

2005

01161

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO



PROGRAMA DE MAESTRÍA Y
DOCTORADO EN INGENIERÍA

EVALUACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO
SÍSMICO DE LA PROPUESTA DEL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO
FEDERAL DEL 2001 PARA EDIFICIOS REGULARES
CON BASE EN MARCOS DÚCTILES DE CONCRETO
REFORZADO

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

PRESENTA:
HECTOR CORREA ARIZMENDI

DIRIGIDA POR:
DR. ARTURO TENA COLUNGA

CIUDAD UNIVERSITARIA
ABRIL 2005

CORREA ARIZMENDI, HECTOR

m. 343746



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.

INDICE

Resumen	iii
Abstract	v
Introducción	1
1 Cambios en las Normas Técnicas Complementarias NTCS-04 y NTCC-04 del RCDF-04 que impactan en el análisis y diseño de marcos dúctiles	3
1.1 Introducción	3
1.2 Cambios en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC)	4
1.2.1 Cambios que impactan a las estructuras de concreto reforzado en general	4
1.2.2 Cambios que impactan exclusivamente el análisis y diseño de los marcos dúctiles	20
1.3 Cambios en las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (NTCS)	26
1.3.1 Cambios en el cuerpo principal de las NTCS-04	26
1.3.2 Cambios en el Apéndice Normativo A de las NTCS-04	34
2 Investigaciones recientes en México sobre el comportamiento sísmico de marcos dúctiles	51
2.1 Introducción	51
2.2 Mecanismos de falla-mecanismos de deformación inelástica	52
2.3 La sobrerresistencia en las estructuras	52
2.3.1 Factores que contribuyen a la sobrerresistencia de las estructuras de concreto reforzado	52
2.3.2 Efectos de la sobrerresistencia en las estructuras	57
2.4 Estudios recientes realizados en México sobre el comportamiento sísmico de edificios construidos con base en marcos dúctiles de concreto reforzado	57
2.4.1 Estudio de tres edificios de diferente altura	57
2.4.1.1 Edificios en estudio	57
2.4.1.2 Diseño de los edificios de acuerdo al RCDF-03	57
2.4.1.3 Evaluación de la sobrerresistencia obtenida para los distintos elementos	58
2.4.1.4 Evaluación de las consecuencias de la sobrerresistencia a flexión	60
2.4.1.5 Análisis no lineal y obtención de los niveles de sobrerresistencia global	61
2.4.1.6 Conclusiones y recomendaciones	63
2.4.2 Estudio de un edificio de 17 niveles	65
2.4.2.1 Edificio en estudio	66
2.4.2.2 Comparación entre los reglamentos de México y Japón	66
2.4.2.3 Diseño del edificio de acuerdo al RCDF-93	67
2.4.2.4 Diseño del edificio de acuerdo al reglamento AIJ de Japón	67
2.4.2.5 Evaluación de las consecuencias de la sobrerresistencia en los momentos resistentes de los elementos estructurales	68
2.4.2.6 Comportamiento del edificio ante carga lateral monótona creciente	69
2.4.2.7 Comportamiento del edificio ante un registro intenso representativo	70
2.4.2.8 Conclusiones y recomendaciones	73

2.4.3	Estudio de un edificio regular de 15 niveles	74
2.4.3.1	Edificio en estudio	74
2.4.3.2	Diseño de los modelos de acuerdo al RCDF-93	74
2.4.3.3	Consideraciones para la realización de los análisis no lineales	75
2.4.3.4	Resultados de los análisis no lineales del modelo E15Q4M1	75
2.4.3.5	Resultados de los análisis no lineales del modelo E15Q4M2	75
2.4.3.6	Resultados de los análisis no lineales del modelo E15Q3M1	77
2.4.3.7	Resultados de los análisis no lineales del modelo E15Q3M2	77
2.4.3.8	Conclusiones y recomendaciones	78
2.5	Relación entre el factor de sobrerresistencia y el periodo fundamental	79
3	Edificio en estudio y metodología de evaluación	99
3.1	Descripción de la estructura	99
3.2	Descripción y metodología general de los diseños de acuerdo con la propuesta de NTCS-01 y NTCC-01	99
3.2.1	Consideraciones para el análisis estructural	101
3.2.2	Espectros para diseño sísmico	103
3.2.3	Distorsiones de entrepiso permisibles	103
3.2.4	Consideraciones para el diseño estructural	105
4	Diseño de los modelos con $Q = 3$	117
4.1	Descripción de las secciones de diseño, modelo DQ3CP	117
4.2	Descripción de las secciones de diseño, modelo DQ3AA	119
5	Diseño de los modelos con $Q = 4$	128
5.1	Descripción de las secciones de diseño, modelos DQ4CP y DQ4CP1.7	128
5.2	Descripción de las secciones de diseño, modelos DQ4AA y DQ4AA1.7	130
6	Metodología de evaluación de los criterios de la propuesta del RCDF-01, NTCC-01 y NTCS-01 considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia	145
6.1	Consideraciones generales	145
6.1.1	Determinación de la resistencia nominal de los miembros estructurales para el análisis no lineal	146
6.1.2	Determinación de la resistencia de los miembros estructurales para el análisis no lineal incorporando fuentes de sobrerresistencia	147
6.1.3	Parámetros dinámicos estudiados	147
7	Evaluación de los criterios de la propuesta del RCDF-01, NTCC-01 y NTCS-01 considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia para los modelos diseñados con $Q = 3$	153
7.1	Resultados de los análisis no lineales	153
7.1.1	Modelo DQ3CP	153
7.1.1.1	Curvas de histéresis de entrepiso	153
7.1.1.2	Envoltentes de distorsiones de entrepiso (γ)	153

7.1.1.3	Distorsión de fluencia (γ_{fluencia})	154
7.1.1.4	Distorsiones de entrepiso máximas asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\gamma_{\text{máxima}}$)	155
7.1.1.5	Envoltentes de cortantes de entrepiso (V/W_T)	155
7.1.1.6	Cociente del número de medios ciclos donde se presentó respuesta inelástica ($MC_{\text{inelásticos}}$) y el número total de medios ciclos a que fue sujeta la estructura (Total MC)	155
7.1.1.7	Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ) y relación entre rigidez secante y elástica	155
7.1.1.8	Mapeo de la fluencia de elementos en tiempos específicos, en envoltentes, y rotaciones plásticas acumuladas	156
7.1.2	Modelo DQ3AA	157
7.1.2.1	Curvas de histéresis de entrepiso	157
7.1.2.2	Envoltentes de distorsiones de entrepiso (γ)	158
7.1.2.3	Distorsión de fluencia (γ_{fluencia})	158
7.1.2.4	Distorsiones de entrepiso máximas asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\gamma_{\text{máxima}}$)	159
7.1.2.5	Envoltentes de cortantes de entrepiso (V/W_T)	160
7.1.2.6	Cociente del número de medios ciclos donde se presentó respuesta inelástica ($MC_{\text{inelásticos}}$) y el número total de medios ciclos a que fue sujeta la estructura (Total MC)	160
7.1.2.7	Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ) y relación entre rigidez secante y elástica	161
7.1.2.8	Mapeo de la fluencia de elementos en tiempos específicos y en envoltentes, y rotaciones plásticas acumuladas	162
8	Evaluación de los criterios de la propuesta del RCDF-01, NTCC-01 y NTCS-01 considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia para los modelos diseñados con $Q = 4$	185
8.1	Resultados de los análisis no lineales	185
8.1.1	Modelos DQ4CP y DQ4CP1.7	185
8.1.1.1	Curvas de histéresis de entrepiso	185
8.1.1.2	Envoltentes de distorsiones de entrepiso (γ)	186
8.1.1.3	Distorsión de fluencia (γ_{fluencia})	186
8.1.1.4	Distorsiones de entrepiso máximas asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\gamma_{\text{máxima}}$)	187
8.1.1.5	Envoltentes de cortantes de entrepiso (V/W_T)	188
8.1.1.6	Cociente del número de medios ciclos donde se presentó respuesta inelástica ($MC_{\text{inelásticos}}$) y el número total de medios ciclos a que fue sujeta la estructura (Total MC)	188
8.1.1.7	Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ) y relación entre rigidez secante y elástica	190
8.1.1.8	Mapeo de la fluencia de elementos en tiempos específicos, en envoltentes, y rotaciones plásticas acumuladas	190
8.1.2	Modelos DQ4AA y DQ4AA1.7	192
8.1.2.1	Curvas de histéresis de entrepiso	192
8.1.2.2	Envoltentes de distorsiones de entrepiso (γ)	193
8.1.2.3	Distorsión de fluencia (γ_{fluencia})	194
8.1.2.4	Distorsiones de entrepiso máximas asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\gamma_{\text{máxima}}$)	195

8.1.2.5	Envolventes de cortantes de entrepiso máximos (V/W_T)	196
8.1.2.6	Cociente del número de medios ciclos donde se presentó respuesta inelástica ($MC_{inelásticos}$) y el número total de medios ciclos a que fue sujeta la estructura (Total MC)	197
8.1.2.7	Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ) y relación entre rigidez secante y elástica	198
8.1.2.8	Mapeo de la fluencia de elementos en tiempos específicos y en envolventes, y rotaciones plásticas acumuladas	200
8.1.3	Factor de sobrerresistencia global a carga lateral	203
8.1.4	Relación entre demandas de ductilidad globales y máximas de entrepiso y desplazamientos globales y máximos de entrepiso	203
9	Resumen y conclusiones	262
	Agradecimientos	267
	Referencias	268
	ANEXO A	271

RESUMEN

Se presentan los resultados de un estudio realizado a diferentes diseños de un edificio regular de 15 pisos con base en marcos dúctiles de concreto reforzado.

Con dicho estudio se pretende contribuir a revisar si las disposiciones de diseño de la propuesta del RCDF-01 (2001) y sus normas técnicas complementarias NTCC-01 (2001) y NTCS-01 (2001) son adecuadas, suficientes y confiables para el diseño de estructuras regulares con base en marcos dúctiles de concreto reforzado; reconociendo que una revisión rigurosa del Reglamento implicaría necesariamente realizar estudios en una gran diversidad de estructuras y no únicamente en un edificio.

Fundamentalmente, los aspectos que se pretenden evaluar son:

- a) Si diseñar la rigidez lateral de la estructura cumpliendo el límite de distorsiones de entrepiso $\gamma = 0.012$ del cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) lleva a un comportamiento sísmico adecuado de la estructura.
- b) Si el cumplimiento de los límites $\gamma = 0.004$ y $\gamma = 0.030$ para las distorsiones de entrepiso de diseño establecidos en el Apéndice normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para la limitación de daños a elementos no estructurales y para seguridad contra colapso respectivamente, implica un comportamiento sísmico adecuado de la estructura.
- c) Si los factores de comportamiento sísmico $Q = 3$ y $Q = 4$ empleados para diseñar estructuras con base en marcos dúctiles son razonables.
- d) Las diferencias que se tienen entre la aplicación y omisión de las disposiciones de la propuesta de NTCC-01 (2001) relacionadas con el incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo para la determinación de la carga axial de diseño a utilizar en el dimensionamiento de las columnas de marcos dúctiles diseñados con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$.
- e) Las diferencias que se tienen entre la adopción del cuerpo principal y el Apéndice normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para el análisis sísmico.
- f) El factor de sobrerresistencia global ante cargas laterales de los modelos en estudio.

Para evaluar los aspectos arriba descritos, se estudió el comportamiento sísmico de los modelos efectuando análisis dinámicos no lineales.

Los diseños obtenidos y los resultados de los análisis dinámicos no lineales permiten concluir sobre algunos aspectos relacionados con el diseño estructural de los modelos en estudio, así como resaltar algunas diferencias y tendencias en el comportamiento sísmico observadas en los distintos modelos.

Con respecto a la disposición relacionada con el incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo, se observa en este estudio que existen muy pocas diferencias entre los diseños que contemplan e ignoran esta disposición tanto en las secciones obtenidas como en el comportamiento sísmico.

ABSTRACT

The results of a study accomplished to different designs of a regular 15 story building with ductile reinforced concrete frames are presented.

The purpose of such study is to contribute to review if the regulations of the draft version for NTCC-01 and NTCS-01's code are appropriate enough and reliable to design regular reinforced concrete buildings with special moment resisting frames; recognizing that a rigorous evaluation must take into account several structures and not only one building.

Mainly, the aspects to be evaluated are:

- a) If observing the draft version for NTCS-01's drift limit $\gamma = 0.012$ while designing the lateral stiffness of the structure helps the structure to have an adequate seismic behavior.
- b) If obeying the drift limits $\gamma = 0.004$ and $\gamma = 0.030$ established in the A Appendix of the draft version for NTCS-01 to limit the damage to non structural elements and to security against collapse respectively, implicate an adequate seismic behavior of the structure.
- c) If the seismic response modification factors $Q = 3$ and $Q = 4$ used to design special moment resisting frames buildings are reasonable.
- d) The differences between the designs which incorporate or omit sections 7.3 and 7.3.5.1 of the draft version for NTCC-01's code related with the 70 percent increment of the axial force's portion related to lateral loads caused by earthquakes for the design of columns in special moment resisting frames designed with $Q = 4$.
- e) The differences between the adoption of the main body and Appendix A of the draft version for NTCS-01 in the seismic analysis.
- f) The global overstrength factor under lateral load for the buildings under study.

To evaluate the aspects described above, the seismic behavior of the models was studied performing non linear dynamic analysis.

The designs obtained and the results of the nonlinear dynamic analysis permit to conclude on some aspects related to the structural design of the models under study, as well as to highlight some differences and tendencies in the seismic behavior observed in the model structures.

With respect to the regulation related with the 70 percent increment of the axial force's portion related to the lateral loads caused by earthquakes, in this study we observed that there are very few differences between the designs that incorporate or ignore this rule in the transversal sections obtained, as well as in the nonlinear seismic behavior.

INTRODUCCIÓN

Las estructuras se diseñan para resistir sin colapso, aunque con daño estructural y no estructural, niveles mayores de movimiento sísmico. Esto implica aceptar un comportamiento no lineal de importancia y ser racional en el diseño, reduciendo las fuerzas laterales con el factor Q' para suministrar a la estructura una resistencia varias veces menor a la requerida para mantenerla en el intervalo elástico.

Una de las razones para poder dividir entre Q' es la reducción de fuerzas laterales que puede obtenerse debida al comportamiento global de la estructura (supuesto de manera simplista como elastoplástico), el cual se ve afectado por la no simultaneidad y no uniformidad en la formación de las articulaciones plásticas.

En el diseño de estructuras de marcos esbeltos o flexibles existe generalmente un aumento de los momentos de volteo y consecuentemente de las cargas axiales en las columnas, incremento que en ocasiones no se toma en cuenta en el análisis elástico realizado con fuerzas laterales reducidas, y que es particularmente importante en las columnas de los primeros entresijos de edificios altos y esbeltos.

Este fenómeno ha motivado la propuesta de algunos enfoques para el diseño de columnas de marcos dúctiles de concreto con los que se pretende cubrir la posibilidad que la fuerza sísmica horizontal exceda a la obtenida dividiendo el coeficiente sísmico entre el factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, Q' , a pesar que estos marcos no formen parte de estructuras flexibles o esbeltas.

Estas propuestas, que como se comenta en Luna (2000) y Luna y Tena (2002), están basadas en estudios metodológicamente inapropiados, han sido impuestas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto sin evaluar su impacto en los diseños que se obtienen al aplicarlas.

De esta manera, en las NTCC-96 se estableció que al calcular la carga axial de diseño de columnas de marcos dúctiles para la cual se valúe el momento resistente M_e de una columna, la fracción de dicha carga debida al sismo debería tomarse igual a 1.7 veces la calculada a partir del análisis cuando esto conduzca a un momento resistente menor.

Esta disposición tuvo un impacto muy negativo, pues complicaba enormemente el proceso de diseño de marcos dúctiles. Los diseñadores mexicanos tenían que realizar prediseños prácticamente de forma manual por no contar con el software adecuado, ya que al no existir esta disposición en ningún otro reglamento vanguardista en el ámbito internacional y siendo los programas de análisis y diseño más utilizados en los despachos de ingeniería en México de procedencia extranjera, no incorporan estas disposiciones. Todo esto, entre otras cosas, desincentivaba el que se diseñara con marcos dúctiles de concreto reforzado en México.

Por esta razón, en la propuesta de NTCC-01 se estableció que el incremento del setenta por ciento de la carga axial debida al sismo aplicaría sólo para el diseño de estructuras con $Q = 4$, lo que libera de esta disposición sin sustento a los marcos dúctiles diseñados con $Q = 3$.

Por lo anterior, se realizó un estudio en diferentes diseños hechos para un edificio regular de 15 pisos con base en marcos dúctiles de concreto reforzado, diseñados con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$. Dicho estudio tiene como propósito detectar las diferencias entre los diseños que contemplan e ignoran la disposición de las secciones 7.3 y 7.3.5.1 de las NTCC-01, relacionada con el incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo para la obtención de la carga axial de diseño empleada en el dimensionamiento de las columnas de marcos dúctiles diseñados con $Q = 4$, así como comentar las implicaciones de la aplicación de esta disposición.

Para tal efecto, se diseñaron las columnas del edificio en estudio considerando y omitiendo esta disposición y apegándose totalmente al resto de los criterios de la propuesta de NTCC-01 y NTCS-01. Se consideró que el edificio se encuentra ubicado en la subzona III_b, pues a ésta le corresponde el espectro de diseño con mayor coeficiente sísmico, y en esta zona está ubicada la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), lugar del cual se tomó la componente E-W del acelerógrama registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 con el fin de tener un registro representativo y de características similares al sismo máximo contemplado por el reglamento del cual se pretenden evaluar sus criterios.

Además de lo anteriormente expuesto, en este estudio también se pretende contribuir a revisar si las disposiciones de diseño de la propuesta del RCDF-01 (2001) y sus normas técnicas complementarias NTCC-01 (2001) y NTCS-01 (2001) son adecuadas, suficientes y confiables para el diseño de estructuras regulares con base en marcos dúctiles de concreto reforzado; reconociendo que una revisión rigurosa del Reglamento implicaría necesariamente realizar estudios en una gran diversidad de estructuras y no únicamente en un edificio.

Fundamentalmente, los aspectos que se pretenden evaluar son:

- a) Si diseñar la rigidez lateral de la estructura cumpliendo el límite de distorsiones de entrepiso $\gamma = 0.012$ del cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) lleva a un comportamiento sísmico adecuado de la estructura.
- b) Si el cumplimiento de los límites $\gamma = 0.004$ y $\gamma = 0.030$ para las distorsiones de entrepiso de diseño establecidos en el Apéndice normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para la limitación de daños a elementos no estructurales y para seguridad contra colapso respectivamente, implica un comportamiento sísmico adecuado de la estructura.
- c) Si los factores de comportamiento sísmico $Q = 3$ y $Q = 4$ empleados para diseñar estructuras con base en marcos dúctiles son razonables.
- d) Las diferencias que se tienen entre la adopción del cuerpo principal y el Apéndice normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para el análisis sísmico.
- e) El factor de sobrerresistencia global ante cargas laterales de los modelos en estudio.

CAPITULO 1

CAMBIOS EN LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS NTCS-04 Y NTCC-04 DEL RCDF-04 QUE IMPACTAN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE MARCOS DÚCTILES

1.1 Introducción

El Gobierno del Distrito Federal solicitó a finales de 1999 a su Comité de Normas realizar un profundo proceso de revisión y actualización del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Fruto de este esfuerzo, a partir de 2001 se presentó la nueva propuesta de Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-01), así como las nuevas propuestas de sus Normas Técnicas Complementarias, entre ellas las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-01) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-01). Las NTCS-04 (2004) y NTCC-04 (2004) (versiones aprobadas de las propuestas presentadas en el año 2001) presentan cambios importantes con respecto a las normas anteriores, NTCS-95 (1995) y NTCC-96 (1996), respectivamente, los cuales se discutirán con cierto detalle secciones más adelante.

En el capítulo dedicado a los marcos dúctiles (capítulo 5 de las NTCC-96 (1996) y capítulo 7 de las NTCC-04 (2004)), se establece que para el diseño de este tipo de marcos serán aplicables las demás disposiciones que se encuentran en el resto de las normas, siempre y cuando no se modifiquen por las disposiciones de estos capítulos. Por lo tanto, el estudio comparativo entre las versiones de las NTCC-96 (1996) y NTCC-04 (2004) no se limitó a los capítulos que tratan el tema de los marcos dúctiles, sino a la norma en su totalidad, con excepción de aquellos capítulos que no tienen relación con el análisis y diseño de marcos dúctiles, por ejemplo, el capítulo dedicado al concreto reforzado.

De esta manera, al abordar los cambios entre una y otra versión de las NTCC, se dividen las diferencias detectadas en dos grupos. En el primero se tratan los cambios que impactan no sólo a los marcos dúctiles, sino a las estructuras en general, mientras que el segundo aborda los cambios que influyen en el diseño actual de marcos dúctiles exclusivamente.

Con respecto a la comparación entre las NTCS-95 (1995) y NTCS-04 (2004), vale la pena citar el comentario de Meli (2000), en el sentido de que el mayor reto al que se enfrentó el grupo de trabajo que elaboró las NTCS-04 (2004) fue proponer un cuerpo normativo adecuado para los ingenieros de la práctica, conciliando los intereses de éstos con los objetivos de los miembros del Comité de Adiciones y Reformas al Reglamento de Construcciones.

Por una parte, era deseable aprovechar la información reunida en los últimos quince años sobre las características del movimiento sísmico en el valle de México y la respuesta de distintos tipos de estructuras al movimiento del terreno de esta región. Además, se apreciaba la conveniencia de incorporar los avances realizados a nivel internacional en materia de diseño sísmico, en particular, los nuevos enfoques que se han estado proponiendo en la normativa reciente tendientes a hacer más explícitos los objetivos del diseño sísmico y hacer más congruentes los procedimientos de diseño con el cumplimiento de dichos objetivos, dando lugar a un conjunto más racional y transparente de disposiciones normativas, bajo el contexto del llamado “criterio de diseño por desempeño” (Meli, 2000). Por otra parte, los ingenieros de la práctica manifestaron, de una manera muy generalizada, que los criterios y procedimientos de diseño de las normas en vigor habían costado mucho tiempo y trabajo para ser asimilados por los proyectistas, por lo que no era conveniente una modificación radical de los mismos (Meli, 2000).

La evaluación de los diversos factores contrapuestos dio lugar a argumentaciones y polémicas, y a que se llegara a una solución de compromiso, que prevé una transición gradual hacia los nuevos formatos de la normativa moderna. Para ello, se aprovechó el antecedente de que las NTCS-95 (1995) contenían ya un Apéndice normativo que prevé un método optativo, más refinado, de diseño:

Se decidió entonces mantener en el cuerpo principal de las normas un procedimiento de diseño esencialmente igual al actual, con sólo algunos cambios puntuales para incorporar los avances más significativos que se han dado en los años recientes y las observaciones recibidas en ese tiempo sobre disposiciones que no resultan claras o que requieren correcciones. Por otra parte, se introdujo en el Apéndice normativo A una modificación sustancial que lo vuelve un procedimiento más completo y avanzado de diseño (Meli, 2000).

Los cambios en las NTCS-04 (2004) se presentan entonces por separado; cambios en el cuerpo principal y cambios en el Apéndice normativo A.

1.2 Cambios en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC)

1.2.1 Cambios que impactan a las estructuras de concreto reforzado en general

Apartado: CONSIDERACIONES GENERALES – Criterios de diseño

Además de cumplir con los estados límite de falla y servicio, las estructuras deben ser diseñadas ahora por durabilidad. Se ha dedicado en las NTCC-04 (2004) un capítulo entero, el capítulo 4, para abordar este tema.

En este capítulo se clasifica a los miembros estructurales atendiendo a las condiciones a que estarán sujetos por parte del medio ambiente, así como al uso que tendrá la construcción. Aunque en el capítulo 3 de las NTCC-96 (1996) se establecían disposiciones relacionadas con recubrimientos mínimos y espesores de desgaste con la intención de brindar protección a los miembros estructurales, no se consideraban todas las condiciones que ahora se establecen. La creencia de que el concreto dura eternamente, por considerar al concreto como sinónimo de piedra, ha demostrado ser errónea si no se cumplen ciertos requisitos relacionados con agrietamiento excesivo, supervisión en la obra y calidad de los materiales.

Es por esto que las NTCC-04 (2004), al igual que otros reglamentos del mundo, han incorporado el concepto de durabilidad (Stark, 2000).

En el diseño, debe tenerse especial cuidado cuando la estructura se encuentra en un ambiente agresivo como puede ser el caso de edificaciones en la costa, o estructuras en contacto con el agua o aún en condiciones más severas como en contacto con sustancias químicas. La Ciudad de México, por su clima, había tenido una condición muy favorable para las estructuras de concreto; sin embargo, con la contaminación de los últimos años y la asociada lluvia ácida, se han presentado casos de degradación de las propiedades de concreto en elementos expuestos a la intemperie (Stark, 2000). Aunque las NTCC-04 (2004) y versiones anteriores fueron concebidas para utilizarse en el Distrito Federal, son utilizadas en diferentes ciudades y entre ellas existen regiones con problemas severos de corrosión en su medio ambiente, por lo que el concepto de Durabilidad debe estar incluido dentro del diseño y detallado las estructuras (Stark, 2000).

De esta manera, las disposiciones del nuevo capítulo 4 de las NTCC-04 (2004) pretenden promover el uso de ciertos materiales, prácticas constructivas y sistemas de protección adicionales que permitan que la estructura alcance su período de vida útil en buen estado, mencionándose en las NTCC-04 (2004) que la vida útil de la estructura debe ser de al menos 50 años.

Apartado: CONSIDERACIONES GENERALES – Análisis

En la sección 1.4.1 de las NTCC-04 (2004) que trata acerca de los aspectos generales del análisis, se estipula ahora que en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales debe tomarse en cuenta el efecto del agrietamiento. La norma admite que se cumpla con este requisito si las rigideces de vigas y muros agrietados se determinan multiplicando por 0.5 el momento de inercia de la sección bruta de concreto ($0.5I_g$), y si las rigideces de las columnas y muros no agrietados se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto. Esta disposición toma en cuenta recomendaciones que se han hecho en la literatura mundial sobre el comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado, principalmente emitidas por el FEMA (Federal Emergency Management Agency) de los Estados Unidos.

Anteriormente en las NTCC-96 (1996) no se establecía una disposición al respecto, dejando esto a criterio de los diseñadores, quienes generalmente realizaban el análisis considerando las secciones brutas de concreto. Se justificaba este proceder porque al evaluar las propiedades geométricas de las columnas de concreto reforzado se pensaba que por estar sujetas generalmente a compresiones altas, no tendrían mucho agrietamiento. Por otra parte, si se considera que las vigas de concreto reforzado no están coladas monolíticamente con las losas, es razonable usar el momento de inercia de la sección agrietada transformada, la cual, para secciones rectangulares con porcentajes usuales de refuerzo, vale alrededor del 60 por ciento del momento de inercia de la sección bruta (Bazán y Meli, 2000). Si las vigas están coladas monolíticamente con la losa, entonces, en las zonas de momento positivo, existen patines que dan lugar a una sección T cuyo momento de inercia vale de 1.5 a 2 veces el de la sección rectangular (Bazán y Meli, 2000). De acuerdo con Bazán y Meli (2000) este efecto tiende a compensarse con el de la reducción debida al agrietamiento, y parece adecuado en estos casos emplear el momento de inercia de la sección rectangular bruta (sin considerar la reducción por agrietamiento, ni el aumento por la contribución de la losa). Sin embargo, algunos investigadores (Terán, 2003) mencionan que este enfoque no es del todo adecuado porque el ignorar la aportación de las losas en el cálculo del momento de inercia podría compensarse con el omitir el agrietamiento en la viga sólo en vigas de secciones transversales pequeñas y difícilmente sucedería con vigas de secciones transversales grandes, en las cuales, el patín que forma la losa tiene una influencia muy limitada en el valor del momento de inercia de la sección transversal. Esto lleva a reflexionar sobre la importancia de hacer un esfuerzo para calcular de una manera adecuada el momento de inercia de las secciones transversales considerando tanto el agrietamiento como la aportación de la losa, para obtener así estimaciones más realistas del periodo de la estructura y las demandas sísmicas (Terán, 2003).

Varela (1996) realizó un estudio comparativo entre dos diseños para un edificio utilizando el reglamento AIJ de Japón y el Reglamento del Distrito Federal y que se comenta en el capítulo dos. En este estudio se resalta que las estructuras diseñadas considerando precisamente estas reducciones en la inercia, entre otras consideraciones, de acuerdo a lo estipulado por el reglamento AIJ de Japón, presentan un comportamiento inelástico más apropiado.

Otra sección que sufrió cambios fue la 1.4.2 de las NTCC-04 (2004) que aborda los efectos de esbeltez. Ahora se define como columnas con extremos restringidos lateralmente a aquéllas cuyos extremos no se desplacen uno respecto al otro de forma apreciable. De esta manera es que entraron dentro de esta clasificación las columnas que se encuentran en estructuras que pueden resistir por sí mismas las cargas aplicadas sin sufrir desplazamientos laterales considerables y no sólo aquellas columnas que se encontraban en estructuras donde también existían elementos de elevada rigidez lateral como los contravientos, como se establecía en las NTCC-96 (1996).

Este cambio pretende dar mayor claridad en cuanto a en qué casos se deben revisar los efectos de esbeltez y en qué casos se pueden despreciar. Anteriormente, en la sección 1.3.2 de las NTCC-96 (1996) estaba planteado de una manera poco clara (González, 2003).

Además de lo arriba comentado, en esta misma sección de las NTCC-04 (2004), se estipula que cuando las columnas no tienen restringidos los desplazamientos laterales, definitivamente no se pueden ignorar los efectos de esbeltez como se permitía antes en las NTCC-96 (1996), donde se establecía que si la relación entre la

longitud efectiva de un miembro a flexocompresión y el radio de giro era menor a 22 ($H'/r < 22$), podían omitirse estos efectos.

Como consecuencia de esta nueva redacción, desapareció el nomograma que proporcionaban las NTCC-96 (1996) para calcular la longitud efectiva (H') en el caso de miembros no restringidos lateralmente, ya que ahora no tiene sentido calcular esta longitud para verificar el cumplimiento de esta desigualdad puesto que ya no se permite ignorar los efectos de esbeltez en este tipo de miembros como sí se permitía en las NTCC-96 (1996).

Únicamente se mantuvo el nomograma para calcular la longitud efectiva de miembros con extremos restringidos lateralmente, pues es necesario determinar este valor para la obtención de la carga crítica, útil para determinar el factor de amplificación de momentos para este tipo de miembros.

Cabe señalar que ahora en las NTCC-04 (2004) se proporciona, además del nomograma y a diferencia de las NTCC-96 (1996), la siguiente fórmula para calcular de manera aproximada el factor de longitud efectiva de pandeo de un miembro a flexocompresión (k) sin necesidad de recurrir al nomograma.

$$k = 1.35 - \sqrt{1.35(1.35 - k_A - k_B) + 1/2(k_A^2 + k_B^2)} \tag{1.1}$$

donde (de forma aproximada):

$$\left. \begin{aligned} k_A &= \frac{0.4 + \Psi_A}{0.8 + \Psi_A} \\ y \\ k_B &= \frac{0.4 + \Psi_B}{0.8 + \Psi_B} \end{aligned} \right\} \tag{1.2}$$

$$\Psi_{A,B} = \frac{\sum(\frac{I}{L})_{columnas}}{\sum(\frac{I}{L})_{miembros\ de\ flexi\o{n}}} \tag{1.3}$$

donde:

- A y B son los extremos de la columna
- I = momentos de inercia, correspondientes a la flexión en el plano considerado
- L = longitud del miembro
- $\Psi_{A,B}$ = cociente de $\Sigma(I/L)$ de las columnas, entre $\Sigma(I/L)$ de los miembros a flexión que llegan al extremo A o B de una columna, en el plano considerado

Esto tendrá un impacto positivo en la simplificación de los cálculos, pues ayudará a incorporar directamente este paso en las hojas de cálculo o programas de computo utilizados para el diseño.

También se observa que, para la obtención de los momentos de diseño de acuerdo al método de amplificación de momentos, se distinguen ahora las expresiones a usar para el caso de columnas con extremos restringidos lateralmente de las correspondientes a las columnas no restringidas lateralmente. Este cambio se debe a que es más apropiado usar un factor para los momentos que se deben a los desplazamientos laterales y otro distinto para los momentos que no se deben a desplazamientos laterales, ya que teóricamente sólo se deben usar factores para los momentos debidos a los desplazamientos laterales cuando hay desplazamiento lateral. No hay por qué incrementar los momentos debidos a las cargas verticales, pues el incremento obedece a efectos P- Δ (González, 2003).

Es importante mencionar también que ahora, en la sección 1.4.2.2.e de las NTCC-04 (2004) se especificó que cuando la torsión de un entrepiso sea significativa, debe realizarse un análisis de segundo orden. Antes, en la sección 1.3.2.e de las NTCC-96 (1996) sólo se mencionaba que, cuando esto ocurría, se debían considerar los efectos de esbeltez, pero no se especificaba que esto debería hacerse por medio de un análisis de segundo orden.

Apartado: CONSIDERACIONES GENERALES – Materiales

Anteriormente, en la sección 1.4.1 de las NTCC-96 (1996), se daba opción a que el corresponsable en seguridad estructural permitiera el uso de concreto clase 2 para obras clasificadas como del grupo A o B1, si demostraba que el comportamiento estructural era satisfactorio e incluía esta justificación en la memoria de cálculo. Actualmente, en la sección 1.5.1 de las NTCC-04 (2004), ya no se da esta opción al corresponsable en seguridad estructural, lo que implica que este tipo de edificaciones se construya exclusivamente con concreto clase 1. Esto se debe básicamente a que los miembros del Comité consideraron que era muy difícil que el corresponsable en seguridad estructural pudiera demostrar que el comportamiento del concreto clase 2 es satisfactorio (González, 2003). Por otra parte, se ha observado que el uso de concretos de alta resistencia tiene un impacto muy favorable en el comportamiento de las estructuras, lo que incita a promover el uso del concreto clase 1 y limitar el uso del concreto clase 2. De esta manera se es congruente en el sentido de que las estructuras clasificadas como del grupo A o B1 son, por las razones que se exponen en el cuerpo principal del RCDF, las estructuras más importantes, de las cuales se desea tener una baja probabilidad de aparición de fallas estructurales.

En la sección 1.5.1.2 de las NTCC-04 (2004) se especifica que los concretos clase 2 no deben tener una resistencia nominal a la compresión f'_c menor a 200 kg/cm^2 . Antes, en la sección 1.4.1.b de las NTCC-96 (1996) no se acotaba este límite inferior y únicamente se mencionaba que un concreto clase 2 era aquel con resistencia a la compresión f'_c menor a 250 kg/cm^2 .

El empleo de concretos de elevada resistencia es favorable en estructuras ubicadas en zonas sísmicas pues disminuye la posibilidad de fallas frágiles por compresión o por tensión diagonal del concreto y favorece el desarrollo de la capacidad total del acero de refuerzo, cuya fluencia gobierna el comportamiento inelástico de la estructura. Sin embargo, la condición anterior se puede lograr para concretos de cualquier resistencia, siempre que se sigan los criterios adecuados de dimensionamiento de las secciones.

La limitación de resistencia mínima que se impone en las normas (f'_c mayor a 200 kg/cm^2 para concreto clase 2), tiene como intención evitar tipos de concreto en los que se suele tener poco control de calidad sobre la resistencia, más que propiciar resistencias elevadas (Bazán y Meli, 2000).

Este punto fue muy debatido, pues cuando se exhibió en la página Web de la SMIE la propuesta de las NTCC-01 (2001) con el fin de recibir comentarios por parte de los ingenieros de la práctica, éstos se opusieron rotundamente a que los concretos clase 2 tuvieran una resistencia a la compresión mayor a 200 kg/cm^2 , argumentando que esta disposición encarecería inútilmente la construcción, pues según ellos, algunas estructuras pequeñas construidas con concretos de resistencia nominal a la compresión f'_c menor a 200 kg/cm^2 han exhibido un comportamiento estructural satisfactorio.

De esta manera, en la versión final de NTCC-04 (2004) se conciliaron intereses y se estableció que en muros de concreto reforzado de vivienda de interés social se admite el uso de concreto clase 2 con resistencia especificada de $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ siempre y cuando se cumpla con los recubrimientos mínimos (González, 2003).

En la sección 1.5.1.1 de las NTCC-04 (2004), se señala puntualmente el peso específico que deben tener los agregados, así como la roca madre de la que provienen, para producir ambos tipos de concreto. Anteriormente en la sección 1.4.1.b de las NTCC-96 (1996) sólo se indicaba que en la fabricación de dichos concretos se debería cumplir con los requisitos especificados en la NOM respectiva. Esta precisión en cuanto a especificar dentro del cuerpo de las NTCC-04 (2004) la roca madre de la que provienen los agregados y el peso específico que deben tener, se debe a que se ha observado que la calidad de los agregados depende mucho de la calidad de la roca de

la que provienen. La calidad de los agregados impacta a su vez en la calidad del concreto y como ya se mencionó, la calidad del concreto es definitiva para el buen comportamiento estructural, pues las deformaciones que pueda sufrir un miembro serán menores, tendrá mayor rigidez y un menor agrietamiento. Por estas razones, se desea que siempre que sea posible se usen concretos de la mejor calidad en general porque esto tiene una repercusión positiva en la durabilidad, en la resistencia y en el comportamiento estructural (González, 2003).

Muchos de los daños de los sismos ocurridos en México en septiembre de 1985 se debieron a la mala calidad del concreto en general y esta mala calidad se debía entre otras cosas a la mala calidad de los agregados (González, 2003).

En las estructuras dúctiles, debe exigirse un control de calidad estricto a la resistencia del concreto para evitar que la variabilidad en la misma pueda dar lugar a zonas mucho más débiles que el resto de la estructura, pues en dichas zonas se podría llegar a concentrar la disipación de energía, redundando esto en una menor ductilidad del conjunto (Bazán y Meli, 2000).

Cabe señalar que en lo referente a los materiales, en las NTCC-96 (1996) se hacía referencia al cumplimiento de las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) emitidas por la Dirección General de Normas, perteneciente a la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, las cuales tenían el carácter de obligatorio por si mismas. Ahora, en las NTCC-04 (2004) se hace referencia a las normas NMX emitidas por el Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE), la cual es una sociedad civil.

La diferencia fundamental entre una y otra norma es que las NOM son obligatorias mientras que las NMX son recomendadas, aunque adquieren el carácter de obligatorio al ser mencionadas en las NTCC. Es probable que estas normas tengan cambios que pudieran modificar de alguna manera el diseño de estructuras de concreto; sin embargo, no se abordarán en esta tesis.

En la sección 1.5.1.3 de las NTCC-04 (2004) se observan algunos cambios en los coeficientes de las expresiones empleadas para la determinación de la resistencia a tensión de diseño y el módulo de ruptura del concreto.

En cuanto al valor de la resistencia a tensión de diseño, las NTCC-96 (1996) daban opción determinarlo con las expresiones:

$$\left. \begin{array}{l} f_t^* = 1.2\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 1} \\ y \\ f_t^* = 0.9\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 2} \end{array} \right\} \quad (1.4)$$

Mientras que ahora, en las NTCC-04 (2004) estas expresiones son:

$$\left. \begin{array}{l} f_t^* = 1.3\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 1} \\ y \\ f_t^* = 1.0\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 2} \end{array} \right\} \quad (1.5)$$

Con respecto al cálculo del módulo de rotura, las NTCC-96 (1996) proporcionan las expresiones:

$$\left. \begin{array}{l} f_r^* = 1.6\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 1} \\ y \\ f_r^* = 1.1\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 2} \end{array} \right\} \quad (1.6)$$

En las NTCC-04 (2004) se tiene en cambio:

$$\left. \begin{array}{l} f_r^* = 1.7\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 1} \\ y \\ f_r^* = 1.2\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 2} \end{array} \right\} \quad (1.7)$$

En las expresiones anteriores:

f_t^* = resistencia a tensión de diseño del concreto.

f_c^* = resistencia a compresión de diseño del concreto.

f_r^* = módulo de rotura o resistencia a tensión por flexión de diseño del concreto.

Las expresiones para el cálculo de la resistencia a tensión de diseño y el módulo de rotura del concreto han sido establecidas en base a estudios experimentales, por lo cual son de naturaleza aproximada y dan sólo una idea de los órdenes de magnitud relativos. Los cambios que se observan se deben a que desde la elaboración de las NTCC-96 (1996) y hasta la fecha, se ha reunido una cantidad importante de datos, fruto de ensayos realizados en el Instituto de Ingeniería, en la UAM-Azcapotzalco y en CEMEX, y que sugieren cambiar los coeficientes para tener un mejor ajuste con los datos experimentales (González, 2003).

Anteriormente, en la sección 1.4.1.d de las NTCC-96 (1996) se proporcionaba para concreto clase 1 un valor de módulo de elasticidad de $14000\sqrt{f_c^*}$. Ahora, en la sección 1.5.1.4 de las NTCC-04 (2004) se distingue para el concreto clase 1 el módulo de elasticidad de concretos formados con agregado grueso calizo, del correspondiente a los concretos preparados con agregado grueso basáltico. Para los primeros el módulo de elasticidad sigue siendo $14000\sqrt{f_c^*}$, mientras que para los concretos que contienen agregado grueso basáltico el módulo de elasticidad vale $11000\sqrt{f_c^*}$. Estando en todos los casos f_c^* en kg/cm^2 .

Con este nuevo valor de módulo de elasticidad se toma en cuenta que los agregados disponibles en estado natural en el valle de México son de mediocre calidad por su alta porosidad, bajo peso volumétrico y gran contenido de polvos, todo lo cual da lugar a concretos de bajo módulo de elasticidad y muy propensos a sufrir agrietamientos por contracción y grandes deformaciones por flujo plástico (Bazán y Meli, 2000).

Apartado: ESTADOS LÍMITE DE FALLA – Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño

La sección 2.1.1 de las NTCC-96 (1996) destinada a las hipótesis de diseño, sufrió un cambio muy importante, pues ahora en la sección 2.1 de las NTCC-04 (2004) en lo referente a la distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, se considera un valor uniforme de esfuerzo y se hace variar la profundidad de eje neutro en función de la resistencia de diseño a la compresión del concreto. En las NTCC-96 (1996) se consideraba una profundidad de eje neutro constante e igual a $0.8c$, siendo c la profundidad del eje neutro, y se hacía variar la magnitud del esfuerzo uniforme en función de la resistencia de diseño del concreto.

Este cambio se debió a que la expresión que proporcionaban las NTCC-96 (1996) para la determinación del esfuerzo uniforme en función de f_c^* para concretos en que $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$, la cual se muestra enseguida:

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \quad (1.8)$$

donde:

f_c'' = esfuerzo uniforme de compresión en el concreto

f_c^* = resistencia a compresión de diseño

describe una curva en la que, para valores altos de f'_c y por ende valores altos de f''_c , el esfuerzo uniforme tiende a disminuir lo cual no es lógico (*figura 1.1*). Esto es, con la expresión 1.8, el esfuerzo uniforme aumentaba a medida que lo hacía f'_c , pero alcanzaba un valor máximo y comenzaba a disminuir.

Como no era teóricamente posible que un concreto de mayor resistencia tuviera un esfuerzo uniforme menor se busco corregir esta deficiencia con este cambio (González, 2003).

En el pasado, no se tenía mayor problema con la utilización de la expresión 1.8 ya que al no ser en ese entonces común el uso de concretos de alta resistencia, el esfuerzo uniforme no alcanzaba a exhibir la disminución arriba descrita y se ajustaba bien para los concretos de aquella época; sin embargo, como actualmente se ha extendido el uso de concretos de alta resistencia, este efecto se acentúa mucho, lo cual motivó el cambio en la expresión y de paso se uniformizó con la del ACI y con la de otros reglamentos del mundo en los cuales se sigue este criterio (González, 2003).

En la tabla 1.1 y en la figura 1.2 puede verse una comparación de los parámetros que definen las propiedades del bloque rectangular equivalente de esfuerzos a compresión para los reglamentos ACI (American Concrete Institute), UBC (Uniform Building Code), CAN (Canadian Standards), NZS (New Zealand Standard) y las NTCC-96 (1996) y las NTCC-04 (2004).

La hipótesis de diseño que se adoptaba anteriormente, es decir, la que consistía en considerar una profundidad de eje neutro constante y variar la magnitud del esfuerzo uniforme en función de la resistencia de diseño del concreto, tenía la bondad de permitir la construcción de juegos de curvas de interacción que no dependen de f'_c para dimensionamiento de columnas; sin embargo, como se ha observado en algunos estudios (Tena y Luna, 2002), al comparar los diagramas de interacción realizados con los bloques equivalentes del ACI y de las NTCC-96 (1996), se observa que la zona de flexocompresión es distinta, pues con las NTCC-96 (1996) se obtienen fuerzas de compresión y momentos flexionantes menores que aquellos obtenidos con el ACI, lo cual redundaba en una carga axial menor cuando se busca el equilibrio de fuerzas en la construcción de un diagrama de interacción. Esto sucede a pesar de no utilizar el valor de f'_c en los cálculos siguiendo las hipótesis de las NTCC-96 (1996), pues aunque para valores bajos de f'_c se obtienen resultados relativamente semejantes, no sucede lo mismo para concretos de alta resistencia por la razón arriba expuesta.

Apartado: ESTADOS LÍMITE DE FALLA – Flexión

Como consecuencia del cambio en las hipótesis para determinar el bloque equivalente de esfuerzos del concreto, la expresión para el cálculo de la cuantía de refuerzo asociada a la falla balanceada sufrió un ajuste. Anteriormente se tenía:

$$\rho_b = \frac{f''_c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} \quad (1.9)$$

mientras que ahora la relación balanceada esta dada por:

$$\rho_b = \frac{f''_c}{f_y} \cdot \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} \quad (1.10)$$

donde:

ρ_b = relación balanceada

f''_c = esfuerzo uniforme, $f''_c = 0.85f'_c$

f_y = esfuerzo de fluencia del acero

β_1 = parámetro que define la profundidad del bloque de esfuerzos equivalente

Tanto esta expresión como la anterior se obtienen al establecer un estado de deformaciones unitarias en el cual se alcanzan simultáneamente la deformación de aplastamiento del concreto, que se supone igual a 0.003, y la deformación de fluencia del acero de refuerzo. A partir de este estado de deformaciones se plantea el estado de esfuerzos. La diferencia entre las expresiones 1.9 y 1.10 radica precisamente en las hipótesis para determinar el bloque equivalente de esfuerzos.

Con el fin de fomentar la construcción de elementos que tengan cierta ductilidad y reducir el riesgo de fallas frágiles inclusive en estructuras ubicadas en zonas no sísmicas, en la sección 2.2.2 de las NTCC-04 (2004) se especifica que el refuerzo máximo para miembros de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90 por ciento del que corresponde a la falla balanceada. Antes, en la sección 2.1.2.b de las NTCC-96 (1996) se mencionaba que el refuerzo máximo para miembros de concreto reforzado que no debían resistir fuerzas sísmicas era el 100 por ciento del correspondiente a la falla balanceada.

El reglamento ACI 318-89 ya especificaba usar como máximo el 75 por ciento de la relación balanceada para construcciones normales y el 50 por ciento para construcciones en zonas sísmicas (González y Robles, 2000).

Apartado: ESTADOS LÍMITE DE FALLA – Fuerza cortante

En la sección 2.1.5.a de las NTCC-96 (1996) relacionada con la determinación de la fuerza cortante que toma el concreto (V_{CR}), se estipulaba, a manera de condición para no reducir la resistencia a cortante determinada para el concreto V_{CR} , que la relación h/b (peralte total-base) no debería exceder de seis, así como que la dimensión transversal h del elemento paralela a la fuerza cortante no fuera mayor a 700 mm. Por cada una de las dos condiciones que no se cumpliera se tenía que reducir en 30 por ciento el valor de V_{CR} determinado a partir de las expresiones proporcionadas por las NTCC-96 (1996).

En la nueva versión de la norma, no existe en este apartado la limitante para la relación h/b , sólo se mantiene la que menciona que la dimensión transversal h del elemento debe ser menor a 700 mm para poder obtener directamente y sin reducir la resistencia V_{CR} del concreto a cortante. Además, se establece ahora en las NTCC-04 (2004) que de no cumplirse esta condición, el valor de V_{CR} no se reducirá abruptamente en 30 por ciento, sino que se afectará por un factor que fluctúa entre 0.8 y 1.0, calculado con la siguiente fórmula que proporciona una reducción gradual:

$$1 - 0.0004(h-700) \quad (1.11)$$

donde:

h = dimensión transversal h del elemento (en mm)

La otra limitante que establecía que la relación entre el peralte total y el ancho de la sección transversal h/b no debía exceder de seis se cambió de lugar por considerarse pertinente que esta desigualdad se cumpliera forzosamente para toda viga, colocándose dentro del apartado 6.1.1 que versa sobre los requisitos generales de vigas, dentro del apartado de disposiciones complementarias para elementos estructurales comunes.

Como estaba establecida anteriormente la disminución en 30 por ciento de la resistencia a fuerza cortante de los miembros con peralte total mayor a 70 cm, reducción con la cual se pretende tomar en cuenta la disminución de capacidad para resistir fuerza cortante que presentan las vigas grandes, se observaba que era un cambio muy brusco e ilógico para vigas con dimensión h igual a 70 cm; ya que por ejemplo, en teoría, al calcular el valor V_{CR} conforme a la sección 2.1.5.a de las NTCC-96 (1996) resultaba que una viga de 69 cm resistía más que una viga de 71 cm pues a la viga de 71 cm se le tenía que reducir la resistencia en 30 por ciento mientras que a la de 69 cm no. Por esto se decidió hacer una reducción gradual como la proporcionada por la ecuación 1.11 (figura 1.3) (González, 2003).

También se especifica ahora, en la sección 2.5.8 de las NTCC-04 (2004), que debe proporcionarse acero longitudinal en las paredes verticales de las trabes. Este acero estará constituido, como mínimo, por barras de 7.9 mm de diámetro (No. 2.5) colocadas con una separación máxima de 350 mm.

Como resultado de esta nueva disposición de la sección 2.5.8 de las NTCC-04 (2004), surgió una discusión entre los miembros del Comité en torno a la reducción de la fuerza cortante que resiste el concreto V_{cR} debido a que además de que algunos ingenieros consideraban que esta disposición no se aplica en la práctica, investigaciones recientes indican que aunque en efecto hay una reducción en la capacidad para resistir fuerza cortante en vigas grandes debido a que en materiales frágiles, como el concreto, la probabilidad de que existan zonas de resistencia baja aumenta con el tamaño del miembro y las acciones de dovela y de trabazón del agregado en especial disminuyen notablemente, esta reducción sólo ocurre en miembros que tienen pequeños porcentajes de refuerzo y no se presenta cuando los miembros tienen acero longitudinal en las caras laterales, colocado como se estipula ahora en la sección 2.5.8 de las NTCC-04 (2004), pues al aumentar el porcentaje de acero longitudinal aumenta la carga necesaria para producir el agrietamiento inclinado (González y Robles, 2000).

Algunos miembros del Comité pensaron que ya no era necesario hacer la reducción por tamaño pues se estaba obligando a colocar acero en las caras laterales y por ende no se iba a presentar el efecto de disminución de resistencia a fuerza cortante en el concreto; sin embargo, la teoría indica que a mayor tamaño menor resistencia y por tanto se decidió mantener la reducción para V_{cR} , aunque como ya se mencionó no brusca sino gradual (González, 2003).

En las dos expresiones para el cálculo de la fuerza cortante que resiste el concreto

$$V_{cR} = F_R bd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f'_c} \quad (1.12)$$

para ρ menor a 0.01 y

$$V_{cR} = 0.5F_R bd\sqrt{f'_c} \quad (1.13)$$

para ρ mayor o igual a 0.01

han cambiado los límites de la cuantía para usar una u otra expresión, pues ahora se establece:

$$V_{cR} = F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f'_c} \quad (1.14)$$

para ρ menor a 0.015 y

$$V_{cR} = 0.5F_R bd\sqrt{f'_c} \quad (1.15)$$

para ρ mayor o igual a 0.015

Además, como puede verse en la expresión 1.14, uno de los términos entre paréntesis cambió para adaptar el valor del número entre paréntesis al nuevo caso de la cuantía límite, esto es, 30 se sustituyó por 20 y de esta manera el término entre paréntesis seguirá dando 0.5 para la cuantía que limita el uso de una u otra expresión.

Como se mencionó anteriormente, la cuantía de refuerzo longitudinal influye en la resistencia al corte de la pieza y el efecto de disminución de resistencia a corte se presenta más si el porcentaje de acero a flexión es muy bajo. Como se notó que con cuantías de refuerzo longitudinal ρ muy bajas la ecuación 1.12 estaba del lado de la inseguridad pues daba mayores valores de V_{cR} , se modificó tanto el límite como la expresión 1.12 (figura 1.4) (González, 2003).

Con respecto al refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas, en la sección 2.1.5.IV.b de las NTCC-96 (1996), en caso de que la fuerza cortante de diseño V_u fuera menor a V_{CR} , sólo se indicaba la colocación de un refuerzo mínimo consistente de estribos verticales de diámetro no menor a 6.3 mm (estribos del No. 2) espaciados a cada medio peralte efectivo y colocados a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

En cambio, en la sección 2.5.2.2 de las NTCC-04 (2004), se proporciona la siguiente expresión para calcular el área de acero mínima:

$$A_{v,\min} = 0.30\sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y} \quad (1.16)$$

donde:

$A_{v,\min}$ = área de refuerzo mínimo para vigas
 f_c^* = resistencia a compresión de diseño
 b = ancho de la sección
 s = separación del refuerzo transversal
 f_y = esfuerzo de fluencia del acero

además se establece que los estribos verticales no tendrán un diámetro menor a 7.9 mm (estribos del No. 2.5) con separación menor a medio peralte efectivo.

El alambroón número 2 se fabrica con poco control de calidad, o al menos con menor control de calidad que las barras de acero del número 2.5, entonces se pensó que la calidad de la construcción en general se vería mejorada sustancialmente si se obligaba a usar estribos del número 2.5 en lugar de permitir el uso de estribos formados con alambroón del número 2. Otra desventaja que presenta el alambroón con respecto a la barra de acero del número 2.5, es que es más frágil, aparte de no tener buena adherencia por ser liso, sin corrugación (González, 2003).

Por otra parte, ante una demanda de rotación importante para un miembro estructural, los estribos de diámetro pequeño actúan solamente como amarres entre las esquinas debido a que la rigidez por flexión es pequeña y éstos se arquean hacia fuera en vez de confinar en forma efectiva al concreto en las regiones entre las esquinas. Con una relación mayor de diámetro de la barra del estribo a su longitud no soportada, el área de concreto confinado efectivamente es mayor debido a la mayor rigidez a flexión del lado del estribo (Park y Paulay, 1996).

Aunque se reconoce que con esta disposición se aumentará el costo de las construcciones, indudablemente se mejorará la calidad de las mismas. Podría pensarse que la barra No. 2.5 es difícil de conseguir en el mercado pues se fabrica poco, debiéndose esto precisamente a que se usaba poco. Esto es un círculo vicioso que indudablemente se romperá pues al fomentarse en las NTCC-04 (2004) el uso de estas barras, los fabricantes comenzarán a fabricarlas porque aumentará la demanda (González, 2003).

Cuando V_u (fuerza cortante de diseño) es mayor a V_{CR} (fuerza cortante de diseño que toma el concreto), la sección 2.1.5.IV.b de las NTCC-96 (1996) proporciona la siguiente expresión para el cálculo de la separación de los estribos:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta)}{V_u - V_{CR}} < \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} \quad (1.17)$$

donde:

F_R = factor de resistencia
 A_v = área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s

- f_y = esfuerzo de fluencia del acero
 θ = ángulo que forma el refuerzo por tensión diagonal con el eje de la pieza
 d = peralte efectivo
 b = base del elemento

En las NTCC-04 (2004) esta expresión es la misma; sin embargo, ahora no es necesario limitar la separación s con el segundo miembro de la desigualdad 1.17 pues se establece que el refuerzo por tensión diagonal nunca será menor que el calculado con la expresión 1.16. La limitante numérica se mantiene, aunque con un ligero cambio, pues antes se especificaba que la separación s debía ser menor a 5 cm, mientras que ahora se dice que s debe ser menor a 6 cm, es decir, ahora se permite poner los estribos 1 cm más espaciados, siendo esto consecuencia de que ahora se usan estribos de mayor diámetro.

En la sección 2.1.5.d de las NTCC-96 (1996) que aborda el tema de proximidad a reacciones y cargas concentradas correspondiente al apartado de diseño por cortante, sólo se estipulaba que cuando una carga concentrada debida a una viga secundaria se transmitía a la cara lateral de una viga principal, se tomara en cuenta su efecto sobre la tensión diagonal del miembro principal cerca de la unión. Ahora, en la sección 2.5.4 de las NTCC-04 (2004), con el fin de disminuir la probabilidad de fallas frágiles en las intersecciones de vigas secundarias con vigas principales, se especifica de manera detallada cómo se debe reforzar transversalmente esta zona de las estructuras. Para tal efecto, en las NTCC-04 (2004) se especifica que debe colocarse refuerzo transversal (estribos de suspensión) en la zona de intersección de las vigas, sobre la viga principal (adicional al refuerzo necesario por fuerza cortante en la viga principal) de tal suerte que este refuerzo resista una fuerza cortante igual a:

$$V_u = \frac{h_s}{h_p} \quad (1.18)$$

donde:

- V_u = fuerza cortante de diseño de la viga secundaria
 h_s = peralte de la viga secundaria
 h_p = peralte de la viga principal

Además se especifica que el lecho inferior del refuerzo longitudinal de la viga secundaria deberá colocarse sobre el correspondiente de la viga principal y que deberá anclarse en ella considerando como sección crítica el paño de los estribos adicionales.

En cuanto a la limitación para V_u (fuerza cortante de diseño), antes en la sección 2.1.5.IV.b de las NTCC-96 (1996) se establecía un valor fijo sin importar de que tipo de elemento estructural se tratase; vigas, columnas, etc. Esta limitación estaba dada por la expresión:

$$V_u < 2F_R b d \sqrt{f'_c} \quad (1.19)$$

donde:

- V_u = fuerza cortante de diseño
 F_R = factor de resistencia
 b = ancho de la sección
 d = peralte efectivo de la sección

Ahora no se limita con un valor fijo a V_u y se da en la sección 2.5.2.4 de las NTCC-04 (2004) una expresión distinta según se trate de vigas, columnas y en marcos dúctiles donde V_{CR} sea igual a cero.

Elemento estructural Limitación para V_u

Vigas $2.5F_R bd\sqrt{f'_c}$

Columnas $2F_R bd\sqrt{f'_c}$

Marcos dúctiles, donde V_{cR} sea igual a cero. $2F_R bd\sqrt{f'_c}$

Básicamente se permite un mayor valor de V_u para vigas, pues para este tipo de elementos se dispone de una mayor cantidad de datos experimentales, los cuales sugieren que no se tendrán problemas si se permite que V_u alcance valores mayores a los anteriormente estipulados. Para los demás casos no se cuenta con evidencia experimental que pudiera llevar a liberar esta limitación, por eso se mantienen igual las expresiones (González, 2003).

Apartado: ESTADOS LÍMITE DE FALLA – Torsión

En general, el capítulo relacionado con el diseño de elementos por torsión ha sufrido un profundo cambio, debido principalmente a que se ha modificado el criterio de diseño. Ahora se utiliza el criterio de la analogía de la armadura espacial que es más racional y con fundamento teórico, a diferencia del criterio usado anteriormente que era más bien empírico y sin fundamentos teóricos (González, 2003).

Apartado: ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO – Deflexiones

Para el cálculo de deflexiones inmediatas, en la sección 3.2.1.1 de las NTCC-04 (2004) se proporciona una expresión adicional a la ofrecida en las NTCC-96 (1996) para el cálculo del momento de inercia con el cual se calcularán las deflexiones. Con esta expresión se calcula el llamado momento de inercia efectivo.

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}}\right)^3\right] I_{ag} \leq I_g \quad (1.20)$$

donde:

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_r I_g}{h_2}$$

I_e = momento de inercia efectivo, cm^4

M_{ag} = momento de agrietamiento, kg-cm

\bar{f}_r = resistencia media a tensión por flexión del concreto o módulo de rotura, kg/cm^2

I_g = momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro, cm^4

h_2 = distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión

$M_{m\acute{a}x}$ = momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión

I_{ag} = momento de inercia de la sección transformada agrietada, cm^4

Esta opción para el cálculo del momento de inercia se proporciona aparte de la forma simplificada que consiste en emplear el momento de inercia de la sección transformada agrietada como se hacía antes.

Desde hace tiempo, en el reglamento del ACI y en otros reglamentos del mundo se introdujo el concepto de momento de inercia efectivo, que toma en cuenta que el nivel de agrietamiento de un elemento depende de la

magnitud del momento flexionante actuante. Este concepto trata de especificar el uso de un momento de inercia intermedio entre el que corresponde a una viga agrietada y a una viga no agrietada.

Al estudiar la expresión 1.20 se observa que si el momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión es similar al momento de agrietamiento (o sea, un momento actuante moderado), el segundo término de la expresión 1.20 tenderá a cero y corresponderá al elemento un momento de inercia efectivo I_e del orden del momento de inercia de la sección bruta de concreto I_g , por el contrario, si el momento flexionante máximo es mucho mayor al momento de agrietamiento (momento actuante alto), el primer término de la expresión 1.20 tiende a cero y el momento de inercia efectivo I_e tiende al momento de inercia de la sección transformada agrietada I_{ag} (figura 1.5) (Terán, 2003).

En las NTCC-96 (1996) no se había introducido este concepto, argumentando que el uso del momento de inercia de la sección transformada agrietada era conservador, pues proporciona momentos de inercia menores que los reales y consecuentemente se obtienen deflexiones mayores a las reales, siendo los momentos de inercia reales precisamente los intermedios entre la sección gruesa y la sección agrietada.

Como se acaba de mencionar, los valores obtenidos con la fórmula de inercia efectiva son más precisos, sin embargo se da en las NTCC-04 (2004) la opción de usar la fórmula para la obtención del momento de inercia de la sección transformada agrietada pues dará en todo caso valores conservadores.

Apartado: ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO – Agrietamiento

En cuanto al agrietamiento de elementos no presforzados que trabajan en una dirección, en la sección 2.2.3 de las NTCC-96 (1996) se menciona que las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de tal manera que la cantidad dada por la expresión 1.21 no exceda de 40 000 kg/cm:

$$f_s \sqrt[3]{d_c A} < 40000 \quad (1.21)$$

donde:

f_s = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio

d_c = recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella

A = área de concreto a tensión

Ahora, en la sección 3.3 de las NTCC-04 (2004) se ha modificado tanto la fórmula como los valores máximos de esta expresión de acuerdo a lo siguiente, según la clasificación de exposición del nuevo capítulo 4:

$$f_s \sqrt[3]{d_c A} \frac{h_2}{h_1} < \text{Valor máximo} \quad (1.22)$$

donde:

h_1 = distancia entre el eje neutro y el centroide del acero principal a tensión

h_2 = distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión

Clasificación de exposición	Valores máximos de la expresión 1.22 (kg/cm)
A1	40 000
A2, B1 y B2	30 000
C y D	20 000

Este cambio es básicamente una adaptación para tomar en cuenta los nuevos conceptos vertidos en el capítulo 4 de las NTCC-04 (2004) en cuanto al diseño por durabilidad.

En la figura 1.6 se muestra una gráfica en la que se observa la variación de los límites de las ecuaciones 1.21 y 1.22 para un intervalo de valores comunes de la relación h_2/h_1 , tanto para las NTCC-96 (1996) que no hacían intervenir esta relación como para las NTCC-04 (2004); considerando las clasificaciones de exposición A1, A2, B1, B2, C y D establecidas en el nuevo capítulo 4 de las citadas normas, casos en los cuales se ha normalizado el límite dado por la expresión 1.22 por la relación h_2/h_1 para poder comparar los resultados obtenidos con ambas versiones de la norma.

Se observa en la figura 1.6 que ahora las NTCC-04 (2004), aparte de ser más estrictas en el control del agrietamiento, se aplica la severidad en esta revisión de una manera jerarquizada y gradual, tolerándose mayores valores de $f_s \sqrt[3]{d_c} A$ para los miembros con categoría de exposición A1 (miembros cuya superficie se encuentra protegida por una membrana impermeable en caso de estar en contacto con el terreno o miembros encerrados totalmente dentro de un edificio, excepto por breve periodo de exposición al ambiente durante la construcción) que para aquellos con categoría de exposición D (miembros cuya superficie se encuentra en contacto con un suelo agresivo o en contacto con agua dulce suave) y presentando los miembros con categorías de exposición A2, B1, B2 y C valores comprendidos entre éstos dos extremos.

Apartado: REQUISITOS COMPLEMENTARIOS – Anclaje

En cuanto al anclaje, ahora en la sección 5.1.2.1 de las NTCC-04 (2004), se proporciona la siguiente expresión para el cálculo de la longitud de desarrollo básica:

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr}) \sqrt{f'_c}} > 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (1.23)$$

donde:

a_s = área transversal de la barra

c = separación o recubrimiento; debe usarse el menor de los valores siguientes:

- 1) distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima
- 2) la mitad de la separación entre centros de barras

K_{tr} = índice de refuerzo transversal; determinado con la expresión:

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yv}}{100sn}$$

A_{tr} = área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan

f_{yv} = esfuerzo especificado de fluencia de refuerzo transversal

s = máxima separación centro a centro del refuerzo transversal, en una distancia igual a L_d

n = número de barras longitudinales en el plano potencial de agrietamiento

En la sección 3.1.1 de las NTCC-96 (1996), la fórmula empleada para la determinación de la longitud de desarrollo básica es:

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} > 0.006 d_b f_y \quad (1.24)$$

donde:

a_s = área transversal de la barra

d_b = diámetro de la barra

La diferencia fundamental que presenta la nueva expresión con respecto a la anterior, es que ahora se toma en cuenta el efecto que el refuerzo transversal tiene en la longitud de desarrollo.

Resultados de ensayos recientes, sugieren que la expresión que se usaba anteriormente para calcular la longitud de desarrollo (expresión 1.24) estaba del lado de la inseguridad pues las longitudes de desarrollo básicas que se calculaban con dicha expresión eran menores a las que en realidad requieren las barras para desarrollar su esfuerzo de fluencia.

Desde hace tiempo en el reglamento del ACI se cambiaron estas expresiones. De hecho, en la versión del reglamento del ACI-2002, se da opción a calcular las longitudes de desarrollo con unas expresiones muy sencillas y con otras que toman en cuenta el efecto confinante de los estribos, pues se ha visto precisamente que uno de los parámetros que más influye en la longitud de desarrollo de las barras es el confinamiento del concreto por estribos y fue por esta razón que se decidió cambiar la expresión de las NTCC-96 (1996) pues se veía que estaba del lado de la inseguridad. Las longitudes de desarrollo que se determinan con la nueva expresión son mayores a las que se calculaban antes, con excepción de las longitudes de desarrollo correspondientes a las barras de diámetro pequeño, ya que como se ha observado que estas barras tienen un buen comportamiento en cuanto a adherencia, se obtienen longitudes menores a las de la norma anterior mediante el uso de factores menores a la unidad que modifican la longitud básica de desarrollo (González, 2003).

En la figura 1.7 puede verse, para un caso particular, una comparación entre las longitudes de desarrollo obtenidas con las expresiones 1.23 y 1.24. Para la construcción de esta gráfica y con el fin de expresar estas expresiones en términos del diámetro de la barra, se analizó el caso de un miembro estructural con las siguientes características comunes en la práctica:

$$n = 6$$

$$s = 15 \text{ cm}$$

$$A_{tr} = 0.9804 \text{ cm}^2 \text{ (2 barras del No. 2.5, diámetro} = 0.79 \text{ cm)}$$

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

$$c = 5 \text{ cm}$$

Con estos parámetros, los cuales tienen el significado arriba explicado, se obtiene un valor para $K_{tr} = 0.4575$

De esta manera, tanto la expresión 1.23 como la 1.24 pueden ser expresadas como:

$$\frac{L_{db}}{d_b} = 0.015\pi (d_b) \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (1.25)$$

Como podemos observar, los valores utilizados para definir el parámetro K_{tr} y c son comunes o típicos, por lo que las diferencias sustanciales se obtendrán al afectar la longitud de desarrollo básica por los factores correspondientes para obtener la longitud de desarrollo, establecidos en las tablas 5.1 de las NTCC-04 (2004) y 3.1 de las NTCC-96 (1996).

De la comparación de estas dos tablas se distinguen básicamente tres casos adicionales en las NTCC-04 (2004), los cuales corresponden a los factores 0.8, 1.5 y 1.2 que modifican la longitud básica de desarrollo para el caso de barras con diámetro de 19.1 mm (número 6) o menor (Caso A), barras recubiertas con resina epóxica o lodo bentonítico (Caso B) y otros casos (Caso C) respectivamente. Se reconoce con estos factores la buena adherencia que presentan las barras de diámetro pequeño y por otra lado la disminución en adherencia de las barras

recubiertas con resina epóxica, así como los casos no contemplados en las normas (caso C) para los cuales se tiene incertidumbre.

La gráfica L_{db} / d_b contra $f_y / \sqrt{f'_c}$ de la figura 1.7 corresponde a la barra número 3. En esta figura se aprecia el aumento que se tiene en las longitudes de desarrollo determinadas conforme a las NTCC-04 (2004) para los casos B y C con respecto a las NTCC-96 (1996), así como la disminución en la longitud de desarrollo calculada en las NTCC-04 (2004) para las barras que están en el caso A con respecto a la misma longitud de desarrollo determinada con las NTCC-96 (1996).

Ahora, en la sección 5.1.5 de las NTCC-04 (2004), se dedica un apartado al anclaje de las barras longitudinales de las columnas. Se dice que para las columnas de planta baja estas barras se deben anclar en la cimentación de manera que en la sección de la base de la columna puedan alcanzar un esfuerzo igual al de fluencia en tensión multiplicado por 1.25. Se menciona además, que en columnas que deban resistir fuerzas laterales accidentales se supondrá que se cumple con las condiciones de desarrollo de la fuerza en el refuerzo si la longitud de desarrollo de toda barra longitudinal no es mayor que dos tercios de la altura libre de la columna.

Aunque siempre se debió proceder de esta manera al anclar las barras longitudinales de las columnas en la cimentación, se consideró más prudente decirlo explícitamente (González, 2003). El hecho de estipular que el esfuerzo de fluencia en tensión se multiplique por el factor 1.25, se debe a que es muy probable que para los niveles de desplazamiento lateral que el sismo máximo contemplado por el Reglamento impondrá a la estructura se presenten fluencias en la base de las columnas ubicadas en planta baja, con la consecuente entrada de las barras de las columnas en el intervalo de endurecimiento por deformación. De esta manera se realizará la revisión con un esfuerzo de fluencia mayor y se preverá la presentación de una falla por adherencia en esta zona, la cual es crítica para la estructura (González, 2003).

En cuanto al anclaje del refuerzo transversal, se sigue manteniendo la condición de que los estribos y grapas deban rematar en una esquina con dobleces de 135 grados. Lo que cambia es la longitud del tramo recto, pues ahora, en las secciones 5.1.7 y 7.2.3.c de las NTCC-04 (2004), se estipula que esta longitud sea de por lo menos $6d_b$ de largo y mayor a 80 mm mientras que antes, en la sección 3.1.3 y 5.2.3 de las NTCC-96 (1996), era de por lo menos $10d_b$. Lo anterior es aplicable también para el caso de elementos de marcos dúctiles.

Esto obedece básicamente a dos causas: a) al hecho de que cambió el diámetro mínimo de los estribos a usar pues ahora no se permite el uso de alambroón del número 2 y se obliga a utilizar por lo menos barras del número 2.5. Estos estribos tienen mayor área de contacto con el concreto, lo cual les proporciona una mayor adherencia ya que además son corrugados, lo que lleva a que se necesite menos longitud de anclaje (González, 2003). b) por razones constructivas, ya que al ser más cortos los tramos rectos se favorece el paso del concreto durante el colado de columnas por ejemplo, evitando así que queden oquedades en los miembros a consecuencia de una obstrucción en el paso del concreto. De esta manera se tiene una mayor certeza de que el concreto penetrará en todos los intersticios (Alcocer, 2003).

Apartado: REQUISITOS COMPLEMENTARIOS – Tamaño máximo de agregados

En cuanto al tamaño máximo de los agregados, ahora, en la sección 5.3 de las NTCC-04 (2004) en vez de que el tamaño máximo nominal sea menor a 2/3 la separación horizontal libre mínima entre barras o paquetes de barras como se estipulaba en la sección 3.5 de las NTCC-96 (1996), es de 3/4 esta separación. El permitir un mayor tamaño del agregado obedece a que se ha observado que el concreto preparado con agregados de mayor tamaño puede pasar sin problemas entre el acero de refuerzo (González, 2003).

Apartado: DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES – Columnas

Ahora, en la sección 6.2.4 de las NTCC-04 (2004), se permite el uso de estribos circulares en columnas zunchadas. Esto se debe a que actualmente existen máquinas para habilitar el acero en forma automática, lo que permite que estas piezas se fabriquen con cierta facilidad. Además, la colocación de este tipo de anillos en las columnas es más fácil y por lo tanto más rápida. Por supuesto, se ha observado que este tipo de estribos brindan un confinamiento adecuado a los elementos y similar o mejor al proporcionado por los zunchos siempre y cuando estén bien anclados. De hecho, la fórmula que se emplea tanto en las normas como en la literatura internacional para el cálculo de la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal y la contribución de la hélice o espiral al confinamiento de los elementos, fue deducida tras idealizar al espiral como estribos circulares (González, 2003). Por otra parte, los estribos circulares tienen la bondad de trabajar en tensión axial, aplicando una presión radial uniforme al concreto y no presentándose los problemas que se tienen con los estribos rectangulares en los cuales las ramas tienden a arquearse hacia fuera, disminuyendo la efectividad en el confinamiento.

Ahora se menciona explícitamente en la sección 6.2.5 del capítulo 6 de las NTCC-04 (2004) que la resistencia mínima a flexión de las columnas en un nudo deberá ser cuando menos igual a las resistencias a flexión de las vigas, quedando exentos de esta disposición únicamente los nudos de azotea. Esto es para favorecer la ocurrencia del mecanismo de falla conocido como columna fuerte-viga débil aún para estructuras no dúctiles.

1.2.2 Cambios que impactan exclusivamente el análisis y diseño de los marcos dúctiles

Apartado: MARCOS DÚCTILES – Requisitos generales

El empleo de concretos de elevada resistencia es favorable en estructuras ubicadas en zonas sísmicas pues disminuye la posibilidad de fallas frágiles por compresión o por tensión diagonal del concreto y favorece el desarrollo de la capacidad total del acero de refuerzo, cuya fluencia gobierna el comportamiento inelástico de la estructura. Además, en la preparación de los concretos de alta resistencia se suele tener un mayor control de calidad que en aquellos de baja resistencia (Bazán y Meli, 2000).

Es por lo anteriormente expuesto que ahora, en la sección 7.1.5 de las NTCC-04 (2004), se establece que el concreto con que se construyan las estructuras dúctiles debe tener cuando menos una resistencia a la compresión de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$. anteriormente en la sección 5.1 de las NTCC-96 (1996) se permitía el uso de concretos con resistencia a la compresión de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

Tanto las NTCC-96 (1996) como las NTCC-04 (2004) permiten la unión de barras mediante soldadura o con dispositivos mecánicos. Para estos dos tipos de uniones, ambas versiones de la norma tienen en común los siguientes requisitos:

- a) Debe comprobarse experimentalmente su eficacia
- b) En una misma sección transversal no debe unirse ni con soldadura ni con dispositivos mecánicos más del 33 por ciento del refuerzo. Las secciones de unión deben distar entre sí no menos de 20 diámetros. Se permite unir más refuerzo del señalado cuando es necesario por motivos del procedimiento de construcción, siempre y cuando se garantice una supervisión estricta en la ejecución de las uniones.

Sin embargo, las NTCC-96 (1996) a diferencia de las NTCC-04 (2004) contemplan además de los dos requisitos señalados arriba el siguiente:

- a) Toda unión soldada o con dispositivo mecánico debe ser capaz de transferir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas.

Las NTCC-04 (2004) no cuentan con este requisito, por lo que a cambio estipulan a diferencia de las NTCC-96 (1996) que las uniones soldadas no se deben usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.

