que, para este caso, las demandas de ductilidad son inferiores al $Q=2$ de diseño en todos los casos, las rigideces de entrepiso efectivas son de por lo menos el 50% de sus rigideces elásticas y las distorsiones dinámicas máximas de entrepiso son en general inferiores a las distorsiones de diseño. Los lazos de histéresis son muy estables. Las razones de este mejor comportamiento pueden deberse a que la relación entre la capacidad a momento positivo entre la capacidad a momento negativo de las vigas de los marcos de la dirección y es mayor y más adecuada que para los marcos de la dirección x , debido, entre otras cosas, a la influencia de los momentos asociados a las cargas de las vigas secundarias. Esto deberá corroborarse con un análisis más detallado, pero en caso de confirmarse, indicará una necesidad de reglamentar en el diseño de marcos no dúctiles la relación mínima que debe existir entre su capacidad a momento positivo con respecto a su capacidad a momento negativo, de manera que se garantice que su comportamiento dinámico sea más estable ante acelerogramas asociados al espectro de diseño del reglamento.
- (11) Los estudios realizados hasta el momento sugieren que cuando se diseña muy cercano a los niveles de distorsión límite del RCDF-93 ($\Delta=0.012$) resulta riesgoso, ya que para estructuras de marcos de concreto se tienen grandes distorsiones de entrepiso, demandas de ductilidad y cambios importantes de rigidez. Estos resultados corroboran los obtenidos en estudios previos (Tena *et al*, 1996 y 1997), donde se han calculado incluso colapsos teóricos en estructuras irregulares, esbeltas y con marcos con pocas líneas de defensa (Tena *et al*, 1996).
- (12) En general, los resultados presentados en este estudio correlacionan y confirman lo observado en los modelos de doce niveles para diseños con $Q=4$ y $Q=2$ que se presentan en Tena *et al* (1997), por lo que se considera importante continuar estudiando con detalle los resultados obtenidos a partir de todos estos modelos.

- (13) De hecho, se deben realizar estudios encaminados a relacionar la demanda máxima de ductilidad de entrepiso con el factor de comportamiento sísmico Q para este tipo de sistemas. Estos estudios se planean realizar en un futuro cercano (Tena, 1998).
- (14) Se considera necesario estudiar con mayor detalle las características de degradación de rigidez de todos los modelos, por ejemplo, calculando las rigideces efectivas de cada ciclo de deformación para entender de mejor manera el comportamiento entre uno y otro nivel. Además, deberán calcularse las demandas de ductilidad de curvatura de vigas y columnas y relacionarlas con las demandas de ductilidad de los entrepisos, así como la capacidad de deformación a nivel global, entrepiso y local para poderlas comparar con sus respectivas demandas. Se planean calcular análisis no lineales considerando comportamientos histeréticos representativos del concreto reforzado y, en el caso de sobrerresistencias, considerar otros efectos importantes como el ancho efectivo de la losa contribuyendo en la resistencia a flexión de las vigas.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México por darme la oportunidad de formarme integralmente.

A mis profesores en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería reconociendo su vocación y esfuerzo.

Al Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barros Sierra A. C. que me proporcionó los medios para el desarrollo de esta tesis.

Al Departamento del Distrito Federal y al Gobierno del Distrito Federal por el patrocinio del proyecto de investigación relacionado con este trabajo.

Al Instituto Mexicano del Petróleo que aportó recursos importantes en tiempos difíciles.

A la Universidad Autónoma Metropolitana por permitir mi incorporación a la docencia cubriendo un elemento muy importante en mi formación académica.

Al Ing. Luis Vieitez Utesa por darme la oportunidad de laborar y desarrollarme en el Centro de Investigación Sísmica.

Al Dr. Francisco J. Sánchez Sesma y al Lic. Francisco Sañudo Chávez por la confianza y apoyo brindados para la conclusión de esta meta.

Al Dr. Amador Terán Gilmore quien me ha proporcionado su apoyo para continuar con mi formación y desarrollo en la carrera académica.

Agradezco los valiosos comentarios y sugerencias realizadas por el M.C. Enrique del Valle Calderón y los doctores Oscar López Bátiz, Eduardo Miranda Mijares y Amador Terán Gilmore.

A Enrique Filloy Ramos por el intercambio de puntos de vista en la parte inicial de este trabajo.

REFERENCIAS

- [1] ACI-95 (1997), "Reglamento para las construcciones de concreto estructural y Comentarios, ACI 318-95 y ACI 318R-95", Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., México.
- [2] AIJ-90 (1994), "AIJ Structural design guidelines for reinforced concrete buildings", Architectural Institute of Japan, Tokio.
- [3] Andriono, T y R Park (1986), "Seismic design considerations of the properties of New Zealand manufactured steel reinforcing bars", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol 19, No 3, septiembre, pp. 213-246.
- [4] "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, DDF" (1991), Publicación No ES-2, Instituto de Ingeniería, UNAM, noviembre.
- [5] "Comentarios y ejemplos a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, DDF" (1991), Publicación No ES-7, Instituto de Ingeniería, UNAM, mayo.
- [6] Ghosh, S K, D A Fanella y B G Rabbat (1996), **Notes on ACI 318-95 Building Code requirements for structural concrete with design applications**, Portland Cement Association, sexta edición, Skokie, Illinois.
- [7] Habibullah, A (1991), "ETABS, building analysis and design", *Computers & Structures Inc.*, vols I y II, Berkeley, California.
- [8] Habibullah, A (1992), "CONKER, concrete design", *Computers & Structures Inc.*, Berkeley, California.
- [9] Kent, D Ch y R Park (1971), "Flexural members with confined concrete", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol 97, No ST7, julio, pp. 1969-1990.
- [10] Luaces, F L (1995), "Sobrerresistencia en estructuras a base de marcos de concreto reforzado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre.
- [11] MacGregor, J G y P Gergely (1977), "Suggested revisions to ACI Building Code clauses dealing with shear in beams", *Journal of the American Concrete Institute*, Vol 74, No 10, octubre, pp. 493-500.
- [12] Mander, J B, M J N Priestley y R Park (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, Vol 114, No 8, agosto, pp. 1804-1826.