Las uniones con dispositivos mecánicos son clasificadas en las NTCC-04 (2004) en dos tipos. Al tipo uno pertenecen todas aquellas uniones que cumplen con los requisitos a) y b) señalados arriba y que son comunes para ambas versiones de la norma. Las uniones tipo dos son aquellas que aparte de cumplir con los dos requisitos de la unión tipo uno, deben ser capaces de alcanzar la resistencia especificada a tensión de la barra por unir.

De esta manera, se estipula ahora en las NTCC-04 (2004) que las uniones tipo uno no deberán usarse en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco. Las uniones tipo dos se pueden usar en cualquier lugar.

Como puede verse, este cambio básicamente relaja la disposición en cuanto a la fuerza que debe ser transmitida por las uniones ubicadas en secciones donde no es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia, manteniendo la exigencia para aquellas uniones localizadas en secciones donde si es factible la formación de articulaciones plásticas y la entrada del acero de refuerzo al intervalo inelástico. Las NTCC-96 (1996) eran muy exigentes en el sentido de obligar a que todas las uniones, inclusive aquellas localizadas en secciones alejadas de las regiones donde se prevé la formación de articulaciones plásticas tuvieran una resistencia similar a la del acero cuando comienza a entrar en el intervalo de endurecimiento por deformación posterior al punto de fluencia.

Por otra parte, es importante resaltar que las NTCC-04 (2004) a diferencia de las NTCC-96 (1996) no dan opción a usar uniones soldadas en secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia. Además, explícitamente estipulan que no se permite soldar estribos, grapas, accesorios y otros elementos similares al refuerzo longitudinal requerido por diseño.

Esto se debe al hecho de que el proceso de soldadura implica un calentamiento excesivo del refuerzo, lo cual induce esfuerzos residuales y provoca que este acero fluya a niveles de esfuerzos menores a los que provocarían su fluencia en condiciones normales.

Apartado: MARCOS DÚCTILES – Miembros a flexión

La sección 5.2.2 de las NTCC-96 (1996) especificaba como límite del área de acero a tensión para los miembros a flexión de marcos dúctiles, el 75 por ciento del área asociada a la falla balanceada de la sección. Esto implicaba que estos elementos pudieran llegar a ser diseñados con cantidades excesivas de refuerzo a tensión, pues bastaba con colocar acero a compresión en cantidades suficientes para cumplir con esta disposición. De esta manera, podrían alcanzarse cantidades irracionales de refuerzo a flexión para las trabes de marcos dúctiles, lo que conducía a una disminución notable de las ductilidades de curvatura (Luaces, 1995).

Para corregir esta deficiencia, en la sección 7.2.2.a de las NTCC-04 (2004) se especifica como límite para la cuantía de acero a tensión un valor fijo de $\rho = 0.025$.

Apartado: MARCOS DÚCTILES – Miembros a flexocompresión

En el diseño de estructuras de marcos esbeltos o flexibles existe generalmente un aumento de los momentos de volteo y consecuentemente de las cargas axiales en las columnas, incremento que en ocasiones no se toma en cuenta en el análisis elástico realizado con fuerzas laterales reducidas, y que es particularmente importante en las columnas de los primeros entresijos de edificios altos y esbeltos.

Este fenómeno ha motivado la propuesta de algunos enfoques para el diseño de columnas de marcos dúctiles de concreto con los que se pretende cubrir la posibilidad de que la fuerza sísmica horizontal exceda a la obtenida dividiendo el coeficiente sísmico entre el factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, Q' , a pesar de que estos marcos no formen parte de estructuras flexibles o esbeltas. Estas propuestas, que como se comenta en Luna (1999) y Luna y Tena (2002), están basadas en estudios metodológicamente inapropiados, han sido impuestas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto sin evaluar su impacto en los diseños que se obtienen al aplicarlas.

De esta manera, en las NTCC-96 (1996) se establecía que al calcular la carga axial de diseño de columnas de marcos dúctiles para la cual se valorara el momento resistente M_e de una columna, la fracción de dicha carga debida al sismo debería tomarse igual a 1.7 veces la calculada a partir del análisis cuando esto conduzca a un momento resistente menor.

Esta disposición tuvo un impacto muy negativo, pues complicaba enormemente el proceso de diseño de marcos dúctiles. Los diseñadores mexicanos tenían que realizar prediseños prácticamente de forma manual por no contar con el software adecuado, ya que al no existir esta disposición en ningún otro reglamento vanguardista en el ámbito internacional y siendo los programas de análisis y diseño más utilizados en los despachos de ingeniería en México de procedencia extranjera, no incorporan estas disposiciones. Todo esto desincentivaba el que se diseñara con marcos dúctiles de concreto reforzado en México.

Por esta razón, en la propuesta de NTCC-01 (2001) se estableció que el incremento del setenta por ciento de la carga axial debida al sismo aplicaría sólo para el diseño de estructuras con $Q = 4$, lo que libera de esta disposición sin sustento a los marcos dúctiles diseñados con $Q = 3$. Sin embargo, en opinión de algunos investigadores (Tena, 2004), esta modificación es claramente insuficiente e insatisfactoria a la luz de lo expuesto anteriormente.

Recientemente, los miembros del comité de normas decidieron modificar esta disposición y establecer ahora en las NTCC-04 (2004) que en marcos dúctiles diseñados con $Q = 4$ con relación altura-base mayor que 2.0, y que se encuentren en la zona III, al dimensionar por flexocompresión, se incremente 50 por ciento la fuerza axial y el momento flexionante debidos al sismo. Aunque con este cambio no se tienen tantas complicaciones en el diseño como con el criterio anterior, se desconocen los estudios en que se apoya esta nueva propuesta.

Las NTCC-96 (1996) proporcionan dos métodos, uno riguroso basado en los principios de diseño por capacidad y otro optativo un tanto simplificado, para la obtención de las acciones de diseño de los miembros correspondientes a marcos dúctiles, es decir, aquellos marcos diseñados con factores de comportamiento sísmico $Q = 3$ o $Q = 4$.

Con la adopción de estos procedimientos para obtener la fuerza cortante de diseño para vigas, fuerza cortante de diseño y resistencia a flexión de las columnas se pretende:

- a) Evitar que se presenten fallas por cortante en vigas antes que puedan formarse las articulaciones plásticas en sus extremos.
- b) Que las columnas no fallen por fuerza cortante antes de que se articulen.
- c) Que no se formen articulaciones plásticas en las columnas antes de que se articulen las vigas.

El cumplimiento de estos tres objetivos llevará a tener estructuras dúctiles con capacidad para disipar energía por deformación inelástica.

El procedimiento riguroso consiste en general en obtener las acciones de diseño considerando las fuentes potenciales de sobrerresistencia a flexión de los miembros y todas aquellas condiciones desfavorables que pudieran ocurrir. Estas acciones de diseño se obtienen de una manera sistemática y coherente con el fin de dotar a los miembros de resistencias relativas para inducir los modos de falla más deseados; es decir, se basa en los principios de diseño por capacidad (figura 2.3).

En cambio, el procedimiento optativo consiste en utilizar las fuerzas internas provenientes del análisis, aplicando factores de reducción de resistencia más severos.

En estudios recientes (Luaces, 1995; Luna, 1999) se ha demostrado que el llamado procedimiento optativo no lleva a diseños similares a los obtenidos al aplicar el procedimiento riguroso. En estos trabajos se ha observado que los diseños realizados con este procedimiento son más inseguros ya que las demandas de resistencia durante el intervalo de comportamiento inelástico son de magnitud tal que reducen demasiado el margen de seguridad e inclusive en ocasiones las demandas sobrepasan las resistencias de los elementos diseñados con el procedimiento optativo, llevando al incumplimiento de las tres condiciones del diseño por capacidad arriba expuestas, exhibiendo las estructuras un comportamiento inelástico más desfavorable.

Por esta razón, en la propuesta de NTCC-01 (2001) a través de las secciones 7.2.4.1, 7.3.2.2 y 7.3.5.1 referentes a la obtención de la fuerza cortante de diseño en trabes, resistencia mínima a flexión de columnas y fuerza cortante de diseño para columnas respectivamente, se ha limitado la aplicación del procedimiento optativo a aquellas estructuras diseñadas con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$; es decir, ahora no se permite el empleo del método optativo en estructuras diseñadas con $Q = 3$ (Tena, 2003).

En la versión final de la propuesta de NTCC-01 (2001) (las NTCC-04 (2004)), se mantuvo lo relativo a permitir la aplicación del método optativo sólo para el diseño de estructuras con $Q = 4$; sin embargo, se aclara que para diseñar bajo la combinación de cargas muerta y viva no se modifican los factores de resistencia cuando se utilice el procedimiento optativo. Esto es, para diseñar por cortante a las vigas bajo esta combinación de carga se puede utilizar un $F_R = 0.8$ en lugar de $F_R = 0.6$; para el diseño de columnas por flexocompresión $F_R = 0.8$ en vez de $F_R = 0.6$ y para el diseño por cortante de las columnas se utilizará un factor $F_R = 0.8$ en lugar de $F_R = 0.5$.

Para el diseño bajo combinación de cargas muerta, viva y accidental se aplica el procedimiento optativo al diseño de trabes por cortante y columnas por flexocompresión y cortante utilizando las fuerzas internas provenientes del análisis y modificando los factores de resistencia como se hacía antes, utilizando $F_R = 0.6$, $F_R = 0.6$ y $F_R = 0.5$ respectivamente.

También se establece en la sección 7.3.5.1 de las NTCC-04 (2004), a diferencia de las NTCC-96 (1996) y la propuesta de NTCC-01 (2001), que para el diseño por cortante de columnas, ya sea empleando el método riguroso o el optativo, la fracción de fuerza cortante causada por sismo se incrementará en 50% cuando las columnas en cuestión pertenezcan a un marco dúctil diseñado por sismo con $Q = 4$ y colado en el lugar, con relación altura-base mayor a dos y que se encuentre en la zona III.

En la sección 7.3.4.c de las NTCC-04 (2004) que trata del refuerzo transversal de miembros a flexocompresión, ahora se ha añadido una cota más a la separación máxima del refuerzo transversal, antes, en la sección 5.3.4 de las NTCC-96 (1996) se decía que la separación del refuerzo transversal no debía ser mayor a $\frac{1}{4}$ de la menor dimensión transversal del elemento ni que 100 mm. Ahora, en las NTCC-04 (2004) se adiciona que no debe ser mayor a 6 veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa. Se dice además que si la distancia entre barras longitudinales no soportadas lateralmente es menor o igual a 200 mm, el límite anterior de 100 mm podrá tomarse como 150 mm.

En elementos sometidos a flexión o flexocompresión, las barras longitudinales que trabajan a compresión pueden ser susceptibles a pandearse. Qué tan factible es que una barra se pandee depende de (Terán, 2003):

- a) Diámetro de la propia barra
- b) Separación de los estribos que restringen el pandeo
- c) Diámetro de los estribos

La primera condición es evidente, pues a menor diámetro la barra ésta es más esbelta y por ende su resistencia es menor, lo que significa que alcanza la carga crítica de pandeo a menores esfuerzos.

Los dos últimos incisos tienen que ver con la longitud de pandeo, y en particular el inciso c) afecta o influye en el siguiente sentido:

A mayor diámetro del estribo mayor restricción en la zona de contacto con la barra longitudinal, por lo cual podría considerarse en un momento dado que la condición de apoyo de esta barra se acerca más a la del empotramiento perfecto, por lo que el factor k de longitud efectiva adopta un valor bajo menor a la unidad (aproximadamente 0.5) lo que reduce la esbeltez de la columna (barra longitudinal a compresión) y consecuentemente incrementa la carga necesaria para iniciar el pandeo en la barra longitudinal sometida a compresión.

Con este cambio se pretende tomar en cuenta el efecto favorable que tienen las barras longitudinales en el confinamiento del núcleo de concreto. Entre más gruesa sea la barra longitudinal, mayor será la rigidez a flexión de ésta y por ende tardará más en pandearse hacia fuera y dejar de ejercer un confinamiento efectivo en el núcleo; así mismo, entre más próximas se encuentren las barras longitudinales, el confinamiento será mayor. Por esta razón se permite alejar el refuerzo transversal y aumentar la longitud no soportada.

Apartado: MARCOS DÚCTILES – Uniones viga-columna

Tras observar los daños en estructuras de todo el mundo después de la ocurrencia de sismos importantes del pasado, era común detectar que las fallas se concentraban básicamente en las vigas y en las columnas, por lo cual se le restó importancia al estudio del comportamiento de las conexiones viga-columna.

De esta manera, durante mucho tiempo se concentró el interés en estos elementos (vigas y columnas), realizándose estudios de manera aislada y logrando un avance importante en el entendimiento del comportamiento sísmico de este tipo de elementos y consecuentemente en el diseño (Alcocer, 2003).

Esta situación se veía reflejada en la ausencia de requisitos sobre dimensiones, detallado y resistencia de las uniones viga-columna en varios reglamentos y normas de construcción, por lo que era común que los diseñadores olvidaran el detallado de las uniones o simplemente no le brindaran la importancia debida por creer que tendrían un comportamiento adecuado, basados en la poca evidencia de fallas de esta zona de las estructuras; dejando así al constructor la definición de detalles críticos que influyen en el comportamiento de la estructura (Alcocer, 2003).

Sin embargo, en los últimos 20 años se ha acumulado suficiente evidencia de fallas por corte y anclaje en uniones viga-columna, tales como las observadas en los sismos de El Asnam en 1980, los de México en 1985, San Salvador en 1986, Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994, Kobe en 1995 y Turquía en 1999.

Por esta razón, el diseño y detallado de uniones de elementos de concreto reforzado es uno de los aspectos del diseño estructural que ha recibido una creciente atención por parte de los investigadores. En particular, ha sido notable el aporte del comité conjunto ACI-ASCE 352 cuyos trabajos han servido de base para la elaboración de disposiciones reglamentarias de códigos de todo el mundo (Alcocer, 2003).

Algunas normas y reglamentos recientes ya establecen disposiciones reglamentarias que permiten mantener la rigidez, resistencia y capacidad de deformación de las uniones (Alcocer, 2003). En las NTCC-04 (2004) se han incorporado en el capítulo 7 de marcos dúctiles algunas disposiciones que reflejan el mejor entendimiento que hoy en día se tiene sobre el comportamiento de esta zona de las estructuras, disposiciones que conducen a diseños más racionales.

Por ejemplo, en la sección 7.4.4 de las NTCC-04 (2004) se realiza una clasificación más completa del nudo, de acuerdo al número de caras verticales confinadas por los miembros horizontales y considerando también si la columna es continua o discontinua. Vale la pena señalar que esta clasificación no se realizaba en las NTCC-96 (1996). También se menciona en la sección 7.4.4 de las NTCC-04 (2004) la manera de evaluar la resistencia a fuerza cortante del nudo en los casos en que existen tramos de viga o columna sin cargar.

Estos cambios se deben a que en investigaciones recientes se ha observado que el confinamiento del nudo proporcionado por las vigas que se conectan a las caras verticales del mismo tiene un efecto favorable en la resistencia al corte, inclusive aún en el caso de que los miembros horizontales no sean continuos y sólo se prolonguen un peralte o más a partir de la cara que confinan (Alcocer, 2003).

También se ha observado que los nudos exhiben un comportamiento más favorable cuando las caras horizontales están confinadas por el cuerpo mismo de las columnas, en caso de ser éstas continuas, ya que cuando una columna se interrumpe por pertenecer al último nivel o por tratarse de una columna de mezanine, el confinamiento no es muy efectivo (Alcocer, 2003).

El modelo analítico adoptado por los comités que han investigado el comportamiento de las uniones viga-columna consiste en asociar la resistencia al corte de los nudos a un puntal diagonal de compresión equivalente, o sea, se asocia la resistencia del nudo a la resistencia a compresión que pueda desarrollar el concreto que forma ese puntal. Por lo anterior, resulta importante proveer al núcleo de concreto de la unión de un confinamiento importante, ya sea por medio de trabes de dimensiones importantes que lleguen al nudo como se mencionó antes y/o por medio de la colocación de refuerzo transversal horizontal.

Por otra parte, se ha observado que el refuerzo transversal vertical, particularmente en las uniones de vigas con columnas discontinuas en las cuales el refuerzo longitudinal adyacente a la cara libre del nudo es el refuerzo longitudinal de la viga que termina en el nudo, es útil para mantener en su lugar el refuerzo, ya que ante inversiones de momentos éstas barras longitudinales tienden a "patear" y salirse, desprendiendo el recubrimiento de concreto (Alcocer, 2003).

Por esta razón, en las secciones 7.4.2 y 7.4.3 de las NTCC-04 (2004) se diferencia ahora el refuerzo transversal horizontal del vertical. Con respecto al refuerzo transversal vertical se acepta el empleo de estribos abiertos en forma de U invertida y sin dobleces, siempre que la longitud de desarrollo de la sección medida a partir del eje del refuerzo longitudinal adyacente a la cara libre del nudo sea adecuada.

Se ha explicado ya que en el modelo analítico adoptado para el estudio de las conexiones viga-columna se asocia la resistencia al corte del nudo al puntal diagonal de compresión equivalente. Las demandas de fuerza cortante para el nudo de este mismo modelo, se han asociado a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión así como al acero de las losas coladas monolíticamente con las vigas.

Investigaciones recientes (Pantazopoulou y French, 2001) han demostrado la participación que tienen las losas en estructuras sujetas a sismos severos en donde se esperan deformaciones considerables. Esto trae como consecuencia una demanda de esfuerzos en el nudo que de ser ignorada puede traer consecuencias, pues la probabilidad de que se presente una falla por cortante antes de la formación de una articulación plástica es alta.

Por lo anterior, las NTCC-04 (2004) en la sección 7.4.1 especifican con precisión que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe precisamente a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión, así como al acero de las losas coladas monolíticamente con las vigas.

Apartado: MARCOS DÚCTILES – Conexiones viga-columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna

Ahora, en la sección 7.5 de las NTCC-04 (2004) se ha incluido un apartado completo que antes no existía. Este apartado trata de las conexiones viga-columna de marcos dúctiles con articulaciones alejadas de la cara de la columna.

Esta sección es muy importante, pues como es bien sabido, es deseable que las articulaciones se formen alejadas de la cara de la columna pues si se formaran muy cerca, al plastificarse la viga, las deformaciones inelásticas a lo largo de las barras penetrarán la junta, trayendo esto como consecuencia que la unión entre también en el intervalo inelástico, lo cual implica una degradación de la adherencia y por ende una disminución en la rigidez y resistencia de la unión, existiendo así el riesgo de la ocurrencia de una falla por adherencia (Alcocer, 2003).

Por otra parte, debe evitarse a toda costa que la resistencia de la columna se afecte como consecuencia de una degradación de la resistencia de la unión, para evitar así la formación de articulaciones plásticas en las columnas antes que en las vigas. Además, cualquier daño que pudiera ocurrir en la unión viga-columna sería mucho más difícil de reparar que en el caso de que los daños se localicen en una zona más alejada de la columna y por lo tanto más accesible (Alcocer, 2003).

El hecho de recurrir al diseño de conexiones viga-columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna como se establece ahora en las NTCC-04 (2004) implica una disminución en las demandas de resistencia a flexión para las columnas cuando las trabes que se conectan a ellas entran en el intervalo de comportamiento inelástico. Por lo anterior, ahora se estipula en la sección 7.5.3 de las NTCC-04 (2004) que la resistencia a flexión de las columnas en un nudo de estas características debe satisfacer la ecuación:

$$\sum M_e \geq 1.2 \sum M_g \quad (1.26)$$

donde:

$\sum M_e$ = Suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia unitario y con un esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a 1.0 f_y de las columnas que llegan al nudo.

$\sum M_g$ = Suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia unitario y con un esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a 1.0 f_y de las vigas que llegan a ese nudo.

Al igual que en el caso en que no se diseña para que las articulaciones se presenten alejadas de la cara de la columna, las sumas de la ecuación 1.26 deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas y la condición debe cumplirse para los dos sentidos en que pueda actuar el sismo, quedando los nudos de azotea libres del cumplimiento de dicha condición.

1.3 Cambios en las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (NTCS)

1.3.1 Cambios en el cuerpo principal de las NTCS-04

Apartado: CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

Se ha agregado un capítulo nuevo a las NTCS-04 (2004) llamado: Criterios Generales de Diseño (capítulo 1). Este capítulo reemplazó al que en la versión anterior se dedicaba a la nomenclatura, por lo que las NTCS-04 (2004) siguen teniendo 11 capítulos. Este nuevo capítulo básicamente es la transcripción de los artículos 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211 y 212 del capítulo VI (Diseño por Sismo) del título sexto (Seguridad Estructural de las Construcciones) del cuerpo principal del RCDF-93 (1993).

Algunos artículos, aunque esencialmente son los mismos, se encuentran mejor ordenados y aclaran de una mejor manera su contenido o finalidad. Otros presentan algunos cambios que más adelante se mencionarán.

La incorporación de esta parte del cuerpo principal del RCDF-93 (1993) a las NTCS-04 (2004), así como algunas adiciones hechas a este capítulo, permiten una lectura más entendible de la norma, pues además las disposiciones se encuentran mejor ordenadas y amalgamadas, permitiendo ser visualizadas de una forma más integral, eliminándose de esta manera diversas repeticiones de conceptos y requisitos entre los dos documentos, así como el inconveniente para el usuario de tener que estar consultando en dos lugares diferentes las disposiciones reglamentarias para realizar el diseño sísmico.

Apartado: CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO - Propósito

Una de las adiciones reglamentarias se establece en la sección 1.1 de las NTCS-04 (2004) que versa sobre el propósito de las mismas. En esta sección se establece de manera explícita que los requisitos normativos deben considerarse como mínimos admisibles, y se deja claro que no se excluye la posibilidad de que se presenten daños ante un sismo excepcional en una estructura correctamente diseñada de acuerdo con estas normas.

Además, se da opción a que el dueño del edificio de manera conjunta con el DRO decida que se diseñe más conservadoramente con el fin de tener una menor probabilidad de pérdidas económicas a cambio de una inversión inicial mayor. Esta disposición es una muestra de la incorporación a las NTCS-04 (2004) de algunos de los principios en que se basa la filosofía de diseño por desempeño. Uno de los beneficios de la aplicación de esta filosofía es precisamente la posibilidad de mejorar la comunicación entre el ingeniero estructurista y su cliente.

Al utilizar esta filosofía se tiene la posibilidad de establecer una relación directa entre el costo total de una estructura (que incluye costo directo de construcción más costos directos e indirectos derivados del daño que pueda sufrir durante las excitaciones sísmicas a las que se vea sujeta durante su vida útil), y su desempeño sísmico esperado. Esto da la posibilidad de que el ingeniero le explique a su cliente, y a la sociedad en general, que invertir un poco más de recursos durante el diseño y la construcción de la estructura, permite por lo general disminuir el costo total de una estructura durante su vida útil (Terán, 2002).

Apartado: CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO – Coeficiente sísmico

Ahora se pueden encontrar en la sección 1.5 de las NTCS-04 (2004) los coeficientes sísmicos que deben utilizarse.

Apartado: CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO – Revisión de desplazamientos laterales

Un ejemplo de los artículos que pasaron del RCDF-93 (1993) a formar parte del cuerpo principal de las NTCS-04 (2004) lo establece el 209. Sin embargo, como en el Apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004) se ha hecho el intento de transparentar los procedimientos de diseño sísmico incluyendo, además de otras modificaciones, la separación de los dos estados límite y la revisión explícita de cada uno de ellos, se agrega a la transcripción del artículo 209 la aclaración en el sentido de que, si se aplica el método de análisis del Apéndice normativo A, en la revisión de los desplazamientos laterales deben observarse los límites que allí se establecen. Además se menciona que al calcular estos desplazamientos pueden descontarse los debidos a flexión de conjunto de la estructura.

Además de lo mencionado en el párrafo anterior, se especifica en esta misma sección (sección 1.8 de las NTCS-04 (2004)) que en edificios en que la resistencia sísmica sea proporcionada esencialmente por sistemas de losas planas y columnas, no debe excederse en ningún caso el límite de $\gamma = 0.006$. Resulta importante hacer esta acotación, pues este tipo de sistemas estructurales, al carecer de vigas que puedan formar junto con las columnas

marcos con cierta rigidez lateral, presentan una gran flexibilidad. A medida que aumenta la distorsión de entrepiso en este tipo de sistemas, la transmisión de cortante en la conexión losa-columna será más crítica, lo que puede llevar a tener fallas por penetración de las columnas de tipo frágil (Alcocer, 2003).

También se estipula en esta misma sección, que cuando se tengan edificios estructurados con muros de carga de mampostería se deben observar los límites fijados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

Se mantiene en el cuerpo principal de las NTCS-04 (2004) el mismo procedimiento y los mismos límites para la revisión de los desplazamientos permisibles. Se pretende de una manera relativamente simplista cumplir simultáneamente con los dos objetivos: limitar los daños en elementos no estructurales ante sismos moderados, y evitar que se alcancen deformaciones de colapso ante el sismo de diseño. A este segundo propósito obedece la limitación impuesta ahora a las estructuras de losa plana para las que en ningún caso se debe exceder el límite de $\gamma = 0.006$. Por la misma razón se limitan más los desplazamientos permisibles en estructuras de mampostería, aunque éstos rara vez rigen el diseño de estas estructuras (Meli, 2000).

Apartado: CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO – Separación de edificios colindantes

La sección 1.10 de las NTCS-04 (2004) representa otro ejemplo de un artículo tomado del cuerpo principal del reglamento, el 211. En esta sección que trata sobre la separación de edificios colindantes se adiciona ahora que deben incluirse en los desplazamientos horizontales los debidos a flexión de conjunto de la estructura. Por otra parte, cuando se presenta el caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor a la establecida en estas normas se dan dos opciones: a) dejar en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos construcciones no sea menor de la suma de las requeridas por cada una, y b) dejar sólo la separación requerida para la construcción nueva, siempre y cuando se tomen precauciones, que a satisfacción de la administración, garanticen evitar daños por el posible contacto entre las dos construcciones durante un sismo. Anteriormente, el artículo 211 del RCDF-93 (1993) únicamente daba la opción b), aunque no incluía en esta opción la frase “a satisfacción de la administración”, con lo que la disposición era un tanto complaciente. Con este cambio se obliga entonces a demostrar que la intención de esta disposición se cumplirá, ya sea tomando precauciones conservadoras o realizando estudios analíticos, considerando inclusive los desplazamientos horizontales debidos a flexión de conjunto de la estructura.

Apartado: CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO – Estructuras con sistemas no convencionales de resistencia sísmica

El avance tecnológico en algunas áreas de la ingeniería sísmica ha rebasado las metodologías actuales de diseño sísmico, y por tanto, han hecho obsoletos a los códigos actuales. Por ejemplo, en países como Estados Unidos, líder en investigación y práctica de la ingeniería sísmica a nivel mundial, la falta de adopción de requerimientos racionales para el diseño sísmico de sistemas innovadores ha obstaculizado enormemente el uso de los mismos en la práctica. En particular, el desempeño estructural de muchos de los materiales y sistemas sismorresistentes que se han introducido recientemente, como es el caso del aislamiento sísmico y la disipación pasiva de energía, dependen de demandas sísmicas, como las de desplazamiento máximo y acumulado, que no pueden estimarse de una manera razonable dentro del contexto de los métodos actuales de diseño sísmico (Terán, 2002).

Por lo anteriormente expuesto, en las NTCS-04 (2004) se especifica, en la sección 1.12, que cuando una estructura se aisle sísmicamente en su base, se permitirá emplear criterios de diseño sísmico que difieran de los especificados en dichas normas pero congruentes con ellos, siempre y cuando se demuestre, a satisfacción de la administración, tanto la eficacia de los dispositivos, como la validez de los valores del amortiguamiento y del factor de comportamiento sísmico que se propongan (Tena, 2003). Aunque se evaluó la conveniencia de incluir un procedimiento específico de diseño para estos casos, los miembros del Comité de Adiciones y Reformas al Reglamento de Construcciones concluyeron que no se contaba todavía con la suficiente comprobación de los

procedimientos propuestos en la literatura para el caso específico de la ciudad de México, por lo cual optaron por dejar una disposición muy general (Meli, 2000).

Apartado: ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS – Análisis estático y dinámico

Ahora en la sección 2.2 de las NTCS-04 (2004) como antes, se menciona que los métodos dinámicos de análisis sísmico pueden utilizarse para el análisis de cualquier estructura. Sin embargo, se es más estricto para dar alternativa a utilizar el método estático. Anteriormente, en la sección 2.1 de las NTCS-95 (1995), se restringía el uso de este método a estructuras de altura menor o igual a 60 m, independientemente de la zona del Distrito Federal en que se ubicara y sin atender a la regularidad o irregularidad de la estructura, mientras que ahora sólo se permite aplicar el método estático a estructuras de altura menor, además de que se toma en cuenta el tipo de terreno en que se encuentren desplantadas y la regularidad o no regularidad en la estructuración de las mismas (tabla 1.2).

La aplicación del método estático puede no dar suficiente importancia a la contribución de los modos superiores de vibración en la respuesta estructural, sobretodo cuando el periodo fundamental de vibración sobrepasa de T_b o el edificio en cuestión tiene una altura considerable. Algo de este fenómeno se corregía tomando las aceleraciones horizontales de diseño como se especifica en el inciso c de la sección 8.2 de las NTCS-95 (1995) para el caso en que T excede de T_b , pero aún dicha corrección es imprecisa y puede ser insuficiente cuando el periodo fundamental de vibración es muy largo.

Por lo anteriormente expuesto y considerando que con las herramientas numéricas disponibles en la actualidad no representa mayor complicación el hecho de realizar un análisis dinámico que es más representativo de la respuesta real de las estructuras, los miembros del grupo de trabajo que elaboró las NTCS-04 (2004) consideraron importante fomentar el empleo del análisis dinámico para el diseño sísmico (Meli, 2000).

Apartado: ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO

En los procedimientos de las normas actuales, el cálculo de los desplazamientos laterales se hace a partir de un espectro de aceleraciones que, en la mayoría de los casos, es la envolvente de un espectro de peligro uniforme. En particular, en la zona de terreno blando de la ciudad de México, el RCDF-93 (1993) y sus NTCS-95 (1995) especifican un espectro de diseño que es una envolvente de los distintos espectros que se pueden presentar en ella sin importar el periodo del sitio. La envolvente de espectros de aceleraciones no representa una envolvente de espectros de desplazamientos correspondientes. Esto ocasiona que los desplazamientos laterales que se obtienen a partir del espectro en cuestión no sean realistas. Por ejemplo, en la figura 1.8 se compara el espectro de desplazamientos derivado del registro del sismo de 1985 con el derivado del espectro de diseño de las NTCS-95 (1995). Se aprecia que para períodos mayores de 1.5 s no hay semejanza entre los dos espectros y que el de las normas se dispara totalmente para períodos muy largos (Meli y Reyes, 2002).

Tanto el cuerpo principal como el Apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004) intentan reducir los problemas de compatibilidad entre los espectros de aceleraciones y de desplazamiento. Por esta razón, en la sección 1.4 de las NTCS-04 (2004) se estableció que para fines de diseño sísmico, la zona III se subdividirá en 4 subzonas, llamadas III_a, III_b, III_c y III_d. Por otra parte, se pretende con este cambio, reflejar correctamente los niveles de amplificación que realmente se producen en los distintos tipos de suelo.

El considerar un mismo espectro para toda la zona de lago obligaba a que la parte plana de ese espectro fuera sumamente ancha y que, para un sitio dado, no se distinguieran cuáles son los períodos fundamentales de las estructuras para los que se tendrán respuestas más elevadas a la vibración del terreno, períodos que por lo mismo es preferible evitar, así como cuáles son los períodos para los cuales las estructuras van a tener menores demandas sísmicas. La amplia y contundente evidencia ahora disponible a partir de la instrumentación sísmica colocada en el valle de México permite una zonificación más detallada y más precisa.

Como se verá más adelante, en el Apéndice normativo A se optó por proporcionar una variación continua de los espectros de diseño para cada sitio; en el cuerpo de las normas se prefirió por sencillez, la comentada subdivisión de la zona III en cuatro subzonas, que corresponden a intervalos de períodos dominantes del suelo que permiten construir espectros razonablemente uniformes (figura 1.9).

El mapa de microzonificación sísmica, mostrado en la Fig. 1.1 de las NTCS-04 (2004), concilia tanto los resultados de las mediciones de vibración del suelo como las características geotécnicas del mismo, principalmente relativas al espesor de los estratos compresibles. Las fronteras entre las distintas zonas resultan, como puede apreciarse, mucho más irregulares y detalladas de las que se tenían en las NTCS-95 (1995), producto de la mayor información ahora disponible (Meli, 2000).

Los valores de los coeficientes sísmicos se mantienen igual, excepto en el caso de los correspondientes a la zona III, la cual adopta los valores: 0.40, 0.45, 0.40 y 0.30 para las nuevas subzonas III_a, III_b, III_c y III_d respectivamente, con el fin de adaptarlos a la construcción del espectro de diseño. Antes de que la zona III fuera subdividida, se asignaba un valor de 0.40 para toda ella. Aunque los coeficientes sísmicos correspondientes a las zonas I y II no cambiaron, los espectros de estas zonas sufrieron ligeras modificaciones en sus formas (figura 1.9).

Otro cambio en la zonificación de la ciudad de México es la desaparición de la “parte sombreada” del mapa de zonificación que abarcaba parte de las zonas del lago y transición y que implicaba que se adoptaran coeficientes sísmicos de 0.4 para estructuras del grupo B y 0.6 para estructuras del grupo A, es decir, un sector de la zona de transición era considerado como zona del lago, pues se adoptaban los mismos coeficientes sísmicos.

En la figura 1.9 se aprecia que se ha mantenido esencialmente la misma forma de los espectros de diseño de la norma anterior, excepto que la rama descendente es ahora más acentuada lo que se deriva del mayor valor del exponente r , que es más congruente con la forma de los espectros de los movimientos registrados. Los coeficientes sísmicos c ahora especificados para las cuatro subzonas de la zona de lago reflejan diferencias en la amplificación máxima de las ondas sísmicas, y los límites de la zona plana del espectro corresponden a las diferencias de períodos dominantes dentro de cada subzona, ampliadas para considerar incertidumbres sobre todo en la determinación del período fundamental de la estructura (Meli, 2000).

Apartado: FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO – Requisitos para $Q = 4$

En el inciso c) de la sección 5.1 de las NTCS-04 (2004) que trata sobre los requisitos que debe cumplir una estructura para adoptar un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, en el punto que menciona que el mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos, ahora se aclara que el último entrepiso queda excluido de este requisito. En la sección 5.1.3 de las NTCS-95 (1995) no se puntualizaba al respecto.

La principal razón para el uso de este coeficiente es evitar el efecto de “entrepiso débil” con entrepisos superiores de mayor resistencia. Evidentemente, esto no se presenta en el último nivel y por eso se aclara ahora que para el último entrepiso no es necesario hacer esta revisión (Esteva, 2004).

Apartado: CONDICIONES DE REGULARIDAD

En el capítulo 6 de las NTCS-04 (2004) correspondiente a las condiciones de regularidad se tienen los siguientes cambios:

Anteriormente, en las NTCS-95 (1995) se clasificaba a las estructuras como regulares o irregulares, mientras que ahora se dividen en regulares, irregulares y fuertemente irregulares. Además, como estaba establecido en las NTCS-95 (1995), para realizar la corrección por irregularidad se multiplicaba el factor de reducción de las

fuerzas sísmicas con fines de diseño Q' por 0.8 en caso de estructuras irregulares, entendiendo por estructura irregular a toda aquella que no cumpliera con alguno, algunos o ninguno de los 11 requisitos estipulados en dicha norma para ser considerada como regular.

En las NTCS-04 (2004) no se usa un valor fijo de para corregir por irregularidad sino que se pueden usar los factores 0.9, 0.8 ó 0.7. El factor de 0.9 se usa cuando no se cumpla con alguno de los 11 requisitos estipulados en la norma para considerar a la estructura regular. El factor de 0.8 se usa cuando no cumpla con dos o más requisitos y el valor de 0.7 cuando la estructura cae dentro de la clasificación de fuertemente irregular.

Como estaba estipulado en las NTCS-95 (1995) y en versiones anteriores, era ilógico castigar a una estructura que no cumpliera con uno de los once requisitos de manera similar que aquellas que no cumplieran con ninguno de estos requisitos. La corrección por irregularidad que se hace ahora es más racional en ese sentido, ya que se aplican los factores correctivos de una manera jerarquizada, castigando poco a las estructuras que en términos generales presentan cierta regularidad aunque con alguna característica que la saca de la clasificación para considerarle perfectamente regular y castigando más a aquellas cuyas características lleven a considerarla como fuertemente irregular.

Resulta claro que las irregularidades pueden afectar el comportamiento de la estructura de diferentes maneras, y que su influencia no ha sido cuantificada suficientemente en estudios previos a nivel mundial, sobre todo en el intervalo de comportamiento inelástico. Según el texto de la sección 5 de las NTCS-95 (1995), no sería raro que un diseñador adoptara factores de comportamiento sísmico Q de 4 ó 3 para estructuras que no cumplen con las condiciones de regularidad, que, modificadas por el factor de corrección de 0.8, le permitirían analizarlas con factores reductivos de fuerzas sísmicas con fines de diseño Q' de 3.2 o 2.4, lo que podría redundar en un castigo insuficiente para dichas estructuras desde el punto de vista de diseño (Tena, 2004). Se antoja que las distintas condiciones de irregularidad afectan a las estructuras de distintas maneras, por lo que un factor de reducción único puede no ser suficiente o puede ser conservador para algunos casos. Por otra parte, es razonable suponer que una estructura que no cumple con varias de las condiciones de regularidad marcadas en el apartado seis se encuentra en una condición más desfavorable que una que no cumple con solamente una.

Por otra parte, Los requisitos para considerar a una estructura regular han sufrido los siguientes cambios:

En el primer requisito, que menciona que la planta debe ser sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes, se añade que además estos elementos deben ser sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Si no son sensiblemente paralelos no se tiene seguridad de que no se presenten efectos imprevistos a la luz de la experiencia de los ingenieros de la práctica, basada fundamentalmente en estructuras con ejes ortogonales. No se consideró adecuado extrapolar esta experiencia de manera indiscriminada a los casos que ahora se excluyen (Esteva, 2004).

En el séptimo requisito únicamente se mencionaba que el peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no fuera mayor que el del piso inmediato inferior. Ahora se acota esta disposición especificando que el peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico no debe ser mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior. Se eligió este valor sólo para establecer un margen de tolerancia, basándose en el juicio colectivo de los miembros del Comité de Adiciones y Reformas al Reglamento de Construcciones por no existir estudios sistemáticos sobre el tema (Esteva, 2004).

El requisito número 8 sufrió una modificación similar a la del requisito anterior, pues antes se especificaba que ningún piso debería tener un área delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales mayor que la del piso inmediato inferior. En esta versión de la norma se especifica que ningún piso deberá tener un área delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Se especifica además, que el área de ningún entrepiso debe exceder en más de 50

por ciento a la menor de los pisos inferiores. El criterio seguido para proponer este cambio fue el mismo que se comentó en el párrafo anterior, es decir, el juicio colectivo de los miembros del comité (Esteva, 2004).

El requisito número 10 mencionaba que la rigidez al corte de ningún entrepiso debe exceder en más de 100% a la del entrepiso inmediatamente inferior. Ahora se menciona que ni la rigidez ni la resistencia de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito. Se involucra ahora también a la resistencia porque es determinante para la respuesta dinámica no lineal. El valor propuesto de 50 por ciento está basado también en el juicio colectivo de los miembros del comité (Esteva, 2004).

En realidad, el requisito 10 de la versión NTCS-95 (1995) paso a ser uno de los dos requisitos de las NTCS-04 (2004) necesario para evaluar si una estructura se considera fuertemente irregular. El otro requisito correspondiente a estructuras fuertemente irregulares es el que menciona que la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada. Este requisito es similar al 11 para estructuras regulares pero con condiciones doblemente desfavorables.

Apartado: ANÁLISIS ESTÁTICO – Fuerzas cortantes

En el método estático el coeficiente sísmico, según la sección 8.1 de las NTCS-95 (1995), se tomaba de tal manera que la relación V_0/W_0 fuera igual a c/Q , siendo c el coeficiente sísmico establecido en el artículo 206 del Reglamento y Q el factor de comportamiento sísmico. Ahora, el coeficiente sísmico se toma de tal manera que la relación V_0/W_0 sea igual a c/Q' , con c = coeficiente sísmico y Q' = factor reductivo. Es decir, antes se usaba el factor de comportamiento sísmico y ahora se usa el factor reductivo de las fuerzas sísmicas con fines de diseño.

Además ahora se pone explícitamente la limitante al valor de c/Q' en el sentido de que c/Q' no debe ser menor a a_0 , siendo a_0 la ordenada espectral que corresponde a $T = 0$.

La versión actual es mejor, pues se toma en cuenta que para valores de T menores que T_a V_0/W_0 varíe desde a_0 hasta c/Q' , en donde Q' está dada por la Ec.4.1 de las NTCS-04 (2004) (Esteva, 2004).

Apartado: ANÁLISIS ESTÁTICO – Reducción de las fuerzas cortantes

En el apartado 8.2 de las NTCS-04 (2004) correspondiente a la reducción de las fuerzas cortantes cuando se calcula aproximadamente el periodo fundamental de vibración de la estructura, en la parte en que se trata de calcular un coeficiente sísmico más realista cuando $T > T_b$ (después de la meseta), las fórmulas para el cálculo de los parámetros k_1 y k_2 necesarios para calcular la fuerza lateral de cada nivel se corrigieron, pues en la versión anterior tenían un error (Meli, 2000).

En las NTCS-95 (1995) se establecía erróneamente:

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= q[1 - r(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \\ k_2 &= 1.5rq[(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \end{aligned} \right\} \quad (1.27)$$

En las NTCS-04 (2004) se corrigió de la siguiente manera:

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= [1 - 0.5r(1-q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \\ k_2 &= 0.75r(1-q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \end{aligned} \right\} \quad (1.28)$$

donde:

W_i = peso de la i -ésima masa sobre el desplante

h_i = altura de la i -ésima masa sobre el desplante

$q = (T_b/T)^r$

r = exponente en las expresiones para cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño

La sección 8.5 de las NTCS-95 (1995) que hablaba de la reducción del momento de volteo calculado ha desaparecido. Ahora no se da opción a reducir dicho momento porque los miembros del comité concluyeron que la versión anterior era poco conservadora para ciertos casos en que podrían pintar mucho los modos superiores. Si se hace análisis modal, que es lo que se está fomentando, la reducción que sea aplicable resultará automáticamente (Esteva, 2004).

Apartado: ANÁLISIS ESTÁTICO – Efectos de torsión

Al apartado 8.6 de las NTCS-95 (1995) que habla acerca de los efectos de torsión, se añadió ahora en la sección 8.5 de las NTCS-04 (2004) un párrafo que menciona que para disminuir el efecto relacionado con el incremento de la torsión cuando alguno de sus elementos resistentes que contribuyan significativamente a la rigidez total de un entrepiso entre en el intervalo no lineal o falle, las resistencias de los elementos que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces, y dichos elementos deben ser de la misma índole, es decir que si, por ejemplo, en un lado la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo predominantemente por columnas, o si de un lado por muros de concreto, en el opuesto también por muros de concreto. Además se añadió la siguiente disposición: “ningún elemento estructural tendrá resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa”.

La disposición original no era suficientemente precisa. La versión actual tiene por objeto evitar la aparición de excentricidades excesivas del centro de resistencias del sistema, en particular en los marcos del lado en que las deformaciones laterales se calculan como la superposición del efecto de traslación menos la de la rotación máxima. Esta manera de hacer los cálculos suele conducir a valores demasiado bajos de tales deformaciones laterales y, por tanto, de las correspondientes fuerzas cortantes (Esteva, 2004).

Apartado: ANÁLISIS DINÁMICO – Análisis modal

En la sección 9.1 de las NTCS-04 (2004) correspondiente al análisis dinámico modal se ha incluido el caso en que se reconoce explícitamente el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical. En este caso, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus períodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea igual o mayor a 90 por ciento del peso total de la estructura.

Se proporciona la siguiente fórmula para determinar los pesos modales efectivos:

$$W_{ei} = \frac{(\{\Phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\Phi_i\}^T [W] \{\Phi_i\}} \quad (1.29)$$

donde:

$\{\Phi_i\}$ = vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar de la estructura

$[W]$ = matriz de pesos de las masas de la estructura

$\{J\}$ = matriz de “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones

Se ha incluido como criterio para definir el número de modos a considerar en el análisis modal, que tienen que representar al menos 90 por ciento del peso modal. Este concepto es más racional y su determinación está prevista en todos los paquetes de cómputo de uso común en la práctica (Meli, 2000).

Se menciona además que el efecto de torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente +/- 0.1b las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles. En la versión anterior se indicaba que el efecto dinámico torsional debía calcularse como se especifica en la sección correspondiente al análisis estático. La forma de calcularlo en la versión actual constituye una forma práctica de tomar en cuenta aproximadamente las excentricidades accidentales (Esteva, 2004).

1.3.2 Cambios en el Apéndice Normativo A de las NTCS-04

ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Con el Apéndice normativo A de las NTCS-95 (1995) se pretendía, entre otras cosas, reconocer la dependencia de los espectros en cada sitio con el periodo dominante más largo que caracteriza al terreno. Dado que únicamente en las zonas II y III del Distrito Federal estos efectos son significativos, se excluía, al igual que ahora, la aplicación del Apéndice normativo A para estructuras ubicadas en la zona I.

En caso de desconocer el valor del periodo dominante más largo del terreno T_s , se utilizaba el mismo espectro para diseño sísmico del cuerpo principal de las NTCS-95 (1995). En caso contrario los espectros para diseño sísmico en las zonas II y III quedaban definidos por el coeficiente sísmico c obtenido con la expresión 1.30.

$$c = \frac{1.6T_s}{4 + T_s^2} \quad \left. \vphantom{c = \frac{1.6T_s}{4 + T_s^2}} \right\} \quad (1.30)$$

(en la parte sombreada, $c = 0.4$)

Además, para la zona II se establecían los periodos característicos $T_a = 0.64 T_s$ y $T_b = 1.20 T_s$, mientras que para la zona III se tenía $T_a = 0.35 T_s > 0.64 s$ y $T_b = 1.20 T_s$. Como puede verse ya se obtenían en ese entonces las ordenadas del espectro de diseño en función de T_s .

Cabe señalar que no se mencionaba con claridad en el Apéndice normativo A de las NTCS-95 (1995) qué valor del parámetro “r” adoptar para definir la caída de las ordenadas espectrales para periodos mayores a T_b , ni qué función utilizar para graficar cada tramo del espectro, intuyéndose que debían adoptarse la misma función y valor del parámetro “r” que se establecían en el cuerpo principal.

$$a(T) = \begin{cases} \left(1 + 3 \frac{T}{T_a}\right) \frac{c}{4} & \text{si } T < T_a \\ c & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ c \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (1.31)$$

Al reconocer el periodo dominante más largo del sitio de interés, T_s , el valor de coeficiente sísmico podría ser menor al que se requeriría de no aplicarse el Apéndice normativo A de las NTCS-95 (1995), por lo que el diseño era menos conservador con respecto al obtenido con el cuerpo principal de las NTCS-95 (1995).

En años recientes, muchos países han incorporado en sus códigos de diseño sísmico varios conceptos de diseño por desempeño. México no es la excepción, ya que muchas de estas innovaciones se han introducido a través del Apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004).

Entre otros aspectos, este Apéndice aporta requerimientos de diseño que contemplan: un manejo transparente y explícito de las demandas y suministros de deformación en la estructura; un diseño dual que considera criterios de desempeño de Operación Completa y Seguridad de Vida; y una microzonificación que permite una mejor caracterización numérica de las excitaciones sísmicas de diseño (Terán, 2002).

Los espectros de diseño elástico son el punto de partida para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño y desplazamientos laterales en las estructuras, lo que les confiere una gran importancia en el diseño sísmico. Por lo anterior, estos espectros deben ofrecer indicaciones claras sobre los niveles de aceleración que puedan ocurrir en el sitio y sobre las máximas demandas, tanto de aceleración como de desplazamiento que pudieran experimentar las estructuras.

En los últimos años se han tenido avances notables tanto en algunos aspectos de la ingeniería sísmica como en el conocimiento de la respuesta de los suelos de la Ciudad de México, lo cual ha coadyuvado a que los expertos en el área definan espectros de diseño sísmico de manera más clara y precisa.

En el Apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004) se han establecido nuevos espectros de diseño elástico, con los cuales se pretende representar de una manera más realista los verdaderos niveles de demanda que se presentan ante los sismos de diseño y reflejar correctamente los niveles de amplificación que se producen en la realidad para diferentes tipos de suelo (Ordaz et al., 2000).

Ordaz et al. (2000) propusieron los espectros de diseño que aparecen en el Apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004), y precisamente en Ordaz et al. (2000) se explica detalladamente el procedimiento que se siguió para su obtención, así como las consideraciones para efectuar las reducciones por concepto de ductilidad y sobrerresistencia.

De manera resumida, la determinación se basó en obtener primero los espectros de peligro uniforme (espectros cuyas ordenadas tienen la misma probabilidad de ser excedidas en un lapso dado) en la estación CU, de terreno firme. Se eligió esta estación porque cuenta con una base de datos amplia de registros desde 1960, lo que permite calcular con buen grado de confiabilidad las aceleraciones espectrales correspondientes a los períodos de retorno de interés, considerándose en este caso para el sismo de diseño un periodo de retorno de 125 años. Para tal efecto se determinaron las curvas de tasa de excedencia de las ordenadas espectrales utilizando las leyes de atenuación desarrolladas específicamente para CU por Reyes en su tesis doctoral en 1999.

Una vez obtenido el espectro de peligro uniforme para CU, el cual incluye el efecto ponderado de sismos de diversos orígenes, se utilizó como referencia para el cálculo posterior de espectros de peligro uniforme en otros sitios de la ciudad.

Se obtuvieron funciones de amplificación espectral para más de 100 sitios instrumentados en la Ciudad de México en suelo blando, donde se tiene un buen número de registros para sismos de intensidad moderada. Estas funciones, que dependen del periodo T , se definen como el promedio de los cocientes entre ordenadas del espectro de respuesta en el sitio de interés y el sitio CU para el mismo periodo y diversos sismos.

Hecho lo anterior, se formó una malla de 1600 puntos cubriendo la porción más poblada del D.F. y se calculó para todos ellos la función de amplificación espectral utilizando un procedimiento de interpolación. De esta manera, a partir de las tasas de excedencia de CU y las funciones de amplificación espectral fue posible determinar el espectro de peligro uniforme para cada uno de los 1600 sitios.

Como los espectros de peligro uniforme resultantes tenían formas variadas e irregulares, se simplificaron sus formas, pues no era práctico incorporarlos a las NTCS-04 (2004) tal como estaban (figura 1.10).

Así, Ordaz et al. (2000) eligieron la siguiente forma paramétrica del espectro de aceleración, $a(T)$ para obtener así los llamados espectros de peligro uniforme suavizados.

$$a(T) = \begin{cases} a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ c & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ c \left[k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \right] \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (1.32)$$

Como puede verse en la ecuación 1.32, la forma del espectro suavizado depende de cinco parámetros: a_0 , que es la aceleración máxima del terreno; c , que es la ordenada espectral máxima; T_a y T_b , que son periodos característicos del espectro; y k , que es un parámetro que controla la caída de la ordenada espectral para $T > T_b$.

Una de las novedades con respecto a versiones anteriores de la norma, es que para periodos $T > T_b$ se tiene una forma nueva que conduce a espectros de desplazamiento más realistas, y es suficientemente basta como para representar tanto espectros de desplazamiento típicos de terreno firme ($k = 1$) como espectros de suelos muy blandos ($k = 0$).

Con el procedimiento de las NTCS-95 (1995), el cálculo de los desplazamientos laterales se hacía a partir de un espectro de aceleraciones que, en la mayoría de los casos, es la envolvente de un espectro de peligro uniforme. En particular, en la zona de terreno blando de la ciudad de México, las NTCS-95 (1995) especifican un espectro de diseño que es una envolvente de los distintos espectros que se pueden presentar en ella sin importar el periodo del sitio. La envolvente de espectros de aceleraciones no representa una envolvente de los espectros de desplazamientos correspondientes. Esto ocasiona que los desplazamientos laterales que se obtienen a partir del espectro en cuestión no son realistas. Un ejemplo de esto es el que se muestra en la figura 8 al comparar, para la estación SCT, el espectro de desplazamientos derivado del registro del sismo de 1985 con el derivado del espectro de diseño de las NTCS-95 (1995). Se aprecia que para períodos mayores de 1.5 s no hay semejanza entre los dos espectros y que el de las normas se dispara totalmente para períodos muy largos.

Con el factor k del Apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004) se mejora en buena medida la compatibilidad con los espectros de desplazamientos. Como ya se comentó, en el cuerpo principal de las NTCS-04 (2004) se intenta reducir estos problemas con la subdivisión de la zona III en cuatro subzonas.

Ordaz et al. (2000) graficaron los valores que adoptaron los cinco parámetros que definen a los espectros suavizados de peligro uniforme en los 1600 puntos estudiados y observaron que, aunque la relación entre los parámetros calculados y el periodo predominante del terreno T_s no era perfecta había marcadas tendencias. Al cubrir conservadoramente estas tendencias por medio de rectas se llegó a las siguientes expresiones algebraicas,

las cuales definen a su vez los espectros de diseño de sitio a partir del periodo predominante del suelo y que se presentan en el Apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004):

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (1.33)$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5 (T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (1.34)$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (1.35)$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (1.36)$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (1.37)$$

La expresión ofrecida en el Apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004) para la obtención del factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño Q' :

$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (1.38)$$

Es una versión simplificada de la relación propuesta por Ordaz y Pérez Rocha, quienes observaron que bajo circunstancias muy generales, Q' depende del cociente entre el desplazamiento espectral, $S_d(T)$ y el desplazamiento máximo del suelo, $D_{\text{máx}}$.

La sobrerresistencia estructural ha sido ya reconocida en diversos reglamentos de construcción en el mundo y depende de muchos factores, en particular, del grado de hiperestaticidad de la estructura. En el apartado 2.3 del siguiente capítulo se discute con cierto detalle este tema.

Actualmente no se dispone de suficientes estudios que permitan calcular la sobrerresistencia en función de unos pocos parámetros estructurales. Por tal motivo, Ordaz et al. (2000) propusieron utilizar factores reductivos que conduzcan, aproximadamente, a las resistencias que se obtienen con las NTCS-95 (1995) para valores de capacidad dúctil de entre 3 y 4, así como a formas espectrales razonables.

De esta manera, la reducción por sobrerresistencia, R , está dada en el Apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004) por el factor:

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (1.39)$$

Reconociéndose que no existen bases teóricas ni empíricas para explicar una variación de R como la que se presenta en la ecuación 1.39.

La versión final de las NTCS-04 (2004) ofrece la expresión A.7 para el cálculo del periodo predominante del suelo cuando su obtención se basa ensayos y análisis de dinámica de suelos que toman en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés.

REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Desde 1976 el RCDF reconoce la necesidad de revisar el cumplimiento de los estados límite de servicio y de falla. Más recientemente, en las NTCC-04 (2004) se ha reconocido la necesidad de incluir un tercer tipo de estado límite: el relacionado con el cumplimiento de requisitos de durabilidad de la estructura (Meli y Reyes, 2002).

A pesar de que el planteamiento del RCDF-93 (1993) está basado en criterios de desempeño, los requisitos específicos para el diseño estructural son de tipo prescriptivo, estableciéndose de manera estricta los procedimientos de cálculo y las características que debe tener la estructura para cumplir con los criterios de desempeño que quedan más bien implícitos en las normas (Meli y Reyes, 2002).

Puede afirmarse entonces que desde sus primeras versiones, el RCDF y después sus NTCS pretenden cumplir con los dos requisitos de desempeño, o estados límite, pero lo hacen de manera muy indirecta. Se emplea un sólo sismo de diseño, supuestamente correspondiente al sismo extraordinario; el estado límite de supervivencia se considera satisfecho al proporcionar a los elementos estructurales una resistencia tal que para el sismo de diseño no se produzcan deformaciones inelásticas que excedan la ductilidad que debe ser capaz de desarrollar la estructura, la que prescribe de acuerdo con el sistema estructural y los requisitos de ductilidad que se hayan adoptado. Por otra parte se pide que se compruebe que, bajo el mismo sismo de diseño, los desplazamientos no excedan límites con los que se pretende evitar la aparición de daño no estructural significativo, o sea un estado límite de servicio.

Las distorsiones de entrepiso que se consideran admisibles ($\gamma = 0.012$ y $\gamma = 0.006$ para elementos estructurales desligados o no de la estructura principal, respectivamente) son claramente mayores (del orden de tres veces) que las que corresponden al estado límite de servicio; esto implica que, de manera indirecta, se está considerando que el espectro para el que hay que revisar dicho estado límite tiene la misma forma que el que se especifica para la revisión de la seguridad ante el estado límite de falla, pero sus ordenadas son tres veces menores.

Esta forma de revisar el cumplimiento de los objetivos de diseño, además de otros inconvenientes, tiene el de no reflejar claramente cuáles son dichos objetivos y cómo se cumplen, por lo cual conviene separar la revisión de cada estado límite y establecer los parámetros específicos que lo definen, principalmente el espectro de diseño y las distorsiones admisibles.

En el apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004), en un intento por transparentar los procedimientos de diseño sísmico, se incluye, además de otras modificaciones, la separación de los dos estados límite y la revisión explícita de cada uno de ellos.

El estado límite de colapso intenta verificar los desplazamientos relativos de entrepiso durante la ocurrencia del sismo de diseño. Los desplazamientos ante este sismo, se calcularán multiplicando los reducidos por Q , pero además deberán multiplicarse por R , el factor de sobrerresistencia. La razón de esto es que, si en efecto la estructura tiene una sobrerresistencia R , las fuerzas sísmicas no quedarán limitadas por el valor de la resistencia de diseño, sino por una mayor, que es justamente el producto de la resistencia nominal por la sobrerresistencia (Ordaz et al., 2000).

$$\gamma_C = \gamma_R QR \quad (1.40)$$

donde:

γ_C = distorsión de entrepiso asociada al sismo de colapso

γ_R = distorsión de entrepiso producida por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas por ductilidad y sobrerresistencia

Q = factor de comportamiento sísmico

R = factor de reducción por sobrerresistencia

Para el estado límite de servicio se pretende que la estructura permanezca elástica y con desplazamientos limitados ante la ocurrencia de un sismo que tiene un periodo de retorno mucho menor que el del sismo de colapso. De diversos estudios se ha determinado que el periodo de retorno óptimo para la Ciudad de México es de diez años. A este periodo de retorno están asociadas ordenadas espectrales similares a las que produjo el sismo del 25 de abril de 1989. Además, muchos expertos concuerdan en que durante un sismo como este no deberían presentarse daños no estructurales en las edificaciones.

En vista de esto, Ordaz et al. (2000) propusieron que el sismo de servicio sea uno con espectro de aceleraciones como el de la ecuación 1.32 dividido entre un factor constante 7, para tener espectros del orden de los registrados el día 25 de abril de 1989.

Los desplazamientos para la revisión del estado límite de servicio se calcularán entonces con la ecuación:

$$\gamma_S = \frac{\gamma_R Q' R}{7} \quad (1.41)$$

donde:

γ_S = desplazamiento de servicio

γ_R = desplazamiento reducido

Q' = factor reductivo

R = factor de sobrerresistencia

Al multiplicar los desplazamientos reducidos por Q' y por R se tienen los desplazamientos elásticos que se presentarían durante el sismo de colapso; la posterior división entre 7 los convierte en los que se tendrían durante un sismo 7 veces menor. Las distorsiones de entrepiso resultantes de estos desplazamientos se compararán con valores de distorsión para los cuales se inicia el daño en sistemas no estructurales comunes. Se proponen los valores de 0.002 cuando los muros de mampostería estén ligados a la estructura y de 0.004 cuando no lo estén.

El efecto de la magnitud en la forma de los espectros asociados a sismos de baja a moderada intensidad ocasiona que la forma del espectro de diseño asociado al estado límite de servicio sea distinta de los espectros de diseño para estados límite de falla. Es decir, para sismos de baja magnitud hay picos importantes tanto para periodos cortos como en periodos largos; en tanto que para una magnitud mayor, sólo se presentan picos importantes para periodos largos (figura 1.11). Lo anterior indica que no es totalmente correcto obtener el espectro para condiciones de servicio simplemente reduciendo con un factor de escala el espectro especificado para el estado límite de falla, como se hace en el Apéndice normativo A y también, implícitamente, en el cuerpo principal de

las NTCS-04 (2004). El factor reductor debe variar con el período y ser diferente según el sitio que se estudie (Meli y Reyes, 2002).

Para la adopción de los valores de distorsión límite propuestos en el Apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004) para el sismo de colapso en función del sistema estructural ($\gamma = 0.030$ para marcos dúctiles de concreto reforzado o acero) y servicio ($\gamma = 0.002$ y $\gamma = 0.004$) Ordaz et al. (2000) se basaron en la tesis doctoral de Carlos Reyes, quien hizo una recopilación de distorsiones de entrepiso asociadas a diferentes niveles de daño en sistemas estructurales y elementos no estructurales, principalmente para los sistemas constructivos típicos de México. Estos datos se obtuvieron de pruebas experimentales en sistemas estructurales sujetos cargas alternadas repetidas o probadas en mesas vibratorias, así como de resultados recabados de registros de respuesta sísmica de edificios.

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

La principal intención del Apéndice normativo A de las NTCS-95 (1995) era, además de reconocer la influencia del periodo dominante más largo del terreno en la forma de los espectros, dar un primer paso en la consideración explícita de la interacción suelo-estructura, limitando esta consideración a su efecto en el periodo y modo fundamental de vibración en la dirección de análisis.

Al limitar el reconocimiento de la interacción suelo-estructura a sus efectos en el modo y periodo fundamental de vibración se ignoraban los efectos de dicha interacción en los modos y periodos naturales superiores, en el amortiguamiento y en la ductilidad.

En el Apéndice normativo A de las NTCS-95 (1995) se ignoraban estos efectos porque se deseaba en ese entonces ofrecer un procedimiento sencillo, en vista de ser aquella la primera ocasión en que se incluía explícitamente la consideración de la interacción suelo-estructura en el Reglamento. Además, faltaba calibrar todas las implicaciones que tendrían los efectos que no se consideraban.

Aunque los efectos de la interacción suelo-estructura en los modos de vibración superiores son generalmente poco relevantes y el ignorar los efectos de la interacción en el amortiguamiento implica tener errores del lado de la seguridad, el ignorar este fenómeno en la estimación del factor de ductilidad introducía errores del lado de la inseguridad.

Diversas investigaciones realizadas tanto en el Instituto de Ingeniería de México como en el extranjero dilucidaron estas cuestiones. De esta manera se adquirió un mayor conocimiento en este campo y fue posible que en el Apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004) se cubrieran estas cuestiones de una manera más ambiciosa y satisfactoria que en la versión anterior de las normas (Rodríguez, 2004). Tomándose ahora en cuenta el efecto que la interacción suelo-estructura tiene tanto en el amortiguamiento como en el factor de ductilidad.

Basándose entre otros estudios, en el realizado por Wolf en 1985, se establecieron en el Apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004) expresiones para el cálculo de las rigideces y amortiguamientos del suelo, tanto para el modo de translación horizontal como para el modo de rotación de la cimentación.

Estas rigideces y amortiguamientos que se modelan como resortes y amortiguadores, se usan en sustitución del suelo y dependen de las propiedades terreno, de las características de la cimentación y de la frecuencia de la excitación, llevándose a cabo su obtención de una manera más transparente para cada caso en particular, contrariamente a la versión anterior en la cual se ofrecía sólo una tabla para el cálculo de las rigideces en modo de translación y no se determinaban los amortiguamientos del suelo (figura 1.12).

Con los valores de rigidez y amortiguamiento de la cimentación en translación y rotación estimados conforme al Apéndice normativo A de las NTCS-04 (2004) se determina posteriormente el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse (T_x) y el periodo natural que tendría la

estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar (T_r), para calcular después el periodo efectivo del sistema acoplado suelo-estructura con la expresión:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2} \tag{1.42}$$

donde:

- \tilde{T}_e = periodo efectivo del sistema suelo-estructura en la dirección de análisis
- T_e = periodo fundamental de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza
- T_x = periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse
- T_r = periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar

El amortiguamiento efectivo del sistema acoplado suelo-estructura se determina con la expresión:

$$\zeta_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e}\right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left(\frac{T_x}{\tilde{T}_e}\right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e}\right)^2 \tag{1.43}$$

donde:

$$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{T}_e K_x} \quad \text{y}$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r}$$

- ζ_e = fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza
- ζ_x = coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de translación
- ζ_r = coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación
- C_x = amortiguamiento del suelo en el modo de translación horizontal de la cimentación
- K_x = rigidez del suelo en el modo de translación horizontal de la cimentación
- C_r = amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación
- K_r = rigidez del suelo en el modo de rotación de la cimentación

Finalmente se obtiene el factor de reducción por amortiguamiento suplementario, debido a la interacción suelo-estructura con la expresión:

$$\left. \begin{aligned} \beta &= \left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e}\right)^\lambda && \text{para } \tilde{T}_e \leq T_b \\ \beta &= 1 + \left(\left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e}\right)^\lambda - 1\right) \frac{T_b}{\tilde{T}_e} && \text{para } \tilde{T}_e > T_b \end{aligned} \right\} \tag{1.44}$$

donde:

- β = factor reductivo por amortiguamiento suplementario, debido a la interacción suelo-estructura
- $\tilde{\zeta}_e$ = amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura en la dirección de análisis
- λ = variable para el cálculo de β , $\lambda = 0.5$ y 0.6 para las zonas II y III, respectivamente

De esta manera se corrige tanto el espectro de diseño (ecuación 1.32) como el factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño Q' (ecuación 1.38) como a continuación se indica:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c \left[k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \right] \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (1.45)$$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (1.46)$$

Incorporando así el efecto que la interacción suelo-estructura tiene en el amortiguamiento y en el factor de ductilidad, por medio del factor de amortiguamiento suplementario β .

Tabla 1.1 Comparación de los parámetros que definen las propiedades del bloque rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto (Luna, 1999)

Parámetro	Reglamento					
	ACI	UBC	CAN	NZS	NTCC-96	NTCC-04
K ₁	0.85		0.85		0.8	0.85
	si $f'_c < 280 \text{ kg/cm}^2$ $0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70} > 0.65$ si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$		si $f'_c < 305 \text{ kg/cm}^2$ $0.85 - \frac{0.04(f'_c - 305)}{51} > 0.65$ si $f'_c > 305 \text{ kg/cm}^2$			si $f'_c < 350 \text{ kg/cm}^2$ $1.05 - \frac{f'_c}{1750} \geq 0.65$ si $f'_c > 350 \text{ kg/cm}^2$
K ₃		0.85			0.68 si $0.8f'_c < 250 \text{ kg/cm}^2$ $(1.05 - \frac{0.8f'_c}{1250})0.8$ si $0.8f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$	0.68

Tabla 1.2 Comparación de los requisitos para dar opción al empleo del método estático para las NTCS-95 y NTCS-04

VERSIÓN DE LA NORMA	TIPO DE TERRENO	ALTURA LÍMITE PARA PERMITIR EL EMPLEO DEL MÉTODO ESTÁTICO	
		TIPO DE ESTRUCTURA	
		regular	irregular
NTCS-04	Zona I	40 m	30 m
	Zonas II y III	30 m	20 m
NTCS-95	Cualquiera	60 m	

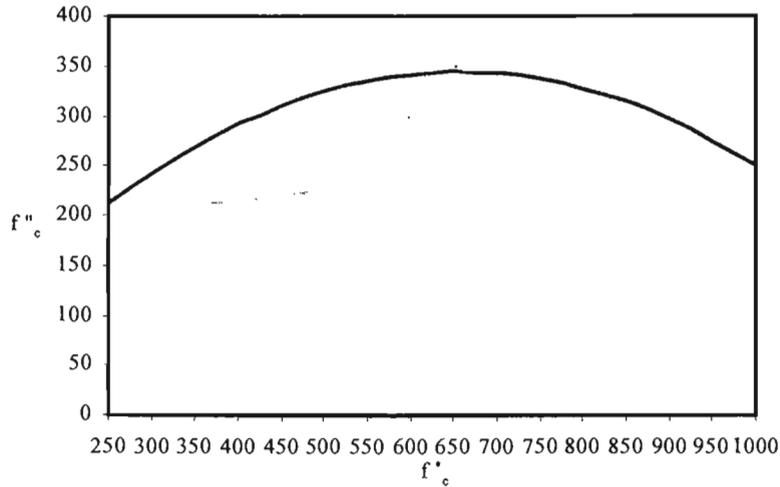


Figura 1.1 Variación del esfuerzo uniforme f''_c con la resistencia a compresión de diseño del concreto $f*_c$ (unidades: kg/cm^2)

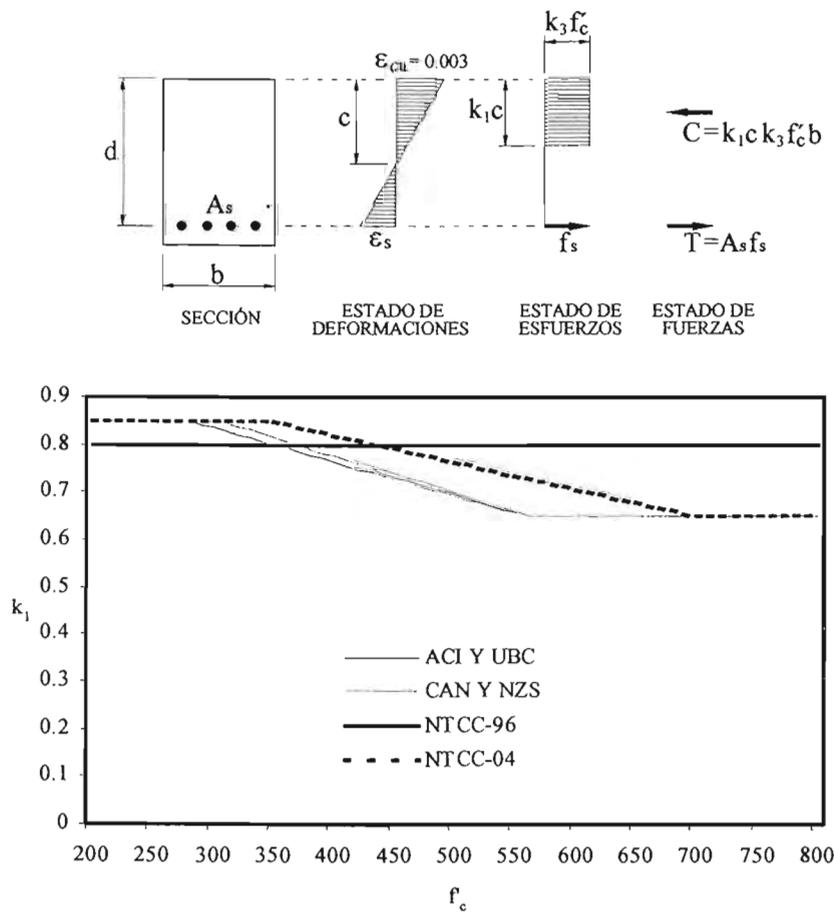


Figura 1.2 Comparación de los parámetros k_1 y k_3 que definen las propiedades del bloque rectangular equivalente de esfuerzos a compresión (Luna, 1999)

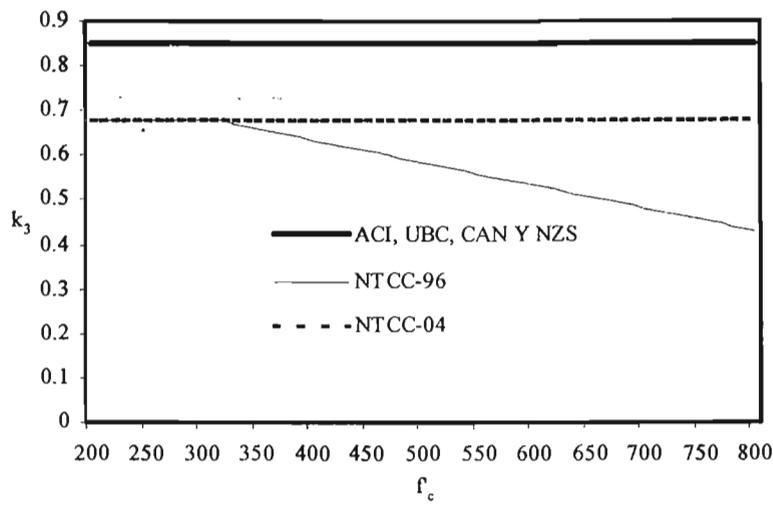


Figura 1.2 Comparación de los parámetros k_1 y k_3 que definen las propiedades del bloque rectangular equivalente de esfuerzos a compresión (continuación) (Luna, 1999)

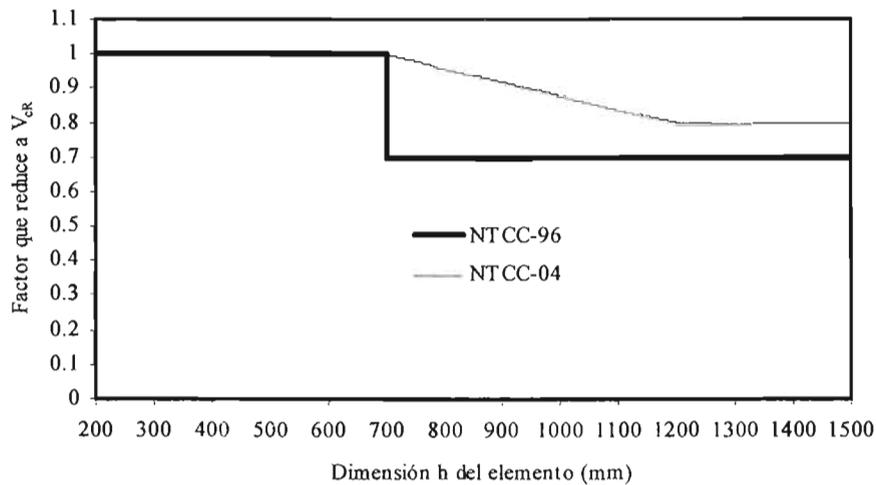


Figura 1.3 Variación del factor que reduce a la fuerza cortante de diseño que toma el concreto V_{cR} en las NTCC-96 y NTCC-04

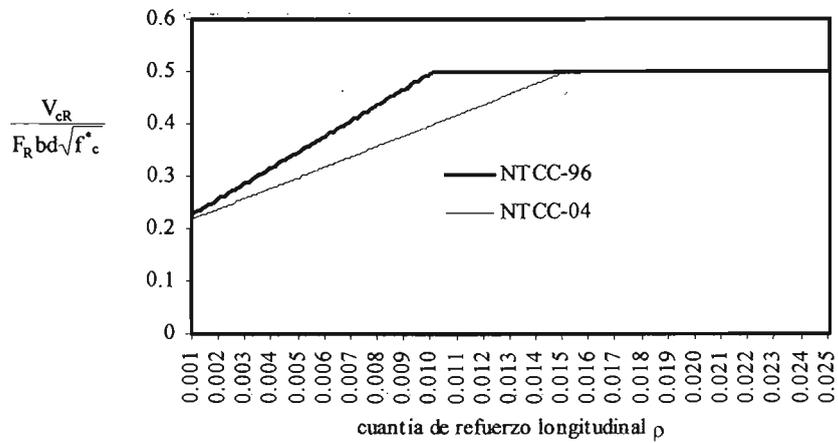


Figura 1.4 Comparación de las expresiones para obtener la fuerza cortante de diseño que toma el concreto V_{CR} en función de la cuantía longitudinal ρ para las NTCC-96 y NTCC-04

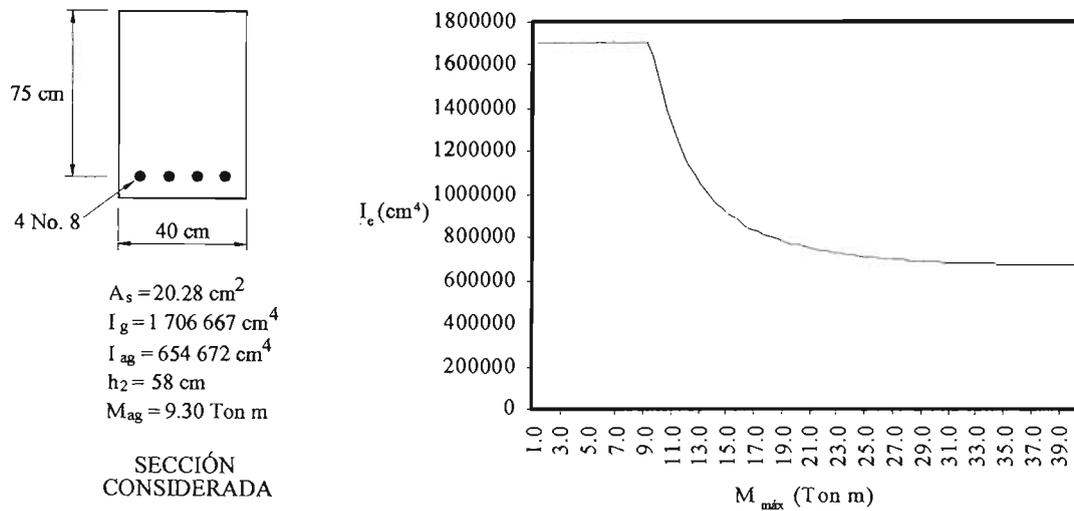


Figura 1.5 Variación del momento de inercia efectivo I_e de una trabe con dimensiones y refuerzo comunes en la práctica con el nivel de momento actuante

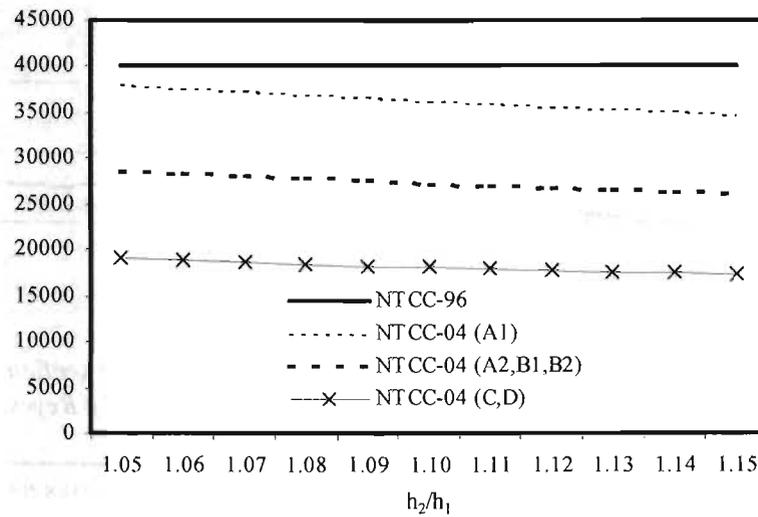


Figura 1.6 Variación del límite para las expresiones 1.21 y 1.22 con la relación h_2/h_1

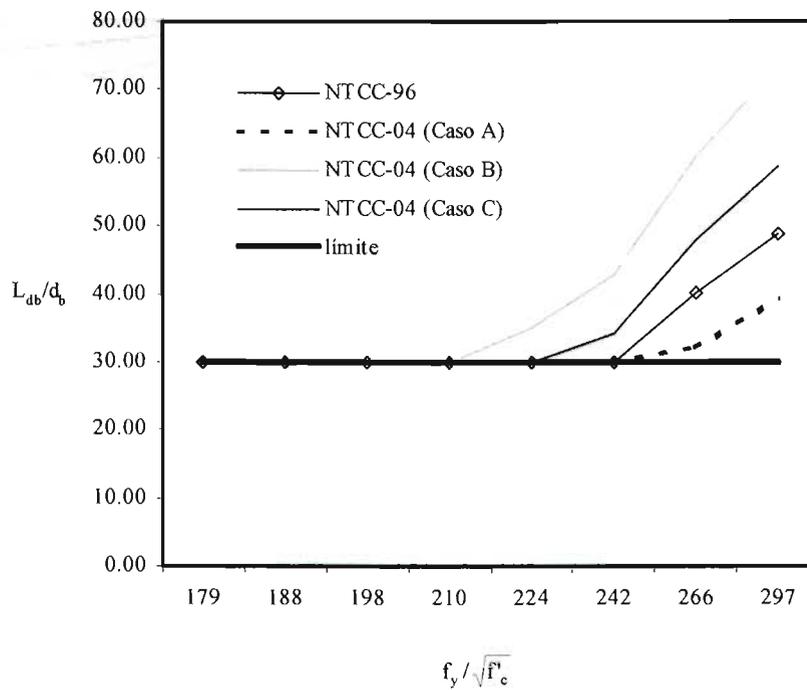


Figura 1.7 Comparación entre las longitudes de desarrollo obtenidas con las NTCC-96 y NTCC-04

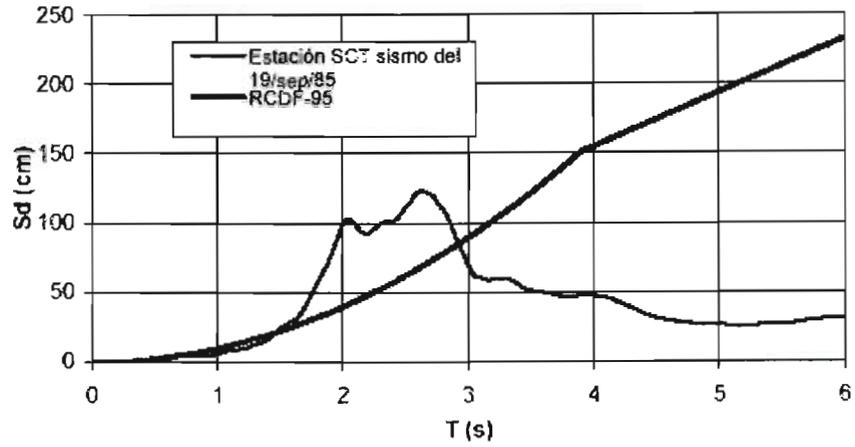


Figura 1.8 Espectros de desplazamientos derivados del sismo del 19 de septiembre de 1985 y del espectro de diseño del RCDF-93 para la zona tipo III (Meli y Reyes, 2002)

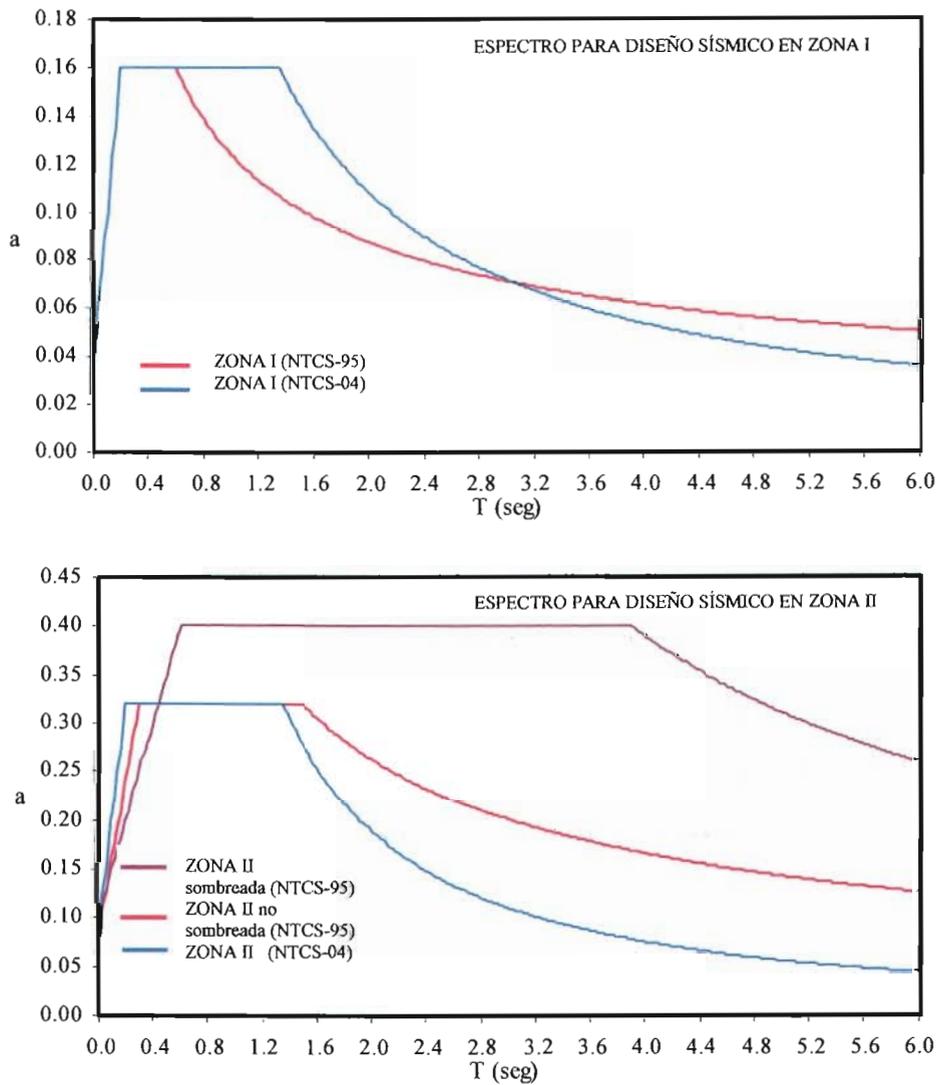


Figura 1.9 Comparación entre los espectros para diseño sísmico de las NTCS-95 y NTCS-04

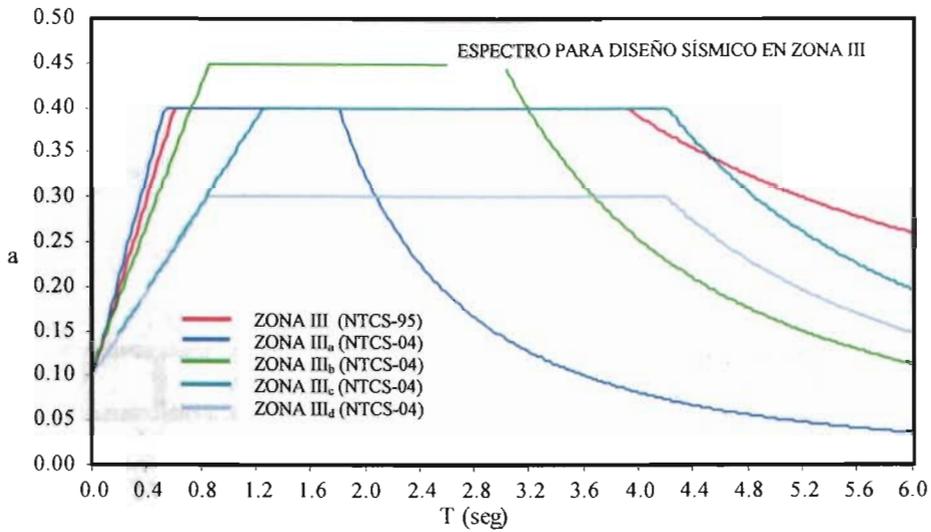


Figura 1.9 Comparación entre los espectros para diseño sísmico de las NTCS-95 y NTCS-04 (continuación)

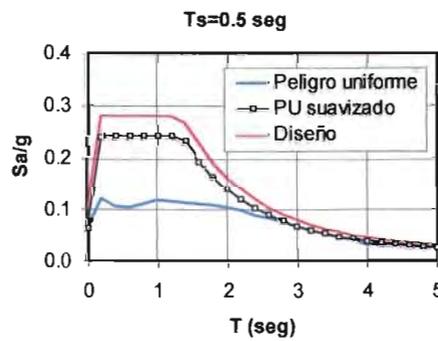


Figura 1.10 Ejemplo de un espectros de peligro uniforme, peligro uniforme suavizado y de diseño, para un sitio de la Ciudad de México con periodo predominantes, $T_s = 0.5$ s (Ordaz et al., 2000)

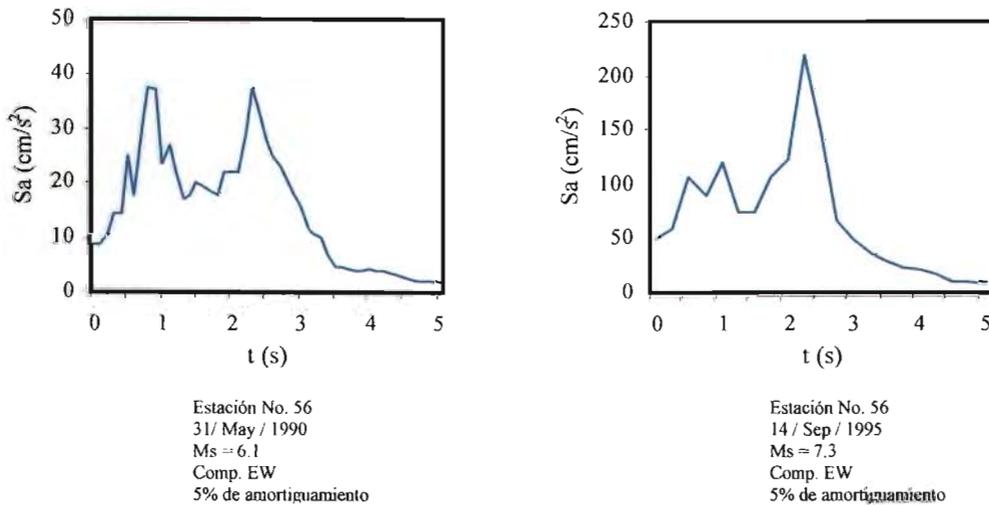


Figura 1.11 Efecto de la magnitud del sismo en la forma del espectro de respuesta (Meli y Reyes, 2002)

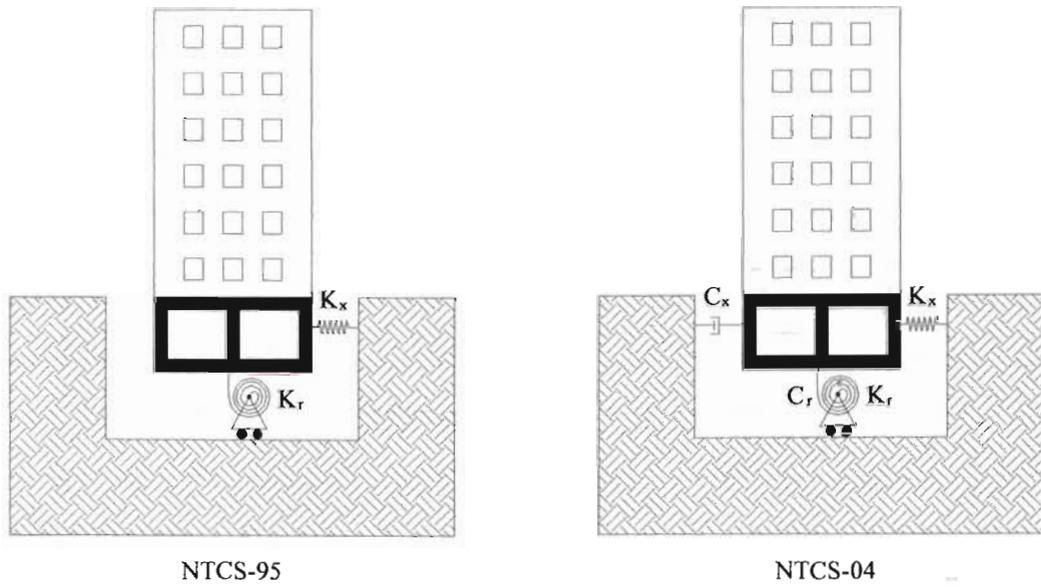


Figura 1.12 Comparación entre los modelos para incorporar la interacción suelo-estructura de las NTCS-95 y NTCS-04

CAPÍTULO 2

INVESTIGACIONES RECIENTES EN MÉXICO SOBRE EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MARCOS DÚCTILES

2.1 Introducción

Los primeros esfuerzos realizados en el mundo para incorporar métodos de diseño sísmico a los reglamentos de construcción tuvieron lugar entre los años 1920 y 1930, según menciona Varela (1996), basado en el trabajo presentado por Green en 1987. En ese entonces, el conocimiento sobre el comportamiento dinámico de las estructuras era limitado y no se contaba con mediciones del movimiento del terreno, por lo que no era posible estimar correctamente la magnitud de las fuerzas sísmicas de diseño.

Hace aproximadamente 40 años, el desarrollo de programas de cómputo, aunado a la mayor disponibilidad de información del movimiento del terreno (acelerogramas), permitió estudiar de una manera más sistemática el efecto de las cargas laterales en los edificios. De esta manera, se comenzó a revisar edificios sujetos a fuerzas dinámicas.

De estos estudios se observó que las fuerzas sísmicas con las que se diseñaban las estructuras de ese entonces, no eran lo suficientemente grandes para garantizar que su resistencia no fuera excedida por las acciones sísmicas; sin embargo, también se notó que aunque la resistencia no era la adecuada para mantener a la estructura en el intervalo de comportamiento elástico, las estructuras no se colapsaban ni presentaban degradación de resistencia importante (Varela, 1996). Se concluyó así, que garantizar un comportamiento elástico no era ni esencial ni viable desde el punto de vista económico, por lo que a finales de los años sesenta se comenzó a prestar interés en el comportamiento inelástico de las estructuras.

Como resultado de estas ideas, los reglamentos actuales admiten que el comportamiento de las estructuras rebase el intervalo lineal ante temblores severos y se tengan incursiones importantes en zonas de comportamiento inelástico, durante las cuales se puede disipar gran parte de la energía introducida por el sismo. Al proceder de esta manera, se permite que las estructuras se diseñen para resistencias muy inferiores a las que requerirían si se les quisiera mantener en el intervalo elástico lineal, aceptando que pueden ser diseñadas y estructuradas para desarrollar una adecuada ductilidad.

Si bien el desarrollo que ha tenido la ingeniería sísmica permite contar con criterios de diseño sismorresistente más racionales, todavía existen muchas incertidumbres en cuanto al comportamiento sísmico de las estructuras, pues se tienen aún en esta área algunas limitaciones. Por ejemplo, las reducciones a fuerzas y desplazamientos de diseño que se estipulan en los reglamentos de construcción no pueden justificarse plenamente con bases teóricas y ni siquiera empíricas. Por otra parte, algunas disposiciones de las normas, aunque fueron establecidas con la intención de contar con estructuras con un grado de seguridad razonable, parecen no estar lo suficientemente justificadas en investigaciones analíticas o experimentales.

Considerando lo anterior, resulta evidente la importancia de estimar razonablemente el comportamiento sísmico de las estructuras mediante estudios que incluyan las disposiciones del Reglamento de construcción de la región de interés.

En la parte final de este capítulo se presentan los resultados de tres estudios de este tipo.

2.2 Mecanismos de falla - mecanismos de deformación inelástica

La respuesta inelástica de una estructura depende de las propiedades de los elementos estructurales que la componen, y éstas a su vez del comportamiento de las secciones transversales y de los materiales correspondientes; sin embargo, depende también del número de secciones que incurrieren en el intervalo inelástico y de la secuencia de formación del mecanismo de falla. Mientras mayor sea el número de secciones que participen en la deformación no lineal y mientras más dúctil sea el comportamiento de estas secciones, mayor ductilidad tendrá el sistema en conjunto (Bazán y Meli, 2000).

Para un sistema estructural dado, el mecanismo de deformación inelástica que pudiera presentarse, depende de las resistencias relativas de las secciones para cada posible modo de falla. En la etapa de diseño se puede influir en el mecanismo de deformación inelástica de la estructura, al decidir la resistencia que deben tener las distintas secciones para los diferentes modos de falla. Un aspecto esencial en el diseño sísmico consiste en proporcionar a las diferentes partes de la estructura resistencias tales que hagan que en conjunto se desarrolle la máxima ductilidad posible (Bazán y Meli, 2000).

El mecanismo de falla conocido como columna débil-viga fuerte (llamado también piso débil, *figura 2.1*), es altamente indeseable, pues basta con que se articulen las columnas de un entrepiso para que se presente el colapso del marco sin haber desarrollado grandes ductilidades. Esto se debe a que las columnas en que se forman las articulaciones plásticas no tienen la capacidad de presentar rotaciones inelásticas grandes, pues generalmente están sometidas a cargas axiales considerables.

Por el contrario, con el mecanismo de colapso conocido como columna fuerte-viga débil (*figura 2.1*), para que la estructura en su conjunto llegue al colapso, se requiere que se formen articulaciones plásticas en todos los pisos y además en la base de las columnas, lo cual permite que se alcancen ductilidades importantes antes de la falla.

El mecanismo de colapso columna débil-viga fuerte debe evitarse mediante el diseño adecuado de la resistencia relativa entre las vigas y las columnas que concurren a un mismo nudo, de manera tal que se induzca la formación de articulaciones plásticas en las vigas y no en las columnas.

2.3 La sobrerresistencia en las estructuras

2.3.1 Factores que contribuyen a la sobrerresistencia de las estructuras de concreto reforzado

De acuerdo con las prácticas comunes de cálculo estructural, en la medida que se avanza en el proceso de cálculo, se obtienen incrementos notables en la capacidad resistente de los elementos en particular, y de la estructura en general, con respecto a las demandas de resistencia de las fuerzas internas provenientes del análisis estructural (Luaces, 1995).

Luaces (1995) divide a los factores de sobrerresistencia, conforme a lo presentado originalmente por Park y Paulay en 1975, según su forma de acción, en dos grupos:

- a) Factores que producen sobrerresistencia local
- b) Factores que producen sobrerresistencia global

Entre los factores que producen sobrerresistencia local se encuentran:

1. Factores de reducción de resistencia

Estos factores afectan a las resistencias nominales de los materiales empleados para que la probabilidad de ocurrencia de falla sea pequeña, pues pretenden tomar en cuenta la naturaleza aproximada de las

fórmulas utilizadas para calcular las resistencias, errores en las dimensiones de los elementos, efectos adversos debidos a procedimientos inadecuados de colocación y curado del concreto e importancia relativa de distintos tipos de miembros estructurales. El valor de estos factores depende también, del tipo de falla; la reducción es mayor para elementos de falla frágil que para elementos de falla dúctil (González y Robles, 2000).

2. Resistencias de los materiales mayores que las nominales

Las resistencias medias probables de los materiales, son superiores a las resistencias nominales consideradas para el diseño. Esta consideración tiene el propósito de reducir los riesgos de ocurrencia de valores inferiores al considerado.

3. Requerimientos de capacidades resistentes mínimas

En los reglamentos de construcción se establecen usualmente capacidades resistentes mínimas para los elementos estructurales ante diversas cargas, fundamentalmente ante cargas sísmicas, lo que ocasiona que estos presenten mayores resistencias que las que realmente pudieran necesitar. Un ejemplo de este tipo de disposición reglamentaria se tiene en la sección 7.2.2.b de las NTCC-04 (2004), donde se establece que el momento resistente positivo en el paño de la unión viga-columna no debe ser menor que la mitad del momento resistente negativo de que se dote esa sección. Además, en ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo ni el positivo serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los extremos.

4. Selección discreta del armado

Con base en las áreas requeridas para el armado de las secciones de los elementos estructurales, se coloca en éstas un determinado número de varillas de refuerzo de cierto diámetro. Con esta distribución, en la gran mayoría de los casos se obtienen áreas de acero superiores a las teóricamente requeridas. Esta diferencia se incrementa por la práctica común, en el proyecto estructural, de reducir al mínimo el número de diámetros diferentes de varillas requeridos en la obra con el fin de reutilizar de una manera más eficiente los sobrantes y facilitar al obrero de la construcción el armado de los elementos.

5. Requerimientos de cuantías de acero mínimas

En todos los reglamentos de construcción se establecen, con el propósito de evitar efectos indeseables como son los agrietamientos excesivos, armados mínimos en columnas y trabes, lo cual dota a las secciones de resistencias que en ocasiones pueden superar las demandadas.

6. Confinamiento del concreto

El efecto del confinamiento mediante estribos en una sección de concreto ocasiona incrementos en la resistencia a compresión de este material, con lo cual se eleva la capacidad a flexión de las secciones de concreto reforzado. Este incremento de la resistencia a flexión debido al confinamiento del concreto es ignorado actualmente por la mayoría de los reglamentos de construcción internacionales, pudiéndose tomar en cuenta en el diseño de secciones sujetas a flexión y carga axial. Algunos investigadores consideran sin embargo, que este incremento es bajo (Terán, 2003).

De acuerdo con lo establecido por Watson y sus colaboradores en 1994, el incremento de la resistencia a flexión debería incluirse en el cálculo de las fuerzas cortantes de diseño correspondientes al desarrollo de las articulaciones plásticas en columnas y trabes, de tal forma que se utilizaría la mayor fuerza cortante probable (Luaces, 1995).

7. Contribución del refuerzo a compresión

Al igual que el efecto anterior, la existencia de refuerzo en compresión reduce la profundidad del eje neutro en la sección de concreto, incrementando el brazo de palanca para el refuerzo en tensión, con el consiguiente incremento de la resistencia a flexión de la sección. Es práctica común el no considerar la contribución del refuerzo en compresión en las secciones de concreto reforzado, lo cual conlleva a disponer de mayores áreas para refuerzo en tensión (Luaces, 1995). Aunque en la sección 2.2.4.a de las NTCC-04 (2004) y en las versiones anteriores se proporciona una fórmula para el cálculo de la resistencia a flexión de secciones rectangulares con acero a compresión, ésta es válida únicamente cuando el acero a compresión está fluyendo, en caso contrario, se indica que debe obtenerse la resistencia mediante un análisis de la sección basado en el equilibrio y en las hipótesis que la norma considera; sin embargo, también da opción a calcular el momento resistente de una manera aproximada despreciando el acero a compresión.

8. Contribución de la losa al momento resistente de las trabes

Recientemente se ha demostrado, experimentalmente, que en estructuras de concreto reforzado, cuando las losas son coladas monolíticamente con las trabes, existe una contribución importante de las losas al incremento de la capacidad a flexión de trabes, principalmente cuando la losa se encuentra en tensión. Este aporte es considerablemente mayor que el que proporcionan los anchos de losa estipulados, de forma conservadora, por los diversos reglamentos de construcción que toman en cuenta este efecto.

9. Incremento de la resistencia de los materiales ante cargas rápidas

Las resistencias establecidas para el diseño de elementos de concreto reforzado se basan en ensayos lentos, considerados como casi estáticos; sin embargo, cuando los elementos son solicitados por las cargas sísmicas comunes, se establecen ciclos de carga con determinada velocidad. El efecto de la velocidad de carga tiende a incrementar la resistencia de los materiales componentes de la sección y con ello se eleva la capacidad a flexión instantánea del elemento.

10. Endurecimiento por deformación del acero

En el diseño de elementos de concreto reforzado se considera para el acero de refuerzo un comportamiento elastoplástico perfecto. Sin embargo, es bien conocido que el comportamiento real del acero estructural presenta incrementos considerables de capacidad resistente al excederse determinados niveles de deformación. Este efecto es considerado en cierta medida por los reglamentos de construcción actuales, en caso de recurrirse al diseño por capacidad, por ejemplo, en nuestro Reglamento se estipula el empleo del valor $1.25 f_y$ como esfuerzo de fluencia del acero.

Algunos de los factores que producen sobrerresistencia global son:

1. Factores de carga

En los reglamentos de construcción se establecen, como medida de seguridad, factores de carga que amplifican las acciones. Estos factores están en dependencia del tipo, magnitud y características de las cargas normativas establecidas. El objetivo de estos factores, en combinación con los factores de reducción de resistencia, es mantener la probabilidad de falla en niveles bajos.

El reglamento AIJ de Japón no utiliza factores de carga con la finalidad de disminuir los efectos adversos de la sobrerresistencia en el comportamiento inelástico de las estructuras (Varela, 1996).

2. Posible dominio de condiciones de cargas no sísmicas

En ocasiones, puede estar regido el diseño de toda la estructura o parte de esta, por condiciones de carga no sísmica, gravitacional principalmente, lo cual podría generar una sobrerresistencia de la estructura ante sismo, sobre todo en zonas de baja sismicidad.

3. Cargas vivas normativas mayores que las reales

Para el análisis y diseño de estructuras se establecen cargas vivas normativas, basadas en la evaluación probabilística de las cargas posibles a ocurrir. Estas cargas normativas son mayores que la media probable y se establecen de modo tal que no sean superadas, con un intervalo de probabilidades suficientemente seguro, por las cargas reales.

4. Requerimientos de rigideces por criterios de deformación

Es común que en el análisis y diseño de estructuras sismorresistentes, sea necesario incrementar la rigidez de los elementos para restringir los niveles de desplazamientos laterales. Este incremento se consigue normalmente aumentando las dimensiones de las secciones, lo cual, conjuntamente con los requerimientos de cuantías mínimas, puede ocasionar incrementos de la capacidad de las estructuras en su conjunto.

5. Contribución de estructuras secundarias y sistemas no estructurales

Existen en diversos edificios, elementos considerados como no resistentes a efectos sísmicos, por lo que no se toman en cuenta en el análisis y diseño, los cuales realmente tienen cierta participación en la resistencia global de la estructura.

6. Efectos tridimensionales

En el comportamiento real de estructuras se presentan distribuciones de los efectos de forma tridimensional, los cuales no son considerados en los análisis planos que actualmente son de común utilización. A medida que se desarrollen los programas de análisis estructural, este efecto se reducirá.

Luna (1999) reconoce además, como factores de sobrerresistencia, a los siguientes:

1. 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.
2. Sobreestimación de la rigidez en estructuras desplantadas sobre roca o suelo firme, provocando la utilización de fuerzas sísmicas de diseño mayores.

Aunque todas las fuentes de sobrerresistencia mencionadas anteriormente están perfectamente identificadas y reconocidas, es difícil estimarlas con precisión. Además, cabe señalar que no todas tienen el mismo impacto en la estructura (Luna, 1999).

En 1990, Shahrooz y Moehle (Luna, 1999) sometieron a un modelo a escala de marcos dúctiles a distintas sollicitaciones sísmicas y observaron que la resistencia de la estructura fue muy superior a la resistencia que demandaban las fuerzas de diseño establecidas en el Uniform Building Code (UBC). Observaron también que las fuentes de sobrerresistencia más significativas eran:

1. Requerimientos de capacidades resistentes mínimas
2. Resistencias de los materiales mayores que las nominales
3. Contribución de la losa al momento resistente de las trabes, en particular al momento negativo

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

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 contribuirán a la resistencia a flexión. Finalmente, como establecieron Paulay y Priestley en 1992, 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 (Luna, 1999).

Como lo resumió Luna (1999) del trabajo presentado por Park en 1996, a partir del resultado de pruebas experimentales realizadas por Cheung y sus colaboradores en 1991, el código neocelandés recomienda un ancho efectivo para considerar la contribución del refuerzo longitudinal de la losa en la resistencia a momento negativo 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.

Así resulta deseable considerar, en los reglamentos de diseño de estructuras de concreto reforzado que no lo hayan hecho, el efecto de la 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 (Luna, 1999).

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 y el efecto de los factores de reducción de resistencia; sin embargo, las demás contribuciones son más difíciles de cuantificar. De cualquier forma, según el trabajo de Park en 1996, 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.

Ordaz et al. (2000), mencionan que quizá la fuente más grande de sobrerresistencia en muchas estructuras sea el procedimiento mismo de diseño que se utiliza en las disposiciones reglamentarias. Por ejemplo, las NTCS-04 (2004) y versiones anteriores especifican que la estructura debe analizarse ante fuerzas reducidas por el factor Q' , lo que implica que deba suministrarse a las secciones una resistencia tal que se mantengan elásticas ante dichas fuerzas. Por tanto, si una sección fluye ante las cargas reducidas, deberá aumentarse su resistencia hasta que esto no ocurra. Se supone entonces que la resistencia nominal de la estructura es aquella con la cual ninguna sección fluye. En realidad algunas secciones fluirán ante el sismo de diseño, y los requisitos normativos están orientados a que las demandas de ductilidad en estas secciones no sobrepasen su capacidad. Sin embargo, el comportamiento global de la estructura no es, en general, estrictamente elastoplástico; sólo lo sería si todas las secciones fluyeran al mismo tiempo y el comportamiento individual fuera elastoplástico, lo cual puede ocurrir sólo en estructuras de pocos grados de libertad y de materiales sin degradación, como el acero estructural. Esto implica que la resistencia global real de la estructura sea superior a la nominal.

2.3.2 Efectos de la sobrerresistencia en las estructuras

En estructuras diseñadas para resistir únicamente cargas verticales, cuando éstas pueden estimarse de forma confiable, el hecho de que la resistencia estructural real sea superior a la demandada por el diseño puede considerarse como un factor de seguridad.

Sin embargo, el efecto de la sobrerresistencia puede ser muy diferente en las estructuras calculadas de acuerdo con la filosofía actual de diseño sismorresistente, en la cual se diseña para fuerzas menores y en ocasiones mucho menores a las necesarias para evitar el daño estructural. En estos casos, el efecto de la sobrerresistencia debe ser estudiado con extremo cuidado, ya que puede ocasionar deficiencias estructurales importantes, tales como la modificación del mecanismo de falla, lo que podría provocar una falla frágil de la estructura (Luaces, 1995).

La evaluación de la sobrerresistencia de los elementos estructurales es de fundamental importancia, pues la resistencia de los elementos estructurales es altamente significativa para la determinación de la respuesta sísmica de una estructura diseñada para incursionar en el intervalo de comportamiento inelástico.

2.4 Estudios recientes realizados en México sobre el comportamiento sísmico de edificios construidos con base en marcos dúctiles de concreto reforzado

2.4.1 Estudio de tres edificios de diferente altura

Luaces (1995), realizó estudios en tres edificios con base en marcos dúctiles de concreto reforzado de cuatro, ocho y doce niveles. En dicho trabajo, Luaces (1995) identifica las principales fuentes de sobrerresistencia a flexión y cuantifica sus efectos, tanto a nivel local como a nivel global, así como las consecuencias de esta sobrerresistencia ante carga sísmica.

2.4.1.1 Edificios en estudio

Luaces (1995), identifica como modelos 1, 2 y 3 a los edificios de cuatro, ocho y doce niveles respectivamente.

Los tres edificios se supusieron destinados a oficinas, por lo que de acuerdo al RCDF-93 (1993) se clasifican como estructuras tipo B. Los modelos tienen la misma distribución en planta, la cual está formada por tres crujías de 7 m en el sentido transversal y cuatro crujías de 8 m en el sentido longitudinal. Al centro de cada crujía de 7 m se dispusieron traveses secundarios. La altura de entrepiso es de 3.3 m en los tres casos (*figura 2.2*).

Se consideró una resistencia a compresión del concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y esfuerzo de fluencia del acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Los edificios se encuentran en la zona III y en los tres casos se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y coeficiente sísmico $c = 0.4$.

2.4.1.2 Diseño de los edificios de acuerdo al RCDF-93

Se empleó el programa de cómputo CADSE, el cual aplica en el proceso de análisis y diseño las disposiciones del RCDF-93 (1993) y las NTCS-87 (1987). El diseño a flexión de las traveses se llevó a cabo con el programa TRABE+, diseñando de forma manual las columnas y traveses para resistir fuerza cortante. Para el diseño de las columnas Luaces (1995) construyó diagramas de interacción con el programa MPAX, proponiendo cuantías de refuerzo longitudinal de tal suerte que cubrieran los puntos de diseño P_{dis} y M_{dis} obtenidos con las expresiones 2.1 y 2.2.

$$P_{dis} = P_{CV} \pm \sum V_T \quad (2.1)$$

donde:

P_{dis} = carga axial de diseño

P_{CV} = fuerza axial debida a cargas gravitacionales, considerando a las trabes como isostáticas

ΣV_T = sumatoria de los cortantes en las trabes desde el nivel analizado hasta la cubierta, determinando los cortantes con la ecuación 2.3 (figura 2.4)

$$M_{dis} = \frac{1.5(M_{res}^+ + M_{res}^-)}{2} \quad (2.2)$$

donde:

M_{dis} = momento de diseño

M_{res}^+ = momento resistente positivo a un lado del nudo analizado

M_{res}^- = momento resistente negativo al otro lado del nudo analizado

$$V_T = V_{CV} + \frac{M_{res}^+ + M_{res}^-}{L} \quad (2.3)$$

donde:

V_T = cortante de diseño en trabes

M_{res}^+ = momento resistente positivo en un extremo

M_{res}^- = momento resistente negativo en el otro extremo

L = longitud de la trabe

En las ecuaciones 2.2 y 2.3 debe tomarse en cuenta los dos sentidos en que actúa el sismo.

La ecuación 2.2 fue deducida a partir de la desigualdad ofrecida por las NTCC-87 (1987) para la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas (figura 2.3). En la figura 2.4 se muestra esquemáticamente la consideración realizada para la obtención de la fuerza axial de diseño.

Los armados y sus detalles para cada modelo en estudio se presentan en Luaces (1995). Para el modelo 1 se obtuvo un periodo de 0.69 segundos, para el modelo 2 el periodo resultó ser de 1.03 segundos y para el modelo 3 el periodo fue de 1.21 segundos.

2.4.1.3 Evaluación de la sobrerresistencia a flexión obtenida para los distintos elementos

En su estudio, Luaces (1995) consideró que los factores que se listan a continuación son los que contribuyen más a la sobrerresistencia a flexión de los elementos estructurales:

- a) Factor de carga
- b) Factor de resistencia
- c) Factor de área real del acero
- d) Factor de comportamiento real del concreto
- e) Factor de acero en compresión
- f) Factor de comportamiento real del acero
- g) Factor de velocidad de aplicación de carga
- h) Factor de contribución de la losa
- i) Factor de sección tipo
- j) Factor de elemento tipo
- k) Factor de marco tipo

El valor numérico que adoptan estos factores y la forma de determinarlos se especifican en Luaces (1995). Para tomar en cuenta el factor de comportamiento real del concreto utilizó el modelo de Scott, Park y Priestley, mientras que para el factor de comportamiento real del acero empleó el modelo de Mander. El factor de velocidad de aplicación de carga se incorporó con el modelo de Soroushian (para el concreto) y Mander modificado para efectos de velocidad (para el acero).

El factor de contribución de la losa se tomó en cuenta considerando el 50% del ancho del tablero para secciones de borde y el 75% para secciones interiores. En todos los modelos se evaluaron tanto las traveses más reforzadas, correspondientes a los niveles inferiores, como las de menores armados ubicadas en niveles superiores. El estudio se realizó para momentos positivos y negativos, diferenciándose los efectos de contribución de la losa entre las secciones centrales y de borde, y únicamente para los marcos correspondientes a los ejes 1 y 2 de cada modelo.

Luaces (1995) destaca que, pese a haber empleado correctamente las restricciones impuestas por el RCDF-93 (1993) para marcos dúctiles, se obtienen ductilidades de curvatura reducidas para las traveses solicitadas a momentos negativos, lo cual podría afectar el comportamiento de las estructuras así diseñadas ante sismos. Lo anterior es ocasionado fundamentalmente por los factores siguientes (Luaces, 1995):

- a) Elevadas cuantías de refuerzo a tensión
- b) Esfuerzo de fluencia del acero superior al nominal
- c) Endurecimiento por deformación en el acero
- d) Efecto de la velocidad de aplicación de carga
- e) Contribución de la losa

De acuerdo con los diagramas momento–curvatura de Luaces (1995), las traveses de los diferentes modelos, a momento positivo, presentarían la falla por rotura del refuerzo en tensión en todos los casos, llegando a alcanzar altos valores de ductilidad de curvatura ante carga monótona. Por el contrario, a momento negativo, siempre se presentaría la falla por pandeo del refuerzo en compresión o aplastamiento del concreto, obteniéndose valores de ductilidad de curvatura que oscilan entre dos y diez para el modelo 1, entre cuatro y 15 para el modelo 2 y entre cinco y 20 para el modelo 3. Estas ductilidades de curvatura resultan en extremo pequeñas y, al estar relacionadas directamente con las cuantías de refuerzo en tensión, se encuentran menores valores en las traveses ubicadas en los niveles inferiores de la estructura.

A manera de resumen, Luaces (1995) presenta los valores de sobrerresistencia alcanzados producto de los aspectos antes descritos. De acuerdo a estos resultados, en el diseño de elementos a flexión conforme a las NTCC-87 (1987), pueden alcanzarse valores altos de sobrerresistencia total. Para los modelos estudiados se tienen valores medios de 3.78 para momento positivo y 4.32 para momento negativo, lo cual puede tener consecuencias desfavorables en el comportamiento de las estructuras ante sismo. Los factores de sobrerresistencia parciales para las columnas de los modelos estudiados, para los niveles de carga axial comunes a ocurrir, presentan valores que varían entre 1.40 y 2.80 en todos los casos. La sobrerresistencia de las columnas se ve influenciada considerablemente por los niveles de carga axial, presentando menores valores en la parte ascendente de los momentos, hasta llegar al momento máximo resistente.

Luaces (1995) menciona que el incremento de los valores de sobrerresistencia, a partir de superarse el nivel de falla balanceada, es consecuencia del cambio de la forma de falla, por lo que tiene mayor trascendencia el incremento de capacidad del concreto a compresión. Al elevarse la magnitud de la carga de falla balanceada, como consecuencia de la sobrerresistencia, se incrementa la relación entre momentos para similares niveles de carga axial. Por otra parte, en la zona correspondiente a flexotensión, se alcanzan mayores deformaciones en el acero de refuerzo, por lo que se puede llegar a entrar en la rama de endurecimiento por deformación, generándose mayores valores de sobrerresistencia a flexión según el modelo de comportamiento establecido para el material.

2.4.1.4 Evaluación de las consecuencias de la sobrerresistencia a flexión

Luaces (1995) determinó el efecto del aumento del momento resistente de las trabes en las solicitaciones a cortante de las mismas, ya que como es bien sabido, existe la posibilidad de que se modifique el modo de falla al presentarse fallas por cortante, de tipo frágil, antes de que puedan formarse las articulaciones plásticas en las trabes.

También determinó los momentos que podrían presentarse en las columnas en caso de que las trabes llegaran a desarrollar las capacidades calculadas. Si las columnas no son capaces de resistir las solicitaciones impuestas por las trabes, se desarrollará la plastificación en las columnas, con lo que se modificaría el mecanismo de falla. Vale la pena recordar que es deseable que las articulaciones plásticas se presenten en los miembros con mayor capacidad de rotación, o sea en las trabes.

Luaces (1995) realizó comparaciones entre los cortantes impuestos a las trabes y los que se consideraron para el diseño, aplicando las dos variantes establecidas por las NTCC-87 (1987), esto es, el procedimiento riguroso y el optativo. Como se recordará, el procedimiento riguroso consiste en determinar la fuerza cortante de diseño con base en el equilibrio del miembro entre las caras de apoyos, actuando sobre la trabe las cargas verticales multiplicadas por el factor de carga 1.1 y en los extremos los momentos resistentes, calculados sin factores de reducción y considerando el esfuerzo en el acero igual a $1.25f_y$, diseñando con factor de resistencia de 0.8 (ecuación 2.3 y figura 2.3). El procedimiento optativo consiste en diseñar para el cortante de análisis, aplicando un factor de carga de 1.1 y empleando un factor de resistencia de 0.6.

El cortante impuesto a las trabes de las estructuras estudiadas por Luaces (1995), una vez alcanzada la plastificación de éstas, fue en todos los casos superior al cortante de diseño, independientemente del modelo y del procedimiento de diseño empleado. La relación entre este cortante y el de diseño establecido por el reglamento, llega a alcanzar valores de 1.22 para el modelo 1, 1.26 para el modelo 2 y 1.23 para el modelo 3, en caso de recurrir al diseño por el procedimiento riguroso del reglamento, mientras que en caso de diseñar para los cortantes de análisis, con factor de resistencia de 0.6 (procedimiento optativo); la relación sería de 1.32 para el modelo 1, 1.51 para el modelo 2 y 1.78 para el modelo 3.

Luaces (1995) resalta de manera oportuna, que si no existen sobrerresistencias asociadas a la capacidad a cortante de las trabes iguales o superiores a estos valores, se modificará el modo de falla de las estructuras, presentándose fallas frágiles por cortante, asociadas a una rápida degradación de resistencia, antes de alcanzarse una falla dúctil por flexión.

De acuerdo con la comparación hecha entre las dos variantes de diseño aceptadas por las NTCC-87 (1987), se tiene que el cortante de diseño establecido en el procedimiento riguroso del reglamento es, en casi todos los casos, superior al que se utilizaría de acuerdo con el procedimiento optativo, alcanzando la relación entre ambos valores, máximos de 1.16, 1.21 y 1.49 para los modelos 1, 2 y 3 respectivamente.

Por lo anterior, Luaces (1995), considera que la variante de diseño que consiste en emplear los cortantes de análisis aplicando el factor de resistencia de 0.6, la cual supuestamente debía generar diseños más conservadores, no guarda relación directa con los posibles incrementos de cortante impuestos a las trabes, pudiendo ocasionar diseños inseguros.

Para evaluar las consecuencias de la sobrerresistencia a flexión de las trabes en las columnas de los tres modelos estudiados, Luaces (1995) determinó los niveles de carga axial posibles a existir en cada columna, considerando los cortantes que se generan en las trabes de la estructura en caso de llegar a plastificarse, desarrollando su máxima capacidad a flexión (incluyendo el efecto de la sobrerresistencia). Para tal efecto, consideró la fuerza axial por cargas verticales de acuerdo con el área tributaria de la columna analizada, tomándose en todos los casos la carga viva que estipula el RCDF-93 (1993) para el análisis y diseño de estructuras ante sismos y realizándose el cálculo del gradiente de carga axial de acuerdo con la ecuación:

$$\Delta N = \Sigma V_T = \Sigma \frac{M_{\text{der}}^+ + M_{\text{izq}}^-}{L} \quad (2.4)$$

donde:

- ΣV_T = sumatoria de los cortantes de diseño en las traves, del nivel en cuestión hasta la cubierta
 M_{res}^+ = momento resistente positivo en uno extremo de la trabe
 M_{res}^- = momento resistente negativo en el otro extremo de la trabe
 L = longitud de la trabe

En una primera etapa, Luaces (1995) evaluó el efecto de la sobrerresistencia a flexión de las traves sobre cada columna, considerando el trabajo en flexocompresión uniaxial, y posteriormente hizo un análisis para el caso de que fluyesen las traves que a ella se conectan, en los dos sentidos, generando un estado de flexocompresión biaxial máxima.

Luaces (1995) evaluó las demandas máximas para las columnas de los tres modelos, considerando los momentos de traves asociados a una ductilidad máxima de diez o el momento máximo en caso de no alcanzarse ésta por las traves, y a partir de ellas calcula las posibles solicitaciones en las columnas tipo.

En todos los casos, el momento resistente de columnas, a flexión uniaxial, es superior al impuesto por las traves, lo cual ocurre como consecuencia de los altos niveles de carga axial generados al desarrollar las traves su máxima capacidad a flexión. En todos los casos el trabajo se realiza en la zona correspondiente a valores de carga axial inferiores a la balanceada del diagrama de interacción, manteniéndose normalmente las ductilidades en niveles aceptables.

Los niveles de momento flexionante demandados a las columnas de las tres estructuras, en caso de llegar a la plastificación de las traves en ambas direcciones, es en todos los casos, muy próximo o superior a los valores de plastificación de las secciones de columnas tipo, para los niveles de carga axial impuestos, por lo que podrían llegar a formarse las articulaciones plásticas en columnas, generando la modificación del mecanismo de falla. Cabe señalar que Terán (2003) menciona que es poco probable que las traves de ambas direcciones se plastifiquen.

Por otra parte, para los niveles de esfuerzos y deformaciones impuestos, y el efecto de cargas cíclicas, se pueden alcanzar valores considerables de degradación de resistencia en el concreto, con lo que se afectaría la capacidad resistente a cortante y compresión de columnas, la cual resulta de fundamental importancia para garantizar la capacidad a flexión.

2.4.1.5 Análisis no lineal y obtención de los niveles de sobrerresistencia global

Luaces (1995) utilizó el programa de análisis no lineal IDARC, versión 3.0, para realizar análisis estáticos no lineales ante carga lateral monótona creciente (“pushover”) en la dirección transversal de los modelos. En los tres modelos implantó consideraciones de resistencia diferentes, las cuales se indican a continuación:

- a) Áreas de acero reales tanto en tensión como en compresión, con los modelos de comportamiento ideal de los materiales, sin considerar el efecto de confinamiento ni aporte de las losas a la capacidad a flexión de traves.
- b) Condiciones similares a las establecidas anteriormente, incorporando las propiedades esperadas de los materiales y el efecto de confinamiento. Se empleó para el acero el modelo de Mander, incorporándole las características probables del acero estructural mexicano de acuerdo con el estudio de Botero y Rodríguez en 1994, mientras que para el modelo de comportamiento del concreto se tomó el propuesto por Scott, Park y Priestley para concreto confinado. Con estas consideraciones se determinaron los valores de sobrerresistencia mínimos posibles para las estructuras estudiadas.

- c) Los dos incisos anteriores, además de la contribución de las losas; con lo que se obtienen los valores de sobrerresistencia máximos esperados. Se consideró un ancho efectivo de 50 y 75% del ancho total de la losa para las secciones de borde e interiores respectivamente.

Luaces (1995) sometió a cada uno de los modelos, compuestos por los cinco marcos transversales, a un análisis estático no lineal ante carga lateral monótona creciente (“pushover”), para el que fijó el incremento siguiente:

$$\Delta V = \frac{W_{\text{total}}}{40} \quad (2.5)$$

donde:

ΔV = incremento de cortante basal

W_{total} = peso total de la estructura

aplicándosele a cada nivel una fuerza proporcional al cortante basal total, distribuido de acuerdo a la ecuación:

$$F_i = V_n \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \quad (2.6)$$

donde:

F_i = fuerza horizontal en el nivel analizado

V_n = cortante basal considerado en cada etapa

w_i = peso del nivel i

h_i = altura del nivel i

Cabe señalar que en este estudio no se especifica si se tomaron en cuenta los efectos $P-\Delta$ y la interacción suelo estructura.

En las figuras 2.5, 2.6 y 2.7 se muestran las curvas de variación de distorsión de cubierta con respecto al cortante basal total normalizado respecto al peso total, para las tres consideraciones de resistencia consideradas en cada uno de los modelos estudiados (excepto la consideración de resistencia del inciso a) para el modelo 2).

En estas gráficas se indica el punto para el cual aparece la primera articulación plástica (PA) para la consideración de resistencia del inciso c) y los límites de distorsión máximos permitidos por el RCDF-93 (1993). También se han adicionado a estas figuras, sólo como referencia, los límites establecidos en el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 (2004) para limitación de daños a elementos no estructurales, apreciándose que la primera articulación plástica ocurre en todos los modelos a distorsiones de cubierta inferiores a $\gamma = 0.004$, e incluso, en los modelos 1 y 3 a distorsiones de cubierta menores a $\gamma = 0.002$. Debe aclararse sin embargo, que con toda seguridad las distorsiones de entrepiso individuales, correspondientes a los niveles inferiores, son mucho mayores a la distorsión determinada a partir del desplazamiento de la azotea, por lo que no es del todo correcto establecer comparaciones entre los valores de distorsión reportados en curvas de esta naturaleza y los límites de distorsión establecidos en las normas. Por otra parte, no se especifica en este estudio la forma en que se modeló el momento de inercia de los miembros estructurales (agrietada o bruta, con o sin participación de la losa), lo cual es esencial para poder hacer comparaciones entre los niveles de distorsión asociados a la aparición de la primera articulación plástica (PA) y los límites estipulados en el Apéndice A de las NTCC-04 (2004).

Aunque el programa utilizado por Luaces (1995) detiene el proceso de análisis sólo cuando la distorsión de cubierta supera el 2%, se observan en las figuras 2.5, 2.6 y 2.7 para todos los modelos y bajo las tres consideraciones de resistencia valores de distorsión de cubierta menores a 2%, luciendo muy alto el límite

$\gamma = 0.030$ establecido en el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 (2004) para seguridad contra colapso, aunque también en este caso vale el comentario hecho en el párrafo anterior.

Luaces (1995) comparó los valores de los cortantes basales resistentes de cada uno de los modelos (considerando las fuentes de sobrerresistencia indicadas en los incisos b) y c) mencionadas arriba) con los cortantes de análisis determinados por medio de los métodos de análisis sísmico estático y dinámico establecidos en las NTCS-87 (1987). Obtuvo así, niveles de sobrerresistencia mínimos (considerando las fuentes de sobrerresistencia listadas en el inciso b) y máximos (considerando las fuentes de sobrerresistencia mencionadas en el inciso c) al dividir, el cortante resistente entre los cortantes basales obtenidos con el método dinámico o estático (tablas 2.1, 2.2 y 2.3).

De esta manera, obtuvo para el caso en que se empleó el método dinámico, valores de sobrerresistencia mínima de 2.82, 2.47 y 2.76 para los modelos 1, 2 y 3 respectivamente, mientras que los valores de sobrerresistencia máxima fueron de 4.09, 3.57 y 3.59 para los modelos 1, 2 y 3 respectivamente. En el caso del método estático, los valores de sobrerresistencia mínimos fueron de 2.75 para el modelo 1, 2.25 para el modelo 2 y 2.50 para el modelo 3, mientras que los valores de sobrerresistencia máxima fueron de 4, 3.25 y 3.25 para los modelos 1, 2 y 3 respectivamente.

Como puede observarse, los niveles de sobrerresistencia son similares independientemente de emplear los métodos de análisis sísmico estático o dinámico.

2.4.1.6 Conclusiones y recomendaciones

Luaces (1995) llegó a las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- a) Las NTCC-87 (1987) no establecen restricción alguna a las cuantías de refuerzo máximas en tensión para las trabes de concreto reforzado, pues únicamente estipulan que debe utilizarse el 75% de la cuantía que garantice la falla balanceada. Aplicando esta restricción se podría colocar cualquier cantidad de acero en tensión, siempre que se dispusiera de suficiente refuerzo en compresión, existiendo la posibilidad de llegar a magnitudes irracionales. Como consecuencia de esto, se obtiene una reducción considerable de las ductilidades de curvatura de trabes, aún sin considerar la participación de cierta porción del acero de refuerzo de las losas en la resistencia a flexión negativa de éstas, alcanzándose valores mínimos de dos, cuatro y cinco para los modelos 1, 2 y 3 respectivamente.

Como se comentó en el capítulo 1, las NTCC-04 (2004) disponen ahora, en la sección 7.2.2.a correspondiente al capítulo 7 de marcos dúctiles, que la cuantía máxima de acero longitudinal a tensión sea de $\rho = 0.025$. Cabe señalar que esta nueva disposición es exclusiva para el diseño de marcos dúctiles, pues en las NTCC-04 (2004) se sigue expresando, para el diseño de miembros ordinarios, el límite superior para la cuantía de acero a tensión como un porcentaje del correspondiente a la falla balanceada, esto es 75 ó 90%, según se trate de estructuras que deban resistir fuerzas sísmicas o no.

- b) La sobrerresistencia a flexión de trabes, como consecuencia del comportamiento real de los materiales y secciones transversales, referida a los momentos de diseño, alcanza valores entre 1.9 y 2.8 para flexión positiva y entre 2.2 y 3.1 para flexión negativa. Se destaca ampliamente el efecto de la participación de las losas en la capacidad resistente de trabes, según las diferentes secciones.
 1. Secciones de borde: A flexión positiva se alcanzan valores del orden de 1.04 a 1.12, mientras que a flexión negativa pueden llegar a encontrarse en el orden de 1.50.
 2. Secciones centrales: A flexión positiva el factor en estudio se encuentra entre 1.05 y 1.16, observándose que a flexión negativa se alcanzan valores del orden de 1.70.
- c) Se puede observar que los valores máximos del factor de sobrerresistencia relacionado con la contribución de la losa se obtienen a momento negativo, los cuales aún permanecen por debajo de los máximos posibles, en la mayoría de los casos, como consecuencia de la falla del elemento a curvaturas

pequeñas, con escasa ductilidad. De acuerdo con estas observaciones, para proceder al diseño por capacidad, se debería tener en cuenta la contribución de cierta porción de la losa a la resistencia a flexión de trabes, lo cual resulta mucho más significativo para la evaluación del momento resistente negativo.

Si bien las NTCC-04 (2004) no han estipulado en las secciones relativas a la obtención de las acciones de diseño de las columnas (momento flexionante y fuerza cortante) y de las trabes (fuerza cortante) que se tome en cuenta la participación del acero alojado en cierto ancho de la losa para tener una mejor estimación de la resistencia real a flexión de las trabes, en particular a momento negativo; en la sección 7.4.1, referente a los requisitos generales para el diseño de uniones viga-columna, se estipula que si la losa está colada monolíticamente con las vigas, se considere que el refuerzo de la losa trabajando a tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante en el nudo. Esto además de la disposición que ya existía con respecto a la adopción del valor $1.25 f_y$ como esfuerzo de tensión en las barras.

- d) En las estructuras estudiadas se obtienen niveles de sobrerresistencia, como consecuencia de posibles simplificaciones de proyecto, de hasta 1.3 por extrapolación de secciones de trabes de uno a otro nivel, y alrededor de 1.2 producto de considerar un marco tipo para dos marcos diferentes. Aunque estos factores dependen en gran medida de los criterios del calculista, su existencia es frecuente en el proyecto estructural comercial, por lo que deben tomarse en cuenta.
- e) La sobrerresistencia total a flexión de trabes, en relación con las solicitaciones de análisis, alcanza valores entre 3.18 y 4.86 para momento positivo, mientras que a momento negativo se puede llegar a niveles entre 3.66 y 5.27.
- f) Se observa que los factores de sobrerresistencia en columnas, al comparar los momentos resistentes alcanzados con las solicitaciones de diseño, dependen considerablemente de los niveles de carga axial, pudiendo variar entre valores mínimos que oscilan en torno a 1.4 y valores excesivamente altos, entre ocho y diez para niveles de compresión superiores a $0.5A_g f_c$.
- g) Como consecuencia de la sobrerresistencia a flexión, la demanda de cortante en las trabes alcanza valores que pueden llegar a superar hasta en 22, 26 y 23% a los cortantes de diseño calculados con el procedimiento riguroso del Reglamento (*figura 2.3*), para los modelos 1, 2 y 3 respectivamente. Si se aplica el procedimiento optativo, que consiste en emplear los cortantes de análisis y el factor de resistencia de 0.6, la demanda de cortante excede al cortante de diseño hasta en 32, 51 y 78% para cada modelo.

Deben estudiarse las posibles fuentes de sobrerresistencia asociadas a la capacidad a cortante, ya que de no garantizarse niveles iguales o superiores a los valores demandados, se modificaría el modo de falla de las estructuras, presentándose fallas frágiles por cortante, las cuales están asociadas a una rápida degradación de resistencia, antes de alcanzarse la falla dúctil por flexión.

El procedimiento optativo establecido por las NTCC-87 (1987), que consiste en emplear para el diseño los cortantes de análisis aplicando un factor de reducción de resistencia de 0.6 en lugar de proceder al diseño por capacidad, no guarda relación con las posibles demandas reales de cortante, llevando al diseño de elementos aun más inseguros que los derivados del diseño por la primera variante de las normas (Luaces, 1995).

Por lo anterior, la propuesta de NTCC-01 (2001) limitó la aplicación del procedimiento optativo al caso de estructuras dúctiles diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$. Anteriormente también se permitía para estructuras dúctiles diseñadas con $Q = 3$.

Aunque en las NTCC-04 (2004) (versión final de la propuesta de normas presentada en el año 2001) se mantuvo el criterio anterior, se establece ahora que, para diseñar bajo la combinación de cargas muerta y

viva no se modifican los factores de resistencia cuando se utilice el procedimiento optativo. Esto es, para diseñar por cortante a las vigas bajo esta combinación de carga se puede utilizar un $F_R = 0.8$ en lugar de $F_R = 0.6$.

Para el diseño bajo combinación de cargas muerta, viva y accidental se aplica el procedimiento optativo al diseño de trabes por cortante utilizando las fuerzas internas provenientes del análisis y modificando los factores de resistencia como se hacía antes, utilizando $F_R = 0.6$.

- h) Al evaluar el efecto que la sobrerresistencia a flexión de las trabes tiene en las columnas, se puede apreciar que en trabajo unidireccional las columnas son capaces de resistir las demandas a flexión impuestas por las trabes de la estructura; sin embargo, si se considera la plastificación de las trabes en ambas direcciones, la capacidad de las columnas será inferior en la mayoría de los casos a la sollicitación impuesta, pudiendo presentarse mecanismos de colapso que impliquen que se articulen las columnas en vez de las trabes.
- i) La resistencia global de las estructuras evaluadas podrá alcanzar valores máximos de entre 3.25 y 4.1 veces el cortante basal de análisis, los cuales se generan considerando el aporte de las losas en la resistencia a flexión de trabes. En caso de no participar las losas en el trabajo a flexión, la sobrerresistencia sería sólo de entre 2.25 a 2.82. Los mayores valores de sobrerresistencia global se presentan en la estructura de cuatro niveles, en la cual los efectos de cargas gravitacionales son más importantes.

Aunque el trabajo de Luaces (1995) es muy valioso, estas conclusiones deben tomarse con reserva, ya que como comenta Luna (1999), con base en la entrevista sostenida con Miranda en 1999, Luaces (1995) utilizó una estimación de la rigidez lateral basándose en diagramas de momento-curvatura y en momentos de inercia efectivos de las secciones. La interpretación del RCDF-93 (1993) y las NTCC-87 (1987) de Luaces (1995) con respecto a estos criterios, es distinta a la interpretación que los ingenieros de la práctica dan a estos documentos, según las encuestas llevadas a cabo por Muría y sus colaboradores a despachos de diseño estructural en 1997.

Además, durante la etapa de diseño, no se siguieron al pie de la letra las hipótesis establecidas en las NTCC-87 (1987), ya que se utilizó el modelo de Scott, Park y Priestley sin confinamiento en lugar del bloque equivalente de esfuerzos para el concreto reforzado y el modelo de Mander para el acero de refuerzo en lugar de un comportamiento perfectamente elastoplástico en el acero para el diseño del refuerzo de las columnas.

Luna (1999) menciona que en el trabajo desarrollado por Tena y colaboradores en 1997, se demuestra que la utilización de criterios de rigidez lateral diferentes, provoca que los diseños de Luaces (1995) luzcan conservadores respecto a los diseños realizados siguiendo los criterios que normalmente se utilizan en la práctica, pues para su edificio de doce niveles se establece que la distorsión de entrepiso máxima de diseño es $\gamma = 0.0035$, la cual está muy por debajo del límite inferior permitido por el RCDF-93 ($\gamma = 0.006$).

En el trabajo de Tena y colaboradores realizado en 1997, también se demuestra que, realizando análisis dinámicos no lineales ante acelerogramas del sismo del 19 de septiembre de 1985, los mecanismos de falla no se alteran si se consideran sobrerresistencias, y la respuesta es más favorable, prácticamente elástica. Por estas razones, Tena y sus colaboradores llegaron a la conclusión de que el modelo de Luaces (1995) no era el más idóneo para concluir respecto a los efectos de sobrerresistencia en diseños basados en el RCDF-93 (1993) y sus NTCC-87 (1987) y NTCS-87 (1987).

2.4.2 Estudio de un edificio de 17 niveles

Varela (1996) evaluó y comparó el comportamiento inelástico de un edificio de 17 niveles de concreto reforzado ante cargas sísmicas, diseñado con dos reglamentos diferentes, El RCDF-93 (1993) y sus NTCS-95 (1995) y

NTCC-87 (1987), contra el reglamento AIJ de Japón, considerando y omitiendo las principales fuentes de sobrerresistencia de los elementos estructurales.

2.4.2.1 Edificio en estudio

Se trata de un edificio de planta cuadrada, formado por cuatro marcos rígidos en cada dirección. Cada marco tiene tres claros de ocho metros cada uno. La altura de entrepiso eje a eje de las losas es de 3.20 metros, a excepción del primero, en el cual esta altura es de cuatro metros. Existen vigas secundarias a la mitad de cada claro en ambas direcciones. El edificio es de oficinas por lo que según el RCDF-93 (1993) es tipo B (*figura 2.8*). La resistencia a compresión del concreto es $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$. El esfuerzo de fluencia del acero es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. El edificio se encuentra en la zona III.

Para la realización de los análisis inelásticos estático y dinámico, se tomó un marco plano interior representativo de cada uno de los edificios diseñados con cada reglamento.

2.4.2.2 Comparación entre los reglamentos de México y Japón

Con el fin de comprender y explicar las discrepancias que se observan en cuanto al comportamiento sísmico del edificio diseñado con los reglamentos AIJ de Japón y el RCDF-93 (1993) y sus normas, y que más adelante se discutirán con cierto detalle, se mencionan a continuación las principales diferencias que Varela (1996) detectó entre estos dos reglamentos.

1) Momento de inercia de los elementos estructurales

El reglamento AIJ de Japón utiliza para el análisis elástico lineal una inercia reducida. En el caso de trabes, en las cuales se prevé la formación de articulaciones plásticas en sus dos extremos, el factor de reducción es 0.5, mientras que para columnas, en las cuales no se planea la formación de articulaciones plásticas, este factor es 1.0. Estos factores se aplican a la inercia transformada no agrietada de la sección. El utilizar una inercia reducida se justifica, puesto que, en los elementos estructurales donde se espera ocurran las articulaciones plásticas, aparecerán grietas para los niveles de deformación que les demande un sismo intenso.

Las NTCC-87 (1987) por su parte, no obligan a utilizar una inercia reducida para el análisis elástico lineal, por tanto, se deja este punto a criterio del diseñador.

Las NTCC-04 (2004) adoptan ahora un criterio similar al establecido por el reglamento AIJ de Japón, pues en la sección 1.4.1 se estipula que debe tomarse en cuenta el efecto del agrietamiento en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales cuando se apliquen métodos de análisis elástico. Esto se hace calculando las rigideces de vigas y muros agrietados con la mitad del momento de inercia de la sección bruta del concreto ($0.5 I_g$), y las rigideces de columnas y muros no agrietados con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto.

2) Distorsiones de entrepiso

El reglamento AIJ de Japón estipula como distorsión de entrepiso permisible el valor 0.005. Además, restringe la variación de rigidez lateral con la altura con el fin de definir la regularidad en elevación de la estructura.

El RCDF-93 (1993), estipula distorsiones de entrepiso permisibles de 0.012 cuando los elementos no estructurales están desligados y de 0.006 en caso contrario.

3) Obtención de las fuerzas internas para el diseño de trabes y columnas del edificio

El reglamento AIJ de Japón obliga a la realización de un análisis estático no lineal ante carga lateral monótona creciente (“pushover”) para la obtención de las acciones de diseño de las columnas (momento flexionante y fuerza cortante) y de las trabes (fuerza cortante) con el fin de evitar la articulación de las columnas y cualquier tipo de falla frágil en la estructura. En este análisis, se consideran para el diseño a flexión de las trabes, los momentos flexionantes obtenidos de un análisis elástico lineal, incluyendo en ellos el efecto de sobrerresistencia especificada por este reglamento. Para las columnas, se supone un comportamiento elástico de tal manera que no se articulen durante el análisis “pushover”. Así, al alcanzarse un desplazamiento en la azotea de 0.005 veces la altura total del edificio (o en general cuando se forme un mecanismo de falla lateral), se tendrán los momentos flexionantes y fuerzas cortantes demandadas para las columnas y las fuerzas cortantes demandadas para las trabes, las cuales se constituirán en las acciones de diseño descritas.

Por su parte, el RCDF-93 (1993) acepta que los momentos flexionantes y fuerzas cortantes para el diseño de trabes y columnas sean los que resultan de un análisis elástico lineal, utilizando principios de diseño por capacidad para impedir cualquier tipo de falla frágil por cortante en vigas y favorecer la ocurrencia del mecanismo de falla columna fuerte–viga débil (*figura 2.3*).

Algunas otras diferencias que se aprecian entre uno y otro reglamento en el trabajo de Varela (1996), sin ser necesariamente mencionadas explícitamente dentro de la comparación que él hace y que acaba de mostrarse son las siguientes:

- 1) A diferencia del RCDF-93 (1993), en el reglamento AIJ de Japón no se consideran factores de carga ni factores de resistencia, sólo se consideran combinaciones de carga.
- 2) Los momentos resistentes de las trabes se determinan de acuerdo con el reglamento AIJ de Japón incluyendo la sobrerresistencia. Para tal efecto considera:
 - a) La contribución de la losa de piso y el acero de refuerzo en ella (ancho efectivo del 20% del claro entre trabes principales a cada lado del paño de la trabe considerada).
 - b) Un modelo de comportamiento del acero de refuerzo realista.

El único intento que el RCDF-93 (1993) hace para incluir estos factores se tiene en la disposición relacionada con el diseño de marcos dúctiles que señala que debe tomarse un valor de esfuerzo de fluencia del acero igual a $1.25f_y$ para tomar en cuenta el endurecimiento por deformación que se presenta en el acero a deformaciones elevadas.

2.4.2.3 Diseño del edificio de acuerdo al RCDF-93

Las secciones de los elementos estructurales se valoraron iterativamente con el fin de que la distorsión angular de entrepiso debida a fuerza cortante no excediera de $\gamma = 0.012$; se utilizó la inercia bruta de los elementos estructurales considerando un factor de zona rígida de 0.5 para modelar los nudos. Se supuso que las columnas del primer nivel están empotradas en la base.

Con estas consideraciones, el periodo fundamental del edificio resultó ser de 1.73 segundos. Las secciones y acero de refuerzo de los elementos estructurales pueden verse en Varela (1996).

2.4.2.4 Diseño del edificio de acuerdo al reglamento AIJ de Japón

Para el diseño del edificio de acuerdo al reglamento AIJ de Japón, Varela (1996) tomó las mismas características que se consideraron para el edificio diseñado con el RCDF-93 (1993) en cuanto a fuerzas de diseño (espectro de

diseño), características de los materiales y cargas vivas y muertas, ya que se pretende diseñar la estructura en México, pero siguiendo la filosofía de diseño del reglamento AIJ de Japón.

Para obtener las acciones de diseño en las columnas se consideró un modelo elástico bilineal con cambio en rigidez únicamente por agrietamiento de flexión. Los momentos resistentes en columnas se supusieron lo suficientemente grandes para que no se articularan en ningún instante durante el análisis inelástico.

La estructura se desplazó lateralmente con cargas horizontales concentradas en los niveles siguiendo una distribución triangular invertida, hasta que el desplazamiento máximo de la azotea alcanzara 0.005 veces la altura total del edificio, que para este caso resultó ser de 28 cm. Las acciones que se obtuvieron con la estructura desplazada 28 cm en su azotea, son las que se emplearon para diseñar por flexión y cortante en las columnas, y cortante en las trabes.

Con estas consideraciones el periodo del edificio resultó ser de 1.5 segundos. Las secciones y refuerzo de los elementos estructurales pueden verse en Varela (1996).

2.4.2.5 Evaluación de las consecuencias de la sobrerresistencia en los momentos resistentes de los elementos estructurales

Varela (1996), basándose en los trabajos de Luaces (1995) y Camilo en 1996, reconoce a los siguientes factores como las principales fuentes de sobrerresistencia en elementos estructurales de concreto reforzado:

- 1) Factor de contribución de la losa.
- 2) Factor de comportamiento real del acero.
- 3) Factor de velocidad de carga.
- 4) Factor de comportamiento real del concreto.
- 5) Factor de acero en compresión.
- 6) Factor de área real del acero.

Tras considerar estos factores como fuente de sobrerresistencia en los edificios diseñados con ambos reglamentos, Varela (1996) observó lo siguiente, aunque no especifica puntualmente cómo considera cada una de las fuentes de sobrerresistencia mencionadas, particularmente las identificadas en los puntos 2, 3 y 4:

En el edificio diseñado conforme al RCDF-93 (1993), los momentos de las trabes exteriores (tanto positivos como negativos) determinados considerando la sobrerresistencia fueron en promedio 2.57 veces los momentos nominales. Para el edificio diseñado con el reglamento AIJ de Japón, los momentos que incluyen la sobrerresistencia fueron en promedio 1.23 veces los momentos nominales obtenidos como lo especifica este reglamento.

En columnas exteriores, los momentos con sobrerresistencia fueron en promedio 1.44 veces los momentos nominales determinados con el RCDF-93 (1993). En el caso del edificio diseñado con el reglamento AIJ de Japón, los momentos con sobrerresistencia fueron en promedio 1.33 veces los momentos nominales.

Las diferencias observadas se deben a que el RCDF-93 (1993) no especifica la manera de incluir en la determinación de los momentos nominales de los elementos estructurales (trabes y columnas) la posible sobrerresistencia. Sólo estipula para el diseño de marcos dúctiles la utilización de un esfuerzo de fluencia del acero de 1.25 veces el esfuerzo de fluencia nominal, comúnmente $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$; mientras que el reglamento AIJ de Japón define los momentos nominales de los elementos estructurales de una manera más realista, pues trata de incluir en ellos la sobrerresistencia, considerando un ancho efectivo de losa (20 por ciento del claro entre trabes principales a cada lado del paño de la trabe considerada), el acero de refuerzo comprendido en ese ancho y un modelo de comportamiento del acero realista.

2.4.2.6 Comportamiento del edificio ante carga lateral monótona creciente

Varela (1996) realizó dos análisis estáticos no lineales ante carga lateral monótona creciente (“pushover”) a un marco plano interior representativo de cada uno de los edificios, con una distribución triangular invertida de fuerzas de acuerdo con la ecuación 2.6, considerando y sin considerar la sobrerresistencia para cada Reglamento. Tanto para los análisis estáticos no lineales ante carga lateral monótona creciente (“pushover”) como para los dinámicos descritos en la siguiente sección, Varela (1996) idealizó el comportamiento de trabes y columnas con el modelo de histéresis de Takeda-trilineal, definiendo las pendientes correspondientes a la rigidez inicial, rigidez posterior al momento de agrietamiento y rigidez posterior a la fluencia positiva y negativa, así como los momentos correspondientes al agrietamiento y a la fluencia positivo y negativo. En este trabajo se consideró la sección bruta para el cálculo de los momentos de inercia. Por otra parte, no se especifica si se tomaron en cuenta los efectos $P-\Delta$ y la interacción suelo-estructura.

Debido a que el reglamento AIJ de Japón considera tres niveles diferentes de deformación 1/200, 1/100 y 1/67 (equivalentes en este caso a desplazamientos de la azotea de 28 cm, 55 cm y 82 cm), para la revisión de los estados límite de servicio, último y de supervivencia respectivamente, se tomaron estos valores de deformación para observar la evolución del comportamiento inelástico de ambos marcos. Para el marco diseñado con el RCDF-93 (1993), se utilizó el valor de 66 cm, que resulta de multiplicar el valor de la distorsión de entrepiso permisible $\gamma = 0.012$ por la altura del edificio.

Tras realizar los análisis arriba descritos, Varela (1996) observó lo siguiente:

La diferencia entre el cortante basal que se obtiene considerando la sobrerresistencia (cortante basal con sobrerresistencia) y el obtenido sin considerar la sobrerresistencia (cortante basal nominal) para el marco diseñado con el RCDF-93 (1993), es mayor que la correspondiente al marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón para cualquier desplazamiento de azotea mayor a 30 cm (distorsión de cubierta $\gamma = 0.0054$), según puede verse en las figuras 2.9 y 2.10. Esta diferencia indica que la estructura, para un mismo desplazamiento de azotea, podrá tomar mayores fuerzas que aquellas consideradas en el diseño, teniendo así comportamientos muy diferentes.

Las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las trabes de los marcos diseñados tanto con el RCDF-93 (1993) como con el reglamento AIJ de Japón (se tomó la máxima ductilidad de las trabes de cada entrepiso), disminuyen al considerar los momentos con sobrerresistencia. Sin embargo, esta reducción es mucho mayor para las trabes del marco diseñado con el RCDF-93 (1993) (figura 2.11). Esto se debe al hecho de que los momentos con sobrerresistencia de las trabes aumentaron considerablemente con respecto a los momentos nominales, lo que causó que la rotación de fluencia asociada, correspondiente al momento con sobrerresistencia, aumentara también y la ductilidad tienda a disminuir.

Es útil mencionar que las ductilidades de rotación se definieron en este trabajo como el cociente de la rotación máxima que alcanza el elemento durante el análisis y la rotación de fluencia definida como la rotación a la cual se alcanza la formación de la articulación plástica.

De acuerdo con el criterio sismorresistente actual, lo ideal es que las trabes disipen energía por histéresis, no obstante, el tener una demanda de ductilidad de rotación en las trabes menor cuando se consideran los momentos con sobrerresistencia, podría implicar que esta disipación de energía no ocurra en las trabes, existiendo la posibilidad de presentarse en las columnas, lo cual es indeseable (Varela, 1996).

Comparando las variaciones de las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las columnas con la altura, para el marco diseñado con el RCDF-93 (1993) se observa que en algunos niveles aumentan al considerar los momentos con sobrerresistencia, lo cual puede tener como consecuencia que el mecanismo de falla lateral esperado cambie, esto es, se pueden formar articulaciones plásticas en las columnas. En el edificio diseñado con el reglamento AIJ de Japón no se observa este fenómeno (figura 2.12).