- [13] Miranda, E (1997), "Hacia la transparencia en criterios de diseño sísmico", *Ingeniería Civil*, Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C., No 334, febrero, pp. 7-26.
- [14] Miranda, E (1999), Comunicación personal.
- [15] Murià, D, J Torres, L Fuentes y R González (1997), "Incertidumbre en la estimación de las frecuencias naturales de vibración en edificios", *Reporte interno proyecto 7517*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, octubre.
- [16] NTCC-96 (1996), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, marzo.
- [17] NTCS-95 (1995), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
- [18] NZS-82 (1982), "Code of practice for the design of concrete structures, NZS 3101", Standards Association of New Zealand, Private Bag, Wellington.
- [19] Park, R y T Paulay (1978), **Estructuras de concreto reforzado**, primera edición, Limusa, D.F. México.
- [20] Park, R, M J N Priestley y W D Gill (1982), "Ductility of square-confined concrete columns", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol 108, No ST4, abril, pp. 929-950.
- [21] Park, R y T Paulay (1992), "Capítulo 5: Estructuras de concreto", **Diseño de estructuras resistentes a sismos**, Emilio Rosenblueth, editor, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., segunda reimpresión, pp. 201-269.
- [22] Park, R (1995), "Recent structural concrete research and seismic design developments in New Zealand", *Memorias, Seventh Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montreal, Canadá, pp. 3-23.
- [23] Park, R (1996), "Explicit incorporation of element and structure overstrength in the design process", *Memorias, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, Artículo No 2130.
- [24] Park, R (1997), "New Zealand code developments in the design and construction of reinforced concrete moment resisting frames for earthquake resistance", *UCB/EERC-97/05, The EERC-CURE Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero*, January 31-February 1, Berkeley, California, pp. 9-16.
- [25] Paulay, T y M J N Priestley (1992), **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**, primera edición, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York.

- [26] Prakash, V, G H Powell y F Fillipou (1992), "DRAIN-2DX: Base program user guide", *Reporte No. UCB/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
- [27] RCDF-93 (1993), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", *Diario Oficial de la Federación*, agosto.
- [28] Rioboó, J M (1995), "Estructuras de concreto", *Simposio Internacional La Ingeniería Civil a 10 Años de los Sismos de 1985*, México, DF, septiembre, pp 123-127.
- [29] Rodríguez, M y J C Botero (1994), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", *Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Zacatecas, México, Vol I, pp. 302-311.
- [30] Romero, J E (1991), "Comportamiento inelástico de edificios esbeltos", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, enero.
- [31] Scott, B D, R Park y M J N Priestley (1982), "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates", *Journal of the American Concrete Institute*, Vol 79, No 1, enero-febrero, pp. 13-27.
- [32] Shahrooz, B M y J P Moehle (1990), "Evaluation of seismic performance of reinforced concrete frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol 116, No 5, mayo, pp. 1403-1422.
- [33] Sheikh, S A (1982), "A comparative study of confinement models", *Journal of the American Concrete Institute*, Vol 79, No 4, julio-agosto, pp. 296-306.
- [34] Sheikh, S A y S M Uzumeri (1982), "Analytical model for concrete confinement in tied columns", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol 108, No ST12, diciembre, pp. 2703-2722.
- [35] Tena, A, C Gómez, E del Valle, M Basurto, G Casillas y A Muñoz (1995), "Revisión de los factores de comportamiento sísmico de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de estructuras irregulares", *Reporte FJBS/CIS-95/08*, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, AC, noviembre.
- [36] Tena, A (1997), "Espectros inelásticos de demandas de ductilidad para la evaluación de estructuras existentes ante sismos", *Memorias, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Ver., noviembre.
- [37] Tena, A, J L Luna, E Filloy y E del Valle (1997), "Evaluación de las recomendaciones del RCDF para el diseño por sismo de estructuras con marcos de concreto reforzado", *Reporte FJBS/CIS-97/04*, Centro de Investigación Sísmica, A.C., Fundación Javier Barros Sierra, A.C., octubre.

-
- [38] Tena, A (1998), Comunicación personal.
- [39] UBC-94 (1994), "Uniform Building Code: 1994 edition", International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- [40] UBC-97 (1997), "Uniform Building Code: 1997 edition", International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- [41] Watson, S, F A Zahn y R Park (1994), "Confining reinforcement for concrete columns", *Journal of Structural Engineering*, Vol 120, No 6, junio, pp. 1798-1824.
- [42] Watson, S y R Park (1994), "Simulated seismic load tests on reinforced concrete columns", *Journal of Structural Engineering*, Vol 120, No 6, junio, pp. 1825-1849.