Varela (1996) explica lo anterior argumentando que los momentos con sobrerresistencia de las columnas de ambos marcos aumentaron con respecto a aquellos en que se consideraron resistencias nominales, lo que provocó que la rotación de fluencia aumentara también aunque no en la misma proporción que en las trabes, en las cuales la losa participa en la resistencia. Por otro lado, para el marco diseñado con el RCDF-93 (1993) las rotaciones últimas aumentaron en mayor proporción al marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón, ya que el cortante basal para dicho marco aumentó considerablemente (*figura 2.9*) lo que originó que las ductilidades de rotación en los extremos de las columnas crecieran en algunos niveles, contrariamente a lo sucedido con el marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón para el cual el incremento en cortante basal no fue tan grande (*figura 2.10*) por lo que las rotaciones últimas correspondientes no aumentaron en la misma proporción a las del marco diseñado con el RCDF-93 (1993).

Las distorsiones de entrepiso máximas del marco diseñado con el RCDF-93 (1993) al considerar los momentos con sobrerresistencia presentaron variaciones apreciables (disminuyeron o aumentaron dependiendo del entrepiso) con respecto a las distorsiones de entrepiso máximas determinadas con los momentos nominales. Por el contrario, las distorsiones de entrepiso máximas del marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón fueron muy similares, ya sea que se consideraran momentos nominales o momentos con sobrerresistencia (*figura 2.13*).

Varela (1996) menciona que el incremento en las distorsiones de entrepiso máximas del marco diseñado con el RCDF-93 (1993) se puede atribuir al incremento de cortante que se obtuvo al considerar la sobrerresistencia en el cálculo de los momentos de los elementos estructurales.

De la observación del mecanismo de falla lateral, puede concluirse que en todos los casos la aparición de las articulaciones plásticas fue exclusivamente en los extremos de las trabes y en la base de las columnas del primer nivel; sin embargo, la aparición de articulaciones plásticas en los extremos de las trabes del marco diseñado con el RCDF-93 (1993) disminuyen notablemente al considerar los momentos con sobrerresistencia de los elementos estructurales. Además, para cierto nivel de carga lateral se presentó la articulación de la base de las columnas antes que en algunos de los extremos de las trabes de los niveles superiores (*figura 2.14*). En el marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón también se observa que la aparición de las articulaciones en los extremos de las trabes y columnas disminuyen al considerar los momentos con sobrerresistencia, aunque esta disminución no es tan notoria como en el caso del marco diseñado con el RCDF-93 (1993).

Varela (1996) atribuyó la temprana formación de articulaciones plásticas en la base de las columnas del primer nivel del marco diseñado con el RCDF-93 (1993) al hecho de que en el diseño de las columnas, no se consideró la sobrerresistencia a flexión de las trabes, en las cuales, los momentos con sobrerresistencia fueron cuando menos dos veces mayores que los correspondientes momentos nominales.

Mientras mayor sea la diferencia entre momentos nominales y momentos con sobrerresistencia, el comportamiento de la estructura tiende a apartarse mucho de las intenciones del reglamento (Varela, 1996).

2.4.2.7 Comportamiento del edificio ante un registro intenso representativo

Varela (1996), también evaluó el efecto de la sobrerresistencia en el comportamiento de un marco interior ante un registro sísmico real (utilizó el acelerograma del sismo del 19 de Septiembre de 1985, estación SCT, dirección EW) considerando los momentos nominales que especifica cada reglamento (RCDF-93 (1993) y reglamento AIJ de Japón) así como los momentos con sobrerresistencia, obteniendo los siguientes resultados:

Para el marco diseñado con el RCDF-93 (1993), tanto el cortante basal, como el desplazamiento de azotea en el tiempo aumentaron notablemente al considerar los momentos con sobrerresistencia, mientras que para el marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón, el cortante basal y el desplazamiento en el tiempo, son similares considerando o no los momentos con sobrerresistencia (*figura 2.15*).

El cortante basal máximo que se obtuvo en el marco diseñado con el RCDF-93 (1993) considerando los momentos nominales fue de 373.22 toneladas, mientras que al considerar los momentos con sobrerresistencia en

dicho marco, el cortante basal aumentó a 740.55 toneladas (1.98 veces). Por otra parte, el cortante basal máximo del marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón, considerando los momentos nominales fue de 698.26 toneladas y aumentó a 814.45 toneladas al considerar los momentos con sobrerresistencia (1.16 veces).

Del análisis modal espectral elástico, para el edificio diseñado con el RCDF-93 (1993), se obtuvo un cortante basal máximo de 934.8 toneladas, que multiplicado por el factor de carga de 1.1, da un valor de diseño de 1028.3 toneladas. De manera similar, para el edificio diseñado con el reglamento AIJ de Japón, se obtuvo un cortante basal de 1079.2 toneladas (no se afectó por algún factor de carga, tal y como lo especifica el reglamento AIJ de Japón).

El cortante basal inelástico para el edificio diseñado con el RCDF-93 (1993) considerando momentos nominales fue de 1492.88 toneladas y de 2962.2 toneladas considerando momentos con sobrerresistencia. Para el edificio diseñado con el reglamento AIJ de Japón, el cortante basal inelástico considerando momentos nominales fue de 2793.0 toneladas, y de 3257.8 toneladas considerando momentos con sobrerresistencia (*tabla 2.4*).

La relación entre ambos cortantes basales para el edificio diseñado con el RCDF-93 (1993), considerando los momentos nominales fue de 1.45, y considerando momentos con sobrerresistencia fue de 2.87. Para el edificio diseñado con el reglamento AIJ de Japón, la relación de cortante basal inelástico a cortante basal elástico fue de 2.59, considerando los momentos nominales y de 3.01 considerando los momentos con sobrerresistencia (*tabla 2.4*).

La relación de cortantes basales es una medida de la sobrerresistencia de la estructura ante fuerzas laterales. Esto indica que el edificio diseñado con el RCDF-93 (1993) soporta una fuerza lateral 1.45 veces mayor que su resistencia de diseño cuando se consideran los momentos nominales, y una fuerza lateral 2.87 veces mayor que su resistencia de diseño cuando se consideran los momentos con sobrerresistencia. El edificio diseñado con el reglamento AIJ de Japón soporta una fuerza lateral 2.59 veces mayor cuando se consideran los momentos nominales y 3.01 veces mayor cuando se consideran los momentos con sobrerresistencia.

La diferencia en estas fuerzas laterales demandadas, al considerar los momentos con sobrerresistencia de los elementos estructurales, muestra la importancia de poder evaluar de una manera adecuada la sobrerresistencia a flexión de traveses y columnas. Para el caso del marco diseñado con el RCDF-93 (1993), la diferencia fue apreciable, aumentó de 1.45 a 2.87 (1.98 veces), mientras que para el caso del marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón, aumentó de 2.59 a 3.01 (1.16 veces).

Las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las traveses de los marcos diseñados con ambos reglamentos, disminuyen en general al considerar los momentos con sobrerresistencia de sus elementos estructurales. Sin embargo, esta reducción es relativamente mayor en los extremos de las traveses del marco diseñado con el RCDF-93 (1993) (*figura 2.16*).

Las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las columnas del marco diseñado con el RCDF-93 (1993), aumentan en la mayoría de los niveles, al considerar los momentos con sobrerresistencia. Por el contrario, las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las columnas del marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón, disminuyen en la mayoría de los niveles al considerar los momentos con sobrerresistencia de sus elementos estructurales (*figura 2.17*). Para el marco diseñado con el RCDF-93 (1993) se presentaron ductilidades de rotación mayores que uno en los extremos superiores de las columnas del nivel 11, cuando se consideraron los momentos con sobrerresistencia de los elementos estructurales, lo que Varela (1996) interpretó como un incumplimiento del mecanismo de falla columna fuerte - viga débil. Por el contrario, en los extremos de las columnas del marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón no se presentaron ductilidades de rotación mayores a uno, con excepción de la base de las columnas del primer piso, cuando se consideraron los momentos nominales.

Las distorsiones de entrepiso máximas en el marco diseñado con el RCDF-93 (1993) aumentaron en forma considerable cuando se consideraron los momentos con sobrerresistencia de los elementos estructurales, mientras que las distorsiones de entrepiso máximas del marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón

disminuyeron cuando se consideraron los momentos con sobrerresistencia de sus elementos estructurales (*figura 2.18*). El incremento en las distorsiones de entrepiso máximas en el marco diseñado con el RCDF-93 (1993) puede atribuirse al incremento de cortante basal que se obtuvo al considerar los momentos con sobrerresistencia. Los valores máximos de las distorsiones de entrepiso, ocurrieron para ambos marcos en los niveles intermedios.

Tras estudiar el mecanismo de falla lateral, Varela (1996) interpretó que para el marco diseñado con el RCDF-93 (1993) no se cumplió con la filosofía de diseño en que se desea que la aparición de las articulaciones plásticas sea exclusivamente en los extremos de las traveses y en la base de las columnas del primer nivel, ya que aparecieron dos articulaciones plásticas en los extremos superiores de las columnas del nivel 11, cuando se consideraron los momentos con sobrerresistencia de los elementos estructurales. Esto no sucedió cuando para dicho marco se consideraron los momentos nominales.

Además de que el número de articulaciones plásticas en los extremos de las traveses del marco diseñado con el RCDF-93 (1993) disminuyó al considerar los momentos con sobrerresistencia de los elementos estructurales, se presentó la articulación de la base de las columnas antes que en la mayoría de los extremos de las traveses de los pisos superiores (*figura 2.19*).

El marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón cumplió con la filosofía de diseño columna fuerte-viga débil de manera más satisfactoria, pues todas las articulaciones plásticas se formaron en los extremos de las traveses o en la base de las columnas del primer nivel. Aunque también para este marco hubo una disminución en el número de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas cuando se tomó en cuenta la sobrerresistencia de los elementos estructurales, esta disminución no fue tan notoria como en el caso del marco diseñado con el RCDF-93 (1993) (*figura 2.19*). La formación de articulaciones plásticas en la base de las columnas del primer nivel del marco diseñado con el RCDF-93 (1993) se atribuye al hecho de que no se consideró en el diseño de las columnas, la sobrerresistencia de las traveses, en los que los momentos con sobrerresistencia fueron, como se mencionó antes, cuando menos dos veces mayores que los correspondientes momentos nominales.

Los cortantes máximos de entrepiso de ambos marcos, aumentaron en todos los niveles, al considerar los momentos con sobrerresistencia de los elementos estructurales. Sin embargo, la diferencia en cortante basal del marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón fue menor que la diferencia correspondiente al marco diseñado con el RCDF-93 (1993). El valor del coeficiente de cortante de diseño fue excedido en la mayoría de los entrepisos de ambos marcos (considerando momentos nominales o momentos con sobrerresistencia) (*figura 2.20*). El incremento notable en las fuerzas cortantes máximas de los entrepisos del marco diseñado con el RCDF-93 (1993), al considerar los momentos con sobrerresistencia, se atribuye a la gran diferencia entre momentos nominales y momentos con sobrerresistencia de los elementos estructurales, la cual fue cuando menos dos veces en traveses y 1.3 veces en columnas.

Varela (1996) también comparó las fuerzas cortantes resistentes de las traveses y las columnas de los marcos diseñados con el RCDF-93 (1993) y con el reglamento AIJ de Japón con las fuerzas cortantes demandadas considerando los momentos nominales y las fuerzas cortantes demandadas considerando los momentos con sobrerresistencia. Concluye que: (a) cuando se consideran los momentos nominales de los elementos estructurales de los marcos diseñados con ambos reglamentos, las fuerzas cortantes resistentes son siempre mayores que las fuerzas cortantes demandadas para todas las traveses, esto es, no se presenta falla por cortante. Sin embargo, al considerar los momentos con sobrerresistencia de los elementos estructurales de ambos marcos, la mayoría de las traveses de todos los niveles exceden los valores de cortante resistente obtenidos de acuerdo con las NTCC-87 (1987). Vale la pena señalar que no se consideró en el análisis inelástico la interacción entre momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Por otra parte, para el cálculo de las fuerzas cortantes resistentes se utilizó una fórmula empírica descrita por el RCDF-93 (1993); (b) las fuerzas cortantes resistentes para todas las columnas de ambos marcos, fueron siempre mayores que las fuerzas cortantes demandadas (considerando momentos nominales o momentos con sobrerresistencia). Esto se debe a que los estribos necesarios para garantizar el confinamiento, proveen de suficiente resistencia a fuerza cortante a las columnas.

2.4.2.8 Conclusiones y recomendaciones

Varela (1996) concluyó lo siguiente:

- a) Las acciones de diseño por flexión de las trabes de ambos marcos, se obtienen de un análisis elástico lineal. Aunque las acciones de diseño por flexión para el marco diseñado de acuerdo al RCDF-93 (1993) fueron menores que para el marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón, el acero de refuerzo colocado en las trabes del marco diseñado con el RCDF-93 (1993) fue mayor que el correspondiente al marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón. Esto se debe a que el RCDF-93 (1993) utiliza factores de carga y factores de reducción de resistencia, mientras que el reglamento AIJ de Japón no.
- b) Varela (1996) interpreta que si se realiza un diseño convencional, no es posible apreciar la posible falla por cortante de las trabes del marco diseñado conforme al RCDF-93 (1993) ante un evento importante como el correspondiente al registro SCT-EW, observación muy cuestionable, porque él no hizo un diseño conforme a un análisis dinámico paso a paso, sino modal espectral, para poder concluir al respecto.
- c) Aunque en general, las acciones de diseño por flexión de las columnas son mayores para el marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón, el acero de refuerzo colocado en ellas fue en general similar (en cuanto a porcentajes de acero de refuerzo utilizados) para ambos marcos. Esto se debe a que las secciones de las columnas que se proponen para cumplir con el requisito de distorsión relativa de entrepiso son grandes, por lo que en general rige el porcentaje mínimo de acero de refuerzo. Adicionalmente, el RCDF-93 (1993) utiliza factores de carga y factores de reducción de resistencia, mientras que el reglamento AIJ de Japón no.
- d) Aunque las acciones de diseño por cortante de las columnas fueron en general mayores para el marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón, siempre rigió el diseño por confinamiento, el cual provee una fuerza cortante resistente que fue siempre mayor que las fuerzas cortantes demandadas considerando momentos nominales o momentos con sobrerresistencia de ambos edificios.
- e) Al considerar los momentos con sobrerresistencia de los elementos estructurales del marco diseñado con el RCDF-93 (1993), se observó en general, un comportamiento diferente al obtenido tras considerar los momentos nominales correspondientes a dicho marco. De lo anterior, Varela (1996) afirma que el comportamiento que se obtuvo para el marco diseñado de acuerdo al RCDF-93 (1993), considerando los momentos nominales de los elementos estructurales, no es representativo del comportamiento que puede tener dicho marco ante un registro fuerte como lo es el SCT-EW, ya que los momentos considerando la sobrerresistencia están implícitos en los elementos estructurales y, por lo tanto, se deben considerar en la evaluación del comportamiento de cualquier estructura ante fuerzas sísmicas.
- f) El comportamiento que se obtuvo en el marco diseñado de acuerdo con el reglamento AIJ de Japón, considerando los momentos con sobrerresistencia de los elementos estructurales, fue en general muy similar a aquél observado cuando se consideran sobrerresistencias, ante un registro fuerte como lo es el SCT-EW.

Varela (1996) concluye que para conocer el comportamiento de las estructuras ante registros fuertes, se debe realizar siempre un análisis inelástico considerando la sobrerresistencia de los elementos estructurales cuando menos como lo recomienda el reglamento AIJ de Japón. Esta conclusión debe matizarse de la siguiente manera: para estimar razonablemente el comportamiento de las estructuras ante registros fuertes, se debe realizar siempre un análisis inelástico que considere explícitamente las fuentes potenciales de sobrerresistencia de los elementos estructurales que sean más realistas de acuerdo con las prácticas de diseño de la región de interés (Tena, 2003).

2.4.3 Estudio de un edificio regular de 15 niveles

Luna (1999) evaluó las disposiciones del RCDF-93 (1993) para marcos dúctiles y no dúctiles ante solicitaciones dinámicas en estructuras regulares de 15 niveles con marcos de concreto reforzado, realizando análisis dinámicos no lineales. Entre los aspectos que evaluó estuvieron:

- 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 $\gamma = 0.012$ del RCDF-93 (1993) en cuanto a distorsiones de entrepiso de diseño es adecuado.
- c) Si las dos opciones de diseño a flexocompresión y cortante permitidas en las NTCC-96 (1996) para marcos dúctiles brindan un margen satisfactorio de seguridad.
- d) Si los requisitos de confinamiento y detallado establecidos por las NTCC-96 (1996) brindan un margen razonable de seguridad cuando se consideran las sobrerresistencias asociadas a estos requisitos.

Este estudio fue motivado en parte por el trabajo realizado por Luaces (1995), revisado previamente, quien basado en análisis estáticos no lineales ante carga lateral monótona creciente ("pushover") menciona que el mecanismo de falla de edificios regulares con marcos dúctiles de concreto reforzado diseñados conforme a las NTCC-87 (1987) pudiera no ser de naturaleza dúctil. Por esta razón, Luna (1999), consideró necesario realizar un estudio más ambicioso donde se evaluaran las disposiciones del reglamento para marcos dúctiles pero ante solicitaciones dinámicas, diseñando los elementos de concreto conforme a lo establecido en las NTCC-96 (1996), ya que en el estudio de Luaces, según se menciona en el trabajo realizado por Tena y sus colaboradores en 1997, se utilizaron criterios de diseño diferentes a los que se establecen en las normas.

2.4.3.1 Edificio en estudio

Se trata de un edificio de oficinas, por lo que de acuerdo con el RCDF-93 (1993) se clasifica como estructura tipo B. La planta es rectangular, de 21 m de ancho por 32 m de largo. Cuenta con tres crujías de 7 m en el sentido transversal y cuatro crujías de 8 m en el sentido longitudinal, al centro de cada crujía de 7 m se dispusieron trabes secundarias. La altura de entrepiso es de 3.4 m. El edificio tiene una altura total de 51 m y 15 niveles según puede verse en la figura 2.21. La configuración geométrica en planta es la misma que estudió Luaces (1995) y Tena y sus colaboradores en 1997, donde se realizó una evaluación de las recomendaciones del RCDF-93 (1993) en el diseño por sismo de estructuras con marcos de concreto reforzado.

La resistencia a compresión del concreto es $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, el esfuerzo de fluencia del acero es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. El edificio se encuentra en la zona III.

Luna (1999) identifica sus modelos usando una nomenclatura que a continuación se explica. La primera parte, "E15", significa edificio de 15 niveles, enseguida "Q4" ó "Q3" denotan el factor de comportamiento sísmico empleado, y por último "M1" ó "M2" proporciona información acerca del método de diseño empleado de los que proporcionan las NTCC-96 (1996) para el diseño de marcos dúctiles. Esto es, el método uno se refiere al procedimiento riguroso, en el cual, para la obtención de las acciones de diseño de las columnas (momento flexionante y fuerza cortante) y de las trabes (fuerza cortante) con el fin de evitar la articulación de las columnas y cualquier tipo de falla frágil en la estructura se procede al diseño por capacidad (figura 2.3). El método dos, es el procedimiento optativo, en el cual en el diseño se utilizan los elementos mecánicos del análisis y factores de reducción de resistencia más severos a flexocompresión en columnas y a cortante en vigas y en columnas.

2.4.3.2 Diseño de los modelos de acuerdo al RCDF-93

En el diseño se utilizó el programa ETABS, considerando los efectos bidireccionales. No se tomaron en cuenta los efectos de torsión accidental. Luna (1999) trató en lo posible, diseñar para las máximas distorsiones de entrepiso permitidas por el RCDF-93 (1993), con la finalidad de evaluar un diseño crítico; sin embargo, en el caso del diseño con $Q = 3$, los criterios de resistencia controlaron el diseño. Para calcular los momentos de inercia tomó las secciones brutas y consideró la participación de la losa.

2.4.3.3 Consideraciones para la realización de los análisis no lineales

Para los análisis no lineales Luna (1999) utilizó dos acelerogramas registrados en el valle de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, SCT componente E-W y Tláhuac bombas, dirección N-S.

Luna (1999) calculó para los análisis no lineales de los modelos E15Q4M1, E15Q4M2, E15Q3M1 y E15Q3M2 las resistencias nominales de vigas a flexión y columnas a flexocompresión y flexotensión considerando lo siguiente:

- a) La distribución real del refuerzo, incluyendo la aportación del refuerzo de compresión en vigas.
- b) El bloque equivalente de esfuerzos del concreto estipulado en las NTCC-96 (1996) del RCDF-93 (1993).
- c) Un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo, como lo especifican las NTCC-96 (1996).

Los efectos de sobrerresistencia en los modelos E15Q4M1, E15Q4M2, E15Q3M1 y E15Q3M2 se evaluaron tomando en cuenta:

- a) Factor de comportamiento real del concreto.
- b) Factor de comportamiento real del acero.

Para incorporar el factor de comportamiento real del concreto, se utilizó el modelo de Kent y Park modificado para el confinamiento del núcleo de concreto, mientras que para el factor de comportamiento real del acero, se empleó el modelo de Rodríguez y Botero.

Para realizar los análisis no lineales, los modelos se construyeron con redistribución de fuerzas sísmicas entre los marcos (modelos con “marcos desdoblados”, *figura 2.22*) y se utilizó el programa DRAIN-2DX. La acción del diafragma rígido se modeló con elementos elásticos infinitamente rígidos cuya función es transmitir las fuerzas cortantes a cada uno de los marcos exclusivamente.

Luna (1999) definió en su trabajo a la rigidez efectiva mínima como la rigidez pico a pico entre los ciclos de máxima distorsión de entrepiso (*figura 2.23*) y la relacionó con la rigidez elástica con el fin de tener un parámetro que mida el cambio de rigidez.

En este trabajo, Luna (1999) compara 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 lo mismo. Para modelar el comportamiento histerético de los miembros estructurales se utilizó un modelo elastoplástico y se consideró el momento de inercia de la sección bruta de concreto. No se tomó en cuenta la interacción suelo-estructura y se consideraron los efectos P- Δ .

2.4.3.4 Resultados de los análisis no lineales del modelo E15Q4M1

Las demandas de ductilidad de entrepiso máximas considerando resistencias nominales permanecen, en la mayoría de los casos, por debajo del factor de comportamiento sísmico $Q = 4$. Sin embargo, algunos marcos rebasan este valor para el acelerograma TBOM-NS. Estas demandas de ductilidad, están asociadas a rigideces efectivas mínimas 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 (*figura 2.24*).

Las distorsiones de entrepiso dinámicas relacionadas con sobrerresistencias superan marcadamente a las de diseño y las relacionadas con resistencias nominales en los entrepisos intermedios e inferiores ante ambos acelerogramas, observándose poca diferencia entre los marcos exteriores y los interiores; incluso, las distorsiones dinámicas con el acelerograma SCT-EW considerando sobrerresistencias, sobrepasan en ambas direcciones (x y y) el límite de $\gamma = 0.012$ establecido por el RCDF-93 (1993) (*figura 2.25*).

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 siete y ocho en su extremo superior (marco A). Se observa que al considerar el efecto de sobrerresistencias disminuye el número de fluencias en las columnas (*figura 2.26*) manteniéndose las fluencias en las bases de las columnas de los niveles uno y dos del marco A.

En la *dirección y* el número de fluencias en columnas es mayor que en la *dirección x* (*figura 2.27*), aunque predominan las fluencias en las vigas. Con base en la observación de la *figura 2.27* exclusivamente, se podría pensar que existe riesgo de presentarse un mecanismo de piso débil en el nivel ocho del marco 1; también los niveles dos y siete están cercanos a ese problema. Al considerar efectos de sobrerresistencias, el número de fluencias en las columnas disminuye ligeramente, a excepción del marco 1 donde se aprecia una reducción importante (*figura 2.27*), manteniéndose prácticamente igual las fluencias en las vigas, aunque el número de veces que estas fluyen es menor.

2.4.3.5 Resultados de los análisis no lineales del modelo E15Q4M2

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 como para los interiores (*figura 2.28*). 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 prever principalmente en estructuras ubicadas en la zona III.

Las distorsiones de entrepiso de diseño son superadas por las distorsiones dinámicas relacionadas con sobrerresistencias y resistencias nominales en los niveles dos al seis 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 (*figura 2.29*). En la *dirección x*, las distorsiones dinámicas relacionadas con sobrerresistencias y resistencias nominales superan el límite de $\gamma = 0.012$ establecido por el RCDF-93 (1993) en los niveles tres al seis para SCT-EW y cuatro al seis para TBOM-NS.

Ante el acelerograma SCT-EW, en los niveles tres, siete y ocho del marco A existen fluencias en las columnas exteriores y en los niveles nueve al 12 del mismo marco ocurren en las columnas interiores, así como en las bases de las columnas externas del nivel uno. En el marco B el número de fluencias en las columnas es pequeño sin tener una concentración específica de éstas en determinados niveles. Además, en ambos marcos predominan las fluencias en las vigas (*figura 2.30*). Al considerar efectos de sobrerresistencias, la mayoría de las fluencias en las columnas observadas en el caso de resistencias nominales desaparecen, permaneciendo prácticamente iguales las fluencias en las vigas de los primeros diez niveles en ambos marcos.

En la *figura 2.31* se muestran las fluencias del marco 1 ante el acelerograma SCT-EW y se distingue una gran cantidad de fluencias en las columnas, fluyendo las bases de las columnas en los niveles uno y dos, y todas las columnas exteriores en ambos extremos (superior e inferior) de los niveles tres al ocho. 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, presentándose cierta concentración de ellas en los niveles 11 al 13 y que las bases de las columnas exteriores del nivel uno también fluyen.

Al tomar en cuenta los efectos de sobrerresistencia, permanecen muchas de las fluencias en columnas, aunque se reducen notablemente en los niveles intermedios del marco 1 (*ver figura 2.31*) y prácticamente desaparecen en los marcos interiores dos y tres; además, el número de veces que éstas fluyen es mucho menor. Las fluencias en las bases de las columnas del nivel uno se mantienen.

2.4.3.6 Resultados de los análisis no lineales del modelo E15Q3M1

Las distorsiones dinámicas de entrepiso sólo rebasan en la dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando sobrerresistencias el límite de $\gamma = 0.012$ permitido en el RCDF-93 (1993), 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, 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 el factor de comportamiento sísmico $Q=3$ supuesto de diseño, específicamente en los niveles intermedios de la dirección x en ambos marcos ante el acelerograma SCT-EW (ver figura 2.32). 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.

Se aprecia que, en la dirección x , ante el acelerograma SCT-EW se producen las fluencias primordialmente en las vigas, existiendo fluencias en las columnas externas de los niveles inferiores del marco A (figura 2.33) y en la base de las columnas del nivel uno en los marcos A y B. Al considerar sobrerresistencias (figura 2.33), 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 uno en los marcos A y B.

En la dirección y (figura 2.34) el número de fluencias en las columnas es mayor que en la dirección x , concentrándose éstas en las columnas del primer nivel en todos los marcos. Considerando sobrerresistencias (figura 2.34) 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.

2.4.3.7 Resultados de los análisis no lineales del modelo E15Q3M2

Las envolventes máximas globales 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. En la dirección x ante el acelerograma SCT-EW, las distorsiones máximas de entrepiso relacionadas con resistencias nominales alcanzan a rebasar ligeramente el límite de $\gamma = 0.012$ establecido por el RCDF-93 (1993). 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 el E15Q3M1.

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 (figura 2.35) y en las externas de los niveles inferiores, Ni en el marco A ni en el B 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 (figura 2.35), 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.

En la dirección y se presentan 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 (figura 2.36) en casi todos los niveles. Las fluencias en las bases de las columnas del nivel uno aparecen en las columnas exteriores de todos los marcos. Casi todas las vigas fluyen, excepto en los niveles superiores. Al considerar sobrerresistencias (figura 2.36), 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 aquéllas en los niveles inferiores y

algunas dispersas en los demás niveles. La respuesta es prácticamente elástica cuando se consideran sobrerresistencias.

2.4.3.8 Conclusiones y recomendaciones

Luna (1999), llegó a las siguientes conclusiones.

- a) 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 como para los interiores. Las demandas de ductilidad cercanas a cuatro están asociadas a rigideces secantes efectivas asociadas a los ciclos de máxima amplitud del orden de 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.
- b) 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), 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 columna fuerte-viga débil parece cumplirse razonablemente.
- c) En cuanto a las diferencias observadas utilizando el procedimiento riguroso y optativo de marcos dúctiles, atendiendo a los resultados observados para los modelos con resistencias nominales, la mayor diferencia se presenta en que para el procedimiento optativo es más probable que las columnas de los niveles intermedios superiores experimenten fluencias de importancia en comparación con el procedimiento 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 procedimiento riguroso las columnas de los niveles inferiores tienden a desarrollar fluencias mayores que aquellas diseñadas conforme al procedimiento optativo, 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 procedimiento optativo conduce a columnas más robustas que el procedimiento 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.

Por lo anterior, las NTCC-04 (2004) han limitado la aplicación del procedimiento optativo al caso de estructuras dúctiles diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$. Anteriormente también se permitía para estructuras dúctiles diseñadas con $Q = 3$.

- d) Algunos autores, 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 los movimientos del terreno, como también lo ha ilustrado recientemente Tena en 1997 utilizando sistemas de un grado de libertad. Los

análisis realizados considerando sobrerresistencias indican que, en general, estas 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.

- e) 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.
- f) Los estudios realizados hasta el momento sugieren que cuando se diseña muy cercano a los niveles de distorsión límite del RCDF-93 (1993) ($\gamma = 0.012$) resulta riesgoso, ya que para estructuras de marcos de concreto se tienen grandes distorsiones de entrepiso, demandas de ductilidad y cambios importantes de rigidez.
- g) 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.
- h) 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 entrepisos, así como la capacidad de deformación a nivel global, entrepiso y local para poderlas comparar con sus respectivas demandas.
- i) La disposición de las NTCC-96 (1996) relacionada con la determinación de la carga axial en elementos a flexocompresión de marcos dúctiles donde se incrementa en setenta por ciento la fracción de la carga axial debida a sismo parece no estar lo suficientemente justificada en investigaciones analíticas o experimentales. Esta disposición puede llegar a complicar y a hacer tedioso el proceso de diseño, por lo que Luna (1999) propone revisar este requerimiento para que se utilice únicamente en casos muy específicos, tomando en cuenta que deben realizarse un mayor número de investigaciones al respecto.

Cabe señalar que en la propuesta de NTCC-01 (2001) se modificó esta disposición, quedando las estructuras diseñadas con factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ exentas del cumplimiento de la misma, por lo que únicamente aplicaba para aquellos casos en que el factor de comportamiento sísmico empleado sea $Q = 4$.

Finalmente, en las NTCC-04 (2004) se estableció, como se mencionó en el capítulo uno, que en marcos dúctiles diseñados con $Q = 4$ con relación altura-base mayor que 2.0, y que se encuentren en la zona III, al dimensionar por flexocompresión, se incremente 50 por ciento la fuerza axial y el momento flexionante debidos al sismo. De esta manera no se tienen tantas complicaciones en el diseño como con el criterio anterior.

2.5 Relación entre el factor de sobrerresistencia y el periodo fundamental

Como se ha visto a lo largo de este capítulo, la resistencia máxima que una estructura es capaz de alcanzar es mucho mayor a aquella para la cual fue diseñada. En algunos estudios (Terán, 1998) se sugiere que la sobrerresistencia depende de las características dinámicas de la estructura. En el estudio de Terán (1998) se observa que la sobrerresistencia crece con una disminución de T , aunque es prácticamente igual a dos para un amplio intervalo de valores de T .

En la figura 2.37 se muestra una curva propuesta por Osteraas y Krawinkler (Terán, 1998) para caracterizar la sobrerresistencia de edificios de acero diseñados en el D.F. conforme a la normatividad vigente en 1966 y los

pares periodo-sobrerresistencia de los modelos (marcos) estudiados por Luaces (1995) y Varela (1996). En esta gráfica se observa que para estos modelos también existe una relación entre la sobrerresistencia y las propiedades dinámicas de la estructura, siendo que para las estructuras de menor periodo (estructuras más bajas) la resistencia máxima tiende a ser mayor.

Tabla 2.1 Relación entre cortantes resistentes máximos y cortantes de análisis dinámicos (Luaces, 1995)

	$\frac{V_{\text{dinámico}}}{W_{\text{total}}}$	$\frac{V_{\text{consid.b}}}{W_{\text{total}}}$	$\frac{V_{\text{consid.c}}}{W_{\text{total}}}$	Sobrerresistencia mínima	Sobrerresistencia máxima
Modelo 1	0.098	0.275	0.400	2.818	4.098
Modelo 2	0.091	0.225	0.325	2.473	3.571
Modelo 3	0.091	0.250	0.325	2.759	3.587

Tabla 2.2 Relación entre cortantes resistentes máximos y cortantes de análisis estáticos (Luaces, 1995)

	$\frac{V_{\text{estático}}}{W_{\text{total}}}$	$\frac{V_{\text{consid.b}}}{W_{\text{total}}}$	$\frac{V_{\text{consid.c}}}{W_{\text{total}}}$	Sobrerresistencia mínima	Sobrerresistencia máxima
Modelo 1	0.100	0.275	0.400	2.750	4.000
Modelo 2	0.100	0.225	0.325	2.250	3.250
Modelo 3	0.100	0.250	0.325	2.500	3.250

Tabla 2.3 Relación entre cortantes resistentes máximos, de primera articulación plástica y de análisis (Luaces, 1995)

	$V_{\text{análisis}}$	$V_{1^{\text{a}} \text{ articulación}}$	$V_{\text{máximo}}$	$\frac{V_{1^{\text{a}} \text{ articulación}}}{V_{\text{análisis}}}$	$\frac{V_{\text{máximo}}}{V_{1^{\text{a}} \text{ articulación}}}$
	Ton	Ton	Ton		
Modelo 1	276.02	495.00	1131.42	1.793	2.286
Modelo 2	595.04	1308.14	2125.73	2.198	1.625
Modelo 3	1006.75	1667.45	3612.80	1.656	2.167

Tabla 2.4 Relación entre cortantes resistentes máximos y cortantes de diseño (Varela, 1996)

Edificio diseñado con el reglamento:	$V_{\text{diseño}}$ Ton	$V_{\text{máximo -nom.}}$ Ton	$V_{\text{máximo -sobr.}}$ Ton	Sobrerresistencia (considerando momentos nominales)	Sobrerresistencia (considerando momentos con sobrerresistencia)
RCDF-93	934.8(1.1) = 1028.3	1498.9	2962.2	1.45	2.87
AIJ-Japón	1079.2	2793.0	3257.8	2.59	3.01

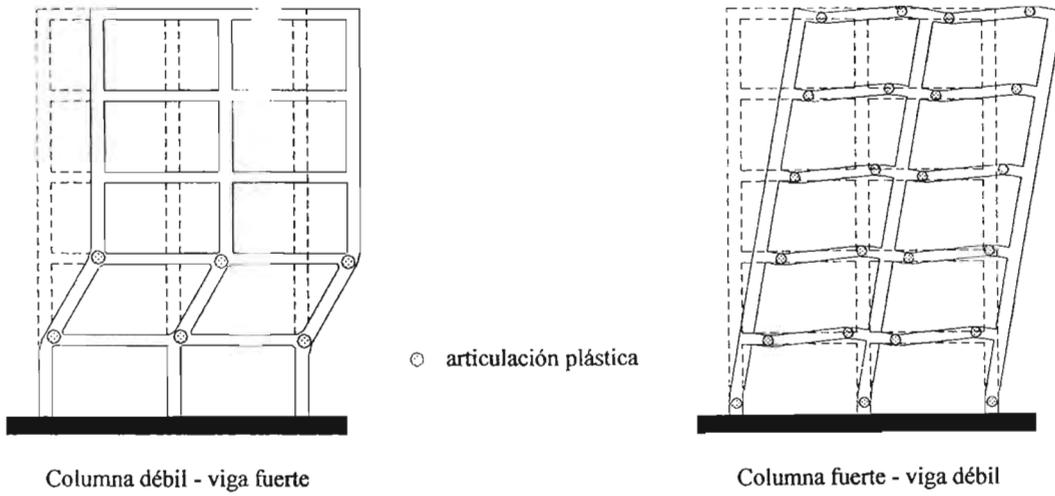


Figura 2.1 Mecanismos de falla (Bazán y Meli, 2000)

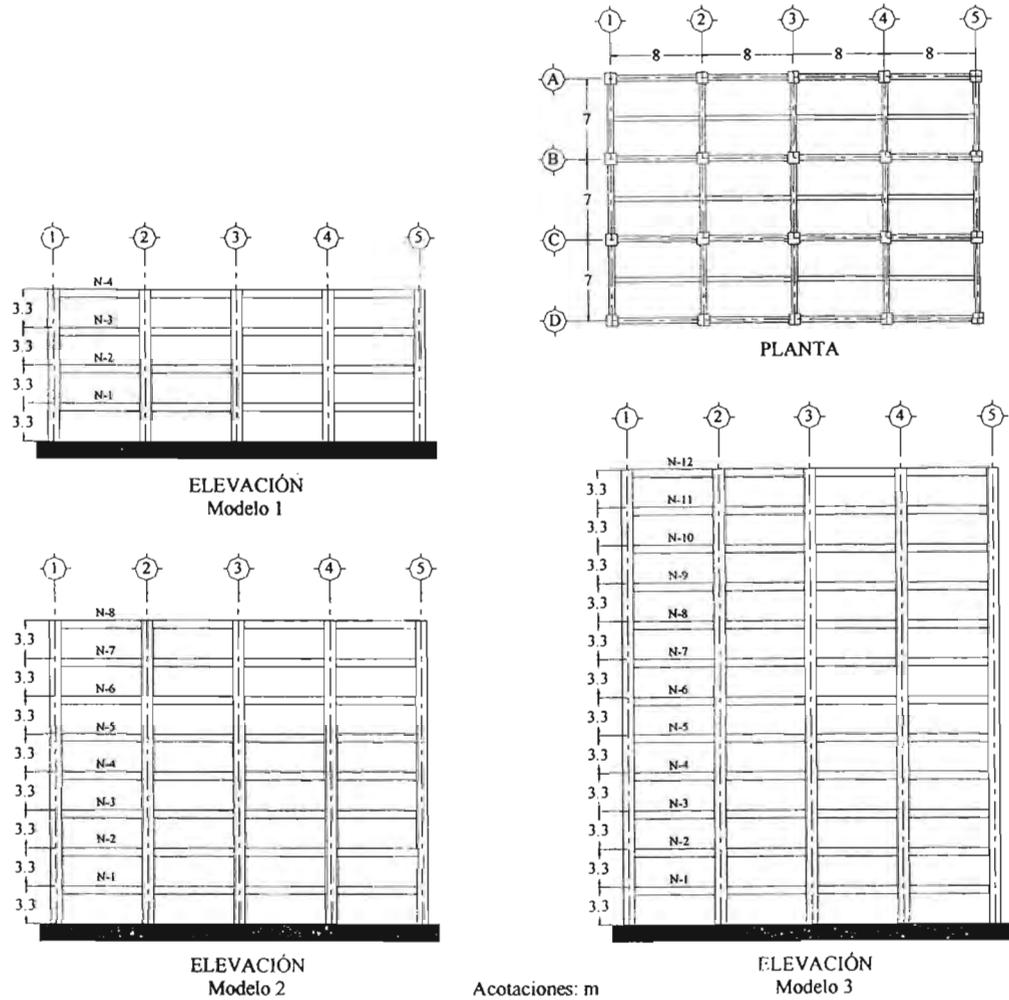
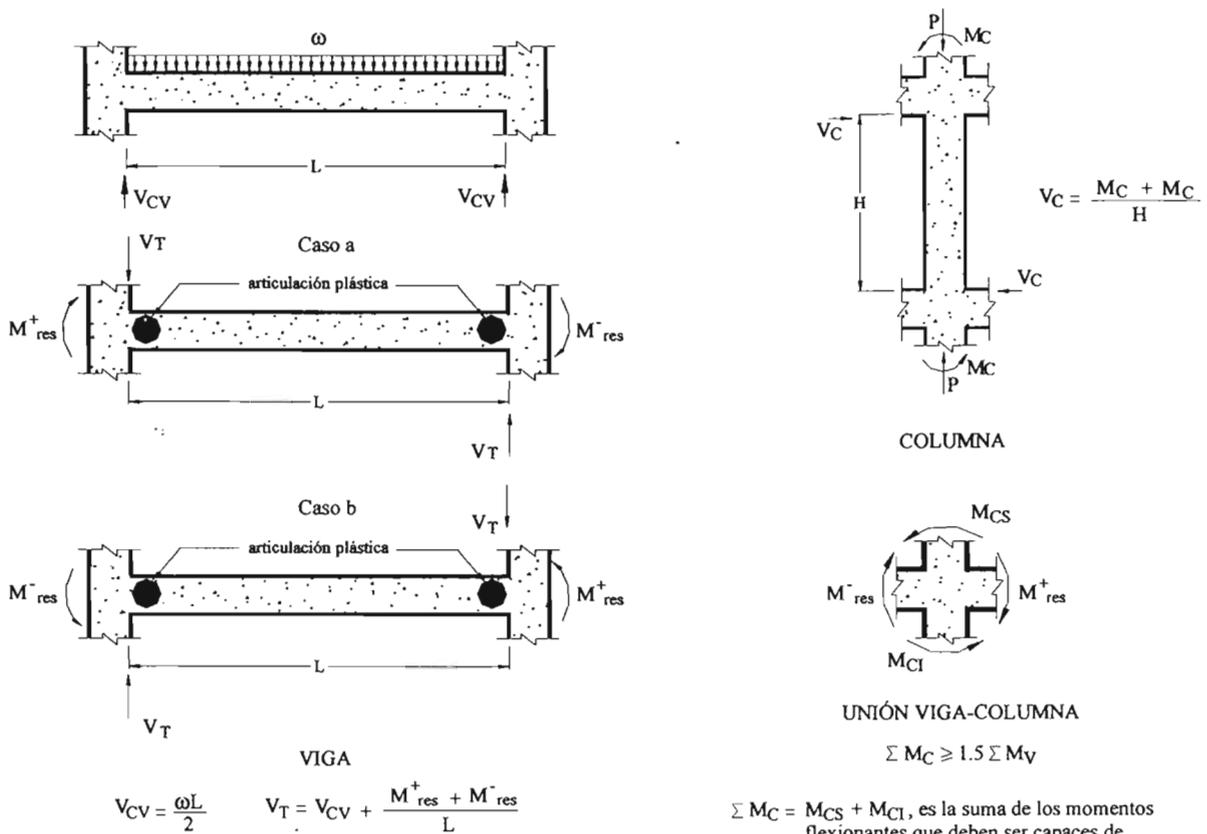


Figura 2.2 Edificios en estudio (Luaces, 1995)



La dirección de la fuerza cortante V_T depende de las magnitudes relativas de cargas de gravedad y cortante generados por los momentos de los extremos.

En la determinación de los momentos de extremo M_{res}^+ y M_{res}^- debe considerarse un esfuerzo de fluencia para el acero de 1.25fy

FUERZA CORTANTE EN TRABES

$\Sigma M_C = M_{CS} + M_{CI}$, es la suma de los momentos flexionantes que deben ser capaces de resistir los extremos de las columnas (superior e inferior) que llegan al nudo.

$\Sigma M_V = M_{res}^+ + M_{res}^-$, es la suma de los momentos flexionantes resistentes (negativo de un lado y positivo del otro) de los extremos de las vigas que llegan al nudo.

FUERZA CORTANTE Y MOMENTO FLEXIONANTE EN COLUMNAS

Figura 2.3 Determinación de las acciones de diseño en traves (fuerza cortante) y en columnas (fuerza cortante y momento flexionante)(Luna,1999)

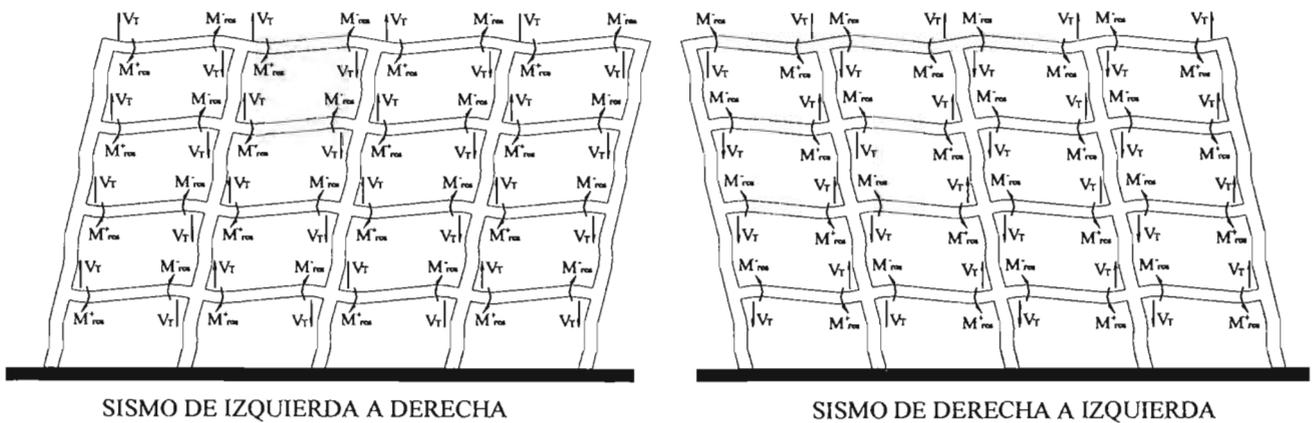


Figura 2.4 Consideraciones para la determinación de la carga axial de diseño en columnas (Luaces,1995)

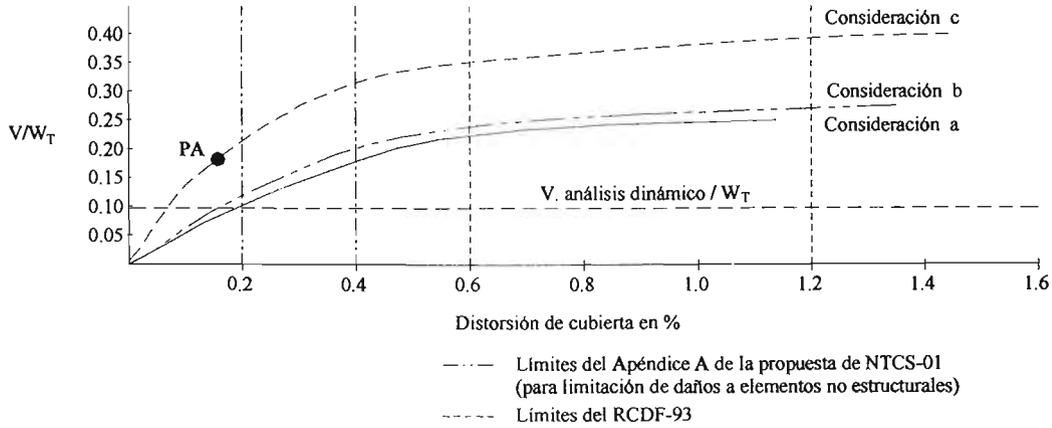


Figura 2.5 Curva distorsión de cubierta – cortante basal normalizado respecto al peso total para el modelo 1 (Luaces, 1995)

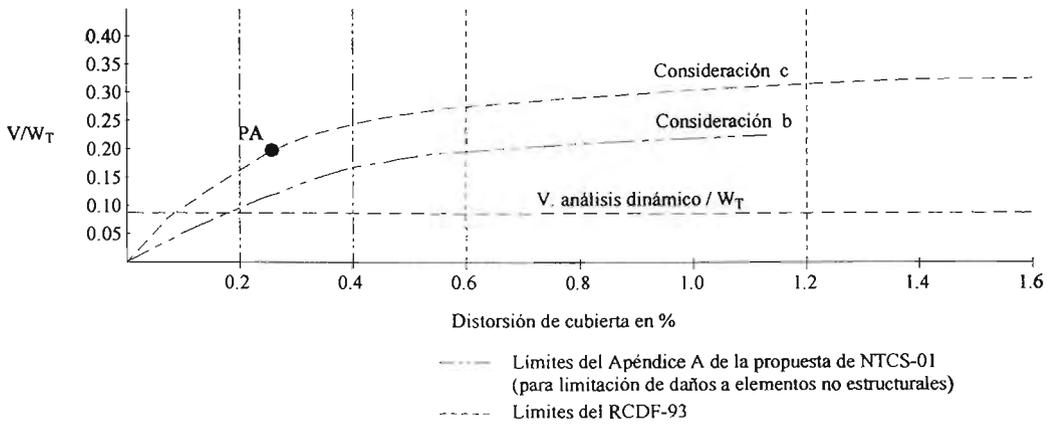


Figura 2.6 Curva distorsión de cubierta – cortante basal normalizado respecto al peso total para el modelo 2 (Luaces, 1995)

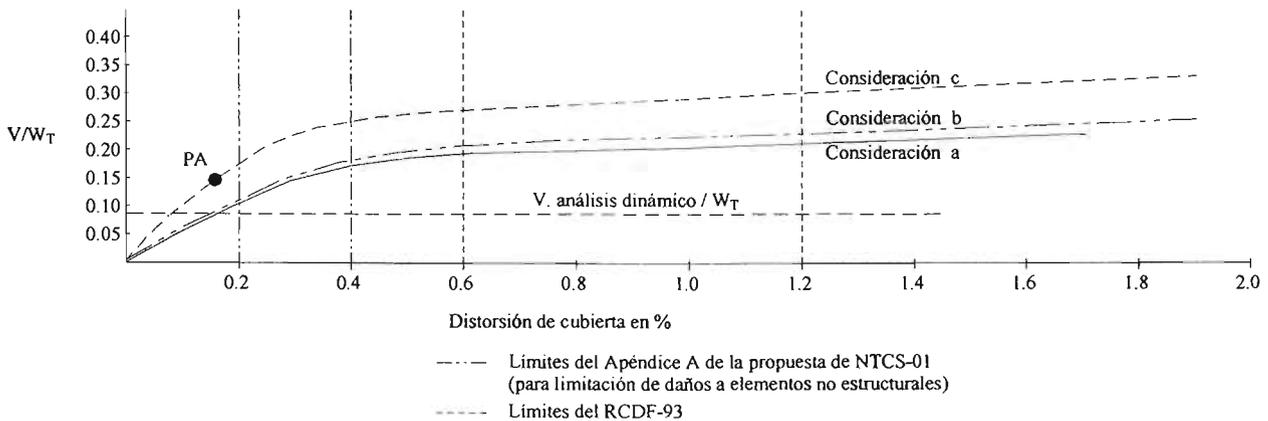


Figura 2.7 Curva distorsión de cubierta – cortante basal normalizado respecto al peso total para el modelo 3 (Luaces, 1995)

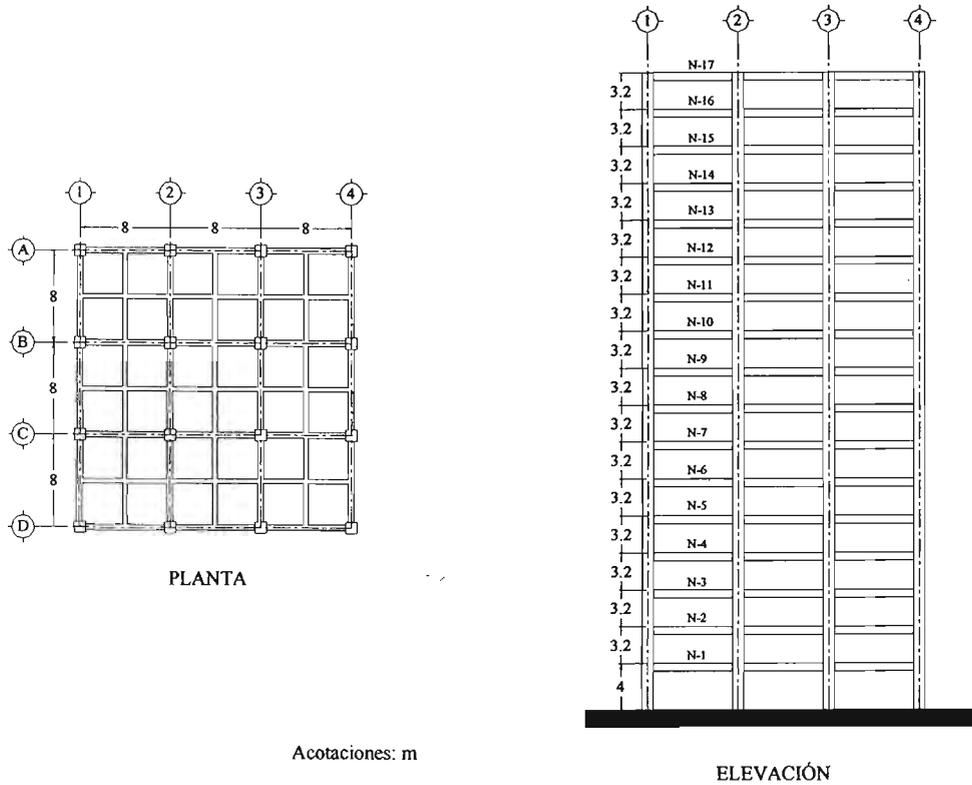


Figura 2.8 Edificio en estudio (Varela, 1996)

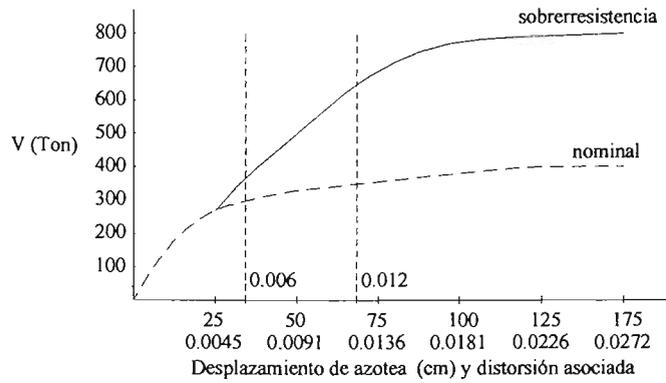


Figura 2.9 Cortante basal - desplazamiento de azotea para el marco diseñado con el RCDF-93 (Varela, 1996)

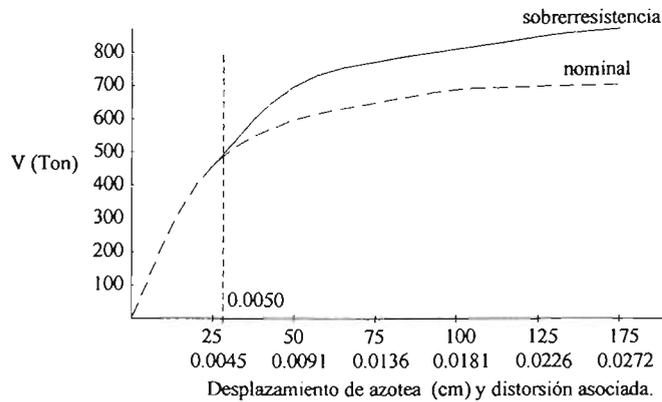


Figura 2.10 Cortante basal - desplazamiento de azotea para el marco diseñado con el reglamento AIJ de Japón (Varela, 1996)

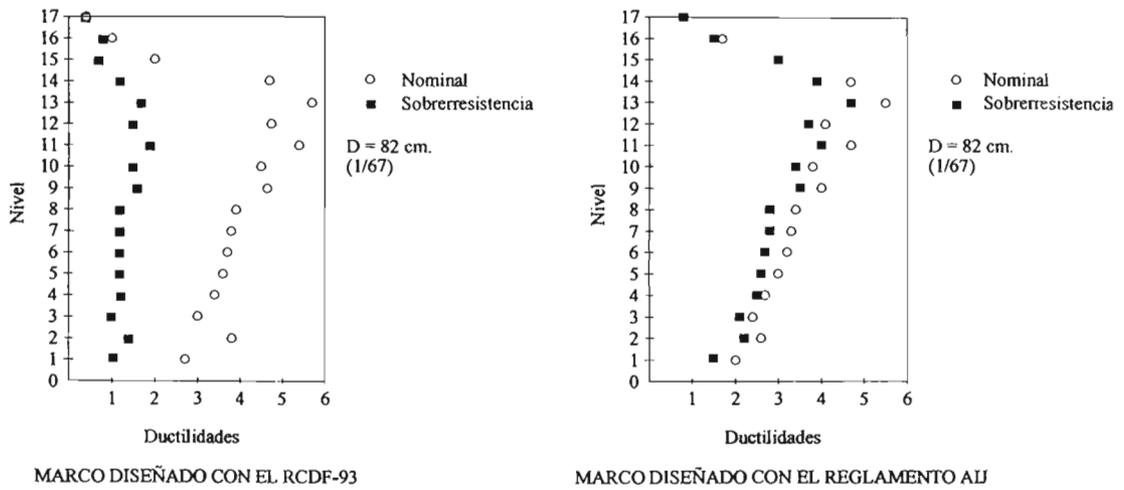


Figura 2.11 Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las trabes (Varela, 1996)

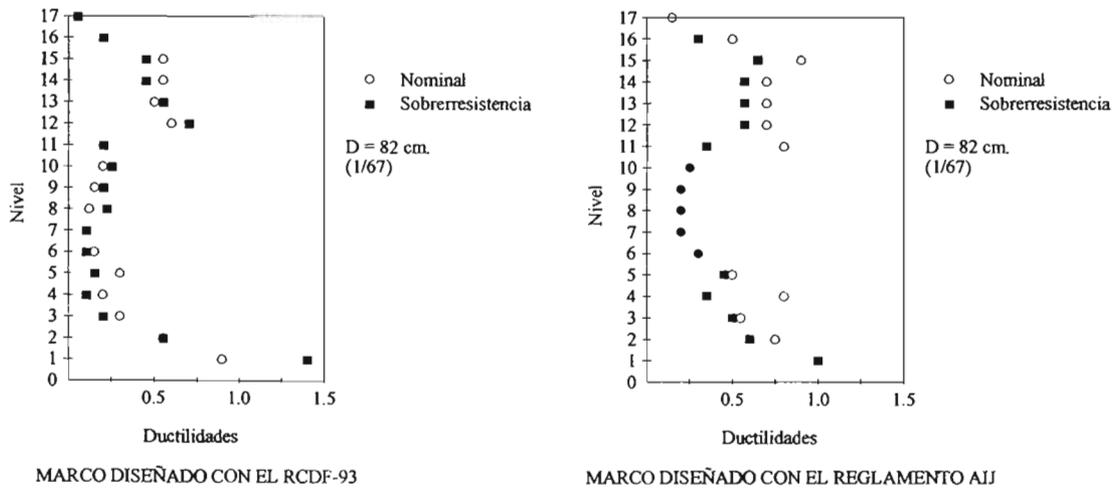


Figura 2.12 Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las columnas (Varela, 1996)

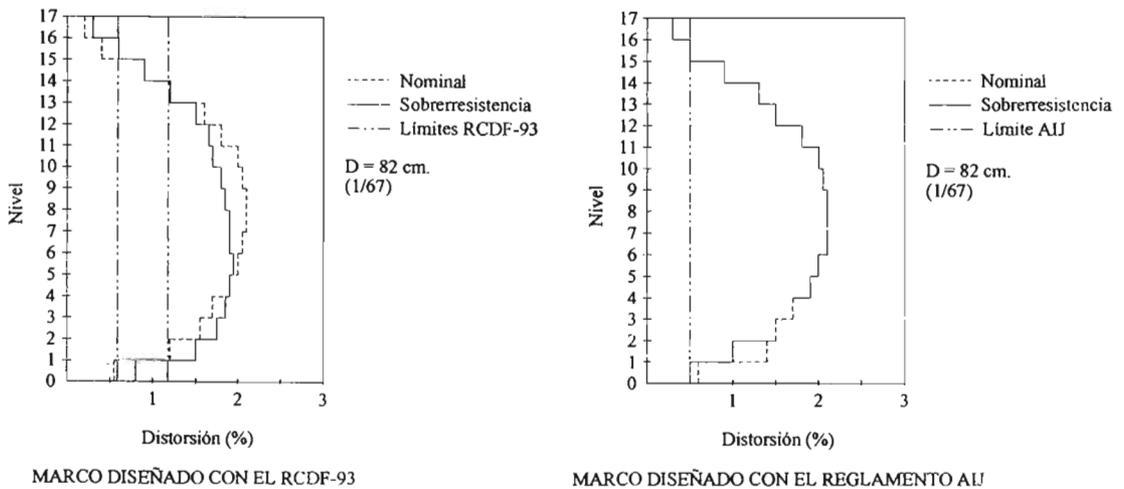
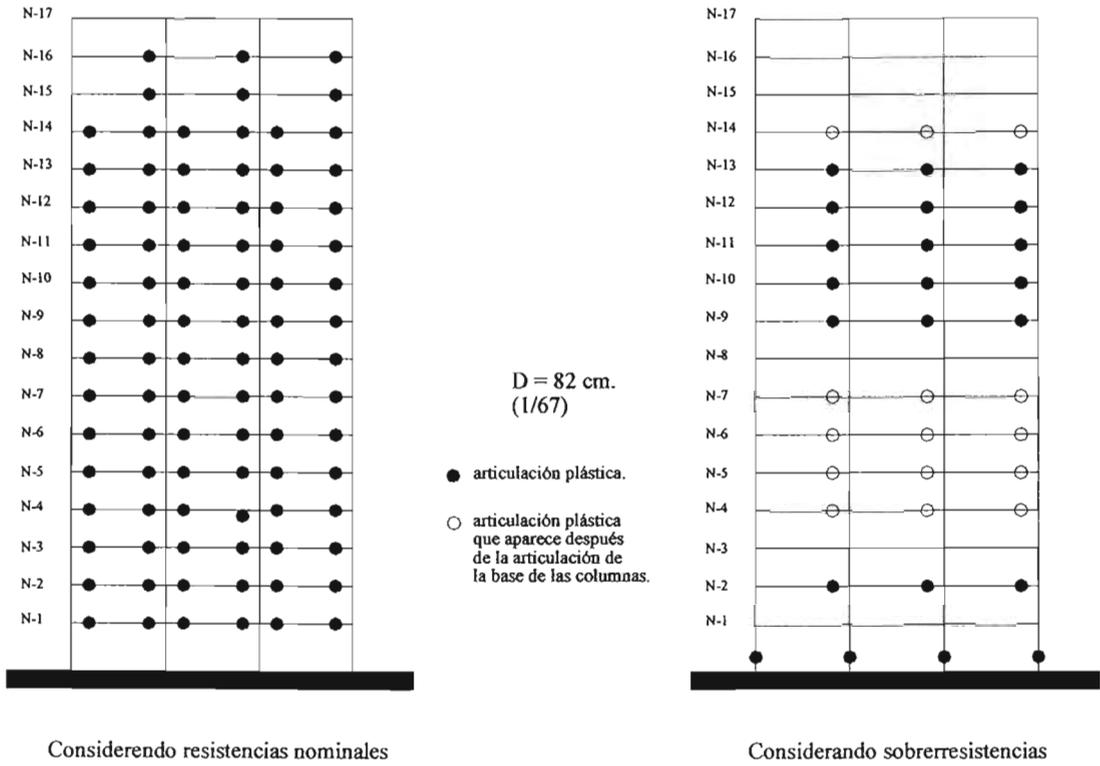
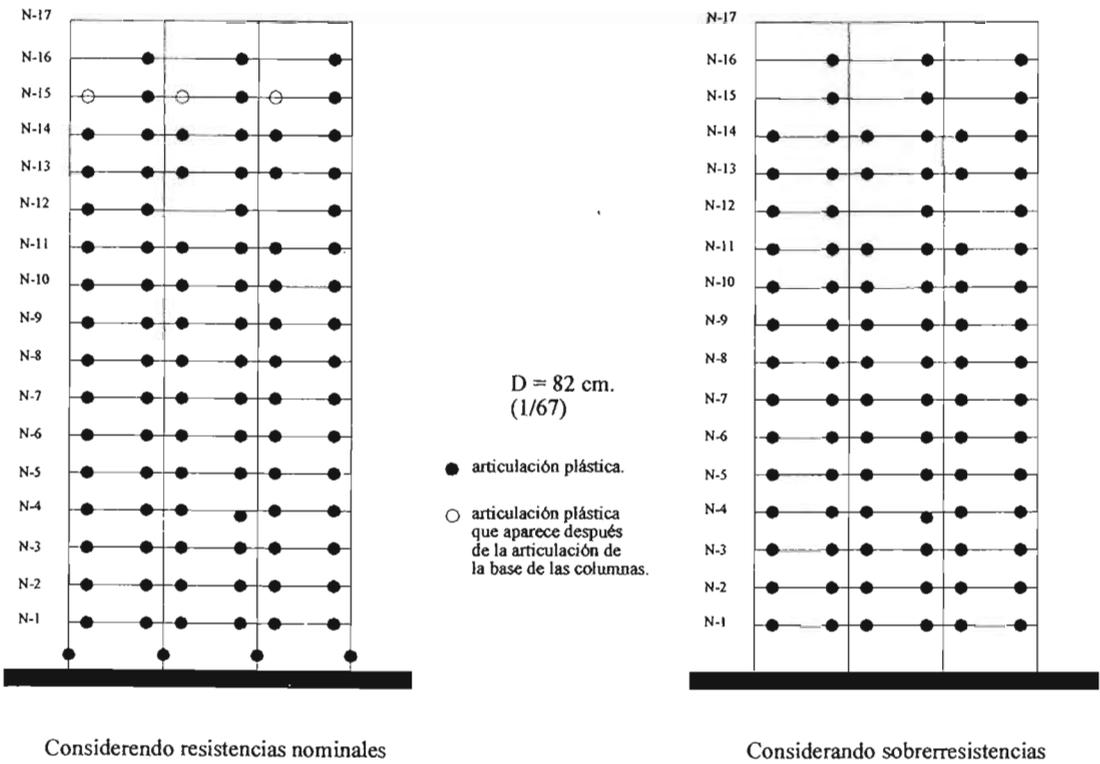


Figura 2.13 Variación con la altura de las distorsiones de entrepiso máximas (Varela, 1996)

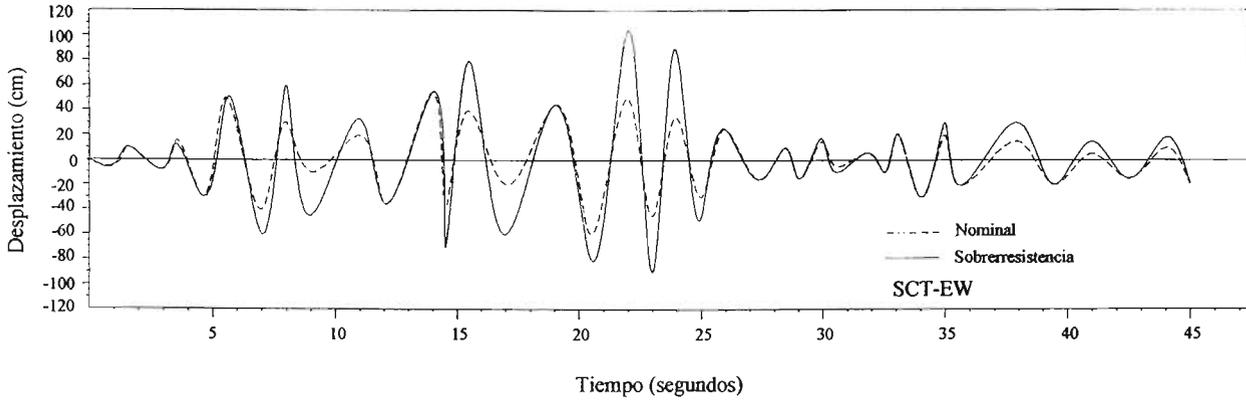
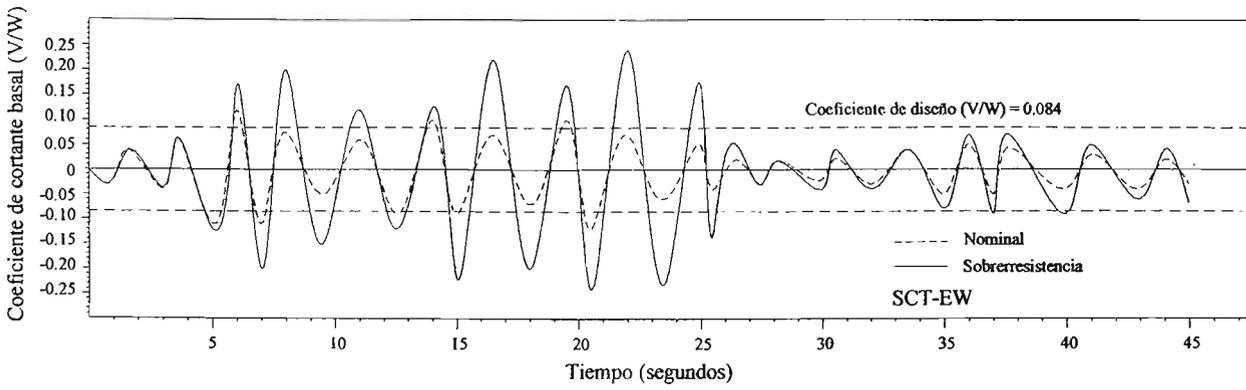


MARCO DISEÑADO CON EL RCDF-93

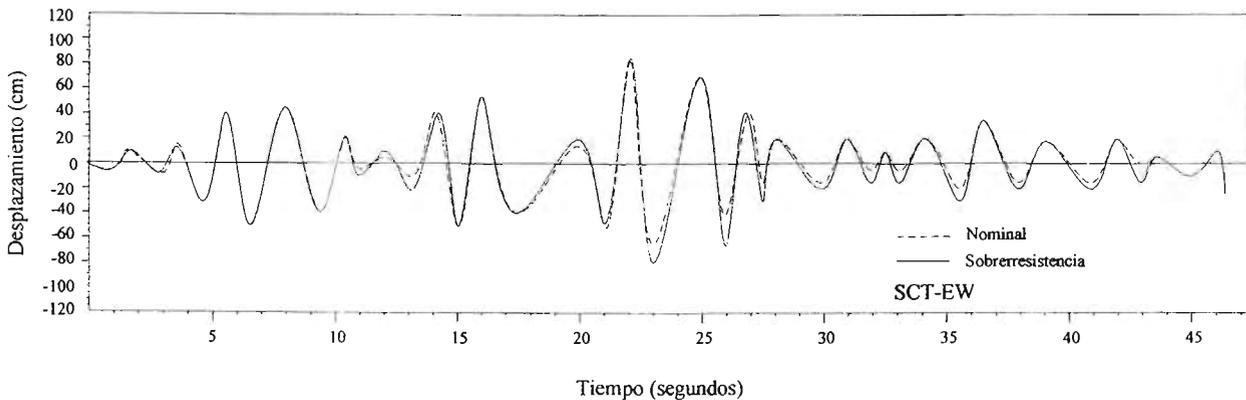
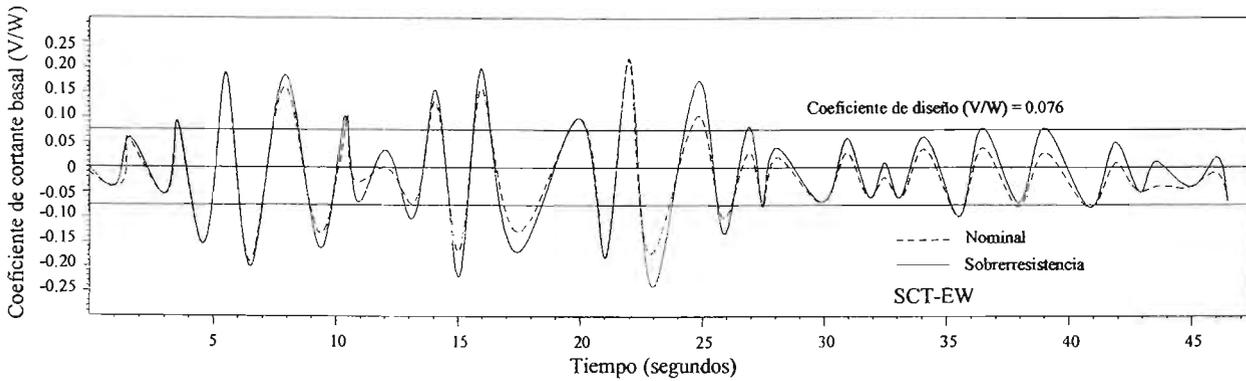


MARCO DISEÑADO CON EL REGLAMENTO AIJ

Figura 2.14 Mapa de fluencias (Varela, 1996)



MARCO DISEÑADO CON EL RCDF-93



MARCO DISEÑADO CON EL REGLAMENTO AIJ

Figura 2.15 Variación del coeficiente de cortante basal (V/W) y del desplazamiento de azotea con el tiempo (Varela, 1996)

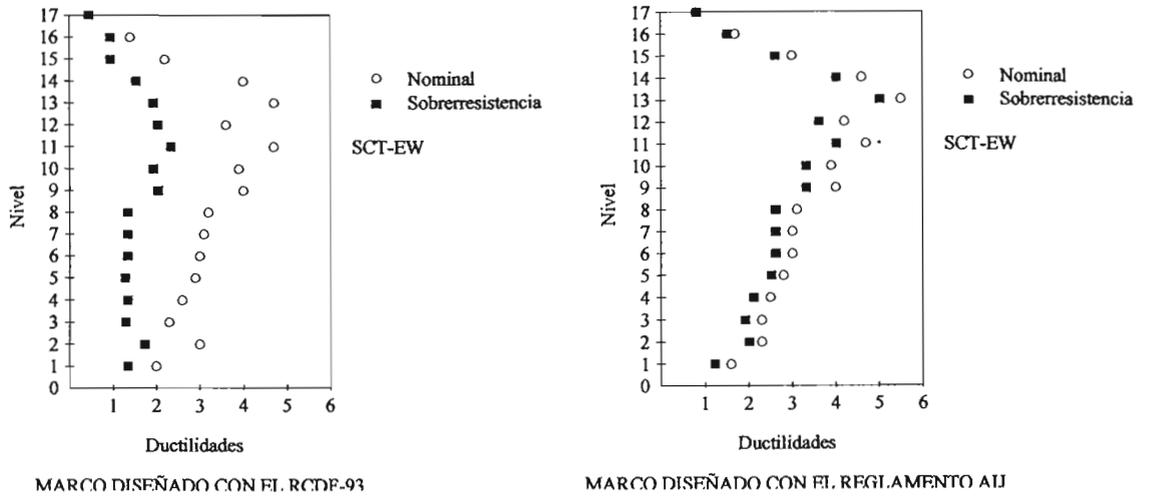


Figura 2.16 Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las trabes (Varela, 1996)

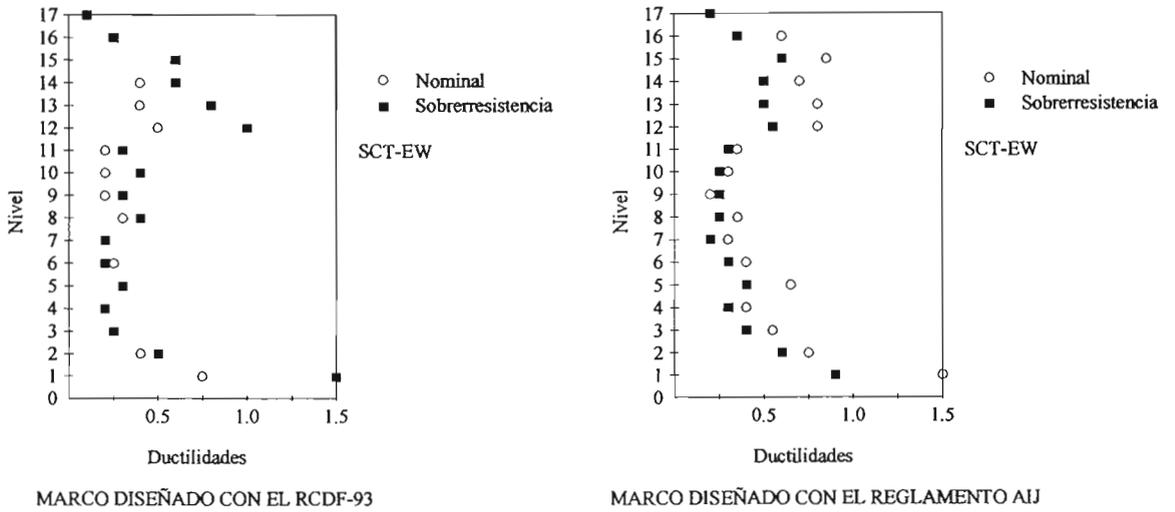


Figura 2.17 Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las columnas (Varela, 1996)

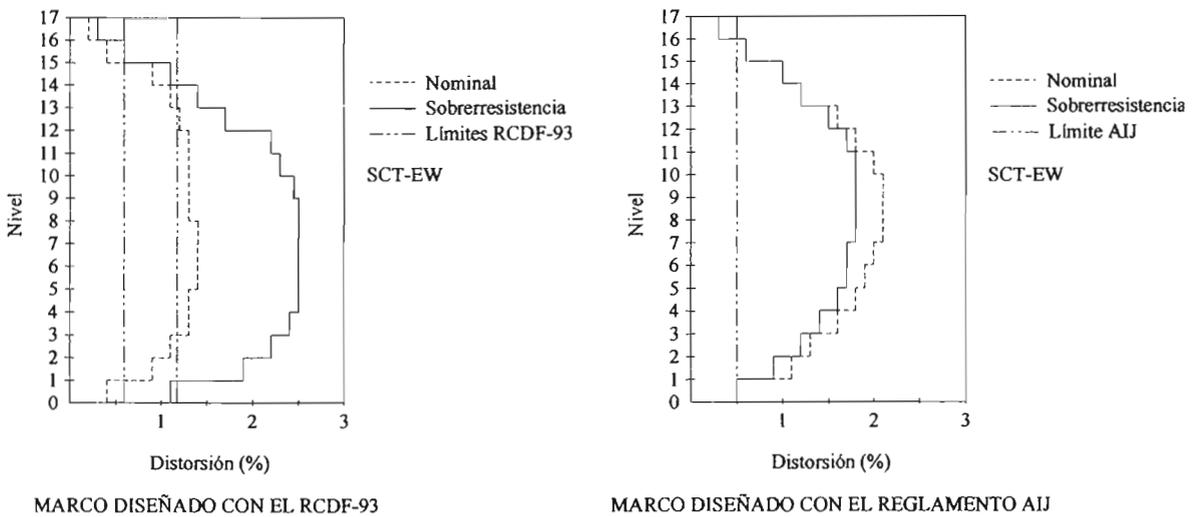
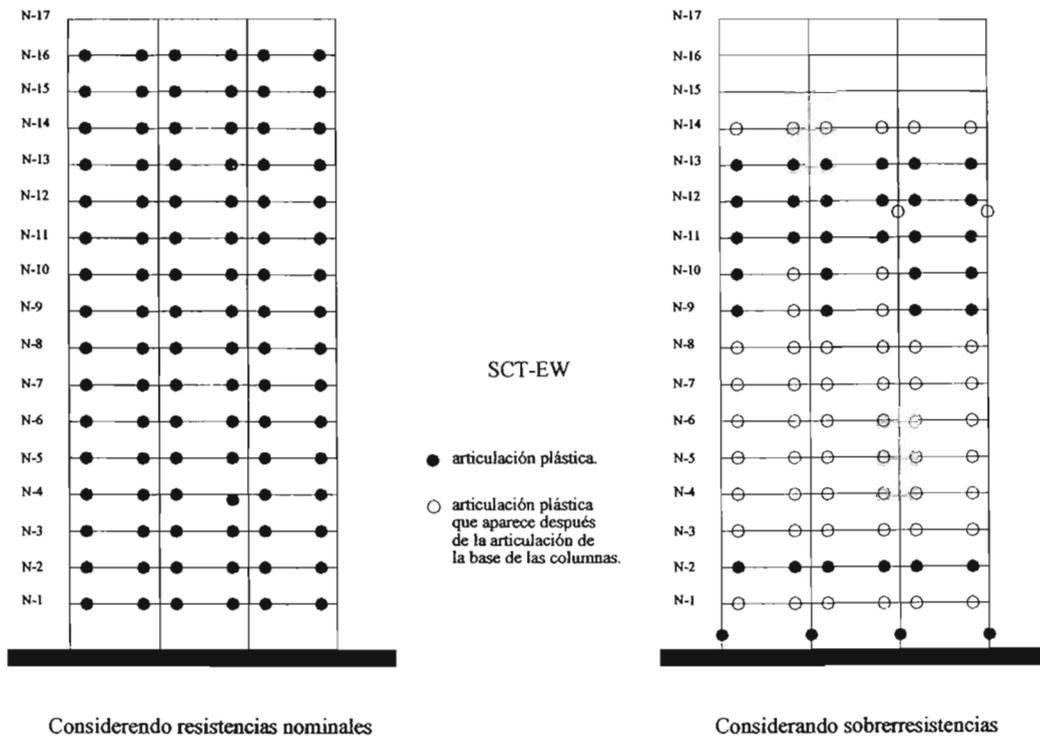
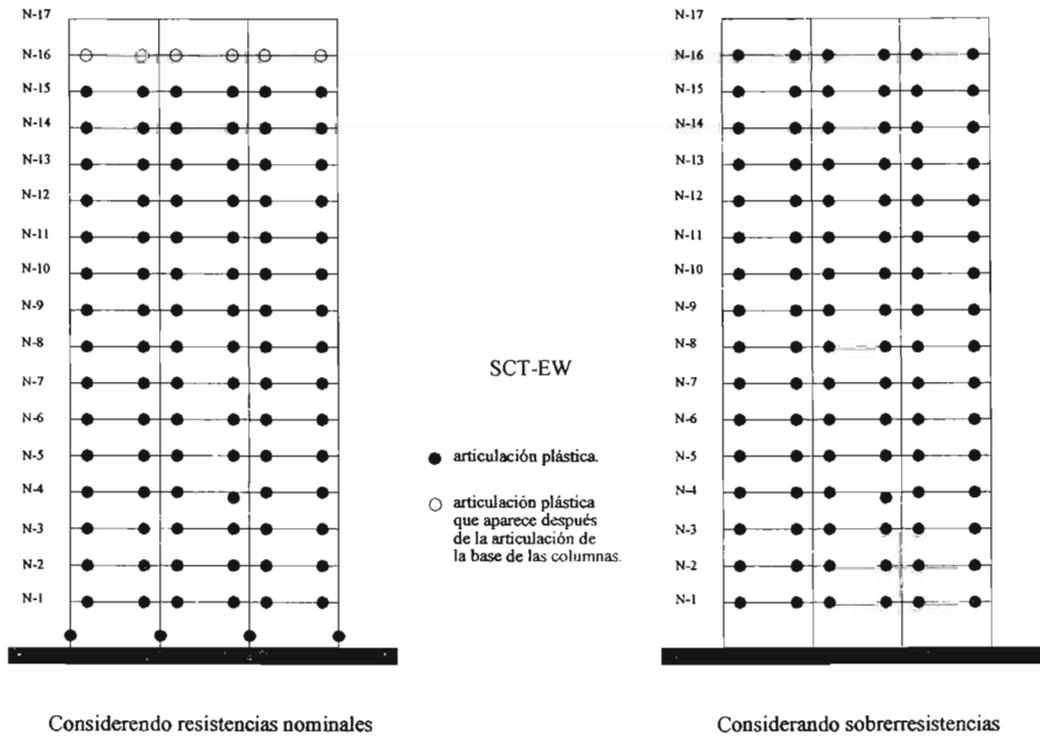


Figura 2.18 Variación con la altura de las distorsiones de entrepiso máximas (Varela, 1996)



MARCO DISEÑADO CON EL RCDF-93



MARCO DISEÑADO CON EL REGLAMENTO AJJ

Figura 2.19 Mapa de fluencias (Varela, 1996)

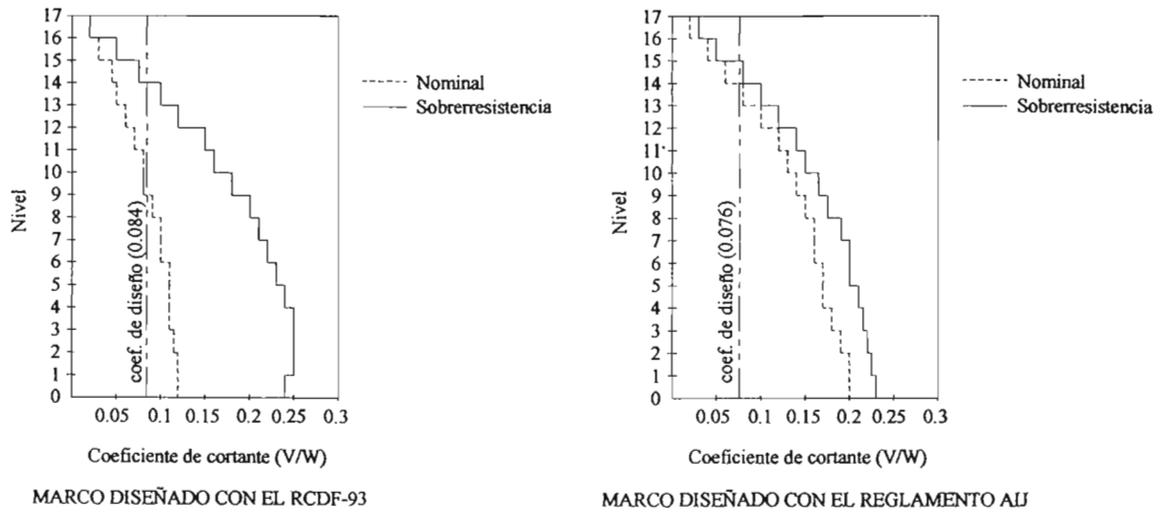


Figura 2.20 Variación con la altura de los coeficientes de cortante (V/W) (Varela, 1996)

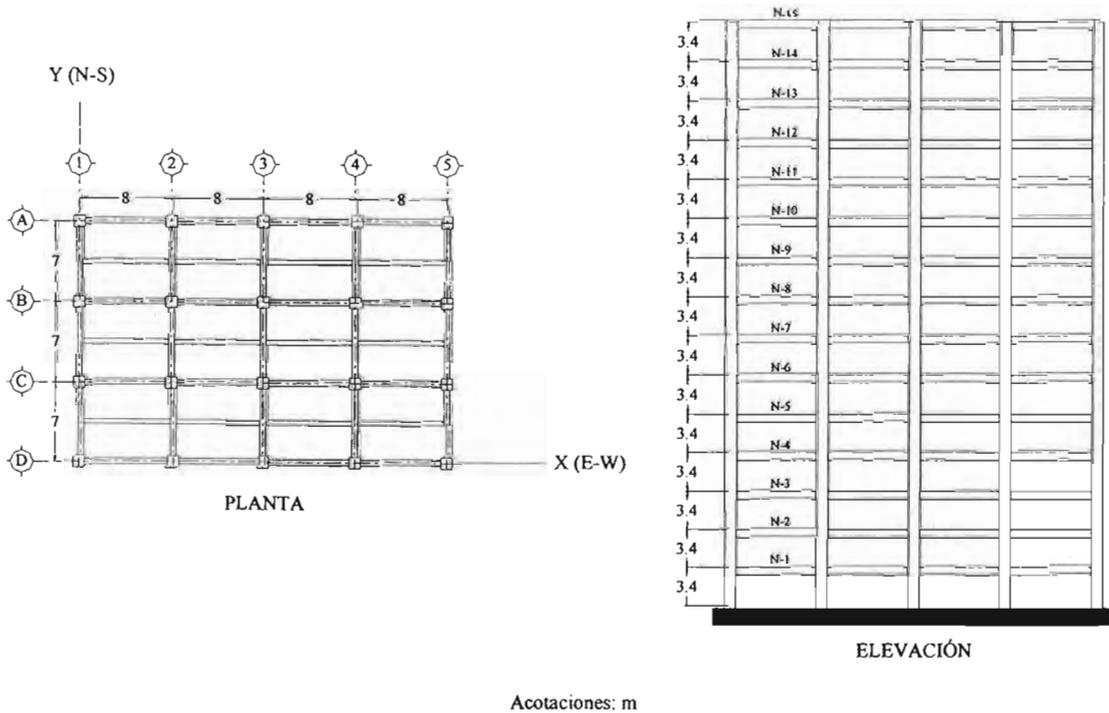
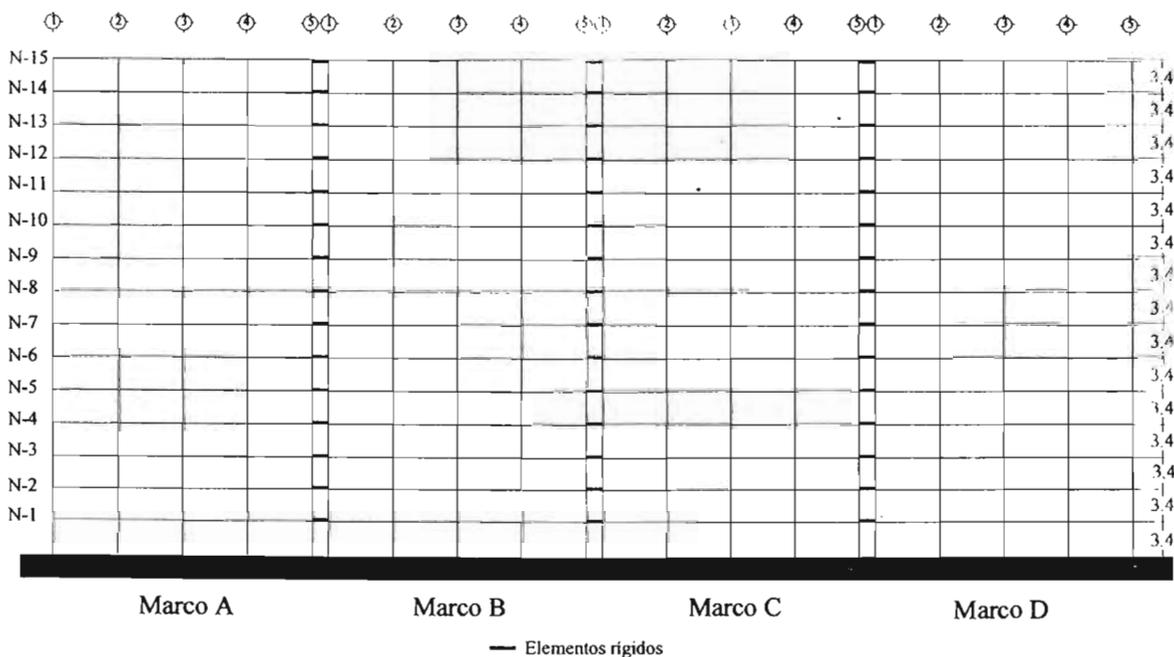
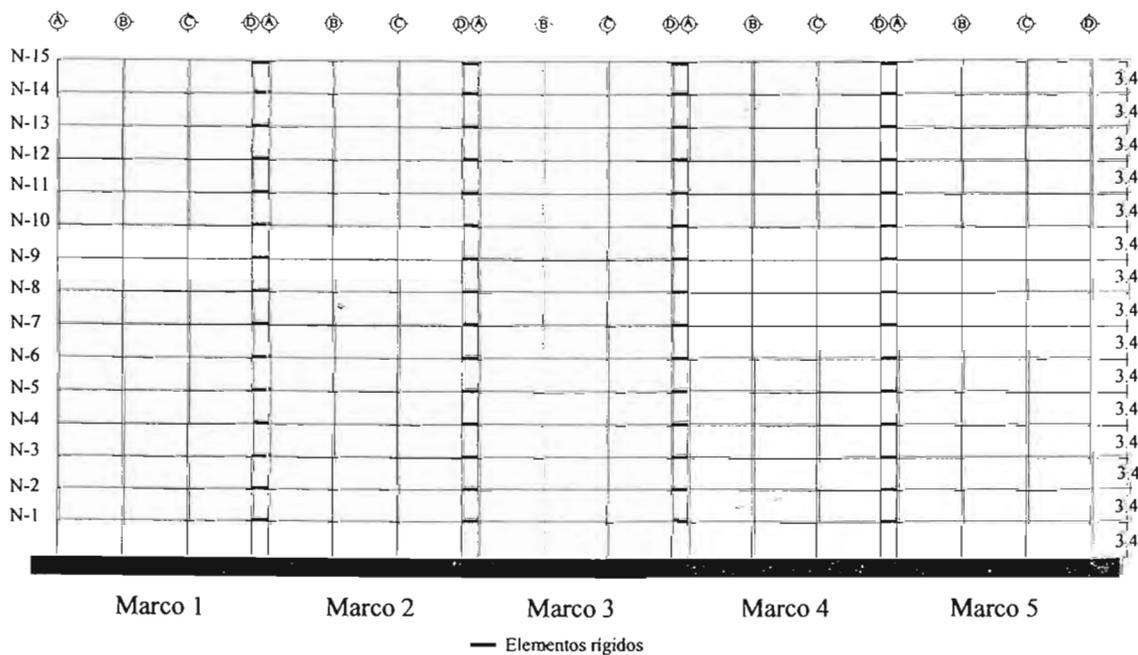


Figura 2.21 Edificio en estudio (Luna, 1999)



Modelo con redistribución de fuerzas sísmicas en los marcos, dirección x



Modelo con redistribución de fuerzas sísmicas en los marcos, dirección y

Acotaciones: m

Figura 2.22 Modelos con redistribución de fuerzas sísmicas en los marcos (Luna, 1999)

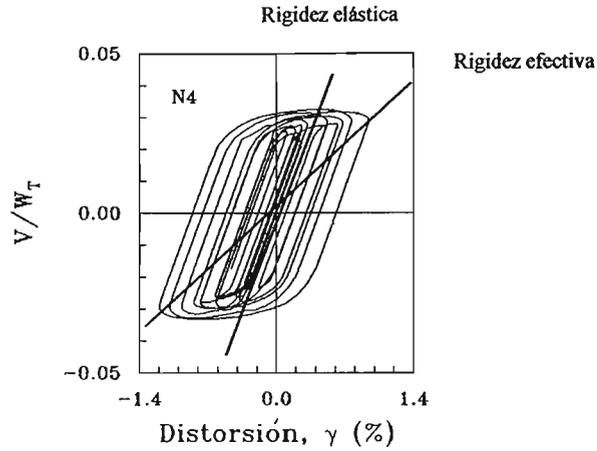


Figura 2.23 Rigidez efectiva o rigidez pico a pico entre ciclos de máxima distorsión de entrepiso (Luna, 1999)

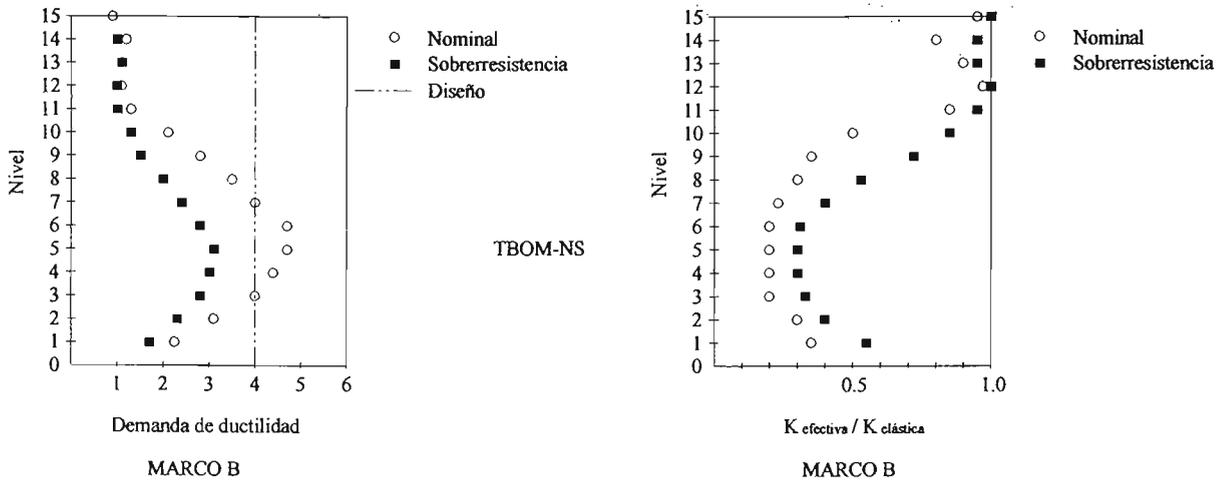


Figura 2.24 Variación de demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas con la altura para el marco B (Luna, 1999)

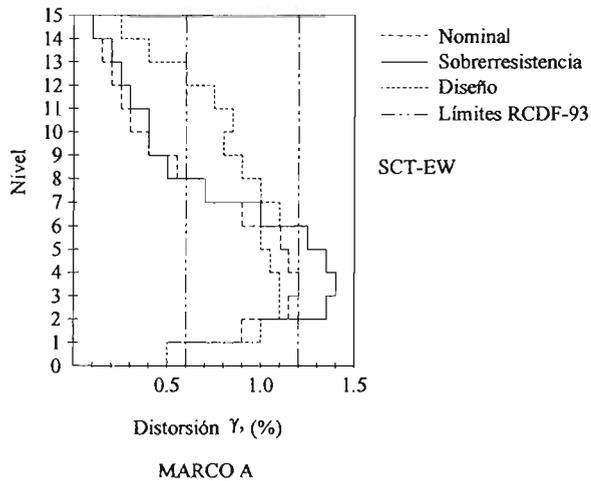


Figura 2.25 Variación con la altura de las distorsiones de entrepiso máximas (Luna, 1999)

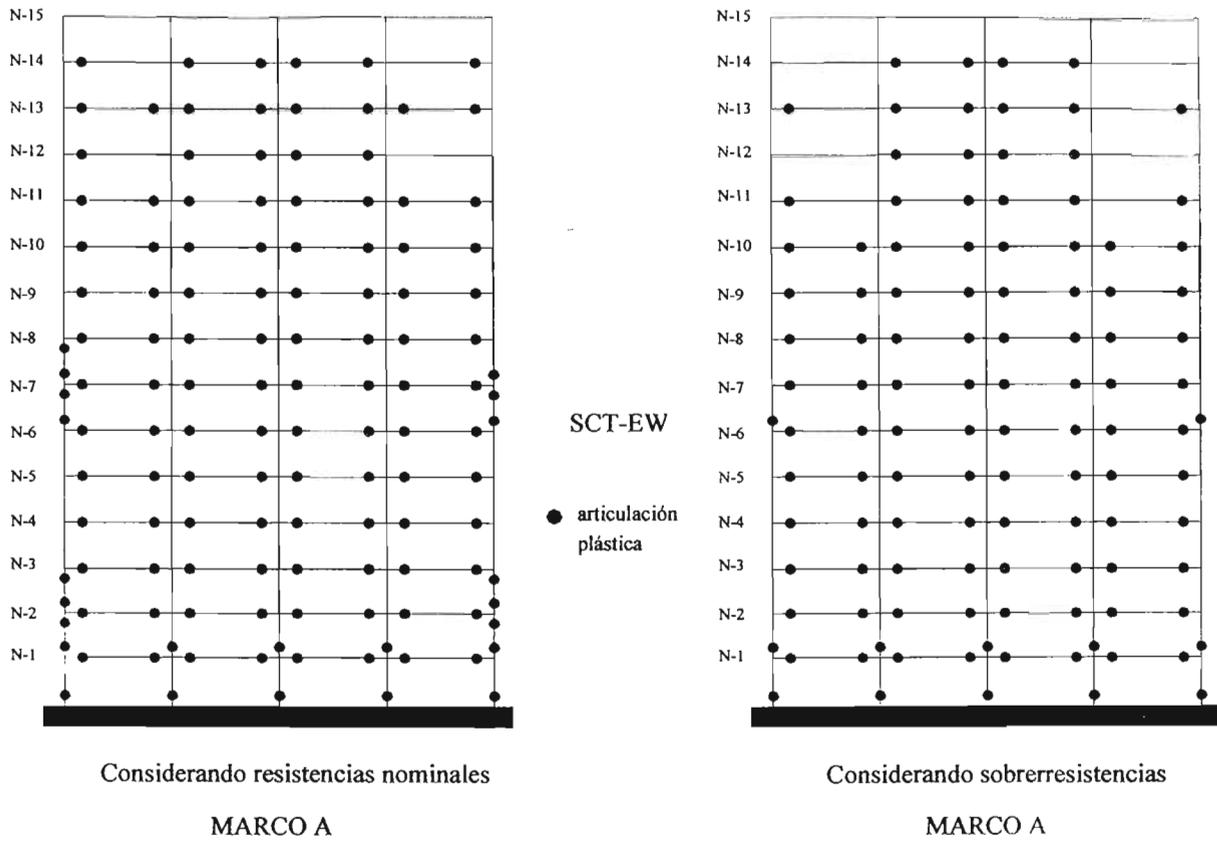


Figura 2.26 Mapa de fluencias (Luna, 1999)

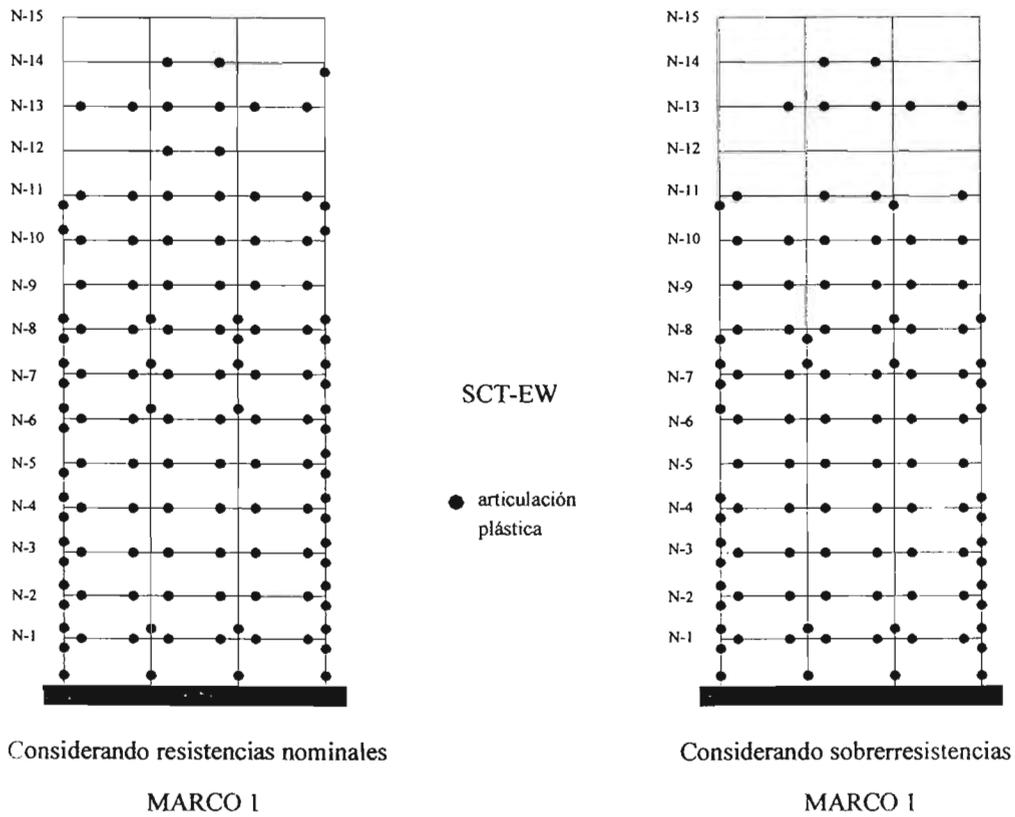


Figura 2.27 Mapa de fluencias (Luna, 1999)

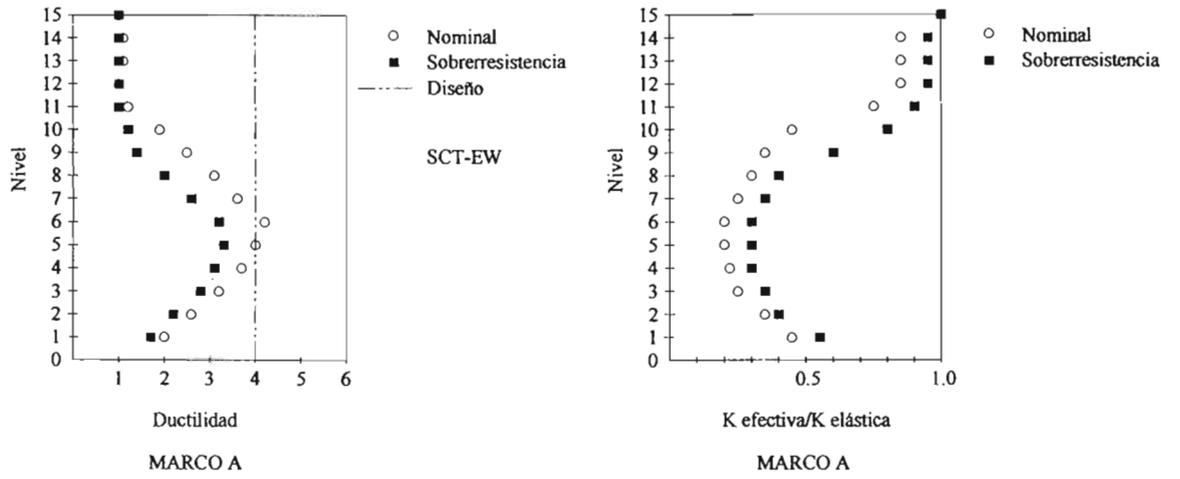


Figura 2.28 Variación de demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas con la altura para el marco A (Luna, 1999)

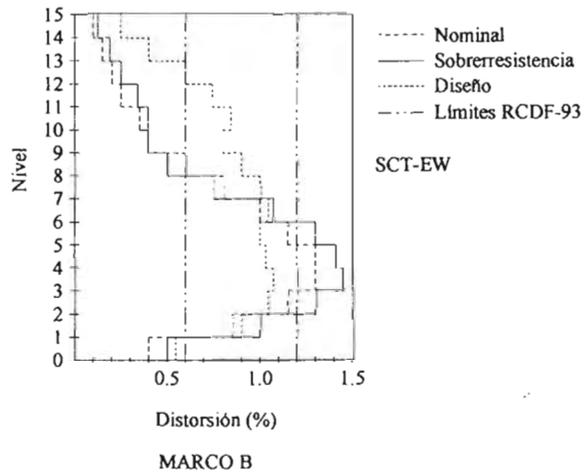


Figura 2.29 Variación con la altura de las distorsiones de entrepiso máximas (Luna, 1999)

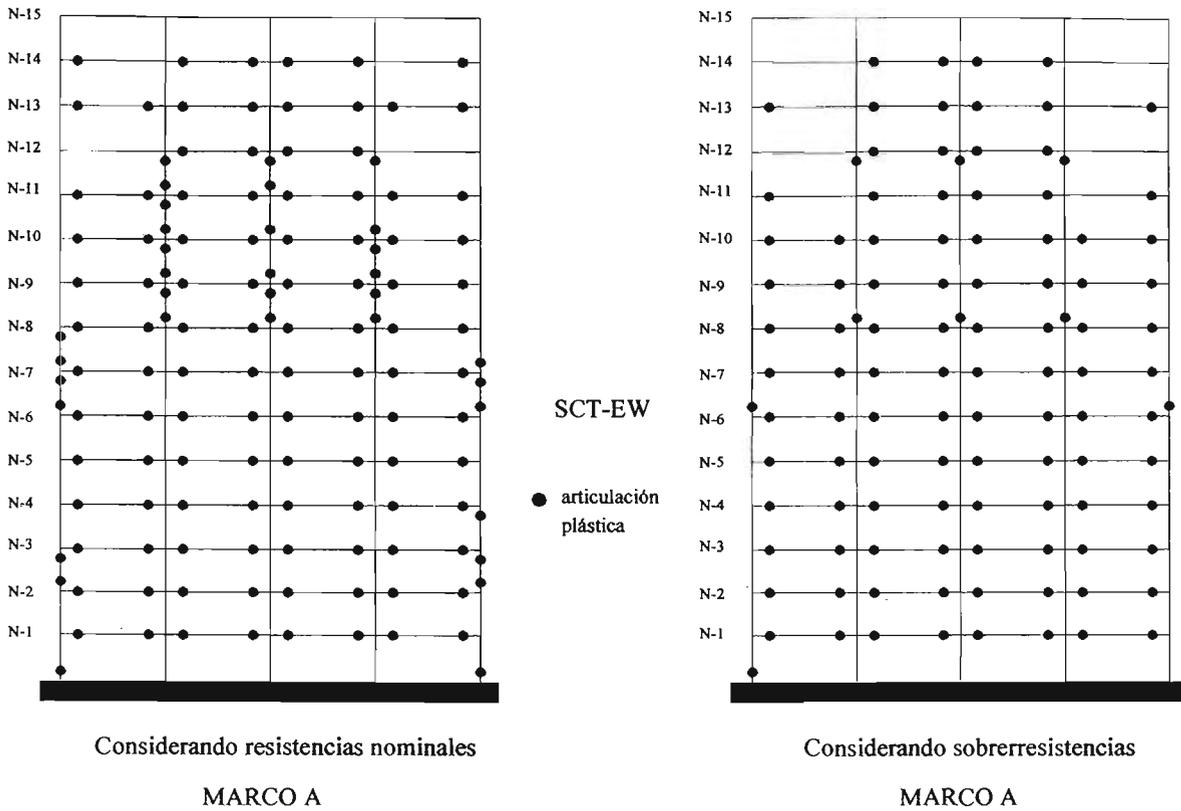


Figura 2.30 Mapa de fluencias (Luna, 1999)

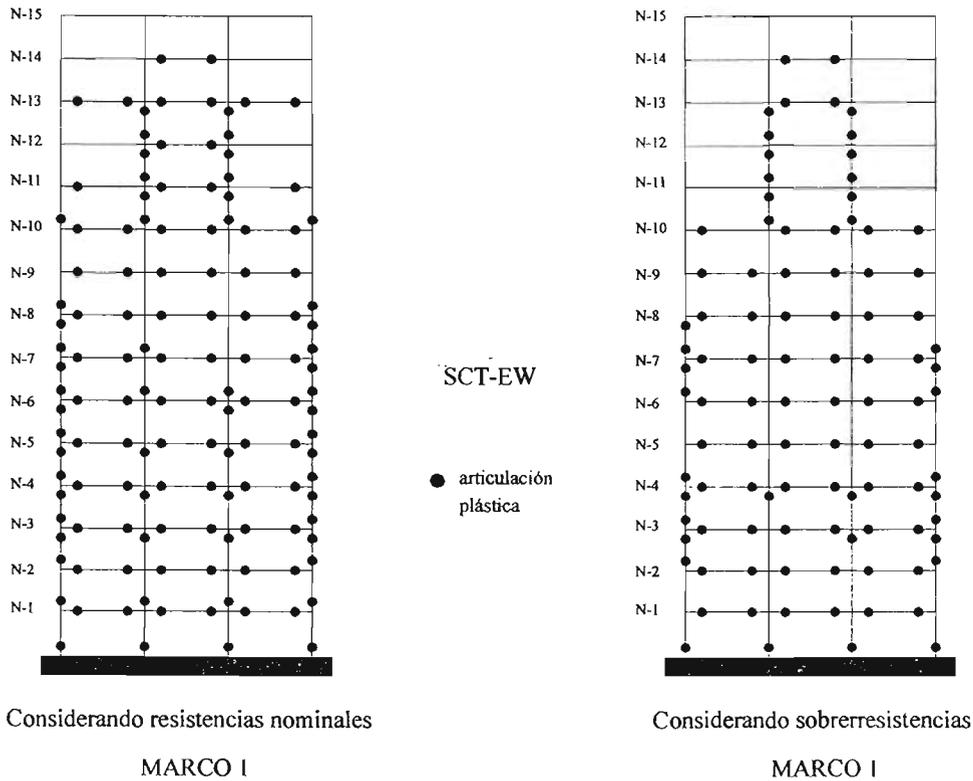


Figura 2.31 Mapa de fluencias (Luna, 1999)

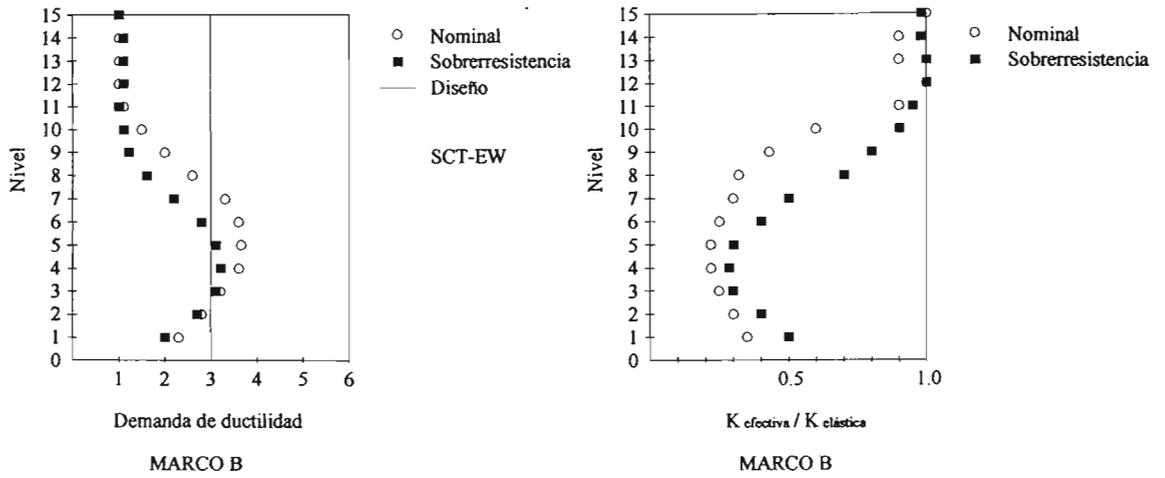


Figura 2.32 Variación de demandas de ductilidad y rigideces relativas efectivas con la altura para el marco B (Luna, 1999)

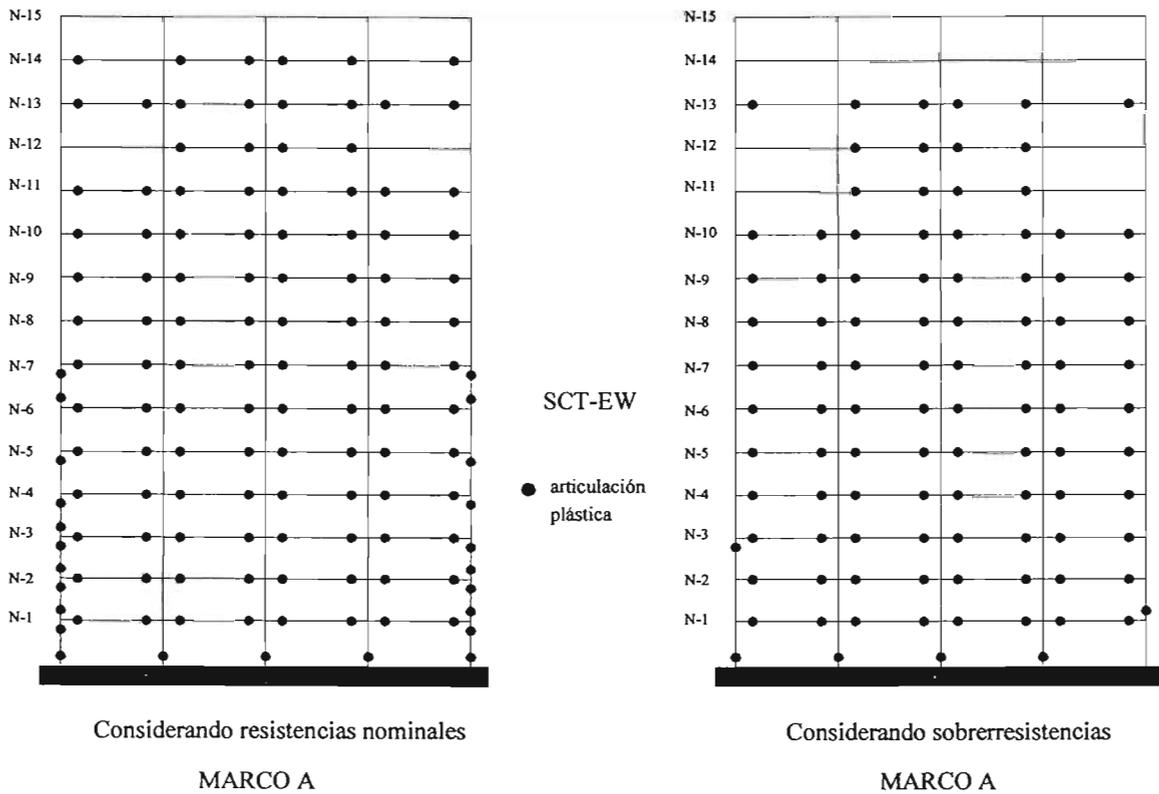


Figura 2.33 Mapa de fluencias (Luna, 1999)

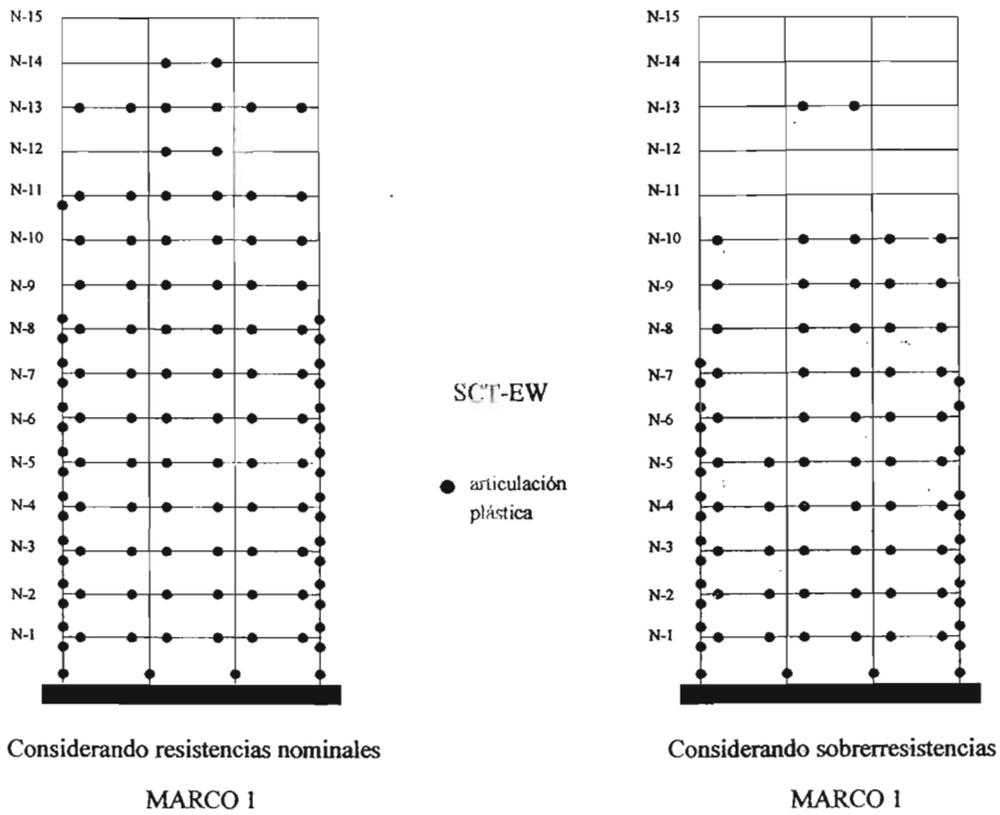


Figura 2.34 Mapa de fluencias (Luna,1999)

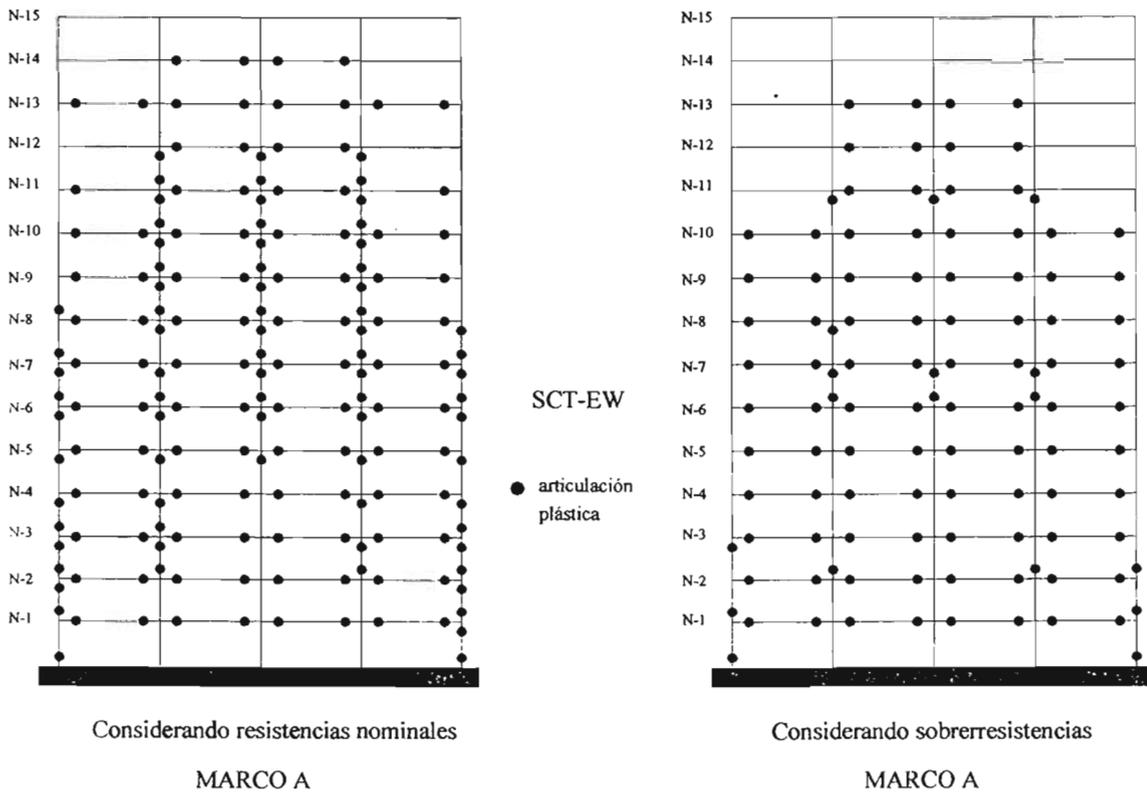


Figura 2.35 Mapa de fluencias (Luna,1999)

CAPÍTULO 3

EDIFICIO EN ESTUDIO Y METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN

3.1 Descripción de la estructura

Se trata de una estructura regular con uso supuesto de oficinas. En la figura 3.1 se muestra la planta tipo y el edificio en elevación, el cual presenta forma rectangular de 21 m de ancho (dirección y) por 32 m de largo (dirección x). La estructuración del edificio es totalmente simétrica, con cuatro crujeas en la dirección x y tres en la dirección y con claros de 8 y 7 m respectivamente. En la dirección x se dispusieron además vigas secundarias.

El edificio consta de 15 niveles con alturas típicas de entrepiso de 3.4 m, lo que da una altura total para el mismo de 51 m.

La configuración geométrica en planta es idéntica a la de los edificios estudiados por Luaces (1995) quien abordó el efecto de la sobrerresistencia en el comportamiento de edificios regulares mediante análisis estáticos no lineales ante carga lateral monótona creciente ("pushover"). Luna (1999) utilizó este edificio de 15 pisos (misma configuración tanto en planta como en elevación) para evaluar las disposiciones del RCDF-93 (1993) para marcos dúctiles y no dúctiles ante sollicitaciones dinámicas. Ambos trabajos se comentaron en el capítulo dos.

3.2 Descripción y metodología general de los diseños de acuerdo con la propuesta de NTCS-01 y NTCC-01

Se realizaron en total seis diseños diferentes para el mismo edificio con la intención de observar las diferencias que se tienen tanto en las secciones y armados resultantes como en el desempeño de cada uno de ellos ante análisis dinámicos no lineales.

Lo que hace la diferencia entre un diseño y otro es:

- El factor de comportamiento sísmico adoptado, pudiendo ser $Q = 3$ ó $Q = 4$.
- La adopción del cuerpo principal o del Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para el análisis sísmico.
- La aplicación u omisión del incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo para la determinación de la carga axial de diseño, empleada en el dimensionamiento de las columnas de marcos dúctiles diseñados con $Q = 4$.

El factor 1.7 que multiplica a la fracción de la carga axial de diseño debida a sismo se emplea en la propuesta de NTCC-01 (2001) en el diseño de columnas por flexocompresión y para la obtención de la fuerza cortante de diseño como a continuación se indica.

En el caso del diseño por flexocompresión, la propuesta de NTCC-01 (2001) establece en el artículo 7.3 que la fuerza axial debida al sismo debe tomarse igual a 1.7 veces la calculada, cuando esto conduzca a un momento flexionante resistente menor.

En cuanto a la obtención de la fuerza cortante de diseño, en la sección 7.3.5.1 de la propuesta de NTCC-01 (2001) se indica que la fracción de la carga axial causada por el sismo se incrementará 70 por ciento, cuando esto dé lugar a un momento flexionante resistente mayor, lo cual llevará a tener una fuerza cortante de diseño más

alta pues ésta se obtiene del equilibrio de la columna en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos flexionantes del mismo sentido (los momentos resistentes).

Como se mencionó en el capítulo dos, las disposiciones relacionadas con la aplicación del factor 1.7 de la propuesta de NTCC-01 (2001) ya no aplican para estructuras diseñadas con $Q = 3$, por lo que los modelos diseñados con $Q = 3$ no se diferencian en este aspecto.

Vale la pena recordar que en las NTCC-04 (2004) se cambió totalmente este criterio para el diseño de las columnas de marcos dúctiles diseñados con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, estableciéndose ahora que en marcos dúctiles diseñados con $Q = 4$ con relación altura-base mayor que 2.0, y que se encuentren en la zona III, al dimensionar por flexocompresión, se incrementa 50 por ciento la fuerza axial y el momento flexionante debidos al sismo.

Este cambio surgió cuando este estudio se encontraba en la fase de post procesamiento de los resultados de los análisis dinámicos no lineales, afectando precisamente a uno de los principales aspectos que se pretendían evaluar en este trabajo: el uso del factor 1.7 en el diseño de columnas.

Por lo anterior se dice que los diseños se basaron en las propuestas de NTCS-01 (2001) y NTCC-01 (2001); aunque de todos los cambios sufridos por las normas aprobadas del año 2004 con respecto a las propuestas presentadas en el año 2001 sólo la modificación que se acaba de comentar impacta en los diseños de los modelos estudiados.

La aplicación del Apéndice Normativo A se limitó en todos los casos a la adopción del espectro para diseño sísmico que allí se establece, así como al cumplimiento de los desplazamientos laterales permisibles, revisando que la rigidez lateral de la estructura fuera suficiente para la limitación de daños a elementos no estructurales y para tener seguridad contra el colapso y cumplir así con los estados límite de servicio y seguridad ante el sismo leve e intenso respectivamente.

No se consideró la interacción suelo-estructura con la finalidad de que la comparación de los resultados de los diseños basados en el cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) (cuerpo que no proporciona disposiciones para tomar en cuenta efectos de interacción suelo-estructura) y los obtenidos con el Apéndice Normativo A sea válida. Por otra parte, de esta manera se tendrá la certeza de que los resultados correspondientes a los modelos en los cuales se empleó el Apéndice Normativo A (DQ3AA, DQ4AA y DQ4AA1.7) no estarán influenciados por los efectos de la interacción suelo-estructura.

En la tabla 3.1 se presentan las variantes entre los seis diseños y la nomenclatura que en lo sucesivo se empleará para identificarlos. En cuanto a la nomenclatura, por ejemplo DQ4CP1.7 denota que el diseño (D) se llevó a cabo con un factor de comportamiento sísmico de cuatro ($Q4$) empleando el cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) para el análisis sísmico (CP) y considerando las disposiciones relacionadas con el factor 1.7 de la propuesta de NTCC-04 (2004) para la obtención de la fuerza axial de diseño (1.7). La nomenclatura DQ3AA significa que en el diseño en cuestión (D) se adoptó el factor de comportamiento sísmico de tres ($Q3$) y que el análisis sísmico se realizó conforme al planteamiento del Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001).

El cálculo estructural de los seis modelos se realizó con el programa de análisis y diseño de edificios de concreto ECOgcW versión 2.06 (Corona, 2003), el cual aplica las disposiciones del RCDF y sus Normas Técnicas Complementarias para el diseño de miembros a flexión y flexocompresión biaxial. Este programa puede determinar las fuerzas sísmicas laterales mediante un análisis sísmico estático o dinámico modal espectral, pudiendo realizar además análisis P- Δ . En todos los modelos se realizó un análisis dinámico y se consideraron los efectos P- Δ . En la figura 3.2 se observa el modelo tridimensional del edificio en estudio.

Se supuso que el edificio sería construido con concreto clase I con resistencia a la compresión de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E = 14000 \sqrt{f'_c}$. El esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo se tomó como $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

3.2.1 Consideraciones para el análisis estructural

En el apartado 1.3.1 de la propuesta de NTCC-01 (2001) se establece que en el análisis elástico debe tomarse en cuenta el efecto del agrietamiento en la rigidez de los miembros estructurales. De acuerdo con este artículo, las rigideces de las vigas deben calcularse con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ($0.5I_g$) y las rigideces de las columnas con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto (I_g). En este trabajo, en el cálculo de I_g de las vigas no se tomó en cuenta el aporte de la losa a la rigidez de las vigas. De acuerdo con una encuesta levantada por Fuentes (2000), esta hipótesis es común en despachos de diseño estructural. La zona rígida de los nudos se modeló considerando un factor de 0.5.

Esta disposición no toma en cuenta que toda estructura nueva o que no haya sido afectada por un sismo importante se encuentra intacta y sin agrietamiento, y es precisamente en estas condiciones que debe resistir su primera excitación sísmica. Aunque la intención de esta disposición es buena, no puede generalizarse su aplicación pues esto podría llevar en algunos casos a diseños inseguros. Para considerar de manera correcta el efecto del agrietamiento de las vigas y tener así diseños más seguros, debe observarse la ubicación de los periodos fundamental y de orden superior de la estructura dentro del espectro de diseño sísmico de interés (Tena, 2003).

Cuando se considera que las trabes de una estructura están agrietadas, la rigidez de la estructura disminuye y sus periodos fundamental y de orden superior aumentan; sin embargo, esto no necesariamente redundará en un aumento de las fuerzas laterales de diseño. Si el periodo fundamental de la estructura se encuentra cerca del final de la meseta del espectro para diseño sísmico un aumento en el periodo podría llevarlo más allá del periodo característico T_b , ubicándolo en la zona de la caída de las ordenadas espectrales lo cual derivaría en la obtención de demandas sísmicas menores, teniendo así diseños inseguros lo cual es contrario al espíritu de la disposición 1.3.1 (Tena, 2003).

Por otra parte, si se aplicara esta disposición tal y como se establece en la norma, la satisfacción de las distorsiones de entrepiso permisibles sólo se daría con secciones estructurales muy robustas.

Basándose en estas ideas, se consideraron dos modelos de análisis para cada uno de los seis modelos estudiados en esta tesis, uno en el cual se modeló a los miembros estructurales sin agrietamiento y otro en el cual se modeló el agrietamiento de las vigas, tomando el momento de inercia de las mismas igual a la mitad del momento de inercia de la sección bruta, tal y como se establece en el artículo 1.3.1 de la propuesta de NTCC-01 (2001). Como se mencionó anteriormente, en los modelos de análisis estructural se consideraron las secciones de las vigas rectangulares; no se tomó en cuenta la participación de la losa ya que al no establecer las normas una disposición a este respecto es precisamente de esta manera que se realiza en muchos despachos de cálculo.

Con los modelos que no tomaban en cuenta el agrietamiento de las vigas se revisó el cumplimiento de las distorsiones de entrepiso permisibles por el cuerpo principal o el Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01, según el caso. También se determinaron para estos modelos las demandas preliminares de refuerzo para los miembros estructurales.

Reconociendo que las vigas pueden sufrir agrietamiento durante o después de un sismo, lo cual provoca una disminución en la rigidez y un aumento en el periodo de la estructura, se hizo una revisión final de los diseños empleando para cada uno el modelo que tomaba en cuenta el agrietamiento de las vigas. Los suministros de refuerzo quedaron así definidos de tal suerte que se satisficieran simultáneamente las demandas de ambos modelos, considerando el agrietamiento de las vigas y sin considerar el agrietamiento de las vigas.

Es importante mencionar que otro de los efectos del agrietamiento de las estructuras es el aumento del amortiguamiento y los espectros para diseño sísmico ofrecidos por la propuesta de NTCS-01 (2001) están deducidos para un valor fijo de 5 % del amortiguamiento crítico, por lo que no se puede capturar bien este efecto.

En las tablas 3.2 a 3.9 se observan las características dinámicas de cada uno de los seis modelos, bajo condición no agrietada y agrietada, así como los cortantes basales correspondientes.

Aunque para los seis modelos de estudio se tuvieron aumentos en los periodos al considerar el agrietamiento de las vigas, ninguno de los periodos de estos modelos se ubicó más allá del final de las mesetas de los espectros para diseño sísmico del cuerpo principal o del Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001).

El cambio en las propiedades dinámicas de la estructura, en particular el aumento de los periodos bajo el contexto de los espectros que se utilizaron en este estudio, llevó a pensar que bajo condición agrietada aumentarían las demandas de refuerzo para las vigas y las columnas, pues era evidente que los efectos de modos de vibración superiores se harían más importantes al acercarse los periodos respectivos a la meseta o caer inclusive dentro de ella mientras el periodo fundamental se mantenía en la meseta.

Esta conclusión resultó ser muy precipitada pues no fue el efecto del cambio de las propiedades dinámicas del edificio lo que rigió en la determinación de las demandas de refuerzo.

Para el diseño de las trabes de los seis modelos (DQ3CP, DQ3AA, DQ4CP, DQ4CP1.7, DQ4AA y DQ4AA1.7) rigió siempre el modelo de análisis en que no se consideró el agrietamiento de las vigas; sin embargo, para el diseño de las columnas de todos los modelos rigió siempre el modelo de análisis en el que se consideró el agrietamiento de las vigas.

Este resultado parece lógico si se considera que las vigas bajo condición agrietada poseen menos rigidez que bajo condición no agrietada, razón por la cual las columnas que mantienen su rigidez original tienden a tomar mayores fuerzas cuando las vigas se agrietan, mientras que las vigas agrietadas tienden a un estado más relajado en cuanto a fuerzas internas, pues por su menor rigidez toman menos fuerza.

Para los seis modelos en estudio, la influencia de los modos de vibración superiores fue mínima, razón por la cual rigió el efecto de redistribución de fuerzas internas arriba comentado en la determinación de las demandas de refuerzo de los miembros estructurales.

Las distorsiones de entrepiso experimentadas por las estructuras en las que se modeló el agrietamiento de las vigas fueron en todos los casos superiores a las asociadas a los modelos que consideraban las secciones transversales brutas, excediendo en los primeros entrepisos el límite $\gamma = 0.012$ estipulado en la propuesta de NTCS-01 (2001), y requiriéndose de secciones transversales muy robustas para su cumplimiento.

Con respecto al análisis sísmico, las fuerzas laterales de los seis modelos se determinaron con el programa ECOgcW versión 2.06 (Corona, 2003) mediante un análisis dinámico modal espectral y se tomó en cuenta el efecto de los primeros nueve modos naturales de vibración. En todos los casos resultó que los periodos del tercer modo de vibración estaban por debajo del valor $T = 0.4$; sin embargo, se utilizaron los tres primeros modos naturales de vibración en translación de acuerdo con la disposición 9.1 de la propuesta de NTCS-01 (2001). En las figuras 3.3 a 3.5 se muestran esquemáticamente los tres primeros modos de vibración.

En el análisis se tomó en cuenta el efecto de la excentricidad accidental, trasladando transversalmente $\pm 0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes en cada dirección de análisis y en ambos ejes. El programa ECOgcW versión 2.06 (Corona, 2003) genera los estados de carga SIFx1, SIFx2, SIFy1 y SIFy2 que corresponden a las fuerzas en cada dirección de sismo aplicadas con la excentricidad estipulada por el reglamento, dando esto como resultado que se tuvieran 33 combinaciones de carga para el diseño, las cuales se muestran en la tabla 3.10.

3.2.2 Espectros para diseño sísmico

Se consideró que el edificio se encuentra ubicado en la subzona III_b, pues a ésta le corresponde el espectro de diseño con mayor coeficiente sísmico, y en esta zona está ubicada la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), y el estudio utilizará uno de los acelerogramas registrados en el sitio SCT durante los sismos de septiembre de 1985. Además, en las tablas 3.2 a 3.9 se observa que los periodos fundamentales de los seis modelos están comprendidos en la meseta de dicho espectro, por lo que el edificio estará sujeto a las máximas demandas sísmicas y el estudio corresponderá a una situación crítica.

De esta manera, para el espectro de diseño sísmico del cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) se obtuvo el coeficiente de aceleración del terreno $a_0 = 0.11$, el coeficiente sísmico $c = 0.45$, los periodos característicos $T_a = 0.85$ seg. y $T_b = 3$ seg. y $r = 2$.

Para definir el espectro para diseño sísmico del Apéndice Normativo A se adoptó como periodo dominante más largo del terreno el valor $T_s = 2$ seg (periodo registrado en el acelerograma SCT-EW del sismo de 1985); quedando así el coeficiente de aceleración del terreno $a_0 = 0.25$, el coeficiente sísmico $c = 1.2$, el coeficiente $k = 0.35$ y los periodos característicos $T_a = 1.175$ seg. y $T_b = 2.4$ seg.

Como se mencionó anteriormente, no se consideró la interacción suelo-estructura, por lo cual el factor de reducción por amortiguamiento suplementario se tomó igual a uno, $\beta = 1$.

En la figura 3.10 se muestran los espectros elásticos para diseño sísmico del cuerpo principal y del Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) así como los espectros reducidos para cada caso con $Q = 3$ ó 4 . En esta figura puede verse que aunque la meseta del espectro elástico del Apéndice Normativo A es mucho más alta que aquella asociada al espectro elástico del cuerpo principal, al aplicar las reducciones por ductilidad y sobrerresistencia los espectros reducidos son muy parecidos, al menos para periodos menores a 2.4 segundos.

Las ordenadas espectrales reducidas asociadas al Apéndice Normativo A son menores a las correspondientes al espectro del cuerpo principal tanto para $Q = 3$ como para $Q = 4$, por lo cual se puede aseverar que los modelos analizados sísmicamente conforme a los planteamientos del Apéndice Normativo A estarán sujetos a fuerzas sísmicas menores que aquellos modelos diseñados de acuerdo con el cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001). En las tablas 3.2 a 3.9 se muestran las características dinámicas de cada modelo y los cortantes basales de diseño, comprobándose que efectivamente esto sucede pues los cortantes basales correspondientes a los modelos analizados sísmicamente con el Apéndice Normativo A (DQ3AA, DQ4AA y DQ4AA1.7) son menores que los correspondientes a los modelos en que se empleó el cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) (DQ3CP, DQ4CP y DQ4CP1.7).

En la figura 3.10 puede verse además, que la meseta del espectro para diseño sísmico del Apéndice Normativo A es menos extensa que la correspondiente al cuerpo principal de las NTCS-04, lo cual da una idea más precisa de la ubicación del periodo dominante más largo del terreno T_s .

3.2.3 Distorsiones de entrepiso permisibles

Como se supuso que los elementos no estructurales estarán perfectamente desligados de la estructura, en el caso de los modelos analizados sísmicamente conforme al cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) (modelos DQ3CP, DQ4CP y DQ4CP1.7) se adoptó como distorsión de entrepiso límite el valor:

$$\gamma_Q = 0.012 \quad (3.1)$$

donde:

γ = Distorsión de entrepiso producida por las acciones sísmicas calculadas con las ordenadas espectrales reducidas por ductilidad

$Q =$ Factor de comportamiento sísmico

Para los modelos en los que se realizó el análisis sísmico de acuerdo con el planteamiento del Apéndice Normativo A (modelos DQ3AA, DQ4AA y DQ4AA1.7) se revisó que la rigidez lateral de la estructura fuera adecuada para cumplir con las dos condiciones que allí se establecen para limitar los daños a elementos no estructurales y tener seguridad contra el colapso.

Para limitación de daño a elementos no estructurales debe cumplirse la condición:

$$\gamma \left(\frac{Q'R}{7} \right) \leq 0.004 \quad (3.2)$$

donde:

- $\gamma =$ Distorsión de entrepiso producida por las acciones sísmicas calculadas con las ordenadas espectrales reducidas por ductilidad y sobrerresistencia
- $Q' =$ Factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño
- $R =$ Factor de reducción por sobrerresistencia

Para seguridad contra el colapso de marcos dúctiles de concreto reforzado (diseñados con $Q = 3$ ó 4) debe revisarse que:

$$\gamma(QR) \leq 0.030 \quad (3.3)$$

donde:

- $\gamma =$ Distorsión de entrepiso producida por las acciones sísmicas calculadas con las ordenadas espectrales reducidas por ductilidad y sobrerresistencia
- $Q =$ Factor de comportamiento sísmico
- $R =$ Factor de reducción por sobrerresistencia

En las desigualdades 3.2 y 3.3 los parámetros Q' y R son función del periodo fundamental de la estructura; sin embargo, el periodo T de los modelos DQ3AA, DQ4AA y DQ4AA1.7 (tablas 3.4, 3.5, 3.8 y 3.9) está comprendido en la meseta del espectro para diseño sísmico del Apéndice Normativo A, lugar en el cual los parámetros Q' y R no dependen del periodo fundamental de la estructura y adoptan los valores:

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{K}} \quad (3.4)$$

$$R = 2 \quad (3.5)$$

Sustituyendo en la ecuación 3.4 se tiene para $Q = 4$:

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{K}} = 1 + \frac{4-1}{\sqrt{0.35}} = 6.07$$

y para $Q = 3$

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{K}} = 1 + \frac{3-1}{\sqrt{0.35}} = 4.38$$

Para $Q = 3$ ó 4 , R adopta el valor constante:

$$R = 2$$

De esta manera, en la revisión de rigidez lateral de la estructura conforme al Apéndice Normativo A para los modelos DQ3AA, DQ4AA y DQ4AA1.7 rige la revisión para evitar el daño a elementos no estructurales sobre la de seguridad contra el colapso. En las figuras 3.6 a 3.9 se presentan las distorsiones de entrepiso, donde se observa que el límite para el sismo intenso asociado al estado límite de seguridad $\gamma_{QR} = 0.03$ correspondiente a marcos dúctiles de concreto reforzado luce muy alto.

Meli (2003), considera que no tiene sentido tener un procedimiento para análisis sísmico más elaborado como el del Apéndice Normativo A, el cual pretende ser más transparente y racional, si valores como el siete (7) de la expresión 3.2 que sugiere que las demandas sísmicas asociadas al sismo de servicio serán del orden de un séptimo de las correspondientes al sismo de diseño y la expresión para calcular el factor de reducción por sobrerresistencia R establecida en el Apéndice Normativo A no tienen justificación y están calibrados para arrojar resultados similares a los del cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001).

3.2.4 Consideraciones para el diseño estructural

El criterio para determinar el tamaño de las secciones transversales de columnas y vigas fue satisfacer con poco pero sin salirse de lo práctico y entrar en lo inconstruible, las distorsiones de entrepiso permisibles en el cuerpo principal o el Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) según se estuviera analizando sísmicamente el edificio con uno u otro método, a la vez que las secciones obtenidas admitían el refuerzo necesario dentro de los límites establecidos en la propuesta de NTCC-01 (2001) para tener la resistencia requerida. Esto con la finalidad de que los resultados del estudio correspondan a una situación límite o crítica. De esta manera, la sección transversal de las columnas se varió cada cinco niveles.

En un principio, como el edificio tiene forma rectangular, se pensó en utilizar columnas rectangulares orientadas de tal manera que su momento de inercia mayor coincidiera con el lado corto del edificio para dar mayor rigidez global al edificio en esta dirección; sin embargo, como se notó posteriormente que las vigas en la dirección corta demandaban de grandes secciones fue posible utilizar columnas cuadradas ya que al ser un edificio estructurado con marcos momento-resistentes la rigidez lateral de la estructura en la dirección corta aumentó notablemente con el aumento de las secciones transversales de las trabes en esta dirección.

El hecho de que las vigas paralelas a la dirección y resultaran con una sección importante, le confirió al edificio una rigidez lateral mayor en este sentido que en el largo, lo cual se evidencia con las distorsiones de entrepiso que sufre la estructura con las secciones elegidas (figuras 3.6 a 3.9).

Las trabes paralelas al eje y de todos los modelos (DQ3CP, DQ3AA, DQ4CP, DQ4CP1.7, DQ4AA y DQ4AA1.7) tuvieron problemas con resistencia a fuerza cortante porque reciben la descarga de las vigas secundarias, por lo cual están sometidas a cortantes elevados. Este problema fue más frecuente en los primeros entrepisos, lugar donde el cortante debido a sismo es mayor.

Como una alternativa de solución, se optó por aumentar la base de las vigas paralelas al eje y . No se intentó cumplir esta disposición mediante un incremento en el peralte para no tener afectaciones arquitectónicas. Por supuesto, se cuidó que las proporciones de las vigas cumplieran con los requisitos geométricos de vigas de marcos dúctiles, de la sección 7.2.1 de la propuesta de NTCC-01 (2001).

Al resultar las vigas paralelas al eje y con secciones importantes y por ende con resistencia a flexión alta, fueron las que demandaron una mayor resistencia a flexión de las columnas en que se conectan.

Las dimensiones de las vigas paralelas al eje x fueron establecidas para dar rigidez lateral en ese sentido a la estructura. Para su dimensionamiento no rigieron los criterios de resistencia, sino que se buscó tener secciones

tales que no fuera necesario incrementar las dimensiones de las columnas para cumplir con las distorsiones de entrepiso permisibles por el reglamento. Como se mencionó arriba, aunque la dirección x corresponde al lado largo del edificio resultó ser finalmente la dirección más flexible, por lo que si se hubieran adoptado secciones menores de trabes en esta dirección, aunque hubieran admitido el refuerzo longitudinal y transversal dentro de los límites permisibles teniendo la resistencia requerida, hubiera sido necesario incrementar la sección de las columnas en este sentido para cumplir con las distorsiones de entrepiso permisibles.

Para el diseño y detallado de los elementos estructurales de los seis modelos se aplicaron las disposiciones para marcos dúctiles de la propuesta de NTCC-01 (2001).

En el diseño de trabes por fuerza cortante, así como para el diseño de las columnas por flexocompresión y cortante se empleó siempre el método riguroso de la propuesta de NTCC-01 (2001) que se basa en los principios de diseño por capacidad (*figura 2.3 del capítulo dos*).

No se utilizó el método alterno que ofrece la propuesta de NTCC-01 (2001) para el diseño de marcos dúctiles, que consiste en diseñar para las fuerzas internas provenientes del análisis utilizando factores de resistencia más severos, pues se ha demostrado en estudios recientes (Luna, 1999) que no es equivalente al método riguroso, ya que conduce a un mayor consumo de acero de refuerzo y en algunos casos a un aumento de las secciones requeridas, provocando que el comportamiento dinámico de ambos métodos no sea equivalente e inclusive, de acuerdo con Luaces (1995), la adopción del método alterno puede derivar en mecanismos de falla últimos de naturaleza frágil.

Para la revisión de la resistencia a flexión mínima de las columnas de la sección 7.3.2 de la propuesta de NTCC-01 (2001) se tomó la carga axial correspondiente a la combinación que rigió para el diseño. Es importante mencionar que ni la propuesta de NTCC-01 (2001) ni las NTCC-04 (2004) o versiones anteriores, indican qué carga axial debe adoptarse para realizar esta revisión.

Como es bien sabido, la resistencia a flexión de una columna depende de la fuerza axial actuante, por lo que es muy importante fijar un criterio razonable en cuanto a qué carga axial tomar para realizar esta revisión.

La carga axial de la combinación que rigió para el diseño podría estar asociada a la mayor resistencia a flexión de la columna, lo cual podría ser inseguro si se toma en cuenta que en el instante de formación de las articulaciones plásticas de las vigas que se conectan a la columna en el intervalo inelástico la carga axial puede ser muy distinta. De hecho, es difícil saber qué fuerzas internas actúan en la estructura cuando ésta se encuentra en una situación tal que ha comenzado en un nudo la plastificación de las vigas que allí se conectan.

Podría pensarse en elegir de entre todas las combinaciones de carga la fuerza axial que lleve a un momento flexionante resistente menor; sin embargo, esto no es del todo seguro pues probablemente la fuerza que actúe sobre la columna en el instante de plastificación de las vigas será muy distinta a cualquiera de las obtenidas de las combinaciones de carga. Por otra parte, sería muy complicado buscar para cada columna, de entre todas las combinaciones de carga consideradas, la que derive en una resistencia a flexión menor de la columna.

Otra opción sería realizar esta revisión considerando una fuerza axial nula o inclusive fuerzas de tensión, pero podría resultar muy conservador el proceder de esta manera, ya que sólo algunas columnas ubicadas en las esquinas y en los primeros entrepisos suelen estar sometidas a fuerzas axiales de tensión.

En estudios recientes (Luna y Tena, 2002) en que se han analizado y comparado las disposiciones de las NTCC-96 con las de otros reglamentos internacionales como el ACI, UBC y CAN se ha observado que el valor mínimo de resistencia a flexión de las columnas establecido por las NTCC-96 y que se ha mantenido en las NTCC-04 (2004), con el propósito de reducir la posibilidad de fluencia en las columnas luce conservador.

La expresión para evaluar la resistencia mínima a flexión en columnas en todos los reglamentos tiene la forma:

$$\sum M_e \geq \alpha \sum M_g \quad (3.6)$$

donde:

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

$\sum M_g$ = suma de momentos al paño del nudo, 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 el reglamento CAN $\alpha = 1.1$ y en los códigos ACI y UBC $\alpha = 1.2$, mientras que en las NTCC-04 (2004) $\alpha = 1.5$.

Quizás sea esta la razón por la cual las NTCC-04 (2004) no tengan el cuidado de especificar con qué carga axial debe efectuarse la revisión de resistencia mínima a flexión de las columnas. Sin embargo, sería conveniente fijar un criterio razonable en este sentido para uniformizar la aplicación de este requisito.

Con respecto al diseño de las uniones viga-columna, vale la pena aclarar que en los modelos estudiados no se revisó la resistencia a cortante del nudo, reconociendo que un diseño apegado rigurosamente a las disposiciones del Reglamento debería contemplar esta revisión.

Tabla 3.1 Nomenclatura para la identificación de los modelos

Diseño	Factor de comportamiento sísmico Q empleado	Método de análisis sísmico, conforme a la propuesta de NTCS-01 (2001), basado en:	¿Se aplican en el diseño de columnas las disposiciones relacionadas con el factor 1.7?	Nomenclatura para su identificación
1	3	Cuerpo principal	No aplica	DQ3CP
2	3	Apéndice Normativo A	No aplica	DQ3AA
3	4	Cuerpo principal	No	DQ4CP
4	4	Cuerpo principal	Sí	DQ4CP1.7
5	4	Apéndice Normativo A	No	DQ4AA
6	4	Apéndice Normativo A	Sí	DQ4AA1.7

**Tabla 3.2 Características dinámicas y cortantes basales del modelo DQ3CP
(considerando secciones brutas)**

$W_T = 11078.8 T$		dirección x			dirección y			Cortantes basales	
Modo	Período T (s)	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	$V_x(T)$	$V_y(T)$
1	1.59	8496.10	76.69	76.69	0	0	0	1274.42	0
2	1.06	0	0	76.69	8295.90	74.88	74.88	0	1244.38
3	0.89	0	0	76.69	0	0	74.88	0	0
4	0.54	1162.80	10.50	87.18	0	0	74.88	167.44	0
5	0.39	0	0	87.18	1382.50	12.48	87.36	0	192.87
6	0.33	0	0	87.18	0	0	87.36	0	0
7	0.31	461.70	4.17	91.35	0	0	87.36	62.84	0
8	0.23	0	0	91.35	509.50	4.60	91.96	0	67.42
9	0.21	257.50	2.32	93.67	0	0	91.96	33.68	0
Suma		10378.10	93.67		10187.90	91.96	COMB.	1289.01	1263.14

**Tabla 3.3 Características dinámicas y cortantes basales del modelo DQ3CP
(considerando secciones agrietadas)**

$W_T = 11078.8 T$		dirección x			dirección y			Cortantes basales	
Modo	Período T (s)	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	$V_x(T)$	$V_y(T)$
1	2.13	8356.00	75.42	75.42	0	0	0	1253.40	0
2	1.34	0	0	75.42	8319.40	75.09	75.09	0	1247.90
3	1.16	0	0	75.42	0	0	75.09	0	0
4	0.70	1167.90	10.54	85.96	0	0	75.09	172.26	0
5	0.49	0	0	85.96	1268.80	11.45	86.54	0	181.16
6	0.42	0	0	85.96	0	0	86.54	0	0
7	0.39	476.90	4.30	90.27	0	0	86.54	66.45	0
8	0.29	0	0	90.27	494.30	4.46	91.01	0	66.96
9	0.25	291.40	2.63	92.90	0	0	91.01	38.83	0
Suma		10292.20	92.90		10082.40	91.01	COMB	1269.12	1264.72

**Tabla 3.4 Características dinámicas y cortantes basales del modelo DQ3AA
(considerando secciones brutas)**

$W_T = 11234.2 T$		dirección x			dirección y			Cortantes basales	
Modo	Período T (s)	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	$V_X(T)$	$V_Y(T)$
1	1.50	8664.30	77.12	77.12	0	0	0	1186.90	0
2	1.06	0	0	77.12	8461.80	75.32	75.32	0	1159.15
3	0.89	0	0	77.12	0	0	75.32	0	0
4	0.51	1182.10	10.52	87.65	0	0	75.32	154.51	0
5	0.39	0	0	87.65	1389.00	12.36	87.69	0	176.72
6	0.32	0	0	87.65	0	0	87.69	0	0
7	0.29	458.40	4.08	91.73	0	0	87.69	56.64	0
8	0.23	0	0	91.73	498.00	4.43	92.12	0	60.13
9	0.19	260.80	2.32	94.05	0	0	92.12	31.00	0
Suma		10565.70	94.05		10348.90	92.12		1200.15	1175.92

**Tabla 3.5 Características dinámicas y cortantes basales del modelo DQ3AA
(considerando secciones agrietadas)**

$W_T = 11234.2 T$		dirección x			dirección y			Cortantes basales	
Modo	Período T (s)	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	$V_X(T)$	$V_Y(T)$
1	2.01	8533.50	75.96	75.96	0	0	0	1168.98	0
2	1.47	0	0	75.96	8486.60	75.54	75.54	0	1162.54
3	1.23	0	0	75.96	0	0	75.54	0	0
4	0.66	1176.80	10.47	86.44	0	0	75.54	157.72	0
5	0.53	0	0	86.44	1243.90	11.07	86.61	0	163.21
6	0.44	0	0	86.44	0	0	86.61	0	0
7	0.37	476.70	4.24	90.68	0	0	86.61	60.31	0
8	0.31	0	0	90.68	487.00	4.33	90.95	0	60.62
9	0.24	302.30	2.69	93.37	0	0	90.95	36.63	0
Suma		10489.30	93.37		10217.40	90.95		1183.13	1177.18

Tabla 3.6 Características dinámicas y cortantes basales de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 (considerando secciones brutas)

$W_T = 10360.1 T$		dirección x			dirección y			Cortantes basales	
Modo	Período T (s)	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	$V_x(T)$	$V_y(T)$
1	1.61	7834.10	75.62	75.62	0	0	0	881.34	0
2	1.17	0	0	75.62	7411.50	71.54	71.54	0	833.80
3	0.98	0	0	75.62	0	0	71.54	0	0
4	0.56	1158.10	11.18	86.80	0	0	71.54	130.28	0
5	0.44	0	0	86.80	1537.30	14.84	86.38	0	172.95
6	0.37	0	0	86.80	0	0	86.38	0	0
7	0.33	449.30	4.34	91.13	0	0	86.38	50.55	0
8	0.26	0	0	91.13	513.30	4.96	91.33	0	57.75
9	0.22	239.00	2.31	93.44	0	0	91.33	26.88	0
Suma		9680.50	93.44		9462.20	91.33		894.18	855.50

Tabla 3.7 Características dinámicas y cortantes basales de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 (considerando secciones agrietadas)

$W_T = 10360.1 T$		dirección x			dirección y			Cortantes basales	
Modo	Período T (s)	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	$V_x(T)$	$V_y(T)$
1	2.15	7757.60	74.88	74.88	0	0	0	872.73	0
2	1.48	0	0	74.88	7472.00	72.12	72.12	0	840.60
3	1.26	0	0	74.88	0	0	72.12	0	0
4	0.73	1120.70	10.82	85.70	0	0	72.12	126.08	0
5	0.56	0	0	85.70	1421.00	13.72	85.84	0	159.86
6	0.47	0	0	85.70	0	0	85.84	0	0
7	0.41	445.10	4.30	89.99	0	0	85.84	50.07	0
8	0.33	0	0	89.99	478.70	4.62	90.46	0	53.85
9	0.27	272.70	2.63	92.63	0	0	90.46	30.67	0
Suma		9596.10	92.63		9371.60	90.46		885.04	859.17

Tabla 3.8 Características dinámicas y cortantes basales de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 (considerando secciones brutas)

$W_T = 10574.6 T$		dirección x			dirección y			Cortantes basales	
Modo	Período T (s)	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	$V_x(T)$	$V_y(T)$
1	1.52	8092.40	76.53	76.53	0	0	0	800.00	0
2	1.16	0	0	76.53	7708.90	72.90	72.90	0	762.09
3	0.96	0	0	76.53	0	0	72.90	0	0
4	0.53	1157.00	10.94	87.47	0	0	72.90	114.38	0
5	0.43	0	0	87.47	1501.40	14.20	87.10	0	148.42
6	0.36	0	0	87.47	0	0	87.10	0	0
7	0.30	444.20	4.20	91.67	0	0	87.10	43.92	0
8	0.25	0	0	91.67	484.00	4.58	91.68	0	47.85
9	0.20	238.90	2.26	93.93	0	0	91.68	23.61	0
Suma		9932.50	93.93		9694.30	91.68		810.88	779.51

Tabla 3.9 Características dinámicas y cortantes basales de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 (considerando secciones agrietadas)

$W_T = 10574.6 T$		dirección x			dirección y			Cortantes basales	
Modo	Período T (s)	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	W_{me}	$\%W_T$	$\%W_T$ acumulado	$V_x(T)$	$V_y(T)$
1	2.02	8009.70	75.74	75.74	0	0	0	791.82	0
2	1.48	0	0	75.74	7732.30	73.12	73.12	0	764.40
3	1.24	0	0	75.74	0	0	73.12	0	0
4	0.68	1124.80	10.64	86.38	0	0	73.12	111.19	0
5	0.55	0	0	86.38	1401.60	13.25	86.38	0	138.55
6	0.45	0	0	86.38	0	0	86.38	0	0
7	0.38	447.00	4.23	90.61	0	0	86.38	44.19	0
8	0.32	0	0	90.61	465.20	4.40	90.77	0	45.98
9	0.25	271.70	2.57	93.18	0	0	90.77	26.86	0
Suma		9853.20	93.18		9599.00	90.77		802.38	779.72

Tabla 3.10 Combinaciones de carga consideradas para el diseño

COMBINACIÓN	
DI 01	1.4 CM + 1.4 CVAm + 1.4 CVEm
DI 02	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 1.1 SIFx1 + 0.33.SIFy1
DI 03	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 1.1 SIFx1 - 0.33 SIFy1
DI 04	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 1.1 SIFx1 + 0.33 SIFy1
DI 05	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 1.1 SIFx1 - 0.33 SIFy1
DI 06	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 1.1 SIFx2 + 0.33 SIFy1
DI 07	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 1.1 SIFx2 - 0.33 SIFy1
DI 08	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 1.1 SIFx2 + 0.33 SIFy1
DI 09	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 1.1 SIFx2 - 0.33 SIFy1
DI 10	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 1.1 SIFx1 + 0.33 SIFy2
DI 11	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 1.1 SIFx1 - 0.33 SIFy2
DI 12	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 1.1 SIFx1 + 0.33 SIFy2
DI 13	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 1.1 SIFx1 - 0.33 SIFy2
DI 14	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 1.1 SIFx2 + 0.33 SIFy2
DI 15	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 1.1 SIFx2 - 0.33 SIFy2
DI 16	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 1.1 SIFx2 + 0.33 SIFy2
DI 17	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 1.1 SIFx2 - 0.33 SIFy2
DI 18	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 0.33 SIFx1 + 1.1 SIFy1
DI 19	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 0.33 SIFx1 - 1.1 SIFy1
DI 20	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 0.33 SIFx1 + 1.1 SIFy1
DI 21	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 0.33 SIFx1 - 1.1 SIFy1
DI 22	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 0.33 SIFx2 + 1.1 SIFy1
DI 23	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 0.33 SIFx2 - 1.1 SIFy1
DI 24	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 0.33 SIFx2 + 1.1 SIFy1
DI 25	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 0.33 SIFx2 - 1.1 SIFy1
DI 26	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 0.33 SIFx1 + 1.1 SIFy2
DI 27	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 0.33 SIFx1 - 1.1 SIFy2
DI 28	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 0.33 SIFx1 + 1.1 SIFy2
DI 29	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 0.33 SIFx1 - 1.1 SIFy2
DI 30	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 0.33 SIFx2 + 1.1 SIFy2
DI 31	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi + 0.33 SIFx2 - 1.1 SIFy2
DI 32	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 0.33 SIFx2 + 1.1 SIFy2
DI 33	1.1 CM + 1.1 CVEi + 1.1 CVAi - 0.33 SIFx2 - 1.1 SIFy2

El significado de los términos empleados en esta tabla es:

- CM = Carga muerta
- CVAm = Carga viva máxima en azotea
- CVEm = Carga viva máxima en entresijos
- CVAi = Carga viva instantánea en azotea
- CVEi = Carga viva instantánea en entresijos
- SIFx1 = Fuerza sísmica en la dirección x, aplicada con la excentricidad + 0.1b
- SIFx2 = Fuerza sísmica en la dirección x, aplicada con la excentricidad - 0.1b
- SIFy1 = Fuerza sísmica en la dirección y, aplicada con la excentricidad + 0.1b
- SIFy2 = Fuerza sísmica en la dirección y, aplicada con la excentricidad - 0.1b

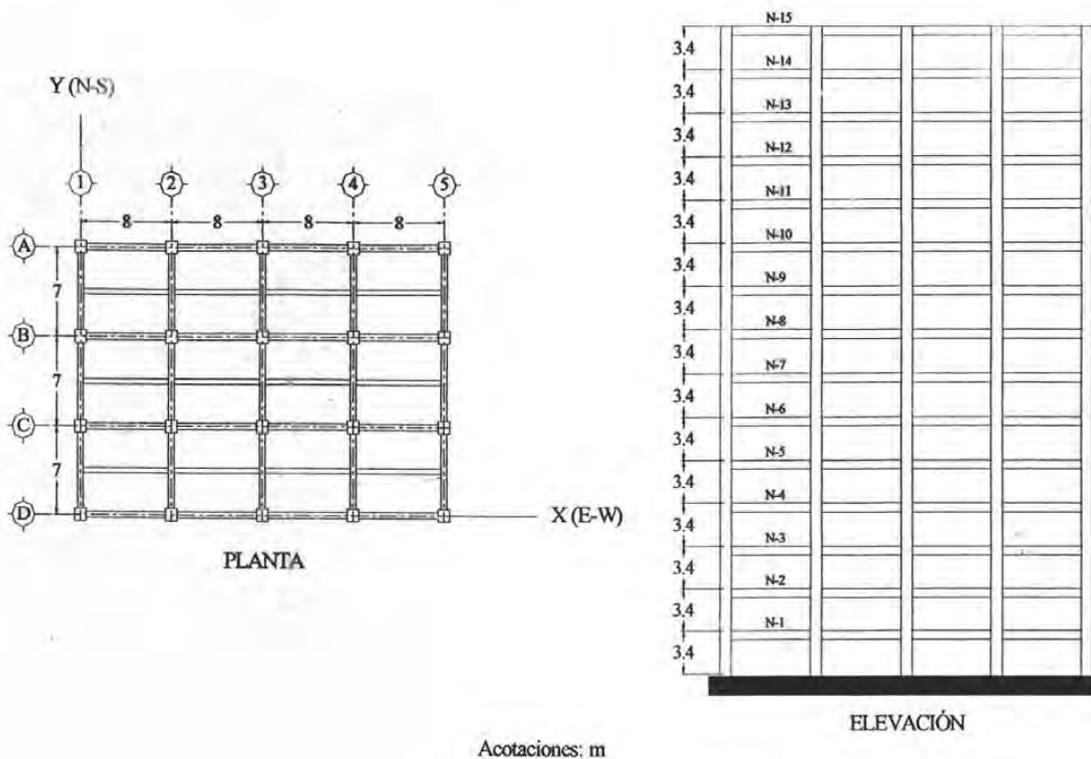


Figura 3.1 Edificio en estudio

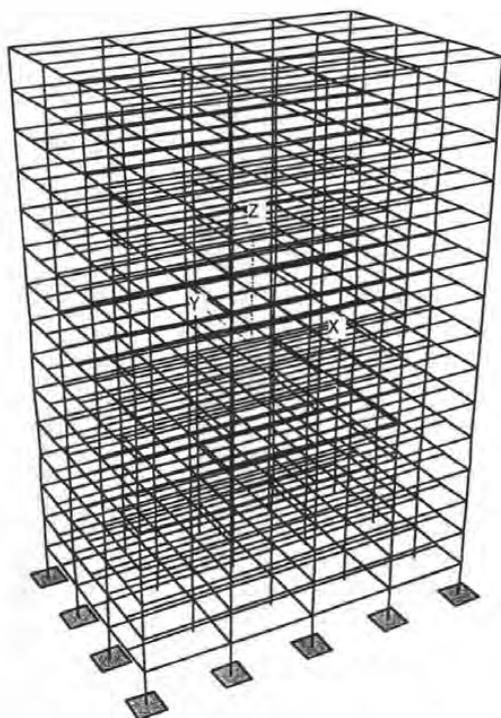


Figura 3.2 Modelo tridimensional

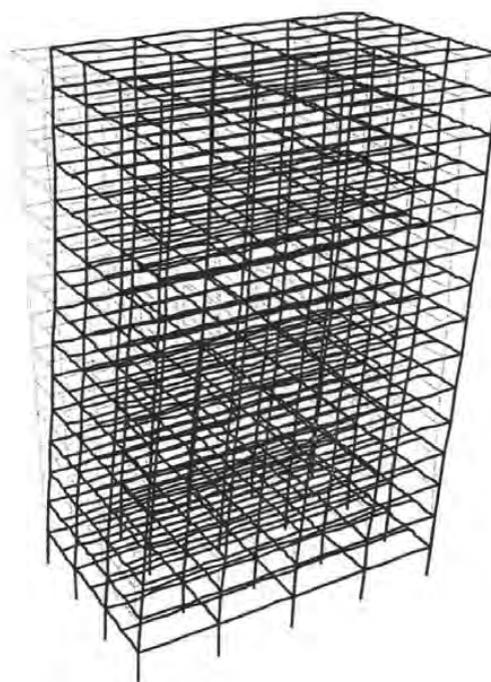


Figura 3.3 Primer modo de vibración, translación paralela al eje x

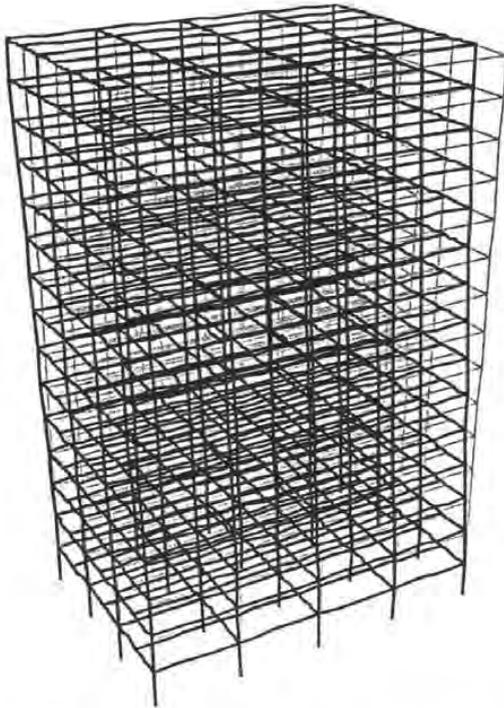


Figura 3.4 Segundo modo de vibración, translación paralela al eje y

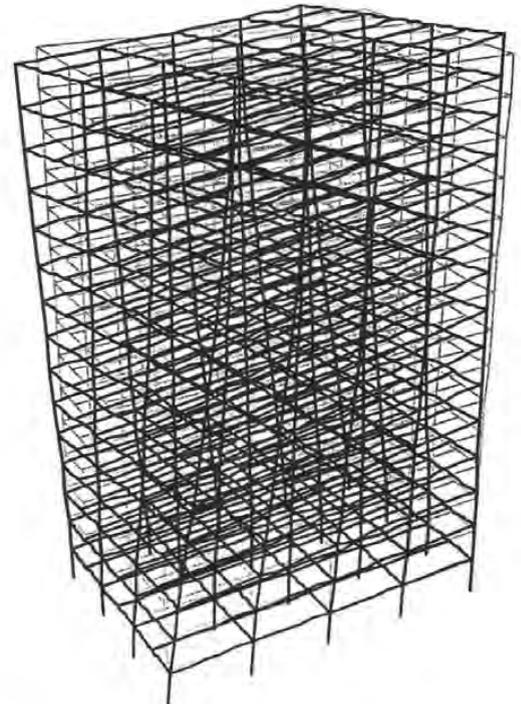
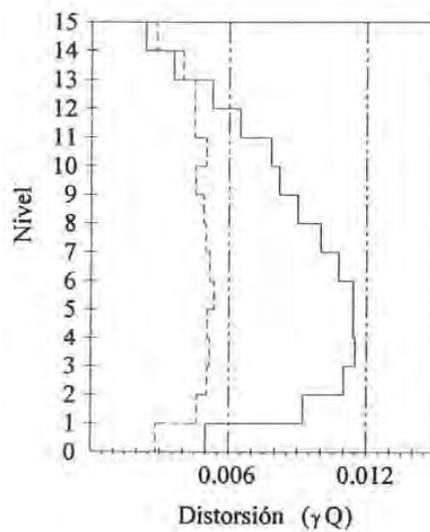


Figura 3.5 Tercer modo de vibración, rotación



- Distorsión en dirección x
- - - Distorsión en dirección y
- - - Límites del cuerpo principal de las NTCS-01

Figura 3.6 Distorsiones de entrepiso del modelo DQ3CP

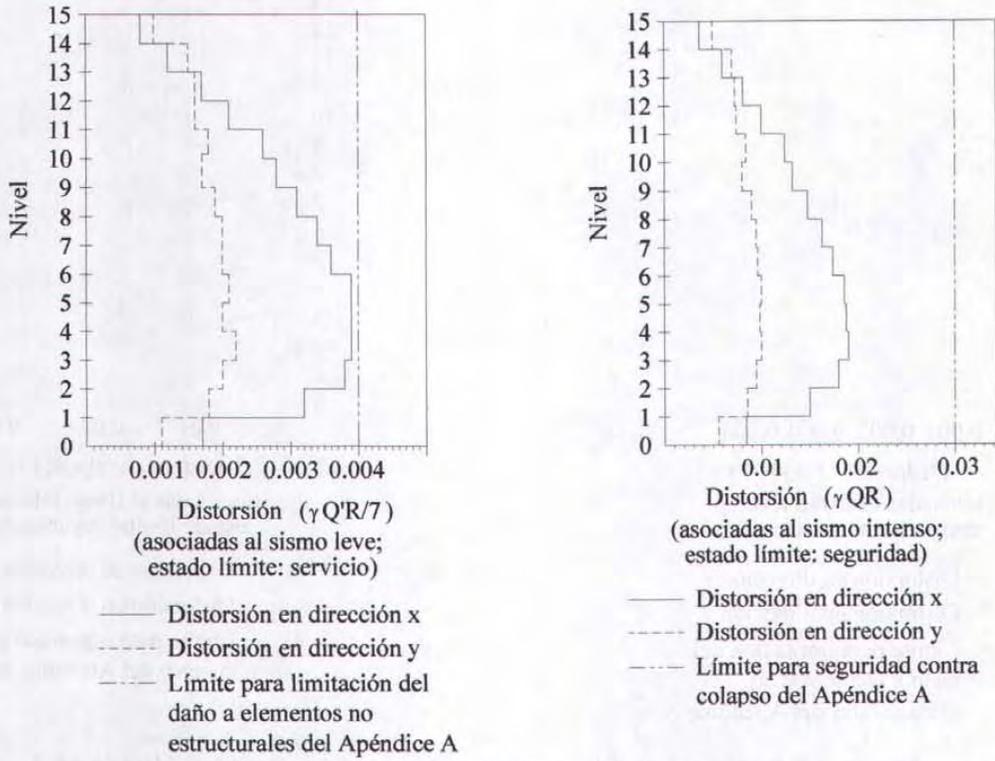


Figura 3.7 Distorsiones de entrepiso del modelo DQ3AA

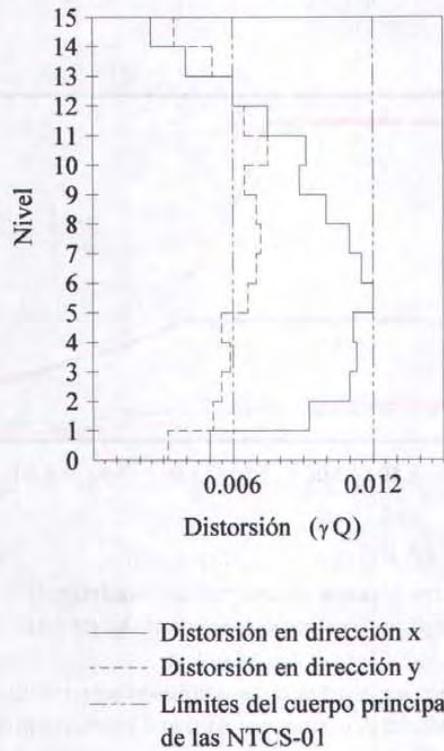


Figura 3.8 Distorsiones de entrepiso de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

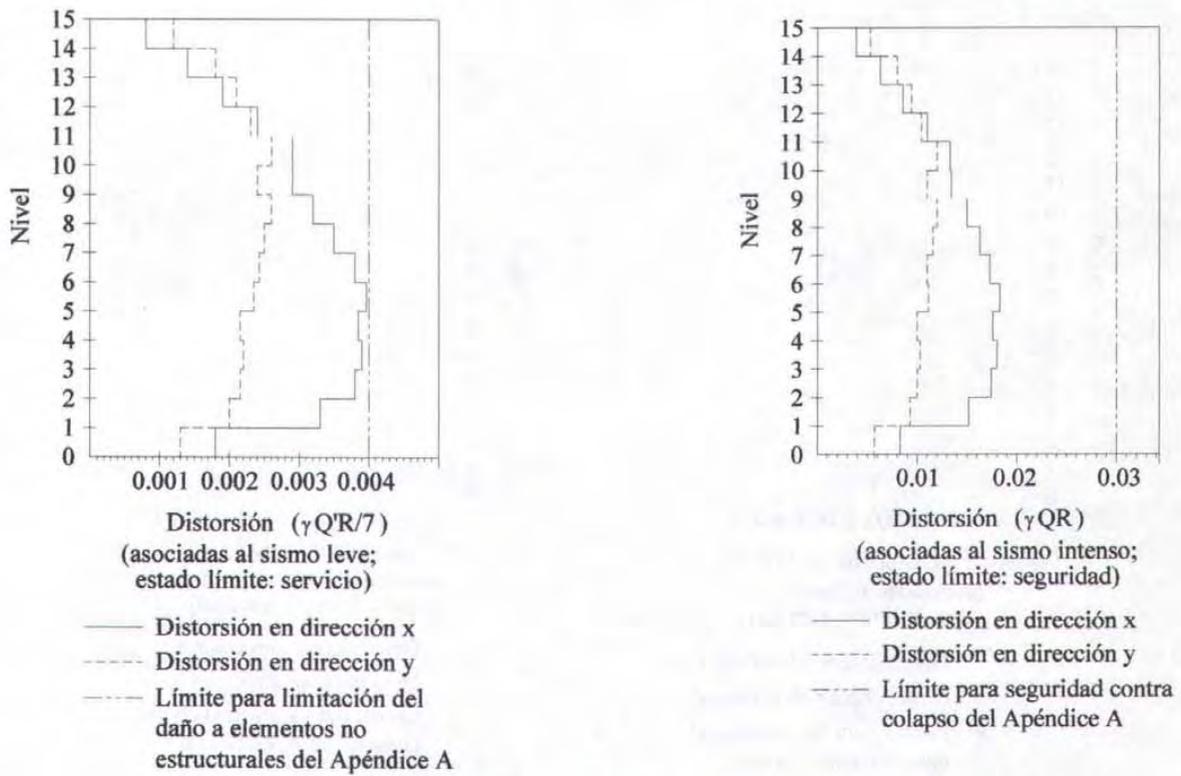


Figura 3.9 Distorsiones de entrepiso de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7

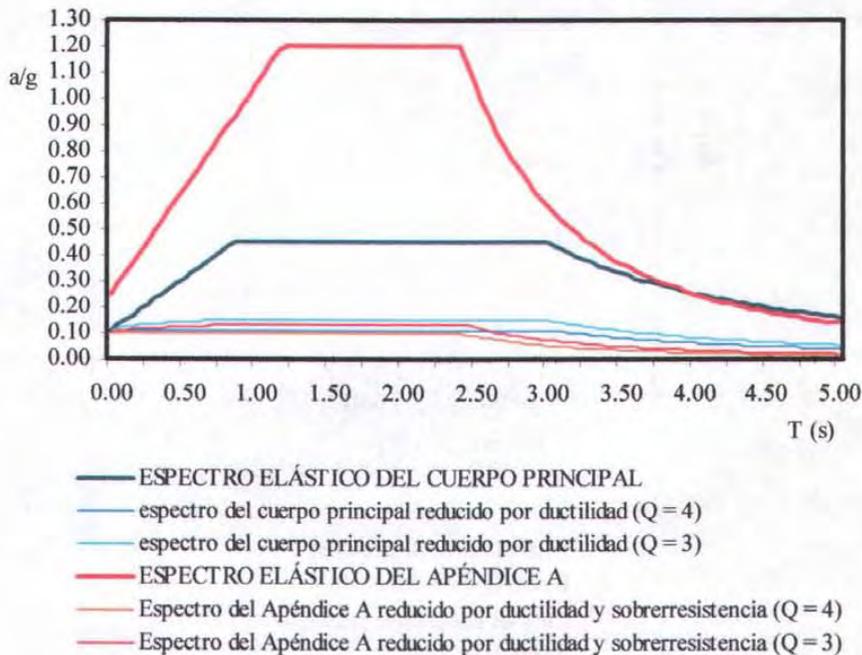


Figura 3.10 Espectros para diseño sísmico de la propuesta de NTCS-01 para la zona III_b

CAPÍTULO 4

DISEÑO DE LOS MODELOS CON $Q = 3$

4.1 Descripción de las secciones de diseño, modelo DQ3CP

Las secciones finales y refuerzo de los miembros estructurales del modelo en que se utilizó el factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ y en el que se aplicó lo dispuesto en el cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) para el análisis sísmico se resumen en las tablas 4.1 a 4.6.

En la tabla 4.1 se muestra la tipificación de las columnas y en la tabla 4.2 el refuerzo longitudinal y transversal suministrado. Las columnas son de tres secciones transversales, 105 x 105 cm (columnas C1) de los entrepisos uno a cinco, 95 x 95 cm (columnas C2) de los entrepisos seis a diez y 75 x 75 cm (columnas C3) de los entrepisos once a quince. En la figura 4.1 se muestran las secciones transversales con la disposición de refuerzo de las columnas de este modelo. El refuerzo longitudinal se encuentra en todos los casos uniformemente distribuido.

En las tablas 4.3 y 4.5 se muestra la tipificación de las vigas paralelas a las direcciones x y y respectivamente y en las tablas 4.4 y 4.6 los armados correspondientes.

En este modelo, al igual que en los otros cinco, siempre rigió para el suministro de refuerzo de las columnas el modelo en el cual se consideró a las vigas agrietadas, mientras que para diseño de las vigas siempre rigió el modelo en que se considera a las secciones brutas sin agrietamiento.

Aunque en la determinación de las secciones transversales de las columnas de los primeros entrepisos (columnas C1) rigieron los criterios de resistencia sobre los de deformación lateral, se obtuvieron distorsiones de entrepiso cercanas al límite. En la tabla 4.2 se observa que las columnas C1-R2 tienen refuerzo longitudinal cercano al máximo, mientras que en la figura 3.9 se ve que las distorsiones de los entrepisos cuatro, cinco y seis están cercanas al límite $\gamma_Q = 0.012$.

Al realizar la revisión de este modelo considerando el agrietamiento de las vigas, se observó que las columnas de las orillas del primer entrepiso no sólo demandaban una cantidad más alta de refuerzo sino también una mayor sección. La sección transversal de columnas de los primeros cinco entrepisos originalmente considerada, que cumplió con el diseño inicial sin considerar el agrietamiento era de 100 x 100 cm, por lo que fue necesario finalmente incrementarla hasta 105 x 105 cm; esto debido principalmente al contraste de rigidez relativo entre las trabes y las columnas.

Para el segundo grupo de columnas (columnas C2) rigieron los criterios de deformación sobre los de resistencia. Esto se evidencia en la tabla 4.2 donde se ve que las cuantías de refuerzo longitudinal de las columnas C2 están cercanas a la mínima, mientras que en la figura 3.9 se observa que las distorsiones de los entrepisos seis y siete presentan valores cercanos al límite. Para este grupo de columnas se había definido una sección de 90 x 90 cm, la cual proporcionaba a la estructura la rigidez lateral necesaria para cumplir con los desplazamientos de entrepiso permisibles a la vez que se podía alojar el refuerzo necesario para tener la resistencia requerida; sin embargo, al revisar bajo condición de vigas agrietadas estas columnas presentaban problemas de resistencia a cortante, razón por la cual fue necesario incrementar la sección para adoptar finalmente 95 x 95 cm.

Con el último grupo de columnas (columnas C3) no se tuvieron estos problemas, pues pasaban tanto por deformación como por resistencia. Sus dimensiones quedaron definidas más que nada por las dimensiones de las columnas que le anteceden, cuidando no realizar reducciones bruscas de sección para evitar concentraciones de esfuerzos.

Por su ubicación en elevación, las columnas C3 resultaron tener secciones pequeñas y cuantías de refuerzo longitudinal cercanas o iguales a la mínima $\rho = 0.01$ pues ni son muy exigidas para el cumplimiento de las distorsiones de entrepiso ni están sometidas a esfuerzos importantes, presentando cargas axiales bajas, todo lo cual provocó que algunas de ellas (columnas B1, C1, B2, C2, B4, C4, B5 y C5 de los entrepisos once a trece) tuvieran una resistencia a flexión reducida, inferior a la mínima estipulada en el artículo 7.3.2 de la propuesta de NTCC-01 (2001).

Las columnas B1, C1, B5 y C5 de los entrepisos seis a diez también tuvieron problemas para cumplir con esta disposición, ya que aunque no se encuentran en la parte superior del edificio, están ubicadas en la orilla del mismo, por lo que su área tributaria es pequeña y por ende la fuerza axial también. Esto aunado a que para su definición rigieron los criterios de deformación sobre los de resistencia, lo que implica que tengan cuantías de refuerzo bajas, redundando en una resistencia a flexión reducida para la columna.

De esta manera, estas columnas se diseñaron finalmente con la cuantía de refuerzo reportada en la tabla 4.2 para cumplir con la revisión de resistencia mínima a flexión de las columnas y no con la cuantía mínima que originalmente había resultado.

Las columnas de los primeros entrepisos cumplieron holgadamente con el requisito de resistencia mínima a flexión, ya que tienden a ser más robustas para cumplir con las distorsiones de entrepiso permisibles y por su ubicación en elevación están sometidas a esfuerzos importantes, lo cual lleva a que presenten porcentajes de acero altos; todo lo cual deriva en un momento flexionante resistente mayor ya que además la carga axial también es alta.

Aunque algunas de las columnas C1 que se encontraban debajo de las columnas superiores que presentaron problemas con el cumplimiento de la resistencia mínima a flexión cumplieron con la resistencia mínima a flexión armadas con el refuerzo mínimo, tuvieron que aumentar su cuantía de refuerzo para tener al menos el mismo número de varillas de las columnas superiores y evitar problemas de anclaje e índole constructiva.

El requisito de confinamiento del núcleo del concreto rigió la separación del refuerzo transversal en los extremos de las columnas.

Las vigas paralelas al eje y , al resultar con secciones grandes, tuvieron una resistencia a flexión importante, lo cual produjo una demanda de resistencia a flexión de las columnas en que se conectan también importante. Precisamente fueron las vigas paralelas al eje y las que motivaron el aumento de la cuantía de refuerzo de las columnas arriba mencionadas para dotarlas de la resistencia a flexión mínima.

Para la determinación de la sección transversal de estas vigas paralelas al eje y rigieron los criterios de resistencia al corte. La sección transversal de las mismas se varió en elevación con el fin de tener las dimensiones que fueran absolutamente necesarias y no dotar de sobrerresistencia a flexión excesiva a las vigas de los niveles superiores innecesariamente.

De esta manera se tuvieron tres secciones distintas; 75 x 100 cm (trabes T1) de los niveles uno al siete, 65 x 100 cm (trabes T2) de los niveles ocho a doce y 45 x 80 cm (trabes T3) de los niveles trece a quince (tablas 4.5 y 4.6).

En la tabla 4.6 se aprecia que la separación de los estribos en los extremos de las trabes paralelas al eje y es baja, pues rigió en todas ellas el requisito de resistencia a cortante. Los porcentajes de refuerzo longitudinal para momento negativo fluctúan entre $\rho = 0.0087$ y $\rho = 0.0063$ (trabes T1), $\rho = 0.0077$ y $\rho = 0.0042$ (trabes T2) y $\rho = 0.0068$ y $\rho = 0.0056$ (trabes T3).

Las dimensiones de las secciones transversales de las vigas en la dirección x fueron establecidas para dar rigidez lateral en ese sentido a la estructura, no rigieron los criterios de resistencia. No se varió la sección en elevación, adoptándose las dimensiones 40 x 80 cm. El hecho de que no rigieran los criterios de resistencia para la adopción

de esta sección se ve reflejado en las bajas cuantías de refuerzo longitudinal para momento negativo que fluctúan entre $\rho = 0.0167$ y $\rho = 0.0058$ (trabes T1). Sólo en los primeros diez niveles la separación del refuerzo transversal en los extremos de estas trabes rigieron los criterios de resistencia, mientras que de los niveles once a quince el requisito de confinamiento del núcleo del concreto rigió la separación del refuerzo (tabla 4.4).

4.2 Descripción de las secciones de diseño, modelo DQ3AA

Las secciones resultantes y armados de los elementos estructurales del modelo en que se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, aplicando el planteamiento del Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para el análisis sísmico, se resumen en las tablas 4.7 a 4.12.

La tabla 4.7 muestra la tipificación de las columnas y la tabla 4.8 el refuerzo longitudinal y transversal proveído. Las columnas son de tres secciones transversales, 105 x 105 cm (columnas C1) de los entresijos uno a cinco, 95 x 95 cm (columnas C2) de los entresijos seis a diez y 80 x 80 cm (columnas C3) de los entresijos once a quince. En la figura 4.2 se muestran las secciones transversales con la disposición de refuerzo de las columnas de este modelo. El refuerzo longitudinal se encuentra en todos los casos uniformemente distribuido.

En las tablas 4.9 y 4.11 se muestra la tipificación de las vigas paralelas a las direcciones x y y respectivamente y en las tablas 4.10 y 4.12 los armados correspondientes.

En este modelo, al igual que en los otros cinco, siempre rigió para el diseño de las columnas el modelo en el cual se consideró el agrietamiento de las vigas, mientras que para diseño de las vigas siempre rigió el modelo en que se considera a las secciones brutas sin agrietamiento.

Las dimensiones de las secciones transversales de las columnas quedaron definidas totalmente por los criterios de deformación. Las secciones transversales se fueron aumentando progresivamente, con incrementos de 5 cm hasta llegar a aquellas que dieran a la estructura la rigidez lateral necesaria para cumplir al límite con las distorsiones de entresijo permisibles por el Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) correspondientes a la revisión para limitación del daño a elementos no estructurales pues como se comentó en el capítulo tres esta revisión rigió sobre la de seguridad contra el colapso.

En la tabla 4.8 correspondiente al refuerzo de columnas puede observarse que las columnas con mayor refuerzo longitudinal (columnas C1-R2) tienen una cuantía de 3.3 %, no cercana al límite de 4 %, lo cual demuestra que efectivamente en el diseño rigieron los criterios de deformación sobre los de resistencia. Por otro lado, en la figura 3.10 se observa que las distorsiones de entresijo del modelo DQ3AA de los entresijos tres a seis están muy cercanas al límite.

En los espectros de la figura 3.13, se observa que las ordenadas espectrales reducidas con fines de diseño del espectro del Apéndice Normativo A están por debajo de las correspondientes al espectro del cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001), lo cual indica que los elementos estructurales del modelo analizado sísmicamente con el espectro del Apéndice Normativo A (modelo DQ3AA) estarán sometidos a esfuerzos menores que aquellos miembros correspondientes al modelo DQ3CP, razón por lo cual las columnas del nivel cuatro en adelante demandaron en un principio sólo el armado mínimo.

Las columnas B1, C1, B5 y C5 ubicadas en las orillas, así como las B2, C2, B4 y C4 demandaron de mayor refuerzo longitudinal para cumplir con la revisión de la resistencia mínima a flexión. Este problema se presentó a partir del nivel ocho, pues las columnas de los últimos entresijos, al tener cargas axiales bajas son menos resistentes a momento ya que además generalmente son de secciones pequeñas al no verse afectadas por distorsiones de entresijo ni ser excesivamente demandadas, lo cual da por resultado que tengan una cuantía de refuerzo longitudinal baja.

Las columnas de los primeros entresijos cumplían más holgadamente con el requisito de resistencia mínima a flexión debido a que tienden a ser más robustas para cumplir con las distorsiones de entresijo permisibles,

además de presentar porcentajes de acero superiores al mínimo y cargas axiales altas, todo lo cual deriva en una mayor resistencia a flexión para la columna.

Las columnas tipo C1-R6 resultaron tener en primera instancia el refuerzo mínimo; sin embargo, finalmente se aumentó su cuantía para tener por lo menos la misma cantidad de varillas que aquellas columnas que están encima de ella y que tuvieron problemas con el cumplimiento de la resistencia mínima a flexión de las columnas.

El requisito de confinamiento del núcleo del concreto rigió la separación del refuerzo transversal en los extremos de las columnas.

La sección transversal de las vigas paralelas al eje y se varió en elevación con el fin de dotar lo menos posible de sobrerresistencia a flexión a estas traveses que resultaron con una sección robusta. Teniendo así tres secciones distintas, 75 x 100 cm (traveses T1) de los niveles uno al siete, 65 x 100 cm (traveses T2) de los niveles ocho a doce y 45 x 80 cm (traveses T3) de los niveles trece a quince (*tablas 4.11 y 4.12*).

En la tabla 4.12 se aprecia que la separación de los estribos en los extremos de las traveses de todos los niveles es baja, ya que rigen los requisitos de resistencia a fuerza cortante. Los porcentajes de refuerzo para momento negativo fluctúan entre $\rho = 0.0079$ y $\rho = 0.0059$ (traveses T1), $\rho = 0.0070$ y $\rho = 0.0039$ (traveses T2) y $\rho = 0.0060$ y $\rho = 0.0053$ (traveses T3).

Las cuantías de refuerzo longitudinal para momento negativo de las vigas paralelas a la dirección x fluctúan entre $\rho = 0.0147$ y $\rho = 0.0050$ (traveses T1). Como se mencionó en el capítulo tres, para la definición de las secciones transversales de estas vigas no rigieron los requisitos de resistencia, lo cual se refleja en el hecho de que sólo en los primeros diez niveles en la separación del refuerzo transversal rigieron los criterios de resistencia, mientras que de los niveles diez a quince los requisitos de confinamiento del núcleo del concreto rigieron la separación (*tabla 4.10*).

No se varió la dimensión de la sección transversal de estas traveses en elevación pues se consideró que la sección transversal era razonable, quedando todas las traveses en esta dirección de 40 x 85 cm.

Tabla 4.1 Tipificación de las columnas del modelo DQ3CP

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

Tabla 4.2 Refuerzo de las columnas del modelo DQ3CP

Tipo	sección	Refuerzo para flexocompresión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
	dimensiones (cm)	barras	cuantía (ρ)	en los extremos	en el centro
C1-R1	105 x 105	34 # 12	0.0352	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C1-R2	105 x 105	38 # 12	0.0393	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C1-R3	105 x 105	30 # 10	0.0216	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C1-R4	105 x 105	24 # 8	0.0110	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C1-R5	105 x 105	30 # 8	0.0138	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C2-R1	95 x 95	24 # 8	0.0135	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 25 cm
C2-R2	95 x 95	22 # 8	0.0124	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 25 cm
C2-R3	95 x 95	30 # 8	0.0169	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 25 cm
C3-R1	75 x 75	16 # 8	0.0144	5 # 4 @ 10 cm	5 # 4 @ 25 cm
C3-R2	75 x 75	22 # 8	0.0198	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm
C3-R3	75 x 75	12 # 8	0.0108	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 20 cm
C3-R4	75 x 75	24 # 8	0.0216	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm
C3-R5	75 x 75	30 # 8	0.0270	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm

Tabla 4.3 Tipificación de las traveses paralelas al eje x del modelo DQ3CP

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
1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
2	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
3	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
4	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
5	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
6	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
7	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R4	T1-R4	T1-R4	T1-R4
8	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R4	T1-R4	T1-R4	T1-R4
9	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R6	T1-R6	T1-R6	T1-R6
10	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R6	T1-R6	T1-R6	T1-R6
11	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R8	T1-R8	T1-R8	T1-R8
12	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R8	T1-R8	T1-R8	T1-R8
13	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10
14	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10
15	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10

Tabla 4.4 Refuerzo de las traveses paralelas al eje x del modelo DQ3CP

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
tipo	dimensiones (cm)				
		lecho sup.	lecho inf.	extremos	zona central
T1-R1	40 x 80	4 # 12 + 1 # 10	3 # 12 + 2 # 10	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 15 cm
T1-R2	40 x 80	3 # 12 + 2 # 10	3 # 12 + 2 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 15 cm
T1-R3	40 x 80	2 # 12 + 3 # 10	4 # 10 + 2 # 8	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 15 cm
T1-R4	40 x 80	2 # 12 + 3 # 10	4 # 10 + 1 # 8	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 15 cm
T1-R5	40 x 80	5 # 10	3 # 10 + 2 # 8	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 20 cm
T1-R6	40 x 80	5 # 10	6 # 8	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 20 cm
T1-R7	40 x 80	6 # 8	4 # 8 + 1 # 6	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 25 cm
T1-R8	40 x 80	6 # 8	4 # 8	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 25 cm
T1-R9	40 x 80	2 # 8 + 3 # 6	4 # 6 + 1 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 35 cm
T1-R10	40 x 80	2 # 8 + 3 # 6	5 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 35 cm

Tabla 4.5 Tipificación de las traveses paralelas al eje y del modelo DQ3CP

Nivel	Marcos 1 y 5, crujía:			Marcos 2 y 4, crujía:			Marco 3, crujía:		
	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
1	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
2	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
3	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
4	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
5	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
6	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
7	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
8	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
9	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
10	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
11	T2-R7	T2-R8	T2-R7	T2-R9	T2-R10	T2-R9	T2-R11	T2-R12	T2-R11
12	T2-R7	T2-R8	T2-R7	T2-R9	T2-R10	T2-R9	T2-R11	T2-R12	T2-R11
13	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5
14	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5
15	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5

Tabla 4.6 Refuerzo de las traveses paralelas al eje y del modelo DQ3CP

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
tipo	dimensiones (cm)	lecho sup.	lecho inf.	extremos	zona central
T1-R1	75 x 100	7 # 10 + 2 # 8	7 # 10	6 # 3 @ 10 cm	6 # 3 @ 10 cm
T1-R2	75 x 100	7 # 10 + 2 # 8	6 # 10 + 2 # 8	6 # 3 @ 10 cm	6 # 3 @ 10 cm
T1-R3	75 x 100	8 # 10	3 # 10 + 4 # 8	6 # 3 @ 10 cm	6 # 3 @ 20 cm
T1-R4	75 x 100	6 # 10 + 2 # 8	2 # 10 + 6 # 8	6 # 3 @ 10 cm	6 # 3 @ 30 cm
T1-R5	75 x 100	5 # 10 + 2 # 8	2 # 10 + 4 # 8	6 # 3 @ 10 cm	6 # 3 @ 30 cm
T1-R6	75 x 100	6 # 10	4 # 10 + 1 # 8	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 25 cm
T2-R1	65 x 100	5 # 10 + 2 # 8	5 # 10	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 10 cm
T2-R2	65 x 100	5 # 10 + 2 # 8	3 # 10 + 4 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 25 cm
T2-R3	65 x 100	4 # 10 + 3 # 8	6 # 8 + 1 # 6	6 # 3 @ 10 cm	6 # 3 @ 25 cm
T2-R4	65 x 100	3 # 10 + 4 # 8	7 # 8	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 25 cm
T2-R5	65 x 100	8 # 8	2 # 8 + 6 # 6	6 # 3 @ 12.5 cm	6 # 3 @ 30 cm
T2-R6	65 x 100	1 # 10 + 6 # 8	2 # 8 + 6 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 30 cm
T2-R7	65 x 100	7 # 8	2 # 8 + 5 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R8	65 x 100	7 # 8	2 # 8 + 6 # 6	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R9	65 x 100	7 # 8	4 # 8	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 25 cm
T2-R10	65 x 100	6 # 8 + 1 # 6	2 # 8 + 4 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R11	65 x 100	6 # 8	6 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 30 cm
T2-R12	65 x 100	2 # 8 + 6 # 6	6 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T3-R1	45 x 80	8 # 6	4 # 6 + 2 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 25 cm
T3-R2	45 x 80	2 # 8 + 5 # 6	6 # 6	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 30 cm
T3-R3	45 x 80	4 # 8 + 1 # 6	4 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 15 cm
T3-R4	45 x 80	8 # 6	4 # 6	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 20 cm
T3-R5	45 x 80	2 # 8 + 4 # 6	4 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 15 cm
T3-R6	45 x 80	4 # 8	5 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 20 cm

Tabla 4.7 Tipificación de las columnas del modelo DQ3AA

Entrepiso	Columnas									
	A1 y D1	A2 y D2	A3 y D3	A4 y D4	A5 y D5	B1 y C1	B2 y C2	B3 y C3	B4 y C4	B5 y C5
1	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R2
2	C1-R3	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3
3	C1-R3	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3
4	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R6	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R6
5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R6	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R6
6	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2
7	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2
8	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2
9	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2
10	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2
11	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2
12	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2
13	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1
14	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1
15	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1

Tabla 4.8 Refuerzo de las columnas del modelo DQ3AA

Tipo	sección	Refuerzo para flexocompresión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
	dimensiones (cm)	barras	cuantía (ρ)	en los extremos	en el centro
C1-R1	105 x 105	42 # 10	0.0302	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R2	105 x 105	46 # 10	0.0330	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R3	105 x 105	38 # 8	0.0175	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R4	105 x 105	34 # 8	0.0156	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C1-R5	105 x 105	22 # 8	0.0101	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C1-R6	105 x 105	28 # 8	0.0129	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C2-R1	95 x 95	20 # 8	0.0112	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C2-R2	95 x 95	28 # 8	0.0157	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C3-R1	80 x 80	16 # 8	0.0127	5 # 4 @ 10 cm	5 # 4 @ 25 cm
C3-R2	80 x 80	20 # 8	0.0158	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm

Tabla 4.9 Tipificación de las traveses paralelas al eje x del modelo DQ3AA

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
1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
2	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
3	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
4	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
5	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
6	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
7	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R4	T1-R4	T1-R4	T1-R4
8	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R4	T1-R4	T1-R4	T1-R4
9	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R6	T1-R6	T1-R6	T1-R6
10	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R6	T1-R6	T1-R6	T1-R6
11	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R8	T1-R8	T1-R8	T1-R8
12	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R8	T1-R8	T1-R8	T1-R8
13	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10
14	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10
15	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10

Tabla 4.10 Refuerzo de las traveses paralelas al eje x del modelo DQ3AA

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
tipo	dimensiones (cm)	Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
		lecho sup.	lecho inf.	extremos	zona central
T1-R1	40 x 85	3 # 12 + 2 # 10	3 # 12 + 2 # 8	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 15 cm
T1-R2	40 x 85	2 # 12 + 3 # 10	2 # 12 + 2 # 10	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 15 cm
T1-R3	40 x 85	3 # 12 + 2 # 8	2 # 10 + 4 # 8	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 15 cm
T1-R4	40 x 85	4 # 10 + 2 # 8	4 # 10	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 15 cm
T1-R5	40 x 85	3 # 10 + 2 # 8	6 # 8	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 20 cm
T1-R6	40 x 85	3 # 10 + 2 # 8	5 # 8	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 20 cm
T1-R7	40 x 85	5 # 8	4 # 8	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 25 cm
T1-R8	40 x 85	5 # 8	6 # 6	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 25 cm
T1-R9	40 x 85	6 # 6	4 # 6	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 40 cm
T1-R10	40 x 85	6 # 6	2 # 6 + 2 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 40 cm

Tabla 4.11 Tipificación de las traveses paralelas al eje y del modelo DQ3AA

Nivel	Marcos 1 y 5, crujía:			Marcos 2 y 4, crujía:			Marco 3, crujía:		
	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
1	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
2	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
3	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
4	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
5	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
6	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
7	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
8	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
9	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
10	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
11	T2-R7	T2-R8	T2-R7	T2-R9	T2-R10	T2-R9	T2-R11	T2-R12	T2-R11
12	T2-R7	T2-R8	T2-R7	T2-R9	T2-R10	T2-R9	T2-R11	T2-R12	T2-R11
13	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5
14	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5
15	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5

Tabla 4.12 Refuerzo de las traveses paralelas al eje y del modelo DQ3AA

sección tipo	dimensiones (cm)	Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
		lecho sup.	lecho inf.	extremos	zona central
T1-R1	75 x 100	5 # 10 + 4 # 8	5 # 10 + 2 # 8	6 # 3 @ 10 cm	6 # 3 @ 10 cm
T1-R2	75 x 100	5 # 10 + 4 # 8	6 # 10 + 1 # 8	6 # 3 @ 12.5 cm	6 # 3 @ 10 cm
T1-R3	75 x 100	7 # 10	8 # 8	6 # 3 @ 10 cm	6 # 3 @ 25 cm
T1-R4	75 x 100	6 # 10 + 1 # 8	8 # 8	6 # 3 @ 10 cm	6 # 3 @ 35 cm
T1-R5	75 x 100	2 # 10 + 6 # 8	6 # 8 + 1 # 6	6 # 3 @ 10 cm	6 # 3 @ 30 cm
T1-R6	75 x 100	3 # 10 + 4 # 8	6 # 8 + 1 # 6	6 # 3 @ 12.5 cm	6 # 3 @ 45 cm
T2-R1	65 x 100	9 # 8	7 # 8	6 # 3 @ 15 cm	6 # 3 @ 15 cm
T2-R2	65 x 100	9 # 8	1 # 10 + 6 # 8	6 # 3 @ 15 cm	6 # 3 @ 45 cm
T2-R3	65 x 100	3 # 10 + 4 # 8	6 # 8	6 # 3 @ 10 cm	6 # 3 @ 25 cm
T2-R4	65 x 100	2 # 10 + 5 # 8	6 # 8	6 # 3 @ 15 cm	6 # 3 @ 45 cm
T2-R5	65 x 100	1 # 10 + 6 # 8	5 # 8	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 20 cm
T2-R6	65 x 100	7 # 8	5 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R7	65 x 100	6 # 8 + 1 # 6	4 # 8 + 1 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R8	65 x 100	6 # 8 + 1 # 6	4 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R9	65 x 100	6 # 8 + 1 # 6	2 # 8 + 3 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 25 cm
T2-R10	65 x 100	6 # 8	7 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R11	65 x 100	4 # 8 + 3 # 6	6 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 30 cm
T2-R12	65 x 100	4 # 8 + 2 # 6	6 # 6	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 40 cm
T3-R1	45 x 80	7 # 6	4 # 6 + 1 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 30 cm
T3-R2	45 x 80	2 # 8 + 4 # 6	5 # 6	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 35 cm
T3-R3	45 x 80	2 # 8 + 4 # 6	4 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 15 cm
T3-R4	45 x 80	3 # 8 + 2 # 6	4 # 6	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 20 cm
T3-R5	45 x 80	7 # 6	2 # 6 + 2 # 5	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 20 cm
T3-R6	45 x 80	6 # 6 + 1 # 5	2 # 6 + 2 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 20 cm

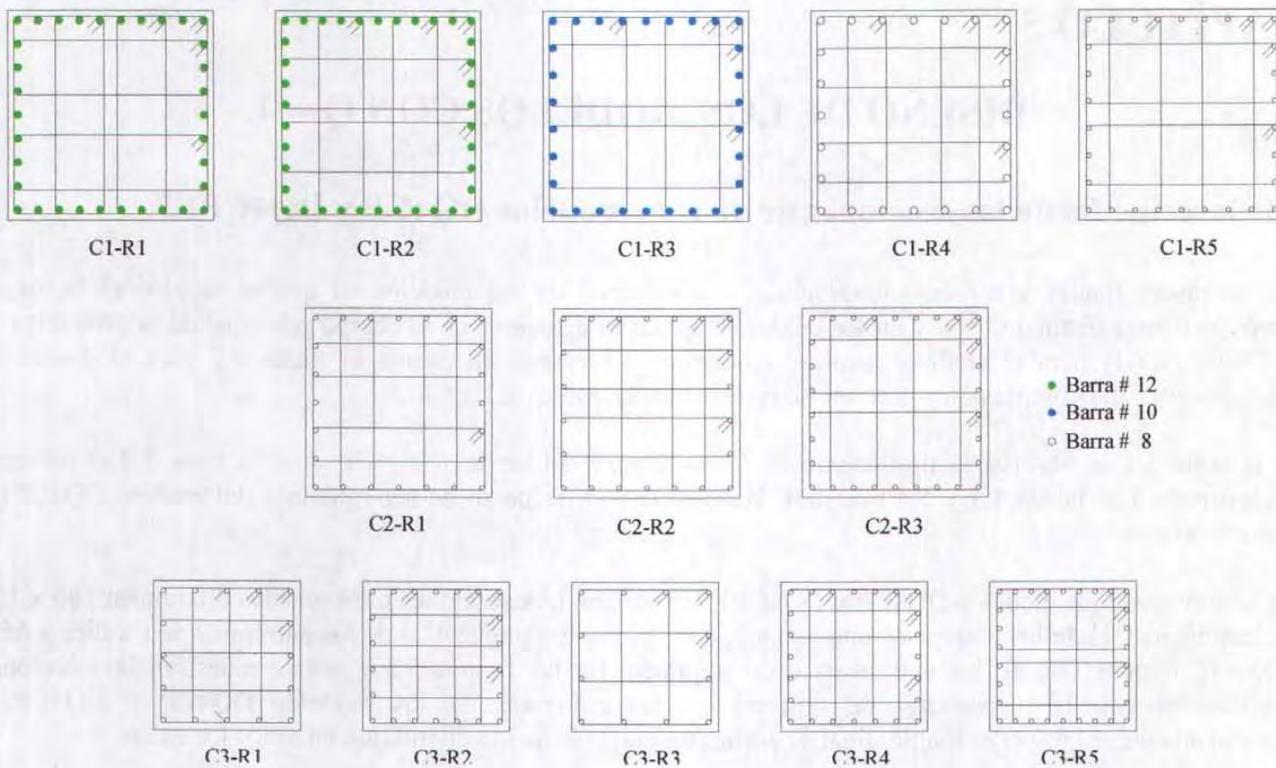


Figura 4.1 Secciones y refuerzo de las columnas del modelo DQ3CP

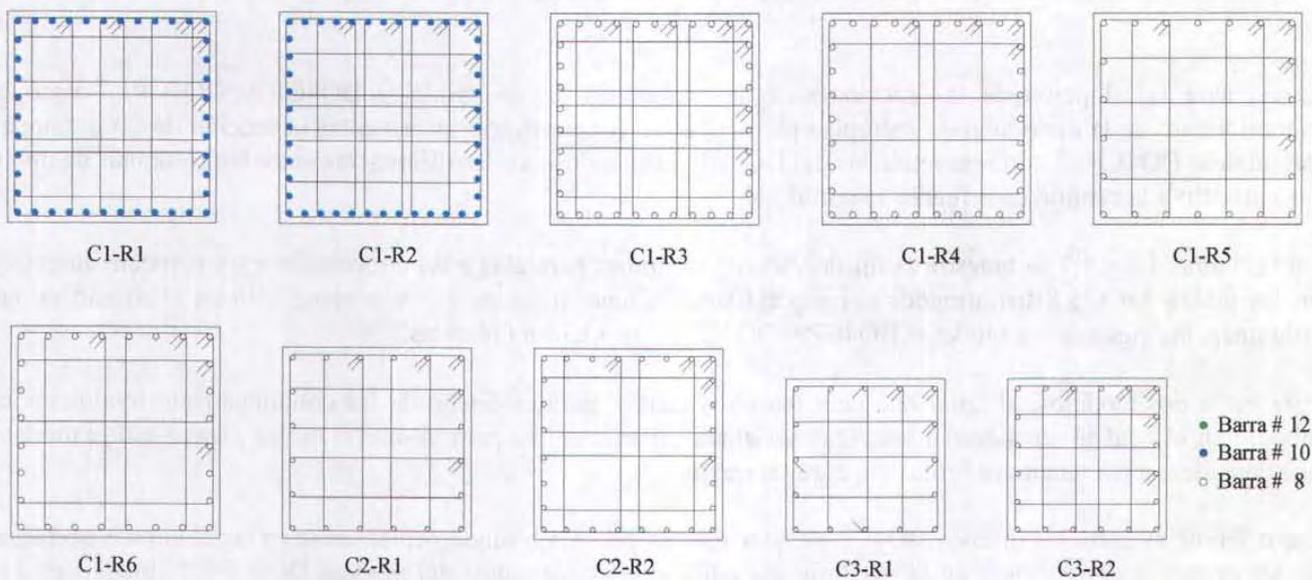


Figura 4.2 Secciones y refuerzo de las columnas del modelo DQ3AA

CAPÍTULO 5

DISEÑO DE LOS MODELOS CON $Q = 4$

5.1 Descripción de las secciones de diseño, modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

Las secciones finales y refuerzo longitudinal y transversal de los modelos en que se empleó el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y en los cuales se aplicó lo dispuesto en el cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) para el análisis sísmico, ignorando y tomando en cuenta el factor 1.7 para el diseño de columnas por flexocompresión y cortante se resumen en las tablas 5.1 a 5.8.

En la tabla 5.1 se observa la tipificación de las columnas del modelo DQ4CP y en la tabla 5.2 el refuerzo suministrado. Las tablas 5.3 y 5.4 muestran la tipificación y refuerzo de las columnas del modelo DQ4CP1.7 respectivamente.

Las columnas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 presentan tres secciones transversales diferentes; 100 x 100 cm (columnas C1) de los entrepisos uno a cinco, 80 x 80 cm (columnas C2) de los entrepisos seis a diez y 65 x 65 cm (columnas C3) de los entrepisos once a quince. En las figuras 5.3 y 5.4 se muestran las secciones transversales con la disposición de refuerzo de las columnas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 respectivamente. El refuerzo longitudinal se encuentra uniformemente distribuido en todos los casos.

Las secciones transversales de las columnas de ambos modelos fueron definidas por los requisitos de deformación; es decir, si únicamente se hubiera procurado proveer a los miembros de la resistencia adecuada, dimensiones menores hubieran cubierto satisfactoriamente este requisito. Prueba de ello se observa en la figura 3.11 donde los entrepisos tres a ocho exhiben distorsiones de entrepiso muy cercanos al límite y en las tablas 5.2 y 5.4 en las cuales se observa que el refuerzo longitudinal está alojado sin congestionamiento excesivo, pues ninguna de las columnas más reforzadas presentan una cuantía de refuerzo longitudinal cercana al límite $\rho = 0.04$.

Como para la adopción de las secciones de las columnas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 rigió el cumplimiento de la distorsión de entrepiso permisible no fue necesario incrementar la sección de las columnas del modelo DQ4CP1.7 con respecto a las del DQ4CP, limitándose así las diferencias entre las columnas de uno y otro modelo a la cuantía de refuerzo longitudinal.

En las tablas 5.5 y 5.7 se muestra la tipificación de las trabes paralelas a las direcciones x y y respectivamente y en las tablas 5.6 y 5.8 los armados correspondientes. Como el factor 1.7 interviene sólo en el diseño de las columnas, las vigas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 resultaron idénticas.

Para estos dos modelos, al igual que para los otros cuatro, para el diseño de las columnas rigió totalmente el modelo en el cual se consideró a las vigas agrietadas, mientras que para el diseño de las vigas rigió el modelo que considera a las secciones brutas sin agrietamiento.

Las diferencias entre los diseños DQ4CP y DQ4CP1.7 se presentan fundamentalmente en las columnas ubicadas en los primeros entrepisos y en la periferia del edificio. Las columnas del modelo DQ4CP1.7 situadas en los lugares comentados demandan de mayores cantidades de acero.

En las tablas 5.1 y 5.3 se han sombreado las celdas correspondientes a las columnas que resultaron con armados diferentes. En las tablas 5.2 y 5.4 se observa la diferencia cuantitativa en cuanto al refuerzo entre estas columnas.

Si bien algunas otras columnas de los primeros entresijos de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 no sombreadas en las tablas de tipificación de columnas presentaron diferencias en las demandas de refuerzo, éstas eran tan pequeñas que se desvanecían al diseñarlas sujetándose a los diámetros de varilla comerciales.

Las últimas columnas del primer grupo (columnas C1) de ambos modelos, que se encuentran del entresijo tres al cinco, están reforzadas por flexocompresión con la cuantía mínima por lo cual no se observan diferencias entre el modelo DQ4CP y DQ4CP1.7. Las columnas centrales permanecen sin cambio en estos modelos, aún con cuantías de refuerzo longitudinal superiores a la mínima.

Las columnas de los niveles superiores (columnas C2 y C3) de los modelos DQ4CP y DQ4CP7.3 no presentan diferencias en las demandas de refuerzo longitudinal, a pesar de estar reforzadas por flexocompresión con cuantías superiores a la mínima.

En la figura 5.1 se han graficado los diagramas de interacción de las columnas C1 del modelo DQ4CP con los puntos de diseño de ambos modelos: DQ4CP y DQ4CP1.7. En ellas se observa que los puntos de diseño de las columnas indicadas con celda sombreada en la tabla 5.3 del modelo DQ4CP1.7 se encuentran separados de los correspondientes al modelo DQ4CP pero sin que la carga axial de diseño rebase el límite $0.5A_g f'_c$ ni que haya tensión.

Las columnas B1, C1, B5 y C5, están sometidas a cargas axiales pequeñas por estar en la periferia del edificio y corresponderles un área tributaria reducida. Esto, aunado a que muchas de estas columnas ubicadas en los entresijos superiores resultan tener el refuerzo mínimo, lleva a tener una resistencia a flexión baja.

Fue así que al realizar la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas conforme al artículo 7.3.2.1 de la propuesta de NTCC-01 (2001) se detectó que las columnas B1, C1, B5 y C5 de los niveles seis en adelante, no tenían la resistencia mínima a flexión requerida, por lo que fue necesario incrementar la cuantía de refuerzo longitudinal.

Aunque las columnas B2, C2, B4 y C4 no se encuentran en la periferia del edificio y, por ende, tienen áreas tributarias grandes, se conectan a ellas vigas por todas direcciones, lo cual les demanda una resistencia a flexión elevada para el cumplimiento del requisito de resistencia a flexión mínima para las columnas, razón por la cual también fue necesario incrementar la cuantía de refuerzo longitudinal de estas columnas para cumplir con este requisito.

Como se mencionó anteriormente, las trabes orientadas en la dirección y resultaron con una sección grande y, por ende, una resistencia importante a flexión, siendo precisamente estas trabes las que demandaron de una mayor resistencia a flexión de todas las columnas y que provocaron el incumplimiento de las columnas arriba mencionadas.

Aunque las columnas B1, C1, B5 y C5 comprendidas entre los niveles tres y cinco habían resultado con la cuantía mínima y cumplían con la resistencia mínima a flexión estipulada en la propuesta de NTCC-01 (2001), se aumentó su cuantía de tal manera que tuvieran por lo menos el mismo número de varillas de las columnas que se encuentran encima de ellas, las cuales sufrieron un incremento en el refuerzo longitudinal por no cumplir con la resistencia a flexión mínima estipulada en el reglamento.

Las columnas de los primeros entresijos cumplieron holgadamente con el requisito de resistencia a flexión mínima debido a que tienden a ser más robustas para cumplir con las distorsiones de entresijo permisibles, además de que presentan porcentajes de acero superiores al mínimo por los esfuerzos a que están sometidas por su ubicación en elevación, todo lo cual deriva en un momento flexionante resistente mayor pues además soportan cargas axiales de consideración.

El confinamiento del núcleo del concreto rigió la separación del refuerzo transversal en los extremos de las columnas. De esta manera no hubo diferencias entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7.

La sección transversal de las vigas paralelas al eje y se varió en elevación con el fin de tener las dimensiones que fueran absolutamente necesarias para resistencia a corte y una sobrerresistencia a flexión lo más baja posible en las mismas. Se tuvieron tres secciones distintas, 65 x 100 cm (trabes T1) de los niveles uno al siete, 60 x 90 cm (trabes T2) de los niveles ocho a doce y 45 x 80 cm (trabes T3) de los niveles trece a quince. En la tabla 5.8 se aprecia que la separación de los estribos en los extremos es baja, rigiendo para la misma los requisitos de resistencia a fuerza cortante de los niveles uno a once, mientras que de los niveles doce a quince rigió el requisito de confinamiento del núcleo. Las cuantías de refuerzo longitudinal para momento negativo fluctúan entre $\rho = 0.0072$ y $\rho = 0.0057$ (trabes T1), $\rho = 0.0075$ y $\rho = 0.0044$ (trabes T2) y $\rho = 0.0060$ y $\rho = 0.0052$ (trabes T3).

En la tabla 5.6 se observa el refuerzo de las vigas paralelas al eje x . Las cuantía de refuerzo longitudinal para momento negativo de estas vigas fluctúa entre $\rho = 0.0124$ y $\rho = 0.0048$ (trabes T1). Como se mencionó en el capítulo tres para la definición de las secciones transversales de estas trabes rigieron los requisitos de deformación, lo cual se refleja en el hecho de que únicamente en las trabes ubicadas de los niveles uno al diez la separación de los estribos en los extremos estuvo regida por los criterios de resistencia a fuerza cortante, mientras que los requisitos de confinamiento del núcleo del concreto rigieron la separación de estribos en los extremos a partir del nivel once. No se varió la dimensión de la sección transversal de estas trabes en elevación por lo que todas presentan una sección de 40 x 80 cm.

5.2 Descripción de las secciones de diseño, modelos DQ4AA y DQ4AA1.7

Las secciones finales y refuerzo longitudinal y transversal de los miembros estructurales de los modelos en que se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y en el que se aplicó el planteamiento del Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para el análisis sísmico, ignorando y tomando en cuenta factor 1.7 para el diseño de columnas por flexocompresión y cortante se resumen en las tablas 5.9 a 5.16.

En la tabla 5.9 se muestra la tipificación de las columnas del modelo DQ4AA y en la tabla 5.10 el refuerzo suministrado. Las tablas 5.11 y 5.12 muestran la tipificación y refuerzo de las columnas del modelo DQ4AA1.7 respectivamente.

Las columnas de ambos modelos resultaron de tres secciones transversales, 100 x 100 cm (columnas C1) de los entresijos uno a cinco, 85 x 85 cm (columnas C2) de los entresijos seis a diez y 70 x 70 cm (columnas C3) de los entresijos once a quince. Como estas secciones transversales se definieron para proveer a los modelos de la rigidez lateral necesaria para cumplir al límite con la distorsión de entresijo permisible por el Apéndice Normativo A y no rigió la resistencia para su definición, no fue necesario adoptar secciones más robustas para el modelo DQ4AA1.7, ya que las mayores demandas de resistencia que eventualmente pudieran tener algunas columnas de este modelo se tomaron con refuerzo longitudinal como más adelante se explica.

En las figuras 5.5 y 5.6 se muestran las secciones transversales con la disposición de refuerzo de las columnas de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 respectivamente. El refuerzo longitudinal se encuentra uniformemente distribuido en todos los casos.

En las tablas 5.13 y 5.15 se muestra la tipificación de las vigas orientadas en las direcciones x y y respectivamente y en las tablas 5.14 y 5.16 el refuerzo suministrado a estas trabes. Como el factor 1.7 interviene sólo en el diseño de las columnas, el diseño de las vigas de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 es el mismo.

El suministro del refuerzo de las columnas de estos dos modelos quedó determinado por las demandas de refuerzo del modelo en que se consideró el agrietamiento de las vigas. Para el diseño de las vigas, en cambio, se tomaron las demandas de refuerzo del modelo que no considera el agrietamiento de las vigas pues fue precisamente este modelo el que demandaba mayores cantidades de refuerzo. Como ya se ha comentado, esto se presentó en los todos los modelos estudiados en esta tesis.

El hecho de que en los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 rigieran los requisitos de deformación lateral llevó a que la mayoría de las columnas (todas aquellas del entrepiso dos y hacia arriba) demandara únicamente el refuerzo mínimo, por lo cual las diferencias entre los refuerzos de las columnas de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 fueran todavía menos notorias que aquellas detectadas entre las columnas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7.

Las columnas de la periferia del primer entrepiso del modelo DQ4AA1.7 son las únicas que resultaron con armados distintos a las respectivas columnas del modelo DQ4AA. En las tablas 5.9 y 5.11 se muestran sombreadas las columnas que resultaron con armados diferentes.

Algunas columnas que bajo carga gravitacional están sometidas a cargas axiales pequeñas por estar en la periferia del edificio y corresponderles un área tributaria reducida, por sismo podrían estar sometidas a cargas axiales altas, inclusive de tensión, por lo que mediante las combinaciones de carga podría compensarse y llevar a tener una carga axial de diseño baja. Esto, aunado a que muchas de estas columnas ubicadas en los entrepisos superiores resultan tener el refuerzo mínimo, provoca que tengan una pobre resistencia a flexión. Fue así que al realizar la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas conforme al artículo 7.3.2.1 de la propuesta de NTCC-01 (2001), se detectó que las columnas B1, C1, B5 y C5 de los niveles seis a trece, no tenían la resistencia mínima a flexión requerida, por lo que fue necesario incrementar la cuantía de refuerzo longitudinal ya que además las travesas paralelas al eje y poseen una resistencia a flexión alta. En las tablas 5.10 y 5.12 se muestra el refuerzo provisto para que se cumpliera esta condición.

En la figura 5.2 se han graficado los diagramas de interacción de las columnas C1 del modelo DQ4AA con los puntos de diseño de ambos modelos: DQ4AA y DQ4AA1.7. En ellas se observa que los puntos de diseño de las columnas indicadas con celda sombreada en la tabla 5.11 del modelo DQ4AA1.7 se encuentran separados de los correspondientes al modelo DQ4AA pero sin que la carga axial de diseño rebase el límite $0.5A_g f_c$.

Las columnas B2, C2, B3, C3, B4 y C4 ubicadas entre los entrepisos once y trece también sufrieron un cambio en la cuantía de refuerzo longitudinal para tener la resistencia mínima a flexión requerida.

Aunque las columnas B1, C1, B2, C2, B3, C3, B4, C4, B5 y C5 comprendidas entre los niveles tres y cinco habían resultado con la cuantía mínima y cumplían satisfactoriamente con la resistencia mínima a flexión estipulada en la propuesta de NTCC-01 (2001), se aumentó su cuantía de tal manera que tuvieran por lo menos el mismo número de varillas que aquellas columnas que se encontraban arriba de ellas, las cuales sufrieron un incremento en la cuantía de refuerzo longitudinal para cumplir con la resistencia a flexión mínima estipulada en el Reglamento.

Las columnas de los primeros entrepisos cumplieron satisfactoriamente con el requisito de resistencia a flexión mínima pues tienden a ser más robustas para cumplir con las distorsiones de entrepiso permisibles y presentan porcentajes de acero superiores al mínimo debido a los esfuerzos a que están sometidas por su ubicación en elevación, además de soportar cargas axiales importantes, todo lo cual deriva en una resistencia a momento flexionante mayor.

El requisito de confinamiento del núcleo del concreto rigió la separación del refuerzo transversal en los extremos de las columnas, lo cual llevó a no tener diferencias entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7.

La sección transversal de las vigas paralelas al eje y se varió en elevación con el fin de no dotar de sobrerresistencia a estas travesas, asignando las dimensiones que fueran absolutamente necesarias para cumplir por cortante, fuerza que rigió para su diseño. Aún con este cuidado fueron precisamente estas vigas las que rigieron en la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas, provocando los cambios en la cuantía de refuerzo longitudinal comentados arriba.

Se tuvieron entonces tres secciones transversales distintas para las travesas paralelas al eje y; 65 x 100 cm (travesas T1) de los niveles uno al siete, 60 x 90 cm (travesas T2) de los niveles ocho a doce y 45 x 80 cm (travesas T3) de los niveles trece a quince. En la tabla 5.16 se aprecia que la separación de los estribos en los extremos es baja,

rigiendo los requisitos de resistencia a fuerza cortante en casi todos los niveles. Los porcentajes de refuerzo para momento negativo fluctúan entre $\rho = 0.0064$ y $\rho = 0.0049$ (Trabes C1), $\rho = 0.0068$ y $\rho = 0.0043$ (Trabes C2) y $\rho = 0.0052$ y $\rho = 0.0048$ (Trabes C3).

Las cuantías de refuerzo longitudinal para momento negativo de las vigas paralelas a la dirección x son bajas, fluctuando entre $\rho = 0.0099$ y $\rho = 0.0039$. Como se mencionó en el capítulo tres, para la definición de las secciones transversales de estas vigas rigieron los requisitos de deformación, lo cual se refleja en el hecho de que los criterios de confinamiento núcleo del concreto rigen la separación de los estribos de los niveles once en adelante. No se varió la dimensión de la sección transversal de estas trabes en elevación y todas quedaron de 40 x 85 cm.

Tabla 5.1 Tipificación de las columnas del modelo DQ4CP

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

Tabla 5.2 Refuerzo de las columnas del modelo DQ4CP

Tipo	sección dimensiones (cm)	Refuerzo para flexocompresión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
		barras	cuantía (ρ)	en los extremos	en el centro
C1-R1	100 x 100	48 # 8	0.0243	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R2	100 x 100	34 # 8	0.0172	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R3	100 x 100	36 # 8	0.0183	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R4	100 x 100	26 # 8	0.0132	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C1-R5	100 x 100	32 # 8	0.0162	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C2-R1	80 x 80	16 # 8	0.0127	5 # 4 @ 10 cm	5 # 4 @ 25 cm
C2-R2	80 x 80	20 # 8	0.0158	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm
C2-R3	80 x 80	32 # 8	0.0254	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm
C3-R1	65 x 65	12 # 8	0.0144	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 25 cm
C3-R2	65 x 65	16 # 8	0.0192	5 # 4 @ 10 cm	5 # 4 @ 30 cm
C3-R3	65 x 65	24 # 8	0.0288	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 25 cm

Tabla 5.3 Tipificación de las columnas del modelo DQ4CPI.7

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

Tabla 5.4 Refuerzo de las columnas del modelo DQ4CPI.7

Tipo	sección dimensiones (cm)	Refuerzo para flexocompresión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
		barras	cuantía (ρ)	en los extremos	en el centro
C1-R1	100 x 100	48 # 8	0.0243	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R2	100 x 100	36 # 8	0.0183	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R3	100 x 100	34 # 8	0.0172	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R4	100 x 100	26 # 8	0.0132	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C1-R5	100 x 100	32 # 8	0.0162	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C2-R1	80 x 80	16 # 8	0.0127	5 # 4 @ 10 cm	5 # 4 @ 25 cm
C2-R2	80 x 80	20 # 8	0.0158	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm
C2-R3	80 x 80	32 # 8	0.0254	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm
C3-R1	65 x 65	12 # 8	0.0144	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 25 cm
C3-R2	65 x 65	16 # 8	0.0192	5 # 4 @ 10 cm	5 # 4 @ 30 cm
C3-R3	65 x 65	24 # 8	0.0288	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 25 cm

Tabla 5.5 Tipificación de las trabes paralelas al eje x de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

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
1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
2	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
3	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
4	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
5	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
6	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
7	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R4	T1-R4	T1-R4	T1-R4
8	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R4	T1-R4	T1-R4	T1-R4
9	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R6	T1-R6	T1-R6	T1-R6
10	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R6	T1-R6	T1-R6	T1-R6
11	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R8	T1-R8	T1-R8	T1-R8
12	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R8	T1-R8	T1-R8	T1-R8
13	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10
14	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10
15	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10

Tabla 5.6 Refuerzo de las trabes paralelas al eje x de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

tipo	sección dimensiones (cm)	Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
		lecho sup.	lecho inf.	extremos	zona central
T1-R1	40 x 80	5 # 10	3 # 10 + 2 # 8	4 # 2.5 @ 10 cm	4 # 2.5 @ 12.5 cm
T1-R2	40 x 80	5 # 10	6 # 8	4 # 2.5 @ 10 cm	4 # 2.5 @ 12.5 cm
T1-R3	40 x 80	2 # 10 + 4 # 8	1 # 10 + 4 # 8	4 # 2.5 @ 10 cm	4 # 2.5 @ 15 cm
T1-R4	40 x 80	2 # 10 + 4 # 8	5 # 8	4 # 2.5 @ 10 cm	4 # 2.5 @ 12.5 cm
T1-R5	40 x 80	6 # 8	4 # 8 + 1 # 6	4 # 2.5 @ 15 cm	4 # 2.5 @ 15 cm
T1-R6	40 x 80	6 # 8	4 # 8	4 # 2.5 @ 15 cm	4 # 2.5 @ 15 cm
T1-R7	40 x 80	4 # 8 + 1 # 6	6 # 6	4 # 2.5 @ 15 cm	4 # 2.5 @ 20 cm
T1-R8	40 x 80	4 # 8 + 1 # 6	4 # 6 + 1 # 5	4 # 2.5 @ 12.5 cm	4 # 2.5 @ 20 cm
T1-R9	40 x 80	4 # 6 + 2 # 5	2 # 6 + 2 # 5	4 # 2.5 @ 12.5 cm	4 # 2.5 @ 35 cm
T1-R10	40 x 80	4 # 6 + 2 # 5	4 # 5	4 # 2.5 @ 12.5 cm	4 # 2.5 @ 35 cm

Tabla 5.7 Tipificación de las traveses paralelas al eje y de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

Nivel	Marcos 1 y 5, crujía:			Marcos 2 y 4, crujía:			Marco 3, crujía:		
	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
1	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
2	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
3	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
4	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
5	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
6	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
7	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
8	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
9	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
10	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
11	T2-R7	T2-R8	T2-R7	T2-R9	T2-R10	T2-R9	T2-R11	T2-R12	T2-R11
12	T2-R7	T2-R8	T2-R7	T2-R9	T2-R10	T2-R9	T2-R11	T2-R12	T2-R11
13	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5
14	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5
15	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5

Tabla 5.8 Refuerzo de las traveses paralelas al eje y de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
tipo	dimensiones (cm)	lecho sup.	lecho inf.	extremos	zona central
T1-R1	65 x 100	4 # 10 + 3 # 8	1 # 10 + 6 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 10 cm
T1-R2	65 x 100	4 # 10 + 3 # 8	1 # 10 + 6 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 35 cm
T1-R3	65 x 100	3 # 10 + 4 # 8	6 # 8	4 # 3 @ 8 cm	4 # 3 @ 20 cm
T1-R4	65 x 100	2 # 10 + 5 # 8	6 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 30 cm
T1-R5	65 x 100	4 # 10 + 1 # 8	5 # 8	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 20 cm
T1-R6	65 x 100	4 # 10 + 1 # 8	5 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R1	60 x 90	8 # 8	6 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 12.5 cm
T2-R2	60 x 90	8 # 8	6 # 8 + 1 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 25 cm
T2-R3	60 x 90	5 # 10	5 # 8	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 20 cm
T2-R4	60 x 90	4 # 10 + 1 # 8	5 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 30 cm
T2-R5	60 x 90	2 # 10 + 4 # 8	3 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 20 cm
T2-R6	60 x 90	2 # 10 + 3 # 8	3 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R7	60 x 90	6 # 8	3 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R8	60 x 90	4 # 8 + 1 # 10	3 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R9	60 x 90	2 # 10 + 3 # 8	2 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 25 cm
T2-R10	60 x 90	1 # 10 + 4 # 8	2 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R11	60 x 90	1 # 10 + 4 # 8	4 # 6 + 1 # 5	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 30 cm
T2-R12	60 x 90	4 # 8 + 1 # 6	4 # 6 + 1 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 40 cm
T3-R1	45 x 80	4 # 8	3 # 6 + 2 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 30 cm
T3-R2	45 x 80	4 # 8	4 # 6 + 1 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 35 cm
T3-R3	45 x 80	4 # 8	2 # 6 + 2 # 5	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 15 cm
T3-R4	45 x 80	2 # 8 + 4 # 6	2 # 6 + 2 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 20 cm
T3-R5	45 x 80	2 # 8 + 4 # 6	5 # 5	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 15 cm
T3-R6	45 x 80	2 # 8 + 3 # 6	5 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 20 cm

Tabla 5.9 Tipificación de las columnas del modelo DQ4AA

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

Tabla 5.10 Refuerzo de las columnas del modelo DQ4AA

Tipo	sección dimensiones (cm)	Refuerzo para flexocompresión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
		barras	cuantía (ρ)	en los extremos	en el centro
C1-R1	100 x 100	36 # 8	0.0183	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R2	100 x 100	24 # 8	0.0122	7 # 4 @ 10 cm	7 # 4 @ 25 cm
C1-R3	100 x 100	20 # 8	0.0101	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C1-R4	100 x 100	22 # 8	0.0111	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C2-R1	85 x 85	16 # 8	0.0112	5 # 4 @ 10 cm	5 # 4 @ 20 cm
C2-R2	85 x 85	22 # 8	0.0154	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 25 cm
C3-R1	70 x 70	12 # 8	0.0124	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 20 cm
C3-R2	70 x 70	22 # 8	0.0228	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm

Tabla 5.11 Tipificación de las columnas del modelo DQ4AA1.7

Entrepiso	Columnas									
	A1 y D1	A2 y D2	A3 y D3	A4 y D4	A5 y D5	B1 y C1	B2 y C2	B3 y C3	B4 y C4	B5 y C5
1	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R3	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R3
2	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R6	C1-R6	C1-R6	C1-R6	C1-R6
3	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R6	C1-R6	C1-R6	C1-R6	C1-R6
4	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R6	C1-R6	C1-R6	C1-R6	C1-R6
5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R6	C1-R6	C1-R6	C1-R6	C1-R6
6	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
7	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
8	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
9	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
10	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
11	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2
12	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2
13	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2
14	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1
15	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1

Tabla 5.12 Refuerzo de las columnas del modelo DQ4AA1.7

Tipo	sección dimensiones (cm)	Refuerzo para flexocompresión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
		barras	cuantía (ρ)	en los extremos	en el centro
C1-R1	100 x 100	36 # 8	0.0183	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R2	100 x 100	30 # 8	0.0152	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R3	100 x 100	38 # 8	0.0193	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R4	100 x 100	24 # 8	0.0122	7 # 4 @ 10 cm	7 # 4 @ 25 cm
C1-R5	100 x 100	20 # 8	0.0101	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C1-R6	100 x 100	22 # 8	0.0112	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C2-R1	85 x 85	16 # 8	0.0112	5 # 4 @ 10 cm	5 # 4 @ 20 cm
C2-R2	85 x 85	22 # 8	0.0154	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 25 cm
C3-R1	70 x 70	12 # 8	0.0124	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 20 cm
C3-R2	70 x 70	22 # 8	0.0228	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm

Tabla 5.13 Tipificación de las trabes paralelas al eje x de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7

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
1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
2	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
3	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
4	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
5	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
6	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
7	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R4	T1-R4	T1-R4	T1-R4
8	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R4	T1-R4	T1-R4	T1-R4
9	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R6	T1-R6	T1-R6	T1-R6
10	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R6	T1-R6	T1-R6	T1-R6
11	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R8	T1-R8	T1-R8	T1-R8
12	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R8	T1-R8	T1-R8	T1-R8
13	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10
14	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10
15	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10

Tabla 5.14 Refuerzo de las trabes paralelas al eje x de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
tipo	dimensiones (cm)				
		lecho sup.	lecho inf.	extremos	zona central
T1-R1	40 x 85	3 # 10 + 2 # 8	1 # 10 + 4 # 8	4 # 2.5 @ 12 cm	4 # 2.5 @ 15 cm
T1-R2	40 x 85	3 # 10 + 2 # 8	5 # 8	4 # 2.5 @ 12.5 cm	4 # 2.5 @ 15 cm
T1-R3	40 x 85	4 # 10	4 # 8 + 1 # 6	4 # 2.5 @ 15 cm	4 # 2.5 @ 15 cm
T1-R4	40 x 85	6 # 8	2 # 8 + 4 # 6	4 # 2.5 @ 12.5 cm	4 # 2.5 @ 15 cm
T1-R5	40 x 85	5 # 8	4 # 8	4 # 2.5 @ 15 cm	4 # 2.5 @ 20 cm
T1-R6	40 x 85	5 # 8	6 # 6	4 # 2.5 @ 15 cm	4 # 2.5 @ 20 cm
T1-R7	40 x 85	4 # 8	4 # 6 + 1 # 5	4 # 2.5 @ 12.5 cm	4 # 2.5 @ 25 cm
T1-R8	40 x 85	4 # 8	4 # 6	4 # 2.5 @ 15 cm	4 # 2.5 @ 35 cm
T1-R9	40 x 85	4 # 6 + 1 # 5	2 # 6 + 2 # 5	4 # 2.5 @ 12.5 cm	4 # 2.5 @ 40 cm
T1-R10	40 x 85	5 # 6	2 # 6 + 2 # 5	4 # 2.5 @ 12.5 cm	4 # 2.5 @ 40 cm

Tabla 5.15 Tipificación de las traveses paralelas al eje y de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7

Nivel	Marcos 1 y 5, crujía:			Marcos 2 y 4, crujía:			Marco 3, crujía:		
	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
1	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
2	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
3	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
4	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
5	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
6	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
7	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
8	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
9	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
10	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
11	T2-R7	T2-R8	T2-R7	T2-R9	T2-R10	T2-R9	T2-R11	T2-R12	T2-R11
12	T2-R7	T2-R8	T2-R7	T2-R9	T2-R10	T2-R9	T2-R11	T2-R12	T2-R11
13	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5
14	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5
15	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5

Tabla 5.16 Refuerzo de las traveses paralelas al eje y de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
tipo	dimensiones (cm)	lecho sup.	lecho inf.	extremos	zona central
T1-R1	65 x 100	4 # 10 + 2 # 8	6 # 8 + 1 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 35 cm
T1-R2	65 x 100	8 # 8	6 # 8 + 1 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T1-R3	65 x 100	5 # 10	3 # 8 + 4 # 6	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 20 cm
T1-R4	65 x 100	4 # 10 + 1 # 8	3 # 8 + 4 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 35 cm
T1-R5	65 x 100	3 # 10 + 2 # 8	8 # 6	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 25 cm
T1-R6	65 x 100	4 # 10	8 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R1	60 x 90	7 # 8	2 # 10 + 2 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R2	60 x 90	7 # 8	1 # 10 + 4 # 8	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 25 cm
T2-R3	60 x 90	7 # 8	3 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 20 cm
T2-R4	60 x 90	6 # 8 + 1 # 6	3 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R5	60 x 90	4 # 8 + 4 # 6	2 # 8 + 3 # 6	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 25 cm
T2-R6	60 x 90	4 # 8 + 3 # 6	6 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R7	60 x 90	1 # 10 + 4 # 8	6 # 6	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R8	60 x 90	5 # 8	6 # 6 + 1 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R9	60 x 90	1 # 10 + 4 # 8	7 # 5	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 30 cm
T2-R10	60 x 90	5 # 8	7 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R11	60 x 90	5 # 8	4 # 6 + 1 # 5	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 20 cm
T2-R12	60 x 90	4 # 8 + 1 # 6	4 # 6 + 1 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 40 cm
T3-R1	45 x 80	2 # 8 + 3 # 6	4 # 6	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 30 cm
T3-R2	45 x 80	2 # 8 + 3 # 6	4 # 6	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 35 cm
T3-R3	45 x 80	7 # 6	5 # 5	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 15 cm
T3-R4	45 x 80	6 # 6 + 1 # 5	5 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 20 cm
T3-R5	45 x 80	6 # 6 + 1 # 5	2 # 6 + 2 # 5	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 20 cm
T3-R6	45 x 80	6 # 6	2 # 6 + 2 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 25 cm

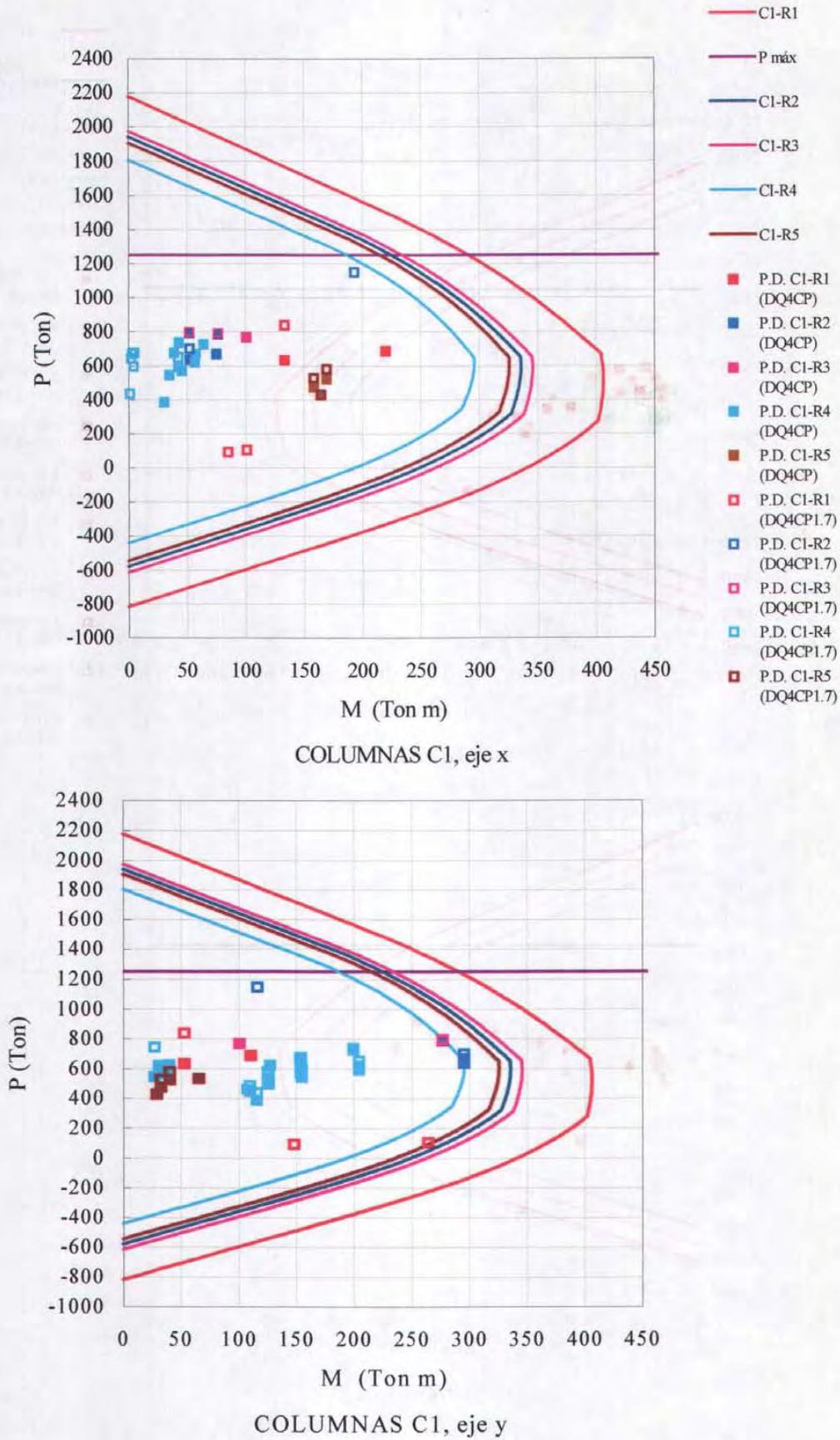


Figura 5.1 Diagramas de interacción de las columnas C1 del modelo DQ4CP y puntos de diseño de las columnas C1 de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

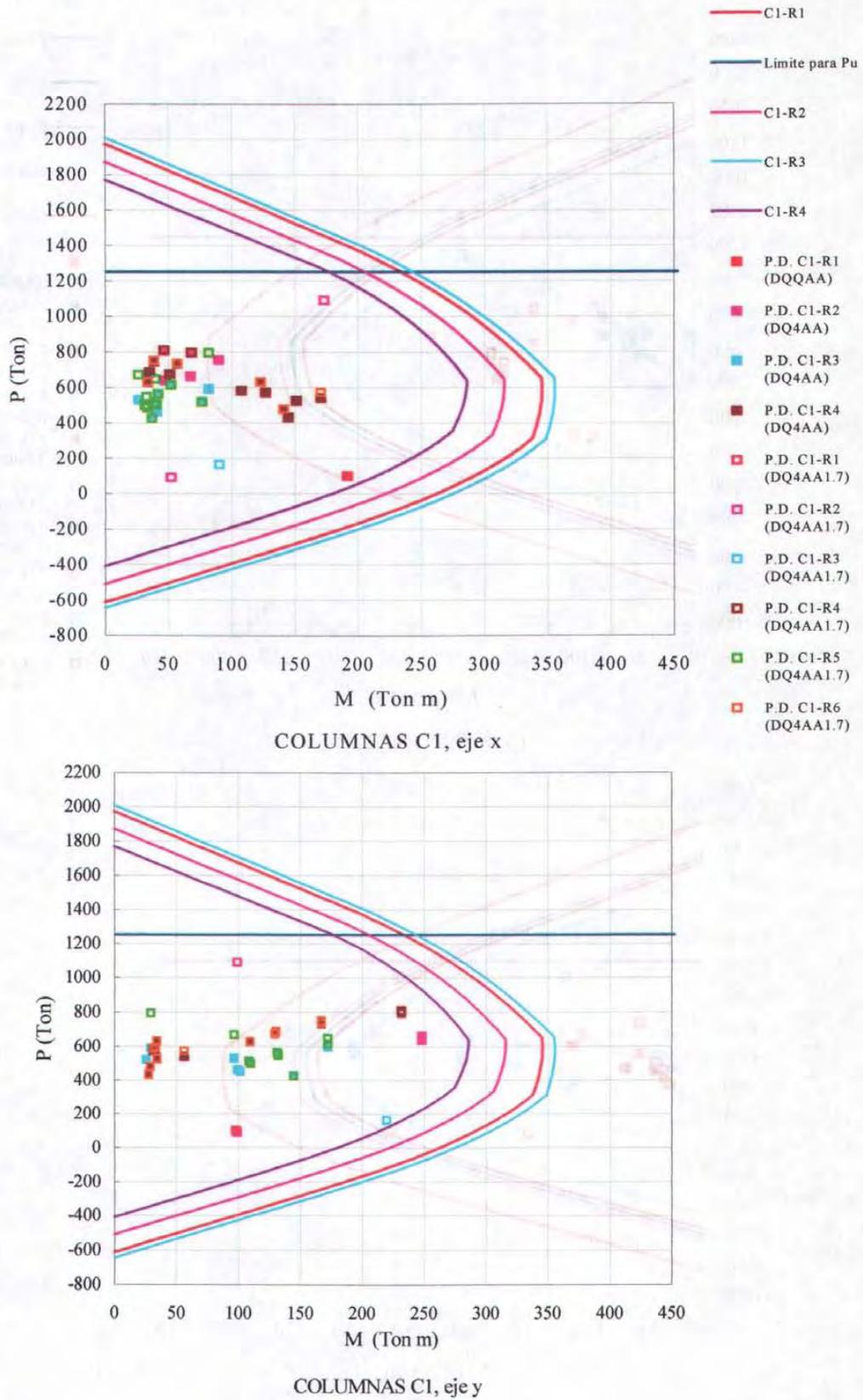


Figura 5.2 Diagramas de interacción de las columnas C1 del modelo DQ4AA y puntos de diseño de las columnas C1 de los modelos DQ4AA y DQ4AAP1.7

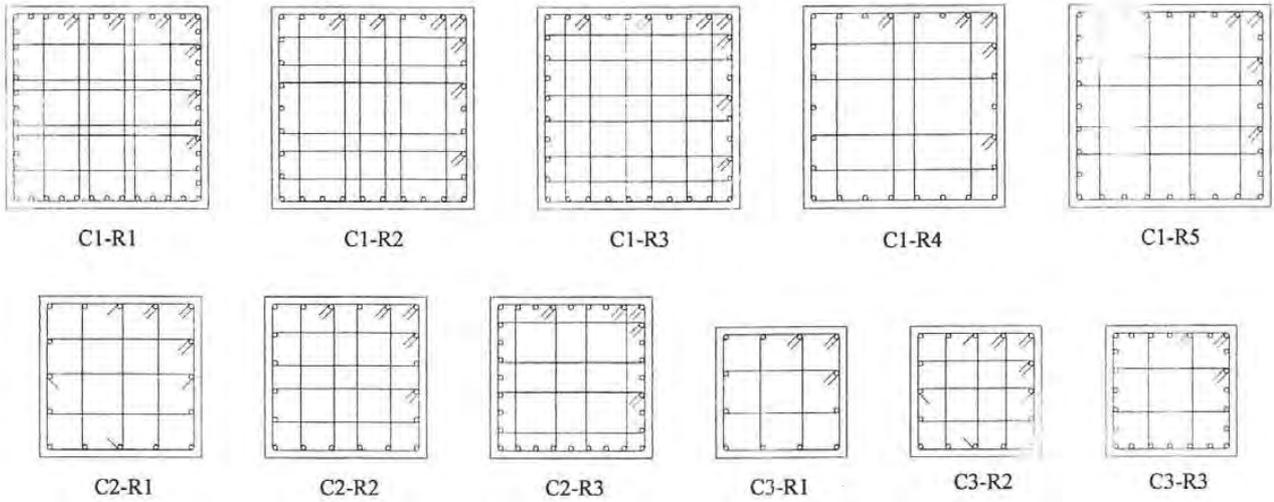


Figura 5.3 Secciones y refuerzo de las columnas del modelo DQ4CP

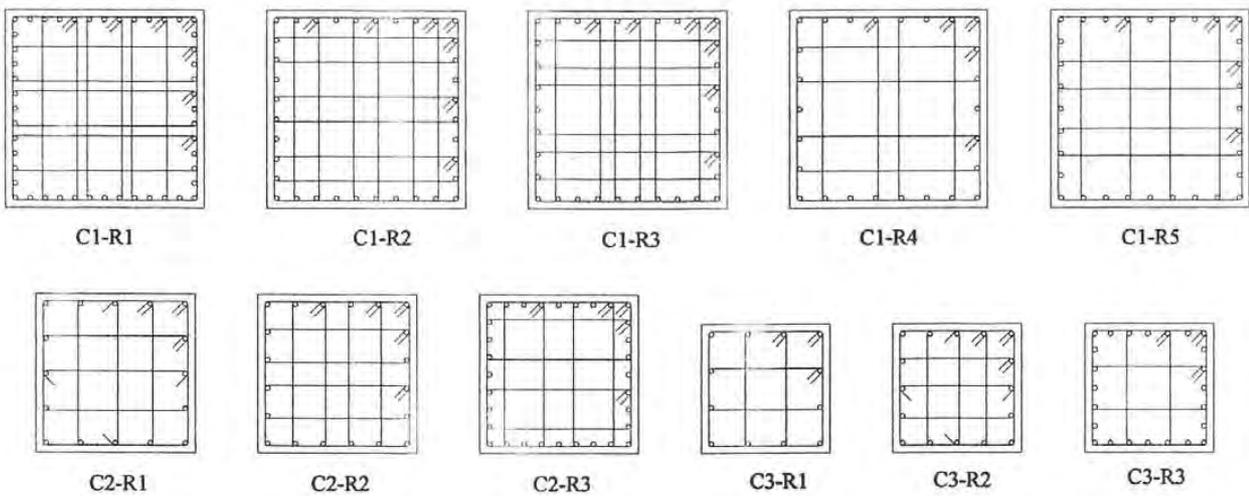


Figura 5.4 Secciones y refuerzo de las columnas del modelo DQ4CP1,7

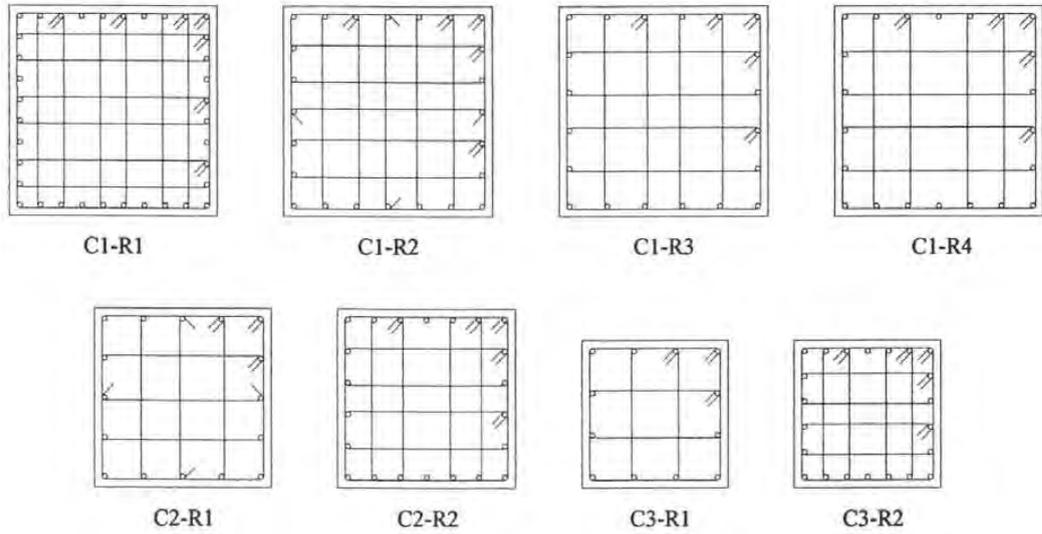


Figura 5.5 Secciones y refuerzo de las columnas del modelo DQ4AA

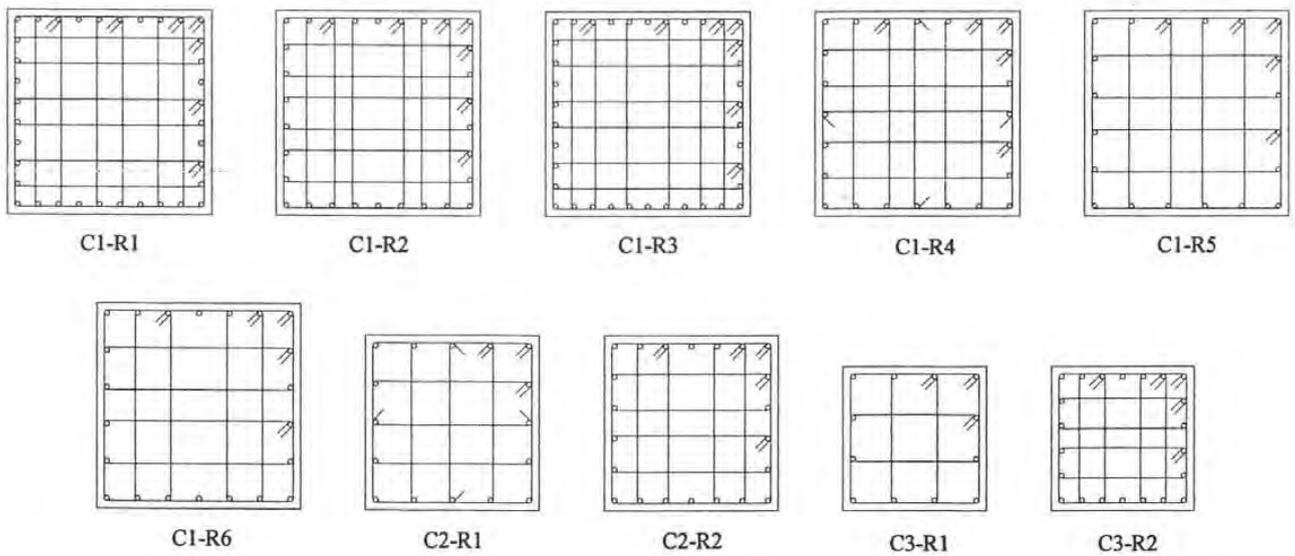


Figura 5.6 Secciones y refuerzo de las columnas del modelo DQ4AA1.7

CAPÍTULO 6

METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE LOS CRITERIOS DE LA PROPUESTA DEL RCDF-01, NTCC-01 Y NTCS-01 CONSIDERANDO RESISTENCIAS NOMINALES Y FUENTES ADICIONALES DE SOBRRRESISTENCIA

6.1 Consideraciones generales

En el presente estudio se pretende contribuir a revisar si las disposiciones de diseño de la propuesta del RCDF-01 (2001) y sus normas técnicas complementarias NTCC-01 (2001) y NTCS-01 (2001) son adecuadas, suficientes y confiables para el diseño de estructuras regulares con base en marcos dúctiles de concreto reforzado; reconociendo que una revisión rigurosa del Reglamento implicaría necesariamente realizar estudios en una gran diversidad de estructuras y no únicamente en un edificio.

Fundamentalmente, los aspectos que se pretenden evaluar son:

- a) Si diseñar la rigidez lateral de la estructura cumpliendo el límite de distorsiones de entrepiso $\gamma = 0.012$ del cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) lleva a un comportamiento sísmico adecuado de la estructura.
- b) Si el cumplimiento de los límites $\gamma = 0.004$ y $\gamma = 0.030$ para las distorsiones de entrepiso de diseño establecidos en el Apéndice normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para la limitación de daños a elementos no estructurales y para seguridad contra colapso respectivamente, implica un comportamiento sísmico adecuado de la estructura.
- c) Si los factores de comportamiento sísmico $Q = 3$ y $Q = 4$ empleados para diseñar estructuras con base en marcos dúctiles son razonables.
- d) Las diferencias que se tienen entre la aplicación y omisión de las disposiciones de la propuesta de NTCC-01 (2001) relacionadas con el incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo para la determinación de la carga axial de diseño a utilizar en el dimensionamiento de las columnas de marcos dúctiles diseñados con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$.
- e) Las diferencias que se tienen entre la adopción del cuerpo principal y el Apéndice normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para el análisis sísmico.
- f) El factor de sobrerresistencia global ante cargas laterales de los modelos en estudio.

Para evaluar los aspectos arriba descritos, se estudió el comportamiento sísmico de los modelos efectuando análisis dinámicos no lineales, empleando el programa DRAIN-2DX (Prakash et al., 1992) utilizando modelos con distribución de fuerzas laterales entre los marcos por acción del diafragma rígido (*figura 6.1*). La acción de la losa como diafragma rígido se modeló a partir de elementos elásticos infinitamente rígidos, teniendo como única función transmitir las fuerzas cortantes entre cada uno de los marcos, sin posibilidad de disipar energía por comportamiento inelástico ni por amortiguamiento.

Los modelos con distribución de fuerzas laterales entre los marcos se construyeron a manera de obtener por separado la respuesta de cada marco individual, así como considerando el ensamblaje total de los cuatro y cinco marcos existentes en las direcciones x y y respectivamente, con la finalidad de valorar el comportamiento estructural total unidireccional de cada modelo.

Para los análisis no lineales se consideró la sección bruta de los miembros estructurales y no se tomó en cuenta la aportación de la losa a la rigidez, considerando un comportamiento elastoplástico.

En todos los modelos se consideraron en los análisis dinámicos no lineales los efectos P- Δ ; sin embargo, para el modelo DQ4AA en dirección x se decidió llevar a cabo también un análisis dinámico no lineal sin considerar estos efectos, ya que como se mencionará más adelante a detalle, en las curvas de histéresis de entrepiso de algunos modelos, y en particular en el modelo DQ4AA, se observó una repentina disminución de capacidad para tomar cortante a deformaciones superiores a la de fluencia y se deseaba determinar si esta degradación de resistencia se debía precisamente a efectos P- Δ o tenía otro origen. En ningún caso se consideró la interacción suelo-estructura.

Para los análisis no lineales, en los cuales se consideró tanto la resistencia nominal de los miembros estructurales como una resistencia mayor incorporando fuentes adicionales de sobrerresistencia, se utilizaron dos registros: la componente E-W del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT y la componente E-W del acelerograma sintético generado para un sismo de $M_s = 8.2$ para la estación 56 de la red acelerográfica del valle de México, ubicada en la calle de Córdoba en la colonia Roma, con periodo dominante de 2.2 segundos y aceleración máxima espectral de 1.44g.

En las figuras 6.2a, 6.2b y 6.2c se observan los dos acelerogramas. El acelerograma SCT-EW tiene una duración de un poco más de 160 segundos y aceleración máxima del terreno de aproximadamente 0.17g, con una respuesta espectral máxima de 1.0 g para un periodo de dos segundos, con una fase intensa de 30 segundos. El registro sintético E56-EW presenta una duración similar, pero con aceleración máxima del terreno de 0.21g y respuesta espectral máxima de 1.4 g para un periodo de 2.2 segundos aproximadamente.

Se eligió el registro SCT-EW con el fin de tener un acelerograma representativo y de características similares a las del sismo máximo contemplado por el Reglamento del cual se pretenden evaluar sus criterios. Por otra parte el registro sintético de la estación 56 representa aceleraciones de terreno tales que de acuerdo con los expertos en la materia (Tena, 2004) se podrían presentar durante la ocurrencia de uno de los sismos intensos que se esperan.

Para modelar la rigidez a flexión de los miembros se adoptó un modelo elastoplástico. Este modelo, aunque no reproduce fielmente el comportamiento real del concreto y por lo tanto representa una limitación del presente estudio, brinda resultados satisfactorios para la evaluación de respuestas globales.

6.1.1 Determinación de la resistencia nominal de los miembros estructurales

Se determinaron las resistencias a flexión de las vigas y flexocompresión y flexotensión de las columnas de cada modelo considerando:

- a) El área real provista de refuerzo, incluyendo la aportación del refuerzo a compresión de las vigas
- b) El nuevo bloque equivalente de esfuerzos del concreto estipulado en la propuesta de NTCC-01 (2001)
- c) Un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo, como se especifica en la propuesta de NTCC-01 (2001)

Aunque se han designado como resistencias nominales a aquéllas obtenidas aplicando las tres consideraciones arriba mencionadas, es importante aclarar que incluyen cierto grado de sobrerresistencia; aquéllas inherentes al uso de la propuesta de RCDF-01 (2001). Por lo anterior, la respuesta de la estructura bajo consideración de resistencias nominales presentará efectos de sobrerresistencia.

Los factores de sobrerresistencia incorporados a este nivel serían:

- a) Factor debido al uso de factores de carga ($FC = 1.1$)
- b) Factor debido al uso de factores de resistencia (para vigas $1/0.9 = 1.11$ y para columnas $1/0.8 = 1.25$)
- c) Factor de área real de acero

- d) Factor asociado al uso de secciones y elementos tipo
- e) Contribución del acero a compresión.

Los factores de sobrerresistencia asociados a la posibilidad de dominio de condiciones de carga gravitacional en el diseño, requerimientos de capacidades resistentes mínimas, requerimientos de rigideces por criterios de deformación y requerimientos de cuantías de acero mínimas se encuentran englobados en los factores asociados al uso de secciones y elementos tipo y al área real de acero.

6.1.2 Determinación de las resistencias incorporando fuentes de sobrerresistencia

Para tener una mejor estimación de la sobrerresistencia máxima, se determinó la resistencia de los miembros estructurales considerando las fuentes adicionales de sobrerresistencia:

- a) El factor de comportamiento real del acero empleando el modelo de Rodríguez y Botero (1994) y,
- b) El factor de comportamiento real del concreto utilizando el modelo de Kent y Park modificado.

La aportación de la losa a la resistencia a flexión de las vigas, en particular cuando la losa se encuentra en tensión, es otra de las fuentes de sobrerresistencia reconocidas; sin embargo, existe gran incertidumbre en cuánto aporta en efecto la losa, debido al hecho que el ancho y, consecuentemente, el refuerzo de la losa comprendido en este ancho, es variable y está en función de la deformación que el sismo impone a la estructura, lo que dificulta una determinación razonable de la cuantía efectiva de refuerzo de la losa que pudiera incrementar la resistencia a flexión de las trabes. Entre mayores sean las rotaciones en las articulaciones plásticas adyacentes a las caras de las columnas, más barras de la losa alejadas de la columna contribuirán a la resistencia a flexión. Además, también interviene en esto la presencia de vigas transversales. Por lo anterior, no se tomó en cuenta la participación de la losa en la resistencia a flexión de las trabes.

Tampoco se consideró el factor de sobrerresistencia relacionado con el incremento de la resistencia de los materiales ante cargas rápidas.

Los factores:

- a) Efectos tridimensionales y,
- b) Cargas vivas normativas mayores que las reales

no aplican en este estudio puesto que el modelo para el análisis estructural es tridimensional, con seis grados de libertad en cada nudo, obteniendo las fuerzas internas de un análisis tridimensional y no plano. Además, se utilizaron las mismas cargas vivas para el análisis inelástico que aquellas para el análisis elástico.

6.1.3 Parámetros dinámicos estudiados

Se estudiaron los siguientes parámetros dinámicos para todos los modelos no lineales:

- a) Curvas de histéresis de entrepiso

Debido a que el sismo, caracterizado por el acelerograma real o sintético seleccionado, introduce en la estructura varios ciclos de sollicitaciones en diversas direcciones, interesa observar el comportamiento ante repeticiones de cargas alternadas. En las curvas de histéresis se muestra la magnitud de la distorsión de entrepiso y el cortante de entrepiso asociado, normalizado con respecto al peso total de la estructura para cualquier instante de tiempo comprendido en el lapso de duración del análisis dinámico. De la observación de estas curvas se puede tener una idea de si el trabajo fue elástico o inelástico, en cuyo caso, la estabilidad, la amplitud y en particular el área de los ciclos proporcionan una medida de la cantidad de energía introducida por el sismo que es disipada por comportamiento inelástico.

b) Envolventes de distorsiones de entrepiso (γ)

Se presenta la máxima distorsión sufrida por cada entrepiso durante el análisis dinámico, sin que los valores de distorsión de un entrepiso y otro ocurran necesariamente en el mismo instante. En las gráficas que muestran esta envolvente también se presentan las distorsiones de entrepiso que sufre cada modelo tras ser cargado con las fuerzas laterales de diseño (distorsiones de diseño) y los límites de distorsión de entrepiso establecidos por el Reglamento.

c) Distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia de cualquier elemento estructural que forma parte del entrepiso (γ_{fluencia})

Para aquellos entrepisos que permanecieron en el intervalo de comportamiento elástico simplemente se reporta el valor de distorsión asociado a la fluencia de los demás entrepisos. También se presenta el límite de distorsión de entrepiso $\gamma = 0.004$ establecido en el Apéndice normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) relacionado con la revisión de rigidez lateral de la estructura para limitación de daños a elementos no estructurales, y en el caso de los modelos analizados sísmicamente conforme al Apéndice normativo A las distorsiones de entrepiso de diseño asociadas al sismo de servicio. Esto con la finalidad de tener como referencia el orden de magnitudes de distorsión de entrepiso que el sismo de servicio contemplado por el Reglamento impondría eventualmente a la estructura y poder establecer comparaciones con aquellos niveles de distorsión para los que se inicia el daño estructural. En este aspecto debe tenerse en cuenta sin embargo, que el modelado de la rigidez a flexión de los miembros estructurales es de fundamental importancia, por lo que los valores obtenidos representan un límite inferior ya que como se mencionó anteriormente se utilizó un modelo elastoplástico y se consideraron los momentos de inercia de las secciones brutas de concreto.

d) Distorsiones de entrepiso máximas asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\gamma_{\text{máxima}}$)

Tena (2004) y otros investigadores del ámbito nacional e internacional consideran que los límites de distorsión de entrepiso establecidos en los Reglamentos, con base en pruebas convencionales, podrían ser inadecuados por no incorporar el efecto relacionado con la sollicitación dinámica que un sismo provoca a las estructuras. Esto se debe a que en los laboratorios, donde se intenta determinar el nivel de distorsión de entrepiso asociado a los distintos niveles de daño, no se somete a la gran mayoría de los especímenes a carga dinámica y cíclica como a la que afecta a las estructuras reales durante una excitación sísmica y se realizan ensayos quasi-estáticos desplazando a la estructura primero en una dirección y situándola en su posición original antes de llevarla al lado opuesto, comenzando con la medición del desplazamiento para determinar la distorsión de entrepiso desde el punto cero (cero fuerza y cero desplazamiento). Por lo anteriormente expuesto y con el fin de incorporar de una manera más realista la deformación de las estructuras ante sismo, resulta interesante medir la distorsión de entrepiso desde la posición asociada al cambio de dirección de la fuerza cortante, sin que necesariamente corresponda esta posición al estado inicial de la estructura descargada, siendo deseable además que se determinaran los niveles de distorsión en trabajos experimentales de esta manera.

Como una muestra de la importancia de medir la distorsión de entrepiso como aquí se comenta, se tiene la evidencia de daños en estructuras que supuestamente no rebasaron las distorsiones de entrepiso de diseño (determinadas convencionalmente) durante la ocurrencia de algún sismo. En la figura 6.3 y 6.4 se observa la diferencia entre esta medida de distorsión (distorsión máxima, $\gamma_{\text{máxima}}$) y la comúnmente utilizada (distorsión, γ).

e) Envolventes de cortantes de entrepiso (V/W_T)

Se muestra el máximo cortante que toma el entrepiso normalizado con respecto al peso total de la estructura. Como la palabra "envolventes" lo sugiere, no necesariamente corresponden los valores de uno y otro entrepiso al mismo instante de tiempo.

- f) Cociente del número de medios ciclos donde se presentó respuesta inelástica ($MC_{\text{inelásticos}}$) entre el número total de medios ciclos a que fue sujeta la estructura ante un acelerograma dado (Total MC).

Se presenta el número de medios ciclos inelásticos normalizado con respecto al número total de medios ciclos que el entrepiso tuvo durante la excitación sísmica caracterizada por el acelerograma seleccionado. Con esto se pretende tener una medida del porcentaje de inelasticidad que la estructura presenta.

- g) Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ)

Estos valores de demandas de ductilidad se obtienen a partir de las curvas de histéresis de entrepiso. Para cada medio ciclo inelástico se determina la demanda de ductilidad dividiendo la distorsión de entrepiso máxima de ese medio ciclo entre la distorsión de entrepiso de fluencia correspondiente $\mu = \gamma_{\text{máx}}/\gamma_y$. Como la excitación sísmica introduce a la estructura varios ciclos de sollicitaciones en diversas direcciones se obtiene para cada nivel un valor máximo de demanda de ductilidad positiva y otro de demanda de ductilidad negativa de todos los ciclos de histéresis. El valor mostrado en las gráficas de demandas de ductilidad es el máximo de estos dos y se compara con el factor de comportamiento sísmico, aunque se reconoce que μ (demanda de entrepiso) y Q (capacidad global, principalmente de deformación) no son lo mismo.

- h) Cociente de la rigidez de entrepiso secante mínima inelástica o “pico a pico” ($k_{\text{mínima}}$) asociada al ciclo histerético de amplitud máxima y la rigidez elástica del entrepiso ($k_{\text{elástica}}$)

Con este cociente se pretende valorar la degradación estructural por comportamiento no lineal. La rigidez mínima es la menor de las rigideces “pico a pico” de entre todos los ciclos inelásticos experimentados por cierto entrepiso y se presenta en las gráficas normalizada con respecto a la rigidez elástica. En la figura 6.4 se muestra la forma en que se mide esta rigidez.

- i) Cociente del promedio de las rigideces de entrepiso secantes asociadas a los medios ciclos histeréticos inelásticos (k_{promedio}) y la rigidez elástica de entrepiso ($k_{\text{elástica}}$)

Se obtiene promediando las rigideces de todos los medios ciclos que experimenta el entrepiso en cuestión. La rigidez promedio se presenta también normalizada con respecto a la rigidez elástica para tener un parámetro que valore la degradación de rigidez por trabajo inelástico. Como esta rigidez se determina de una forma más discretizada, para cada medio ciclo, podría proporcionar en algunos casos una estimación de degradación de rigidez más realista que aquella determinada empleando la rigidez pico a pico como en el inciso anterior.

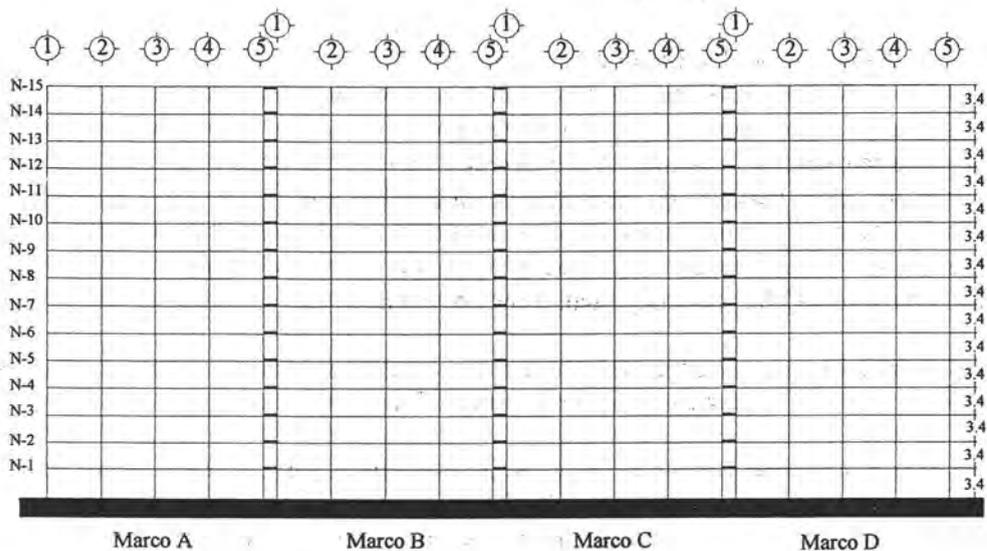
- j) Mapeo de la fluencia de elementos en tiempos específicos y en envolventes, incluyendo la determinación de la magnitud de las rotaciones inelásticas máximas.

Con estos mapeos se pretende observar, además de las zonas más vulnerables de la estructura, la evolución y extensión de las fluencias con el tiempo, así como el número y ubicación de secciones que participan en la deformación inelástica para disipar la energía introducida a la estructura por comportamiento inelástico. Los tiempos seleccionados para presentar el mapeo de fluencias fueron, entre otros, aquellos asociados a la ocurrencia de la primera fluencia en toda la estructura, así como aquellos instantes en que algún entrepiso sufrió la máxima distorsión de entrepiso, que ocurre generalmente en los primeros entrepisos.

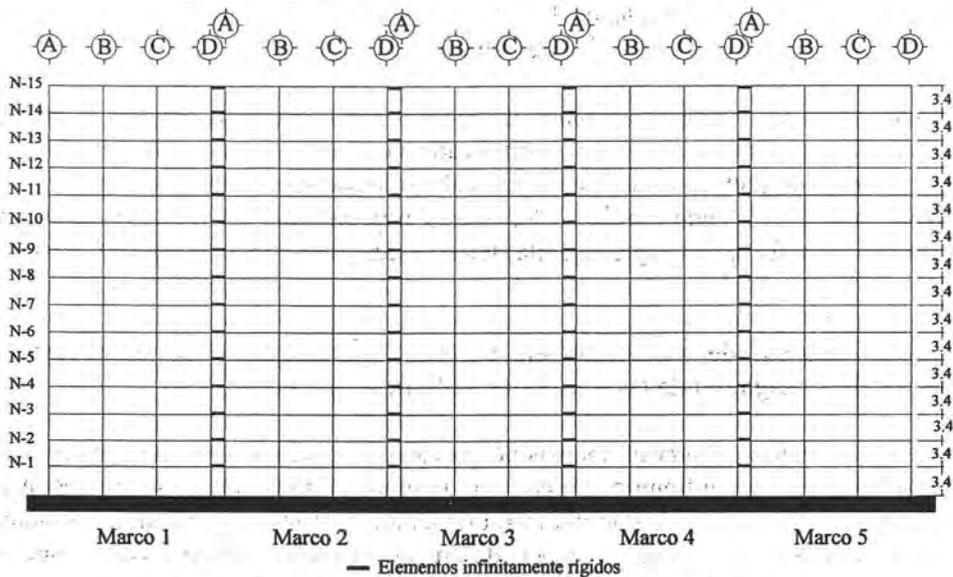
Además se presenta la magnitud de las demandas de rotaciones plásticas acumuladas experimentadas por vigas y columnas con la finalidad de observar las demandas de trabajo inelástico en los distintos miembros y el mecanismo de deformación última que la estructura tiende a presentar.

En la figura 6.4 se muestran esquemáticamente algunos de los conceptos comentados en los incisos de arriba.

La estructura en estudio presenta simetría en resistencia y rigidez, por lo cual, para el caso de los modelos en que se estudia el comportamiento individual de los marcos, únicamente se presentan los resultados de los marcos A, B, 1, 2 y 3 ya que sus respectivos marcos simétricos C, D, 5 y 4 presentan respuestas idénticas.



Modelo con distribución de fuerzas sísmicas en los marcos, dirección x



Modelo con distribución de fuerzas sísmicas en los marcos, dirección y
Acotaciones: m

Figura 6.1 Modelos con distribución de fuerzas laterales entre los marcos por acción del diafragma rígido

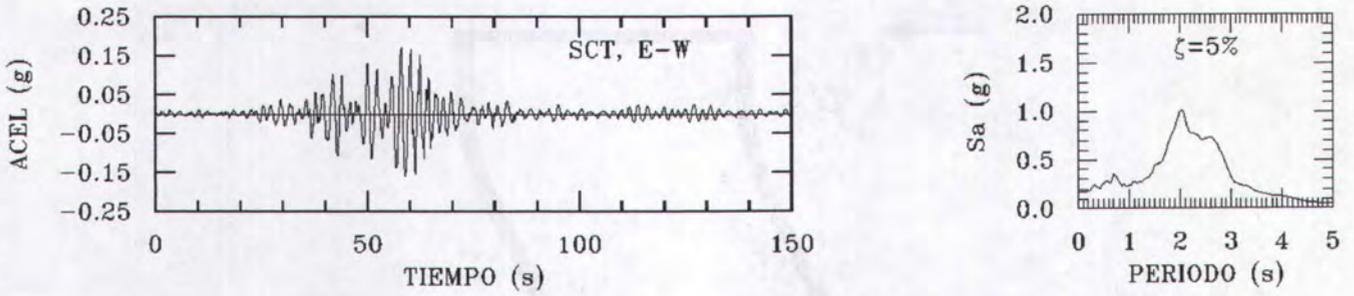


Figura 6.2a Acelerograma y espectro de respuesta correspondientes a la componente E-W registrada en la SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985

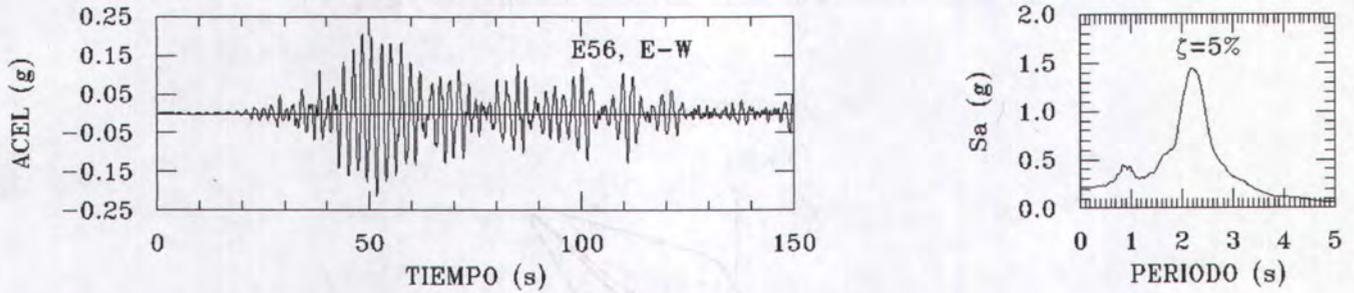


Figura 6.2b Acelerograma sintético y espectro de respuesta correspondientes a la estación No. 56 de la red acelerográfica del valle de México

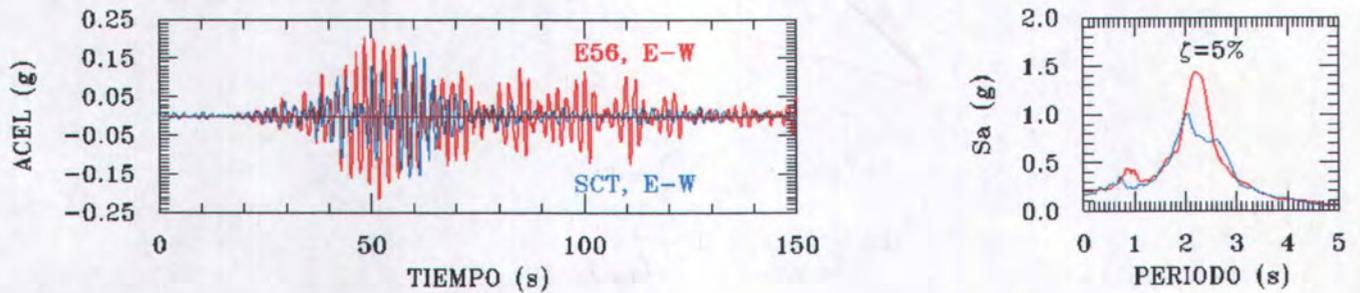
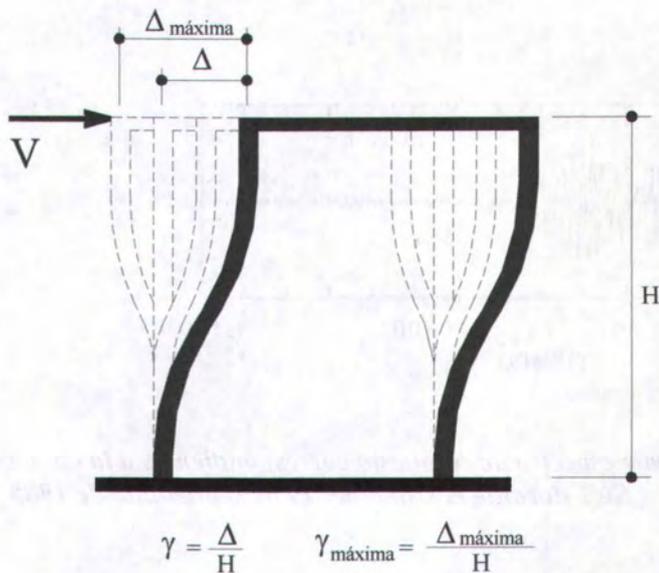


Figura 6.2c Comparación entre el acelerograma y espectro de respuesta de SCT-EW (1985) y la estación No. 56 de la red acelerográfica del valle de México



6.3 Determinación de las distorsiones de entrepiso $\gamma_{\text{máxima}}$ y γ

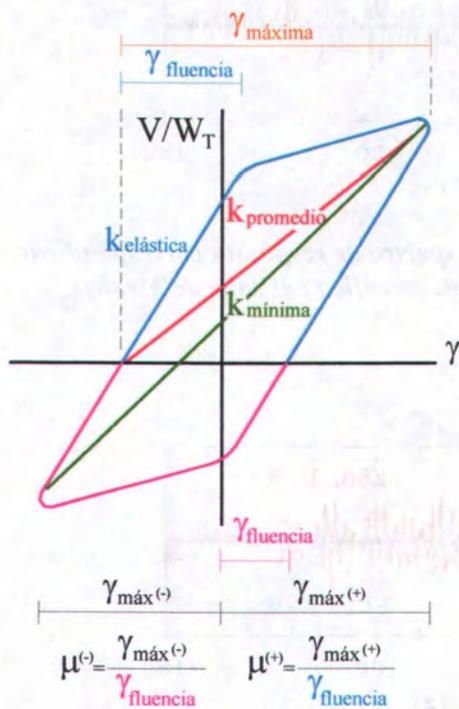


Figura 6.4 Definición de parámetros a partir de ciclos y medio ciclos de histéresis, generalmente asimétricos

CAPÍTULO 7

EVALUACIÓN DE LOS CRITERIOS DE LA PROPUESTA DEL RCDF-01, NTCC-01 Y NTCS-01 CONSIDERANDO RESISTENCIAS NOMINALES Y FUENTES ADICIONALES DE SOBRRRESISTENCIA PARA LOS MODELOS DISEÑADOS CON $Q=3$

7.1 Resultados de los análisis no lineales

7.1.1 Modelo DQ3CP

7.1.1.1 Curvas de histéresis de entrepiso

En dirección x , ante el registro SCT-EW y considerando resistencias nominales, los dos últimos entrepisos permanecen elásticos. Las curvas de histéresis de los entrepisos restantes, correspondientes a los marcos A y B así como a todo el edificio en esta dirección, definen ciclos amplios y estables con una importante capacidad de disipación de energía (*figura 7.1*). En dirección y el trabajo inelástico exhibido por la estructura es totalmente menor al demandado a la dirección x , manteniéndose elásticos un número importante de entrepisos superiores y siendo muy discretas las incursiones inelásticas de los entrepisos que rebasaron el intervalo de comportamiento elástico (*figura 7.2*).

Tras incorporar en los análisis no lineales el efecto de las fuentes adicionales de sobrerresistencia, se observa que en dirección x y ante el acelerograma SCT-EW disminuye notablemente la amplitud de los ciclos histeréticos, observándose incursiones inelásticas muy reducidas (*figura 7.3*). En dirección y las historias de distorsión definen un comportamiento elástico (*figura 7.4*).

Para el análisis efectuado con el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando resistencias nominales de los miembros estructurales, se obtuvieron para la dirección x historias de histéresis inestables por los enormes desplazamientos sufridos por la estructura, lo cual es una evidencia de que en esta dirección y ante un sismo de características similares a las del caracterizado por este registro sintético, la estructura sufriría colapso. El análisis se detuvo antes de terminar el recorrido total del acelerograma sólo para ahorrar horas máquina. Aunque el software utilizado es incapaz de modelar o reproducir colapso, se observan claramente en el intervalo mostrado valores de desplazamiento totalmente disparados que sería imposible que una estructura sufriera físicamente sin derrumbarse, aunque matemáticamente puedan ser calculados y reportados (*figura 7.5*). En la dirección y la estructura resiste sin colapso y con incursiones inelásticas discretas de los primeros seis entrepisos la excitación sísmica, simulada con este acelerograma sintético (*figura 7.6*).

Al incorporar las fuentes adicionales de sobrerresistencia se observa, en dirección x , que la estructura no se colapsa y permanecen elásticos los últimos cinco entrepisos (*figura 7.7*), lo cual muestra la importancia de garantizar el detallado sísmico en marcos dúctiles tal y como lo estipula el Reglamento a través de sus normas, pues como se mencionó anteriormente, uno de los efectos de sobrerresistencia considerados es el asociado al confinamiento del núcleo de concreto por los estribos. En dirección y los ciclos histeréticos acusan un comportamiento elástico (*figura 7.8*).

7.1.1.2 Envoltentes de distorsiones de entrepiso (γ)

Considerando resistencias nominales, las distorsiones de entrepiso dinámicas del marco A, B y todo el edificio en dirección x rebasan ligeramente a las distorsiones de diseño ante el acelerograma SCT-EW en los entrepisos

cuatro, cinco y seis, sin superar el límite $\gamma = 0.012$ establecido en el cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) (figura 7.9) y estando muy por debajo del límite $\gamma = 0.030$ estipulado en el Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso. En dirección y las distorsiones de entrepiso dinámicas no rebasan a las distorsiones de diseño y en consecuencia tampoco a los límites de distorsión establecidos en el cuerpo principal y en el Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) (figura 7.10), estando todavía más alejadas de ambos límites por ser la estructura más rígida en esta dirección.

Al incorporar el efecto de la sobrerresistencia en dirección x , las distorsiones dinámicas de entrepiso no rebasan a las distorsiones de diseño en ningún entrepiso, siendo de los entrepisos tres a nueve inferiores a las distorsiones relacionadas con resistencias nominales (figura 7.11). En dirección y se mantienen las distorsiones de los entrepisos dos a cinco relacionadas con sobrerresistencia por debajo de las correspondientes a las resistencias nominales, permaneciendo muy semejantes en el resto de los entrepisos y sin superar en ningún nivel a las distorsiones de entrepiso de diseño (figura 7.12).

Ante el acelerograma sintético de la estación 56 y en dirección x , considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia, se observa que este modelo presenta mayores distorsiones de entrepiso que ante el registro SCT-EW, rebasando en los entrepisos tres, cuatro y cinco a las distorsiones de diseño y al límite $\gamma = 0.012$ establecido en el cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) (figura 7.13). En dirección y también se observa la tendencia del modelo a sufrir mayores distorsiones de entrepiso con el registro de la estación 56, aunque sin rebasar las distorsiones de entrepiso de diseño en ningún nivel para ambas consideraciones de resistencia (figuras 7.14 y 7.15).

Independientemente del acelerograma considerado, dirección de análisis o consideración de resistencia, las distorsiones de entrepiso se encuentran en todos los casos muy alejadas del límite $\gamma = 0.030$ estipulado en el Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso (figuras 7.9 a 7.15).

7.1.1.3 Distorsión de fluencia ($\gamma_{fluencia}$)

Ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales, la mayoría de los entrepisos que presentan fluencias en dirección x lo hacen a valores de distorsión de entrepiso superiores al límite $\gamma = 0.004$ establecido en el Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para limitación de daño a elementos no estructurales y graficado aquí como referencia. En la figura 7.9 se aprecia claramente que la fluencia se presenta antes en los marcos interiores que en los exteriores, lo que hace pensar que los marcos interiores, donde en su diseño rigen generalmente las combinaciones por cargas verticales, presentan cierto grado de subdiseño por sismo cuando éstos diseños se basan en los resultados de análisis con modelos elásticos tridimensionales, como lo permiten las normas. En la dirección y también se nota que aparece primero la fluencia en los marcos interiores, aunque en general se hace presente a valores de distorsión menores a los asociados a la dirección x , permaneciendo las distorsiones de fluencia de todos los entrepisos muy por debajo del límite $\gamma = 0.004$ (figuras 7.10).

Al incorporar los efectos de las fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x se retrasa la fluencia como se esperaba, presentándose ésta a valores de distorsión notablemente superiores a los valores relacionados con resistencias nominales y en todos los entrepisos a distorsiones superiores al límite $\gamma = 0.004$ (figura 7.11). En dirección y no se tiene trabajo inelástico.

La distorsión de fluencia de este modelo ante el registro de la estación 56 tiende a ser mayor a la correspondiente al análisis no lineal con el acelerograma SCT-EW para ambas direcciones y consideraciones de resistencia (figuras 7.13, 7.14 y 7.15).

7.1.1.4 Distorsiones de entrepiso máximas asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima (γ máxima)

Las distorsiones máximas en dirección x rebasan a las distorsiones de diseño de los entrepisos uno a nueve ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales, alcanzando valores máximos de aproximadamente $\gamma = 0.019$ en el quinto entrepiso (*figura 7.9*). En la dirección y las distorsiones máximas son en todos los entrepisos menores a las de diseño, alcanzando valores máximos de $\gamma = 0.003$ aproximadamente en el tercer entrepiso (*figura 7.10*).

Al considerar la sobrerresistencia las distorsiones máximas disminuyen considerablemente, rebasando sólo en los entrepisos tres, cuatro y cinco a las distorsiones de diseño en dirección x (*figura 7.11*), y sin rebasar en dirección y en ningún entrepiso a las de diseño (*figura 7.12*).

La distorsión máxima de este modelo ante el registro de la estación 56 tiende a ser mayor a la correspondiente al análisis no lineal con el acelerograma SCT-EW para ambas direcciones y consideraciones de resistencia, rebasándose en dirección x bajo resistencias nominales el límite de distorsión $\gamma = 0.012$ de los entrepisos tres a seis (*figuras 7.13, 7.14 y 7.15*).

7.1.1.5 Envolventes de cortantes de entrepiso (V/W_T)

Tanto en dirección x como en y , los marcos exteriores toman más cortante que los interiores (*figuras 7.9 y 7.10*), siendo este fenómeno más claro y notorio en la dirección y y en los primeros entrepisos.

Cuando se consideran las fuentes de sobrerresistencia adicionales y como es natural, se aprecia que en ambas direcciones la estructura toma más cortante que cuando se consideran resistencias nominales (*figuras 7.11 y 7.12*). En la tabla 8.1 del capítulo 8 se muestra el valor de los cortantes basales de cada modelo y se observan estas diferencias de forma detallada.

En las figuras 7.13, 7.14 y 7.15 se observa que ante el acelerograma de la estación 56 la estructura toma más cortante que ante el acelerograma SCT-EW, lo cual aparte de evidenciar que el registro de la estación 56 es más severo, muestra que la estructura puede desarrollar una resistencia lateral todavía mayor a la demandada por el registro SCT-EW.

7.1.1.6 Cociente del número de medios ciclos donde se presentó respuesta inelástica ($MC_{inelásticos}$) y el número total de medios ciclos a que fue sujeta la estructura (Total MC)

Ante el registro SCT-EW y considerando resistencias nominales, el porcentaje de ciclos inelásticos en dirección x es en la mayoría de los entrepisos mayor para el marco interior B que para el marco A, lo cual refuerza la idea de que los marcos interiores presentan cierto grado de subdiseño para efectos sísmicos, observándose valores máximos del orden del 30% (*figura 7.9*). En dirección y se observa más claramente cómo los marcos interiores presentan niveles más altos de trabajo inelástico que los interiores, alcanzando el marco uno valores máximos de aproximadamente 2% en el tercer entrepiso, el marco dos 2% en el primer entrepiso y el marco tres de 20% en el tercer entrepiso (*figura 7.10*).

Cuando se considera la sobrerresistencia en dirección x el porcentaje de ciclos inelásticos se abate notablemente, pasando de valores máximos del orden de 30% a 10% (*figura 7.11*). En dirección y , la estructura tiene un comportamiento totalmente elástico (*figura 7.12*).

7.1.1.7 Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ) y relación entre rigidez secante y elástica

Las demandas de ductilidad de entrepiso en dirección x ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales se encuentran por debajo del factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, alcanzando valores

máximos apenas mayores a dos en el sexto entrepiso. Se observa que las demandas de ductilidad de entrepiso del marco interior B son en la mayoría de los entrepisos ligeramente mayores a las del marco exterior A (*figura 7.9*). Se observa una clara correspondencia entre los valores más altos de demanda de ductilidad y un valor menor de la relación rigidez secante a elástica, siendo que a las máximas demandas de ductilidad corresponden valores de rigidez secante de aproximadamente 50% de la rigidez elástica si se toma la rigidez inelástica mínima, ó 80% de la rigidez elástica si se utiliza la rigidez inelástica promedio. Así como las demandas de ductilidad tienden a ser mayores para los marcos interiores, la relación rigidez secante a elástica es ligeramente menor para los marcos interiores (*figura 7.9*).

En dirección y las demandas de ductilidad alcanzan valores máximos de $\mu = 1.6$ en el tercer entrepiso, correspondiendo a estas demandas de ductilidad rigideces inelásticas mínimas del orden del 70% de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de aproximadamente 90% de la rigidez elástica (*figura 7.10*). También se observa claramente que en esta dirección las demandas de ductilidad son mayores para los marcos interiores y que éstos a su vez presentan menor relación de rigidez secante a elástica que los marcos exteriores (*figura 7.10*).

Cuando se considera la sobrerresistencia las demandas de ductilidad disminuyen, y aumenta la relación de rigidez secante a elástica, teniéndose en la dirección x valores máximos de demanda de ductilidad del orden de $\mu = 1.2$ en el quinto entrepiso, asociados a rigideces inelásticas mínimas de aproximadamente 85% de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de 95% de la rigidez elástica (*figura 7.11*). En dirección y las demandas de ductilidad se abaten totalmente y la relación entre rigidez secante a elástica aumenta, permaneciendo la estructura completamente elástica con valores de demanda de ductilidad unitarios y rigideces mínima y promedio iguales a la rigidez elástica (*figura 7.12*).

Considerando las fuentes adicionales de sobrerresistencia en la dirección x , se observa que ante el registro de la estación 56 la estructura presenta en general mayores demandas de ductilidad de entrepiso y menores valores de relación rigidez secante a elástica que ante el acelerograma SCT-EW (*figura 7.13*).

En dirección y tomando las resistencias nominales de los miembros, se observa en el entrepiso once una demanda de ductilidad de tres ante el acelerograma de la estación 56 (*figura 7.14*). Con sobrerresistencia las demandas de ductilidad se abaten notablemente y la relación rigidez secante a elástica crece; sin embargo se aprecian mayores demandas ante el registro de la estación 56 que para el acelerograma SCT-EW (*figura 7.15*).

7.1.1.8 Mapeo de la fluencia de elementos en tiempos específicos, en envolventes, y rotaciones plásticas acumuladas

El valor de las demandas de rotación plástica acumulada en cada miembro estructural con trabajo en el intervalo de comportamiento inelástico en la dirección x , bajo consideración de resistencias nominales y ante el acelerograma SCT-EW se presenta en la *figura 7.16a*. Todas las columnas que presentaron fluencias sufren demandas de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad.; mientras que las trabes presentaron valores cercanos a 0.06 rad., observándose claramente una concentración de trabajo inelástico en los niveles tres, cuatro y cinco y en particular en los marcos interiores. En dirección y ninguna de las secciones con incursiones inelásticas presentó demandas de rotación mayores a 0.01 rad. (*figura 7.16b*).

Al considerar la sobrerresistencia en dirección x , desaparecen las fluencias en todas las columnas y en un gran número de las trabes (*figura 7.17a*), asociándose a las remanentes valores de demanda de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad. Cuando se considera la sobrerresistencia en dirección y (*figura 7.17b*) la estructura responde elásticamente.

Las magnitudes de las rotaciones plásticas de las trabes y las columnas, además de su correspondiente mapeo, para ambas consideraciones de resistencia, indican que el comportamiento inelástico observado corresponde en efecto al asociado a un diseño con mecanismo de falla último de columna fuerte-viga débil.

En las figuras 7.18a y 7.18b se presenta la magnitud de las rotaciones inelásticas acumuladas, considerando sobrerresistencia y el registro de la estación 56. Se observa un mayor trabajo inelástico en ambas direcciones que aquel observado ante el acelerograma SCT-EW, presentando algunas de las traveses de los niveles tres y cuatro en dirección x demandas de rotación mayores y de aproximadamente 0.02 rad. Por otra parte, para la dirección y se observan más fluencias en algunas de las traveses de los entrepisos uno a cuatro, así como el ocho, con magnitudes inferiores a 0.01 rad., mientras que ante el acelerograma SCT-EW la estructura permanecía elástica en esta dirección (figura 7.18b).

En las figuras A.1a, A.1b, A.1c y A.1d del Anexo A se muestra el mapeo de fluencias en tiempos específicos en dirección x para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales. En estas figuras se observa que las primeras fluencias se presentaron en las traveses del tercer, cuarto y quinto nivel de los marcos interiores B y C a 20.52 segundos de iniciado el análisis. La mayoría de las fluencias se presentan en las traveses, aunque se tienen algunas en la base de las columnas A1, A5, D1 y D5 de planta baja, así como en el extremo inferior de las columnas A1, A2, A3, A4, A5, B1, B5, C1, C5, D1, D2, D3, D4 y D5, en ambos extremos las columnas A1, A5, D1 y D5 del cuarto entrepiso, la parte superior de las columnas A1, A5, D1 y D5 del quinto entrepiso, la parte superior de todas las columnas del sexto entrepiso con excepción de las B1, B5, C1 y C5, y todas las columnas de los marcos A y D en su extremo superior del séptimo y octavo entrepiso.

El mapeo de fluencias en tiempos específicos en dirección y se presenta en las figuras A.1e, A.1f, A.1g y A.1h del Anexo A, observándose que el número de fluencias en esta dirección es mucho menor que en la dirección x . La primera fluencia aparece en el marco interior 3 a 30.20 segundos de iniciado el análisis, tiempo posterior al asociado a la dirección perpendicular. En esta dirección se aprecia además que el daño se extiende en el marco interior 3 y predominaron las fluencias en las traveses, presentándose únicamente fluencias en la parte superior de las columnas D1 y D5.

En las figuras A.2a a A.2d del Anexo A se muestra el mapeo de fluencias en tiempos específicos para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia, mientras que en las figuras A.3a a A.3d se presenta esta información para el registro sintético de la estación 56.

7.1.2 Modelo DQ3AA

7.1.2.1 Curvas de histéresis de entrepiso

De forma similar al modelo DQ3CP, la respuesta de los dos últimos entrepisos en dirección x permaneció en el intervalo elástico ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales. Las curvas de histéresis de los marcos A, B y de toda la estructura definen ciclos amplios y estables de los entrepisos uno a trece con una capacidad de disipación de energía importante (figuras 7.19). En dirección y el trabajo inelástico es mucho menor al exhibido por el edificio en dirección x , aunque un poco mayor al correspondiente al modelo DQ3CP, siendo los ciclos histeréticos de los niveles con trabajo inelástico un poco más amplios (figura 7.20). Esto hace pensar que la adopción del planteamiento del Apéndice Normativo A lleva a tener una mejor repartición del daño en la estructura y una mayor disipación de energía por comportamiento inelástico.

Tras incorporar a los análisis no lineales el efecto de la sobrerresistencia, se observa en ambas direcciones una disminución importante de la amplitud de los ciclos histeréticos, siendo aún el trabajo inelástico en la dirección x mayor al de la dirección y (figuras 7.21 y 7.22).

Ante el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia se tiene una respuesta similar a la del acelerograma SCT-EW, aunque con mayores demandas en la dirección x .

7.1.2.2 Envolventes de distorsiones de entrepiso (γ)

Ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales, las distorsiones de entrepiso dinámicas del marco A, B y del modelo global en dirección x no rebasan a las distorsiones de entrepiso de diseño, estando muy por debajo de éstas y aún más alejadas del límite $\gamma = 0.030$ estipulado en el Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso (*figura 7.23*).

Aunque este modelo no tendría por que cumplir con la distorsión de entrepiso límite $\gamma = 0.012$ establecida en el cuerpo principal de las NTCS-01, se observa que en ningún entrepiso se rebasa este límite (*figura 7.23*).

Si se comparan las distorsiones de entrepiso dinámicas de los modelos DQ3AA y DQ3CP en dirección x se observa que el modelo diseñado con el Apéndice Normativo A sufre en todos los entrepisos distorsiones menores a las del modelo DQ3CP (*figura 7.24*).

En dirección y las distorsiones de entrepiso dinámicas tampoco rebasan a las distorsiones de entrepiso de diseño y en consecuencia al límite de distorsión $\gamma = 0.030$ establecido en el Apéndice Normativo A de las NTCS-01 (*figura 7.25*), estando todavía más alejadas de éste valor por ser la estructura más rígida en esta dirección. En los primeros cinco entrepisos las distorsiones dinámicas del modelo DQ3AA son visiblemente mayores a las correspondientes al modelo DQ3CP (*figura 7.26*).

Cuando se consideran las fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x las distorsiones dinámicas de entrepiso disminuyen de los entrepisos tres a ocho, cumpliendo todavía de mejor manera en estos entrepisos con las distorsiones límite (*figura 7.27*). Se observa además que el modelo DQ3AA presenta en todos los entrepisos distorsiones menores a las correspondientes al modelo DQ3CP (*figura 7.28*).

En la dirección y se abaten las distorsiones dinámicas de los primeros cinco entrepisos relacionadas con sobrerresistencia de una forma muy notoria (*figura 7.29*), sin apreciar diferencias importantes entre las distorsiones de los modelos DQ3AA y DQ3CP (*figura 7.30*).

Al realizar la comparación entre los modelos analizados con el acelerograma sintético de la estación 56 y el registro SCT-EW se observa que ante el primero y en particular en la dirección x la estructura tiende a presentar mayores valores de distorsión de entrepiso (*figuras 7.32 y 7.32*).

Ante el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia se observa que el modelo DQ3CP tiende a sufrir mayores distorsiones de entrepiso que el modelo DQ3AA, en particular en la dirección x (*figuras 7.33 y 7.34*).

7.1.2.3 Distorsión de fluencia ($\gamma_{fluencia}$)

Bajo consideración de resistencia nominal en dirección x y ante el registro SCT-EW, la fluencia se presenta en la mayoría de los entrepisos para niveles de distorsión inferiores al límite $\gamma = 0.004$ establecido en el Apéndice Normativo A para limitación de daño a elementos no estructurales (*figura 7.23*), apreciándose una gran similitud entre los valores de distorsión de fluencia en elevación y las distorsiones de diseño correspondientes al sismo de servicio. Se observa también que en los marcos interiores comienza la fluencia antes que en los exteriores (*figura 7.23*).

Al comparar las distorsiones de fluencia de los modelos DQ3AA y DQ3CP se aprecia claramente que en todos los entrepisos se presenta primero la fluencia en el modelo diseñado con el Apéndice Normativo A, lo cual muestra cierta tendencia de la filosofía de diseño estipulada en este Apéndice por tener estructuras con un trabajo inelástico mejor definido (*figura 7.24*).

En la dirección y se nota también la tendencia de los marcos interiores a fluir a niveles de distorsión más bajos con respecto a los marcos exteriores, presentándose la fluencia a valores de distorsión menores a los asociados a

la dirección x con una disposición muy marcada a adoptar el patrón de distribución en elevación de las distorsiones de entrepiso de diseño asociadas al sismo de servicio (*figura 7.25*). Sin embargo, Las distorsiones de fluencia son menores que las estimadas para el sismo de servicio, lo que también debe ponderarse.

Al igual que en la dirección x , en dirección y se observa que el modelo DQ3AA fluye a niveles de distorsión inferiores al modelo DQ3CP (*figura 7.26*).

Al considerar la sobrerresistencia en dirección x se retrasa la fluencia, presentándose ésta a valores de distorsión notablemente superiores a los valores relacionados con resistencias nominales, y en la gran mayoría de los niveles a distorsiones superiores al límite $\gamma = 0.004$ y consecuentemente a las distorsiones de diseño asociadas al sismo de servicio (*figura 7.27*).

Tal como sucedió cuando se consideraron resistencias nominales, bajo consideración de sobrerresistencia el modelo diseñado conforme al Apéndice Normativo A presenta fluencias a menores niveles de distorsión con respecto al modelo DQ3CP (*figura 7.28*).

Bajo consideración de sobrerresistencia, en dirección y no se tiene un trabajo inelástico de importancia, por lo que la mayoría de las distorsiones de fluencia mostradas en realidad están asociadas al instante en que se tuvieron las fluencias de los pocos entrepisos que fluyeron (*figura 7.29*), manteniéndose también en esta dirección la tendencia del modelo DQ3AA a fluir antes que el modelo DQ3CP (*figura 7.30*).

Comparando los modelos analizados con el acelerograma sintético de la estación 56 y el registro SCT-EW se observa que ante el registro SCT-EW y en particular en la dirección y la estructura tiende a presentar menores valores de distorsión de fluencia (*figuras 7.31 y 7.32*).

Con el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia se observa que el modelo DQ3AA tiende a fluir a valores de distorsiones de entrepiso menores a los del modelo DQ3CP, en particular en la dirección x (*figuras 7.33 y 7.34*).

7.1.2.4 Distorsiones de entrepiso máximas asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima (γ máxima)

Las distorsiones máximas en dirección x no rebasan a las distorsiones de diseño en ningún entrepiso, alcanzando valores máximos de $\gamma = 0.017$ en el quinto entrepiso (*figura 7.23*). El modelo DQ3AA presenta en todos los entrepisos distorsiones máximas menores a las del modelo DQ3CP (*figura 7.24*).

En dirección y las distorsiones máximas no rebasan a las de diseño, alcanzando valores máximos aproximados de $\gamma = 0.004$ en el entrepiso tres (*figura 7.25*). En esta dirección también se observa que los valores de distorsión máxima tienden a ser ligeramente mayores para los marcos ubicados en el centro (*figuras 7.25*). El modelo DQ3AA presenta valores mayores de los entrepisos uno a seis a los correspondientes al modelo DQ3CP, permaneciendo muy similares en el resto de los entrepisos (*figura 7.26*).

Al considerar la sobrerresistencia las distorsiones máximas disminuyen de manera importante, resultando todavía mejor contenidas por las distorsiones de diseño tanto en dirección x como en y (*figuras 7.27 y 7.29*). El modelo DQ3AA presenta en todos los entrepisos distorsiones máximas menores a las del modelo DQ3CP (*figuras 7.28*).

En dirección y , bajo consideración de sobrerresistencia, se observa que las distorsiones máximas se reducen en los primeros cinco entrepisos (*figura 7.29*), sin apreciar diferencias importantes entre los modelos DQ3AA y DQ3CP (*figura 7.30*).

Comparando los modelos analizados con el acelerograma sintético de la estación 56 y el registro SCT-EW se observa que ante el registro SCT-EW y en particular en la dirección y la estructura tiende a presentar menores

valores de distorsión máxima (figuras 7.31 y 7.32). Con el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia se observa que el modelo DQ3CP tiende a presentar mayores valores de distorsiones de entrepiso máxima con respecto al modelo DQ3AA, en particular en la dirección x (figuras 7.33 y 7.34).

7.1.2.5 *Envoltentes de cortantes de entrepiso (V/W_T)*

Al observar el comportamiento en dirección x se tiene que el marco exterior A tiende a tomar en todos los entrepisos más cortante que el marco interior B (figura 7.23) con el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales. Además, en todos los entrepisos se aprecia una mayor capacidad por parte del modelo DQ3CP para tomar cortante con respecto al modelo DQ3AA (figura 7.24).

Tal como sucedió con el modelo DQ3CP, se observa que en dirección y el marco interior tres tiene menos capacidad para tomar cortante que el marco dos y éste a su vez que el marco exterior uno (figura 7.25), observándose también que en esta dirección y en todos los entrepisos el modelo DQ3AA toma menos cortante que el modelo DQ3CP (figura 7.26).

Al considerar la sobrerresistencia y, como es lógico, la estructura toma más cortante en ambas direcciones (figuras 7.27 y 7.29), manteniéndose la tendencia del modelo DQ3CP a tomar más cortante que el modelo DQ3AA (figuras 7.28 y 7.30). En la tabla 8.1 del capítulo 8 se presenta de forma detallada el valor de los cortantes basales de cada modelo.

En las figuras 7.31 y 7.32 se observa, al igual que en el modelo DQ3CP, que ante el acelerograma de la estación 56 la estructura toma más cortante que ante el acelerograma SCT-EW, lo que significa que la estructura puede desarrollar una resistencia lateral todavía mayor a la demandada por el registro SCT-EW y siendo esto más claro para la dirección y , dirección que ante el acelerograma SCT-EW no estuvo muy demandada.

Ante el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia, se observa que el modelo DQ3CP toma más cortante que el modelo DQ3AA, tal como sucedió con el acelerograma SCT-EW con ambas consideraciones de resistencia (figuras 7.33 y 7.34).

7.1.2.6 *Cociente del número de medios ciclos donde se presentó respuesta inelástica ($MC_{inelásticos}$) y el número total de medios ciclos a que fue sujeta la estructura (Total MC)*

Se observa para la mayoría de los entrepisos valores más altos del grado de acción inelástica en los marcos interiores, lo cual refuerza la idea de que los marcos interiores podrían ser más vulnerables a efectos sísmicos que los exteriores a causa de un posible subdiseño por sismo. En dirección x algunos entrepisos alcanzan valores máximos del orden del 25%, mientras que en dirección y algunos entrepisos presentan valores de hasta 35% aproximadamente (figuras 7.23 y 7.25).

En dirección x el porcentaje de acción inelástica del modelo DQ3AA es menor al del modelo DQ3CP, mientras que en dirección y se tiene un trabajo inelástico ligeramente mayor para el modelo DQ3AA (figuras 7.24 y 7.26).

Al considerar la sobrerresistencia en dirección x el porcentaje de acción inelástica disminuye, pasando de valores máximos del orden de 25% a 10% (figura 7.27).

Contrario a lo observado en la comparación relativa de los modelos DQ3AA y DQ3CP cuando se consideraron resistencias nominales, bajo consideración de sobrerresistencia, el modelo DQ3AA exhibe un ligeramente mayor trabajo inelástico que el correspondiente modelo DQ3CP (figura 7.28).

En dirección y e incorporando fuentes adicionales de sobrerresistencia, se tienen porcentajes de acción inelástica muy bajos, alcanzando algunos entrepisos valores máximos de aproximadamente 1% (figura 7.29). Aunque el trabajo inelástico en la dirección y de los modelos DQ3AA y DQ3CP con sobrerresistencia presenta cierta

similitud, el modelo DQ3AA exhibe en los entrepisos dos y tres evidencia de trabajo inelástico, mientras que el modelo DQ3CP se mantiene elástico (figura 7.30).

Ante el registro sintético de la estación 56 y considerando sobrerresistencia, el modelo DQ3AA presenta un mayor número de medios ciclos inelásticos que para el acelerograma SCT-EW en dirección x (figura 7.31), ocurriendo lo contrario en dirección y (figura 7.32).

Al comparar los modelos DQ3AA y DQ3CP ante el registro sintético de la estación 56 se observa que, con sobrerresistencia, el modelo DQ3AA tiene una ligera tendencia a presentar más medios ciclos inelásticos que el modelo DQ3CP en ambas direcciones (figuras 7.33 y 7.34).

1.2.7 Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ) y relación entre rigidez secante y elástica

Las demandas de ductilidad de entrepiso en dirección x se encuentran por debajo del factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, alcanzando el modelo DQ3AA un valor máximo en el quinto entrepiso igual a $\mu = 2.2$ (figura 7.23) apreciándose en este modelo que las demandas de ductilidad del marco interior B son en la mayoría de los entrepisos ligeramente mayores a las del marco exterior A, observándose en los entrepisos una clara correspondencia entre los valores más altos de demanda de ductilidad y los menores valores para la relación rigidez secante a elástica. A la demanda de ductilidad del quinto entrepiso $\mu = 2.2$ de este modelo se le asocia una rigidez inelástica mínima de aproximadamente 47% de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de aproximadamente 75% de la rigidez elástica (figura 7.23).

Al comparar las demandas de ductilidad de entrepiso del modelo DQ3AA y DQ3CP se observa que el modelo DQ3AA presenta mayores demandas de ductilidad que el modelo DQ3CP en los primeros siete entrepisos, correspondiéndole consecuentemente valores menores de la relación rigidez secante a elástica (figura 7.24).

En dirección y tampoco se observan valores de demandas de ductilidad de entrepiso superiores al factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, alcanzando valores máximos de $\mu = 2.1$ en el tercer entrepiso y observándose también mayores demandas de ductilidad para los marcos interiores. A estas demandas de ductilidad de entrepiso corresponden rigideces inelásticas mínimas del orden de 60% de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de aproximadamente 90% de la rigidez elástica (figura 7.25). En dirección y las demandas de ductilidad del modelo DQ3AA son también mayores a las correspondientes demandas del modelo DQ3CP y consecuentemente los valores de la relación rigidez secante a elástica son más bajos (figura 7.26).

Cuando se incorporan los efectos adicionales de la sobrerresistencia las demandas de ductilidad de entrepiso disminuyen, y las relaciones rigidez secante a elástica aumentan, teniéndose en la dirección x valores máximos de aproximadamente $\mu = 1.3$ en el cuarto entrepiso, asociado a una rigidez inelástica mínima de aproximadamente 83% de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de 95% de la rigidez elástica (figura 7.27). Las demandas de ductilidad correspondientes a los modelos DQ3AA y DQ3CP son en la mayoría de los entrepisos muy similares, observándose en algunos de ellos valores mayores para el modelo DQ3AA (figura 7.28).

En la dirección y las demandas de ductilidad de entrepiso sufren una disminución tal que la respuesta de la estructura es casi elástica, con demandas máximas de ductilidad ligeramente mayores a la unidad en el tercer entrepiso y valores de rigidez mínima y promedio prácticamente iguales a la rigidez elástica (figura 7.29). En esta última, no se aprecian diferencias importantes entre los modelos DQ3AA y DQ3CP (figura 7.30).

Al considerar el acelerograma sintético de la estación 56 y con sobrerresistencia, el modelo DQ3AA experimenta mayores demandas de ductilidad de entrepiso que ante el acelerograma SCT-EW en dirección y (figura 7.32), sin observar una diferencia muy marcada en dirección x (figura 7.31).

7.1.2.8 Mapeo de la fluencia de elementos en tiempos específicos, en envolventes, y rotaciones plásticas acumuladas

En la figura 7.35a se muestra el mapeo de fluencias en envolventes y las rotaciones plásticas acumuladas experimentadas por cada miembro estructural que exhibió comportamiento inelástico en dirección x , considerando resistencias nominales. En estas figuras se observa que la mayoría de las fluencias se presentaron en traveses, fluyendo todas aquellas ubicadas entre los niveles uno y trece, con excepción de algunas de los niveles doce y trece y permaneciendo en el intervalo de comportamiento elástico todas las de los últimos dos niveles.

Las columnas A1, A5, B1, B5, C1, C5, D1 y D5 ubicadas en el primer entrepiso fluyeron en su base presentando también fluencias la base de todas las columnas del segundo entrepiso, la base de las columnas A1 y D1 del tercer entrepiso, en ambos extremos las columnas A1, A5, D1 y D5 del cuarto entrepiso, la parte superior de las columnas A1, A5, D1 y D5 del quinto entrepiso, la parte superior de las columnas A1, A2, A3, A4, A5, B2, B3, B4, C2, C3, C4, D1, D2, D3, D4 y D5 del sexto entrepiso, el extremo superior de las columnas A1, A2, A3, A4, A5, B4, C4, D1, D2, D3, D4 y D5 del séptimo entrepiso y el extremo superior de las columnas A2, A3, A4, D2, D3 y D4 del octavo entrepiso, teniendo todas estas columnas demandas máximas de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad. Las traveses presentan demandas de rotación inferiores a 0.05 rad., observándose claramente una concentración del trabajo inelástico en los niveles tres, cuatro y cinco y en particular en los marcos interiores. Estas diferencias en las magnitudes de las rotaciones plásticas máximas observadas en vigas y columnas, además de su correspondiente mapeo, indican que el comportamiento inelástico observado corresponde en efecto al asociado a un diseño con mecanismo de falla último de viga débil-columna fuerte.

Al comparar las demandas de deformación inelástica de los modelos DQ3CP y DQ3AA, se observa que el modelo DQ3AA presenta un mayor número de fluencias en columnas que el modelo DQ3CP, pues en este modelo no se presentan las fluencias en la base de las columnas B1, C1, B5 y C5 de planta baja, la base de las columnas B2, B3, B4, C2, C3 y C4 del segundo entrepiso, la base de las columnas A1 y D1 del tercer entrepiso y la parte superior de las columnas B4 y C4 del séptimo entrepiso. Sin embargo, el modelo DQ3CP presentó fluencias en el extremo superior de las columnas A1 y D1 del octavo entrepiso mientras que el modelo DQ3AA no (*figuras 7.16a y 7.35a*). Además, el modelo DQ3AA presentó fluencia a 20.44 segundos de iniciado el análisis, mientras que el modelo DQ3CP lo hizo un poco después, a los 20.52 segundos de iniciado el análisis.

Al igual que en el modelo DQ3CP, se aprecia que la aparición de las fluencias de las columnas del edificio se da precisamente en los entrepisos en que las columnas sufrieron una reducción de la sección en la etapa de diseño (tabla 4.7 del capítulo 4), lo cual lleva a pensar que la fluencia de las columnas podría ser, entre otras cosas, consecuencia de la discontinuidad que se tiene en elevación tanto en rigidez como en resistencia.

Las rotaciones plásticas acumuladas de los miembros en dirección y se presentan en la figura 7.35b. En esta figura se observa que la actividad inelástica en la dirección y es mucho menor que en la dirección x , apreciándose únicamente fluencias en la parte superior de las columnas D1 y D5 con demandas de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad. Las demandas de rotación plástica acumulada en traveses también se mantuvo por debajo de 0.01 rad y se observa también una concentración de trabajo inelástico en los primeros cinco entrepisos y en particular en el marco interior. Al comparar en esta dirección los modelos DQ3AA y DQ3CP se observa un trabajo inelástico ligeramente mayor en el modelo DQ3AA, presentando ambos modelos la fluencia en el extremo superior de las columnas D1 y D5 del cuarto entrepiso (*figuras 7.16b y 7.35b*).

Al considerar la sobrerresistencia en dirección x ninguna columna fluye y las traveses del primer nivel permanecen elásticas. Se aprecia además una reducción importante tanto en el número de fluencias como en las demandas de rotación plástica acumulada en traveses, presentando éstas valores de demanda de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad (*figura 7.36a*). Al comparar los modelos DQ3AA y DQ3CP se observa un trabajo inelástico muy similar (*figuras 7.17a y 7.36a*).

En dirección y (figura 7.36b) la estructura exhibe una respuesta casi elástica, presentando únicamente cuatro fluencias en las trabes de los niveles dos y tres del marco interior y con demandas de rotación plástica acumulada menores a 0.01 rad. Son precisamente las cuatro fluencias comentadas las que establecen la diferencia entre este modelo y el modelo DQ3CP, ya que éste último permaneció bajo estas mismas consideraciones elástico (figuras 7.17b y 7.36b).

Con sobrerresistencia se retrasa la fluencia en ambas direcciones. En dirección x ocurre en a 31.08 segundos de iniciado el análisis (contra 20.44 segundos con resistencias nominales, mientras que en dirección y pasa de 20.52 segundos a 37.84 segundos.

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando las fuentes adicionales de sobrerresistencia, se tiene un comportamiento similar al relacionado con el acelerograma SCT-EW, aunque en la dirección y la estructura presenta fluencias en el marco interior 3 contrariamente a lo sucedido ante el acelerograma SCT-EW.

En las figuras A.4a a A.4h del Anexo A se muestra el mapeo de fluencias en tiempos específicos para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales. El mapeo de fluencias en tiempos específicos para este mismo acelerograma y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia se muestra en las figuras A.5a a A.5f, mientras que para los análisis realizados con el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando sobrerresistencia se presentan en las figuras A.6a a A.6f.

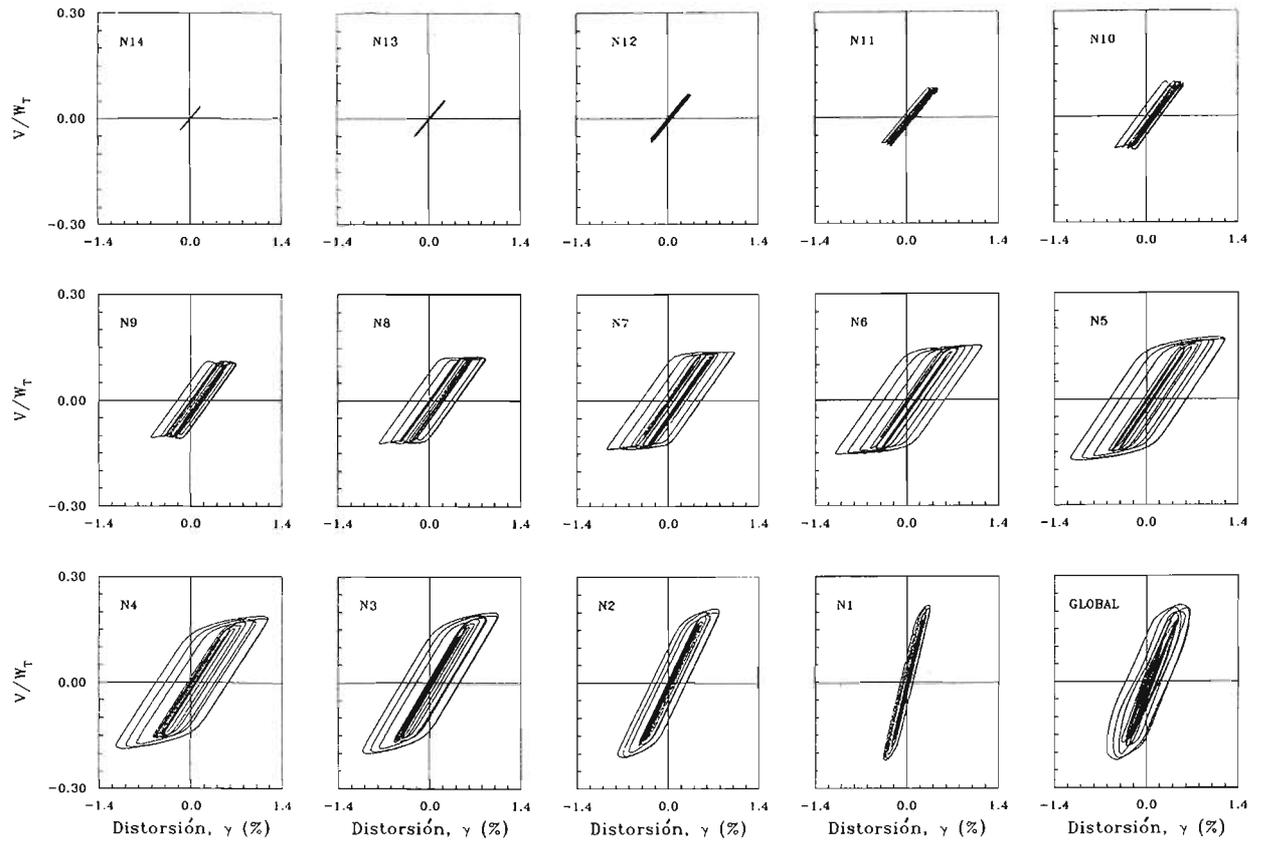


Figura 7.1 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ3CP en dirección x (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

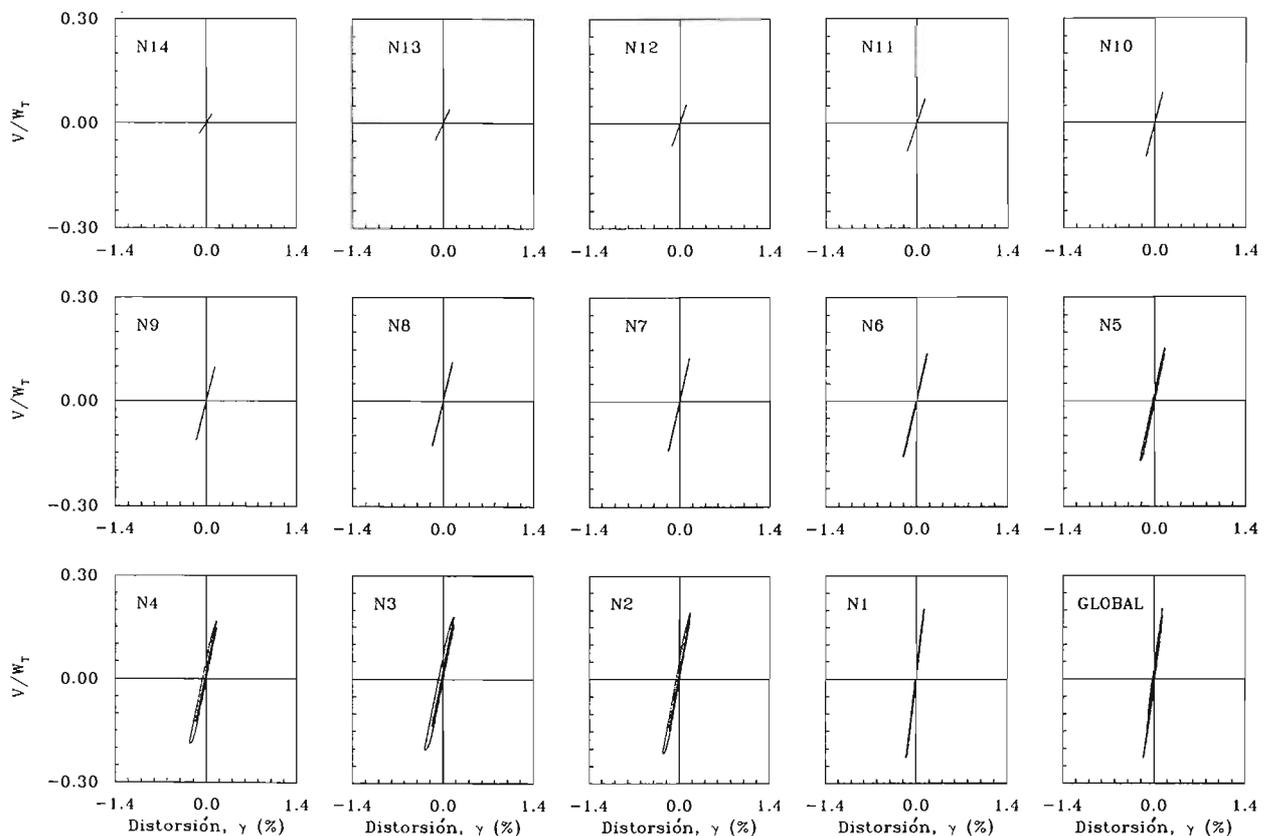


Figura 7.2 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ3CP en dirección y (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

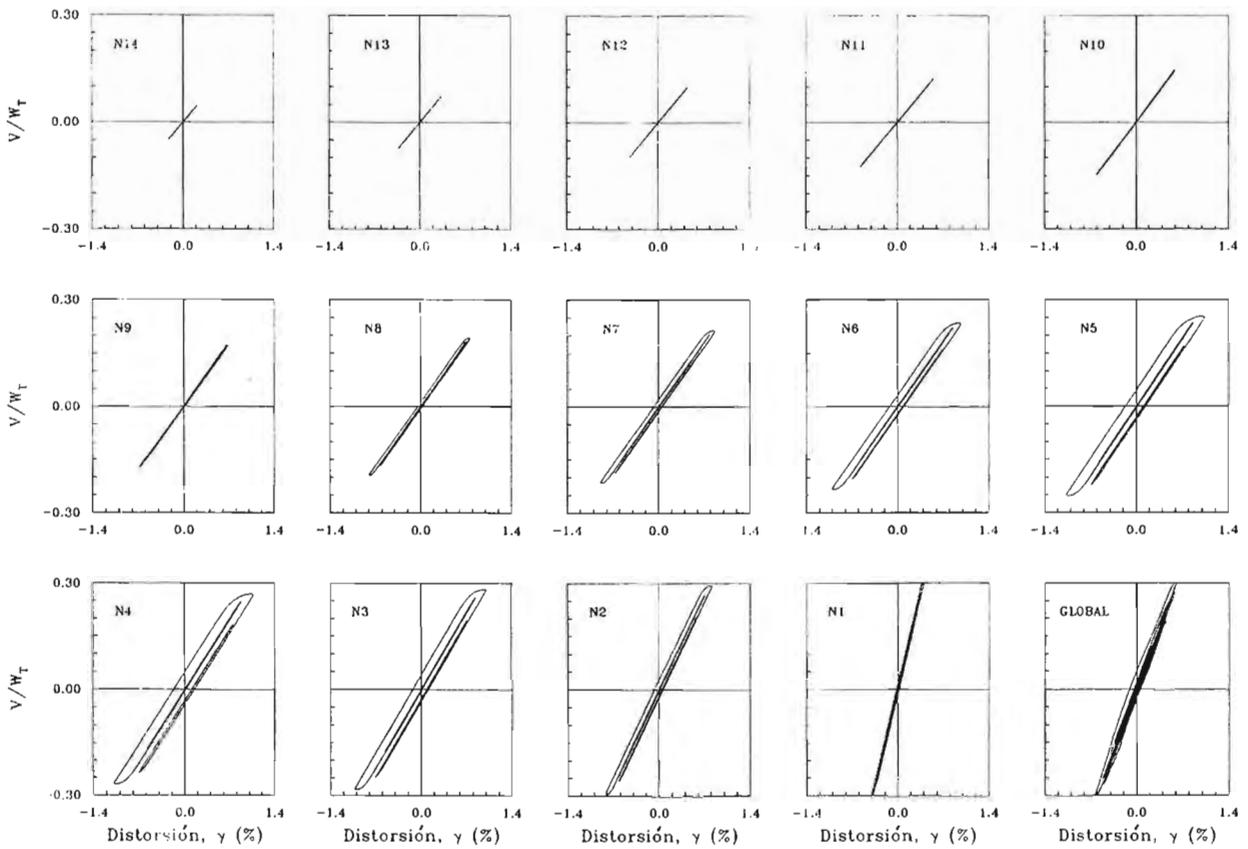


Figura 7.3 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ3CP en dirección x (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes de sobrerresistencia adicionales

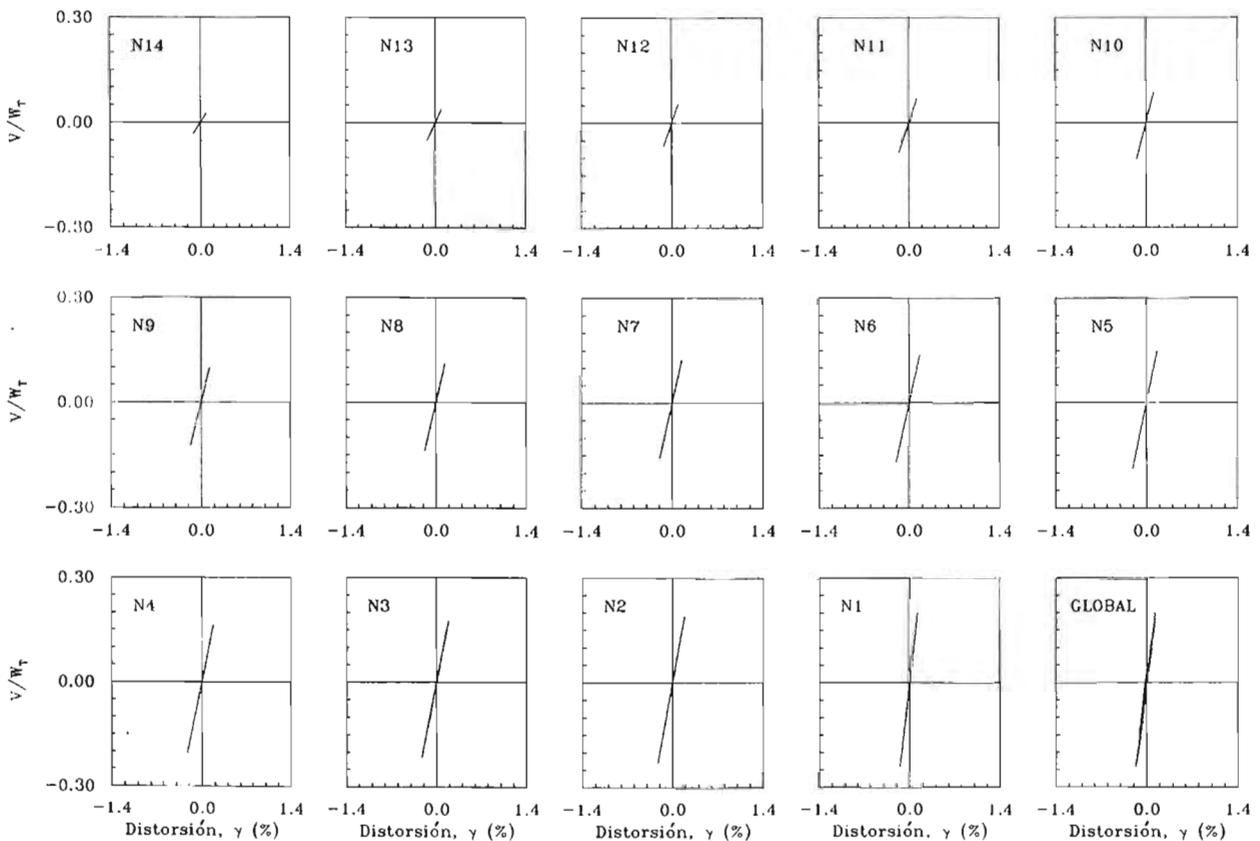


Figura 7.4 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ3CP en dirección y (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes de sobrerresistencia adicionales

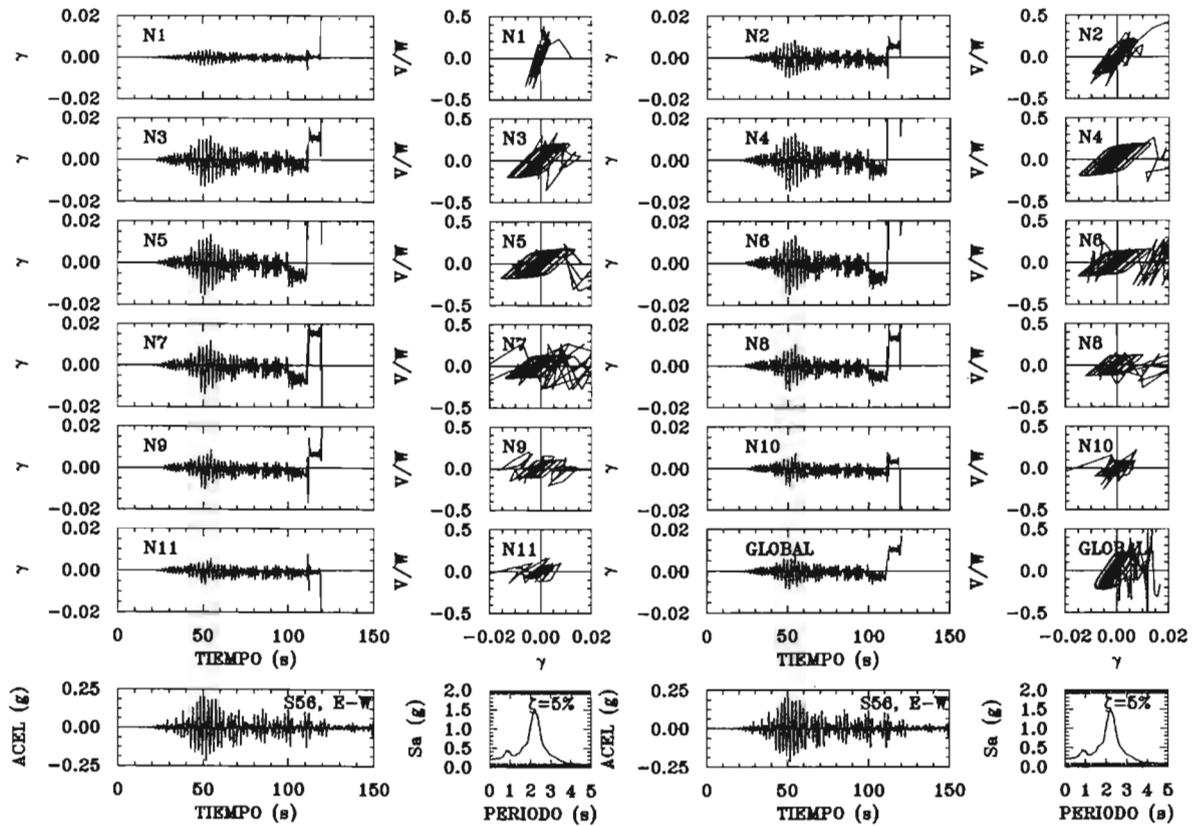


Figura 7.5 Respuesta dinámica del modelo DQ3CP en dirección x ante el acelerograma de la estación 56 considerando resistencias nominales

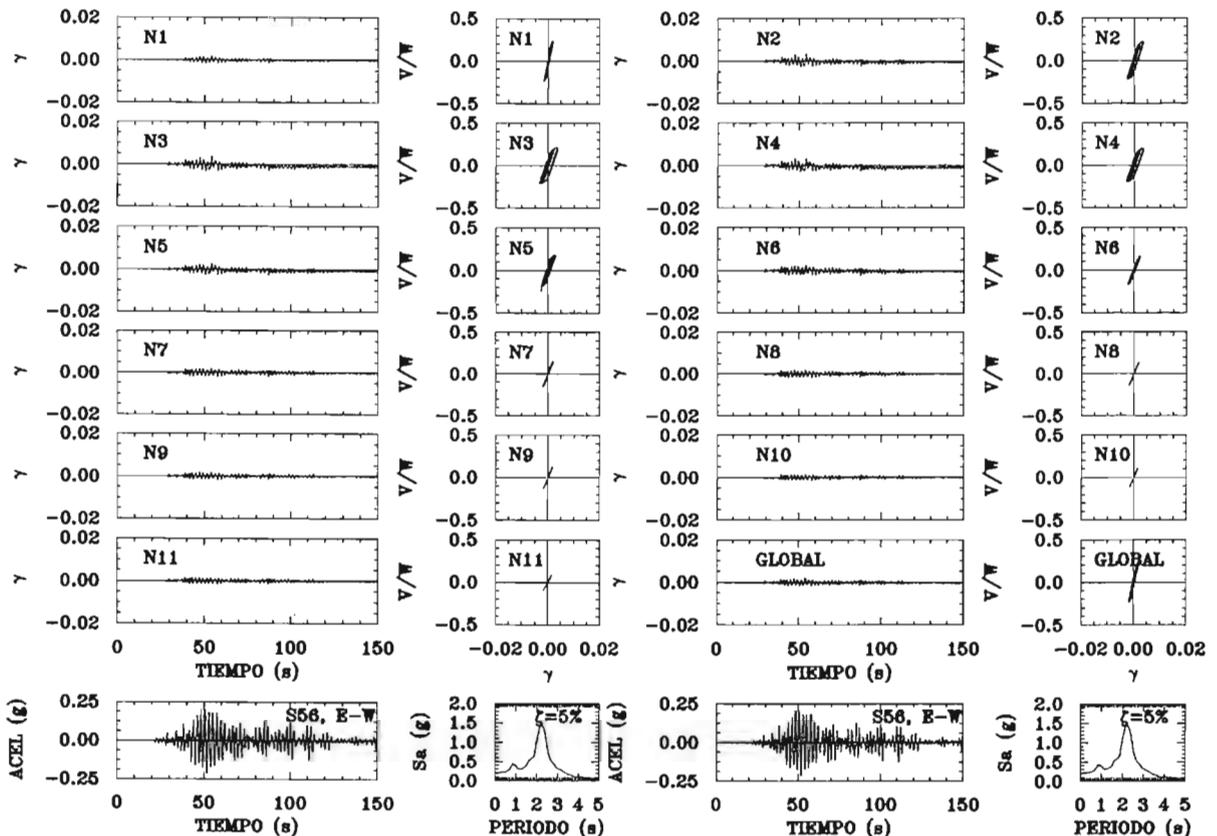


Figura 7.6 Respuesta dinámica del modelo DQ3CP en dirección y ante el acelerograma de la estación 56 considerando resistencias nominales

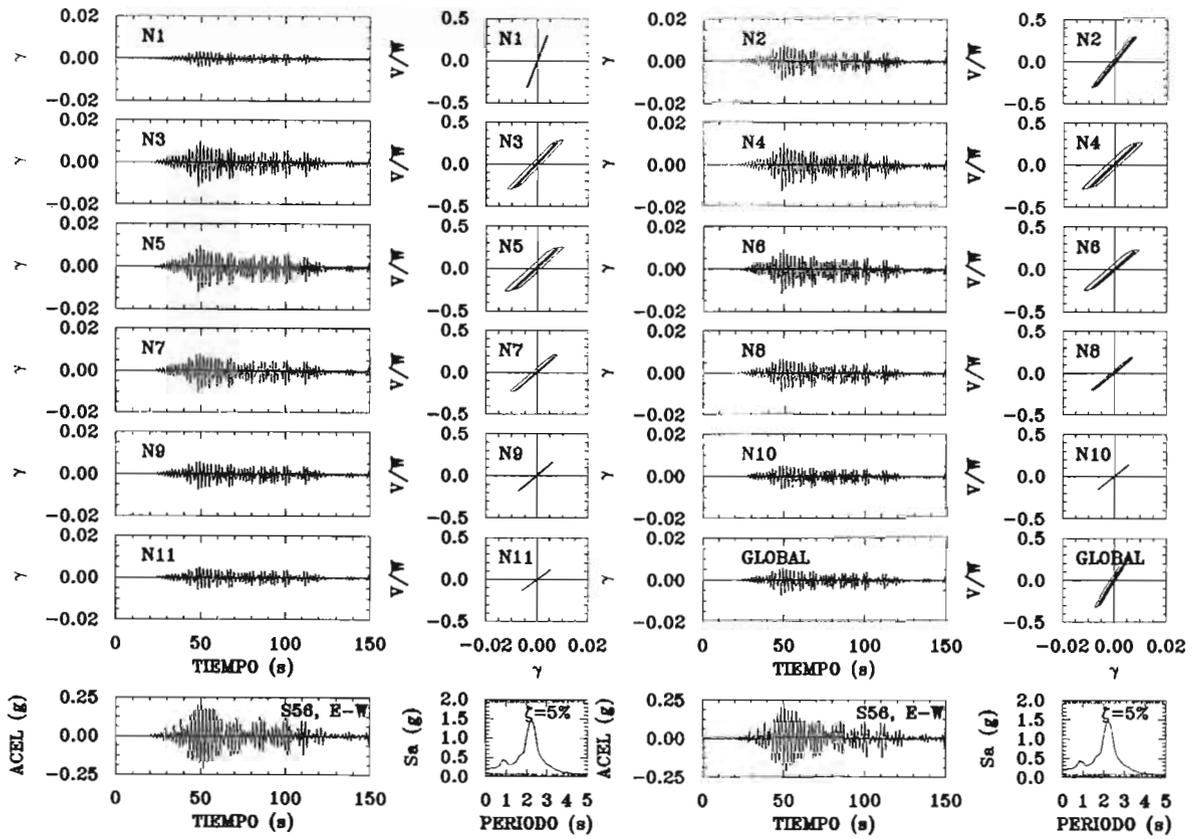


Figura 7.7 Respuesta dinámica del modelo DQ3CP en dirección x ante el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

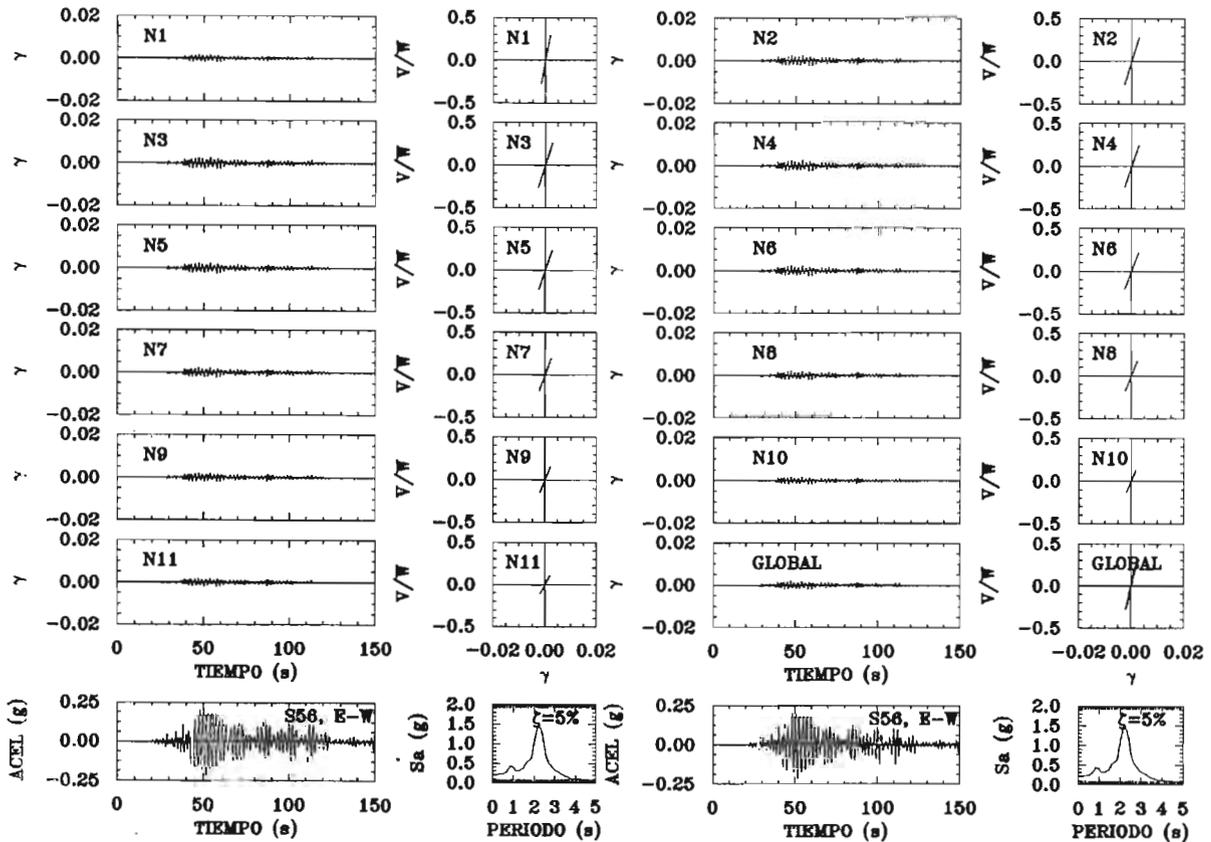


Figura 7.8 Respuesta dinámica del modelo DQ3CP en dirección y ante el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

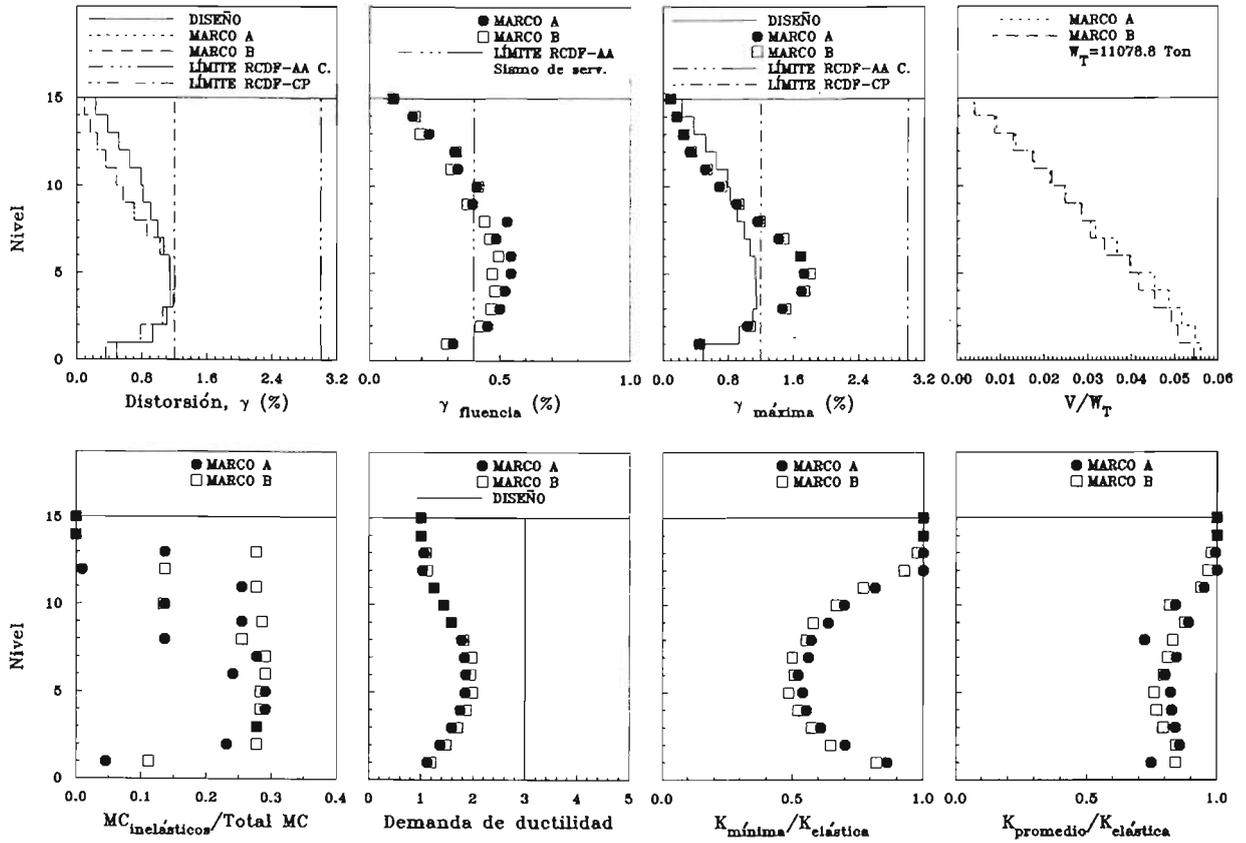


Figura 7.9 Resumen de la respuesta de los marcos A y B del modelo DQ3CP para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

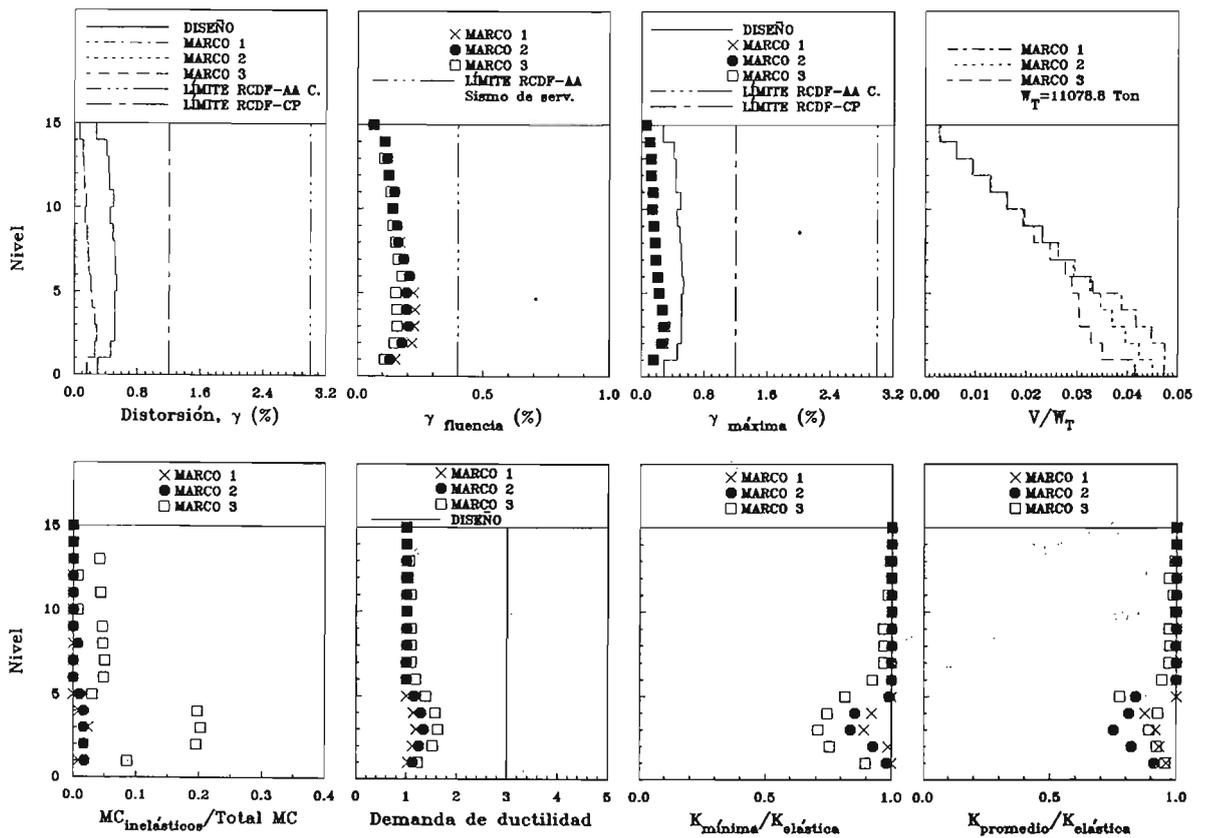


Figura 7.10 Resumen de la respuesta de los marcos 1, 2 y 3 del modelo DQ3CP para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

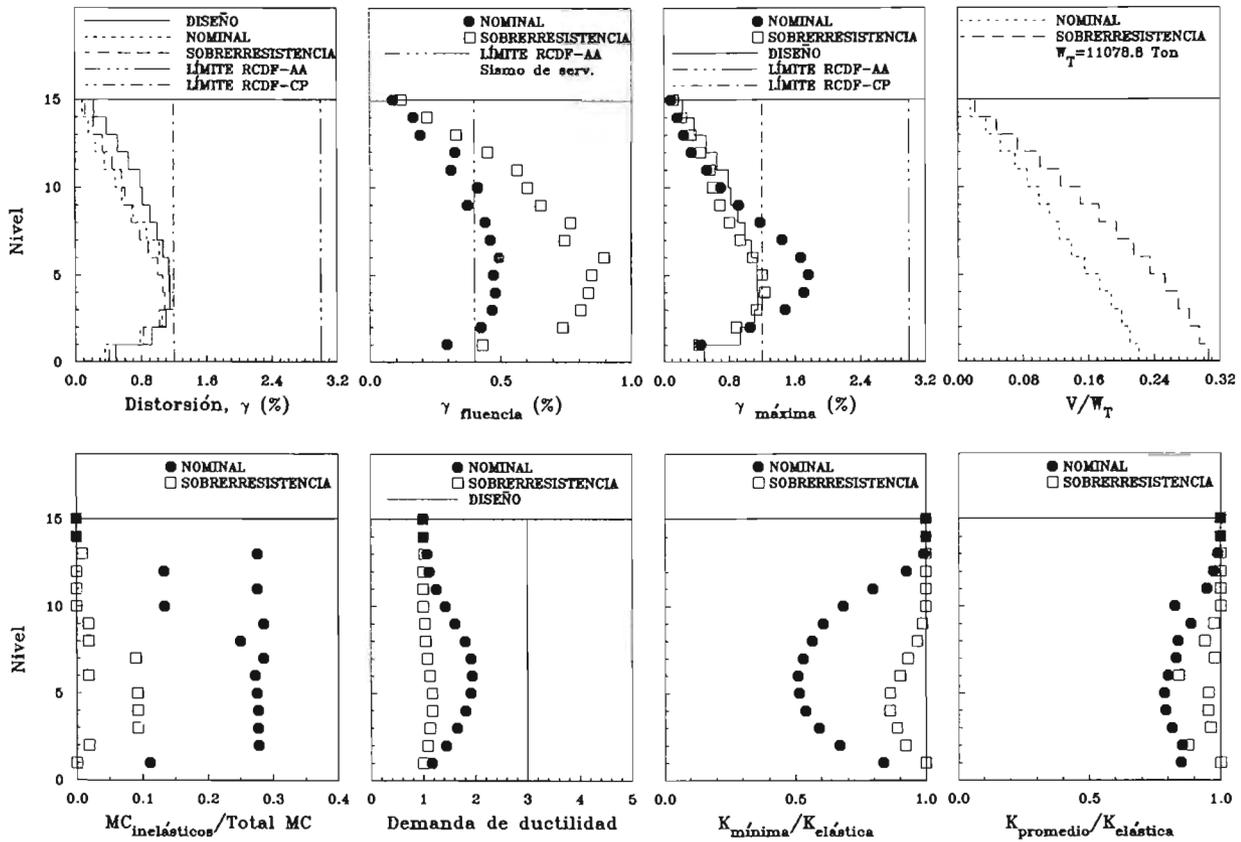


Figura 7.11 Resumen de la respuesta global del modelo DQ3CP en dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia

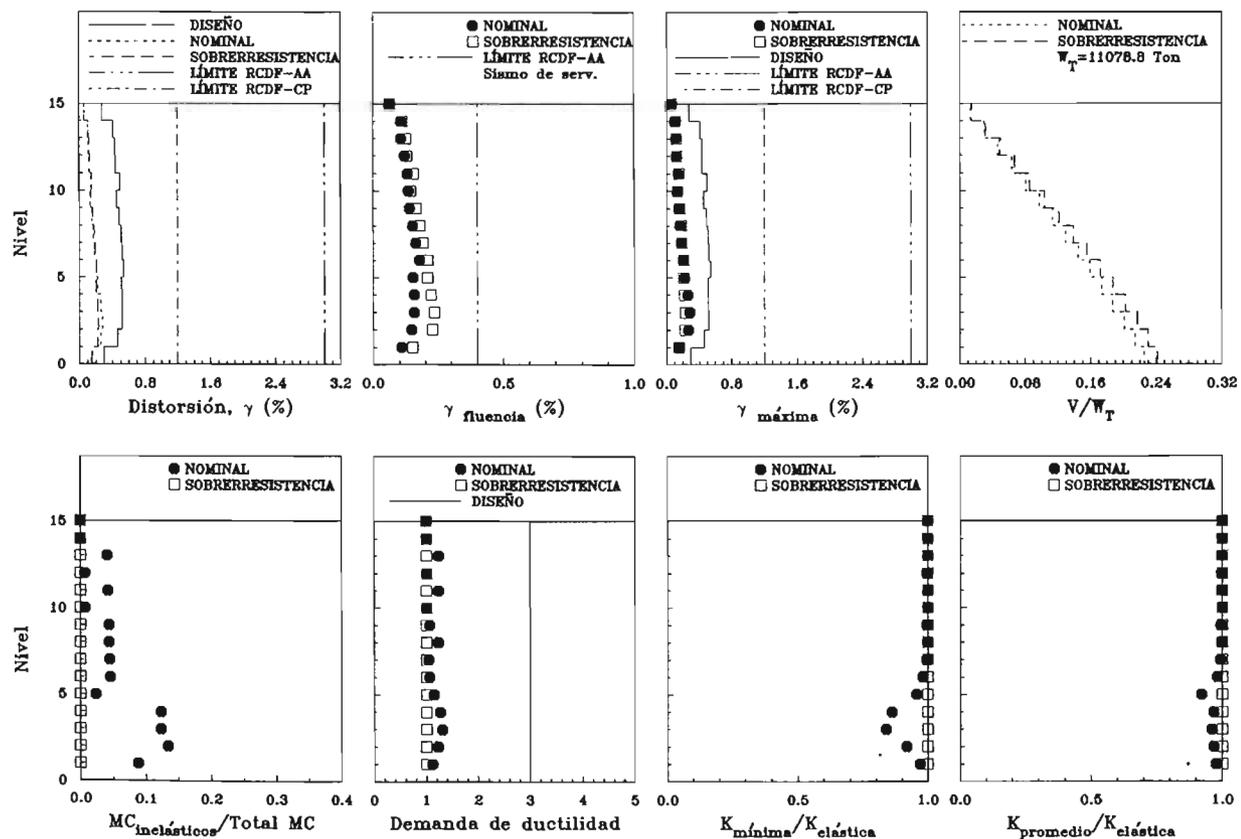


Figura 7.12 Resumen de la respuesta global del modelo DQ3CP en dirección y ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia

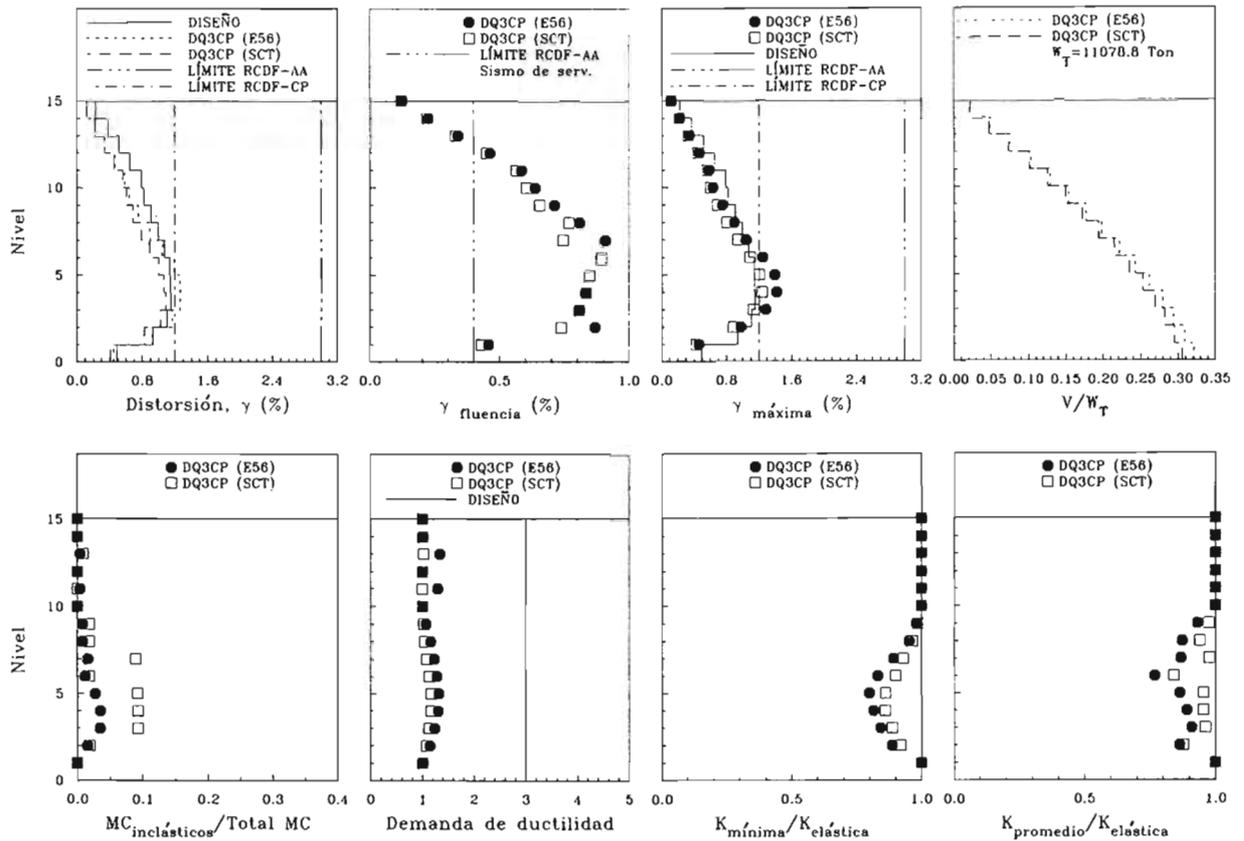


Figura 7.13 Resumen de la respuesta global del modelo DQ3CP en dirección x ante los acelerogramas SCT-EW y estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

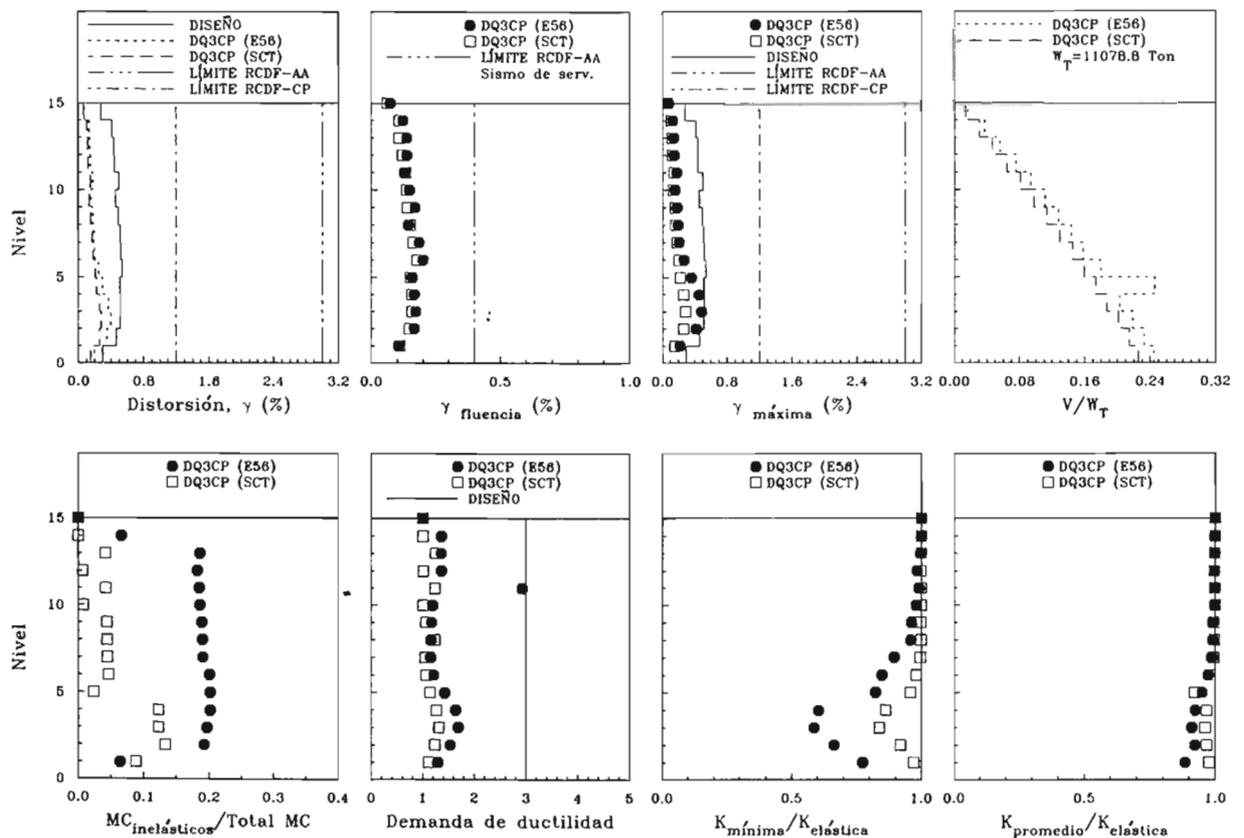


Figura 7.14 Resumen de la respuesta global del modelo DQ3CP en dirección y ante los acelerogramas SCT-EW y estación 56 considerando resistencias nominales

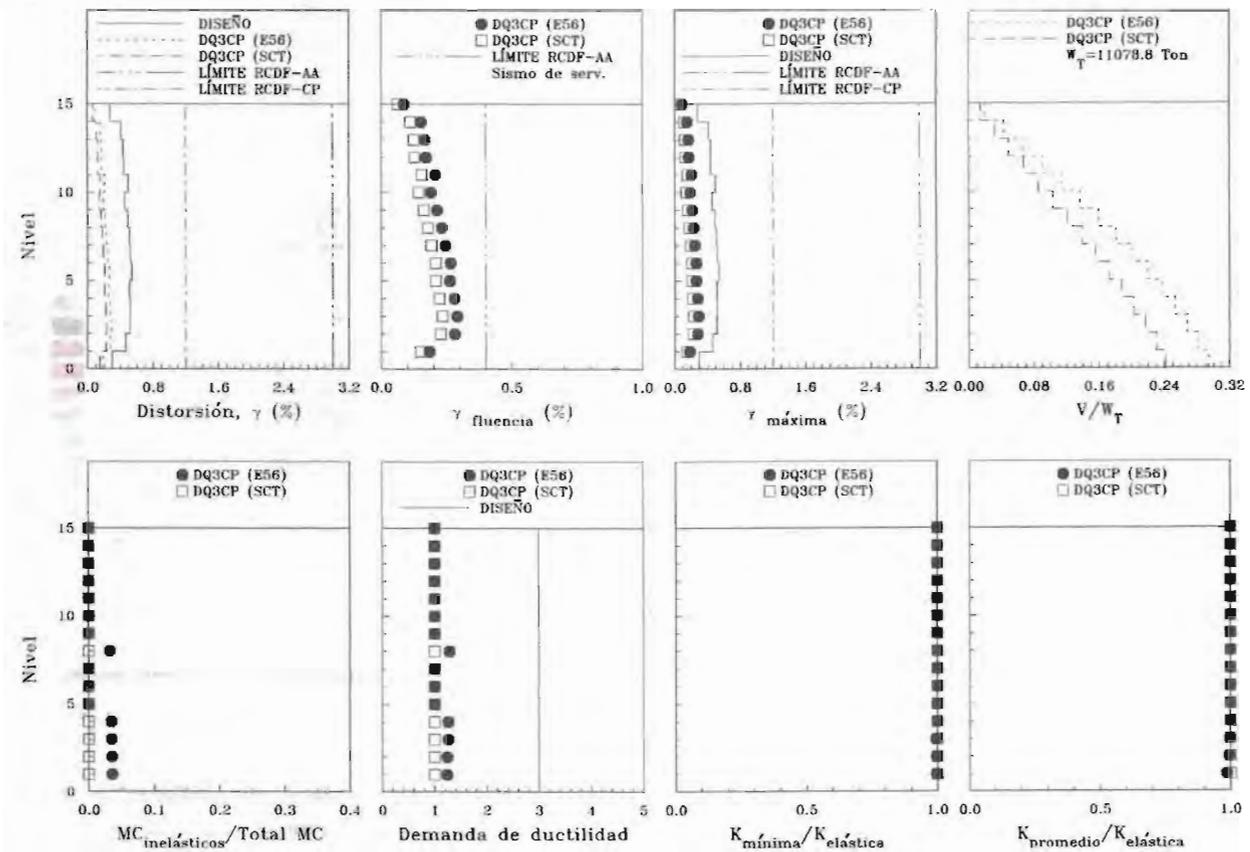


Figura 7.15 Resumen de la respuesta global del modelo DQ3CP en dirección y ante los acelerogramas SCT-EW y estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

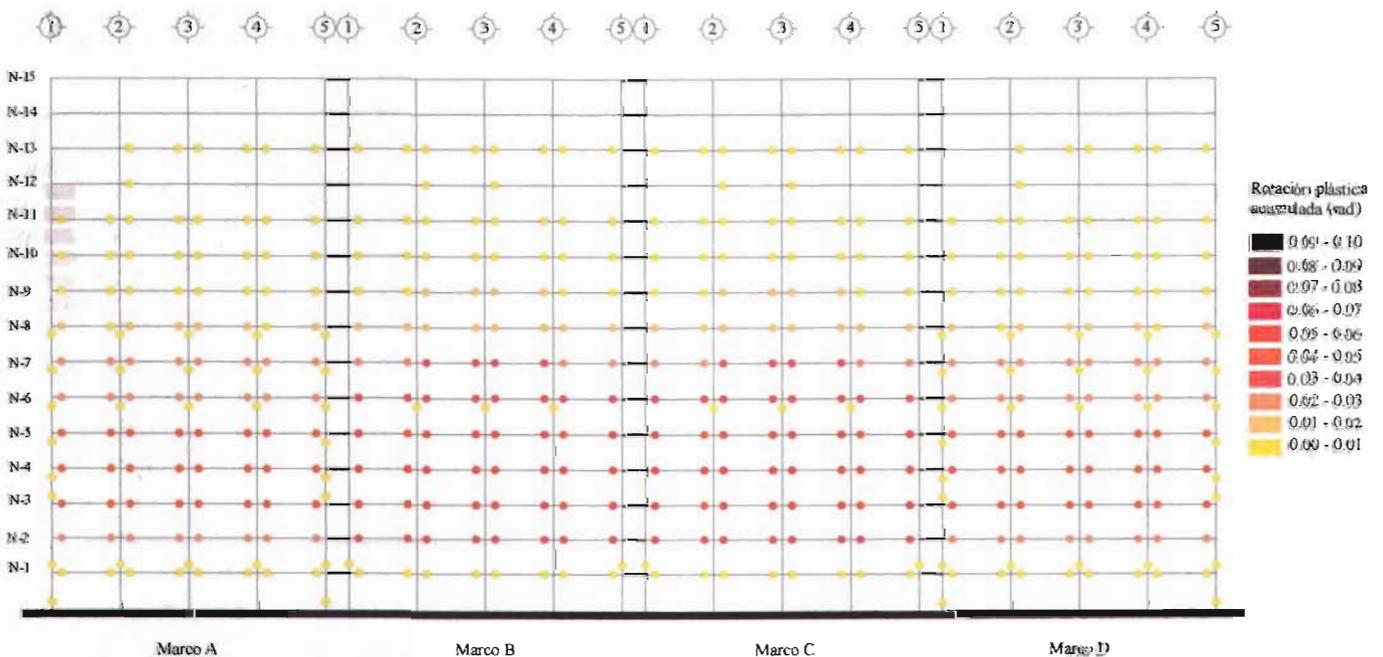


Figura 7.16a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3CP en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

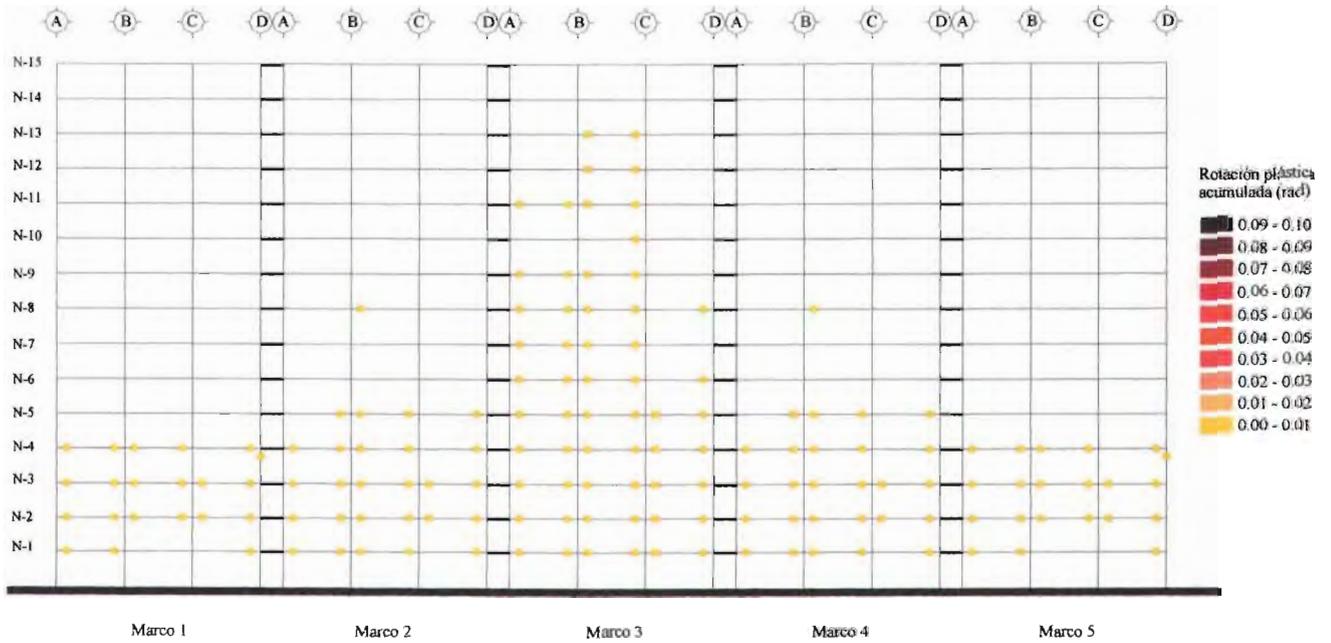


Figura 7.16b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3CP en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

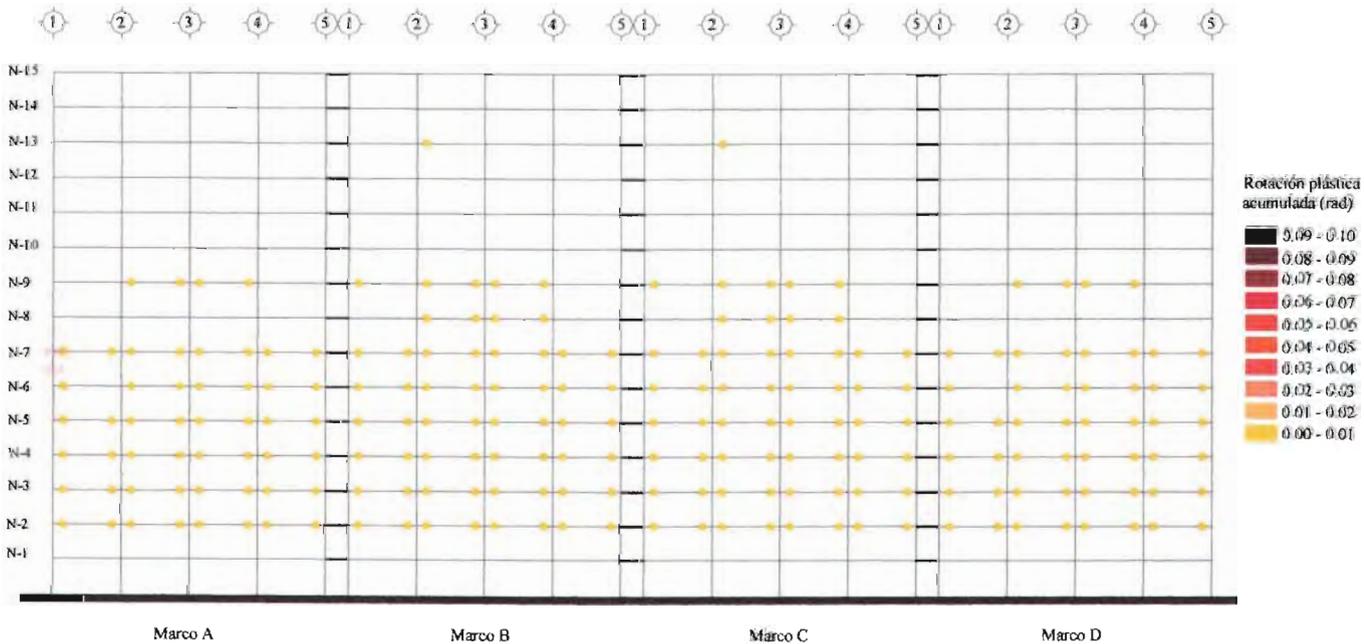


Figura 7.17a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3CP en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

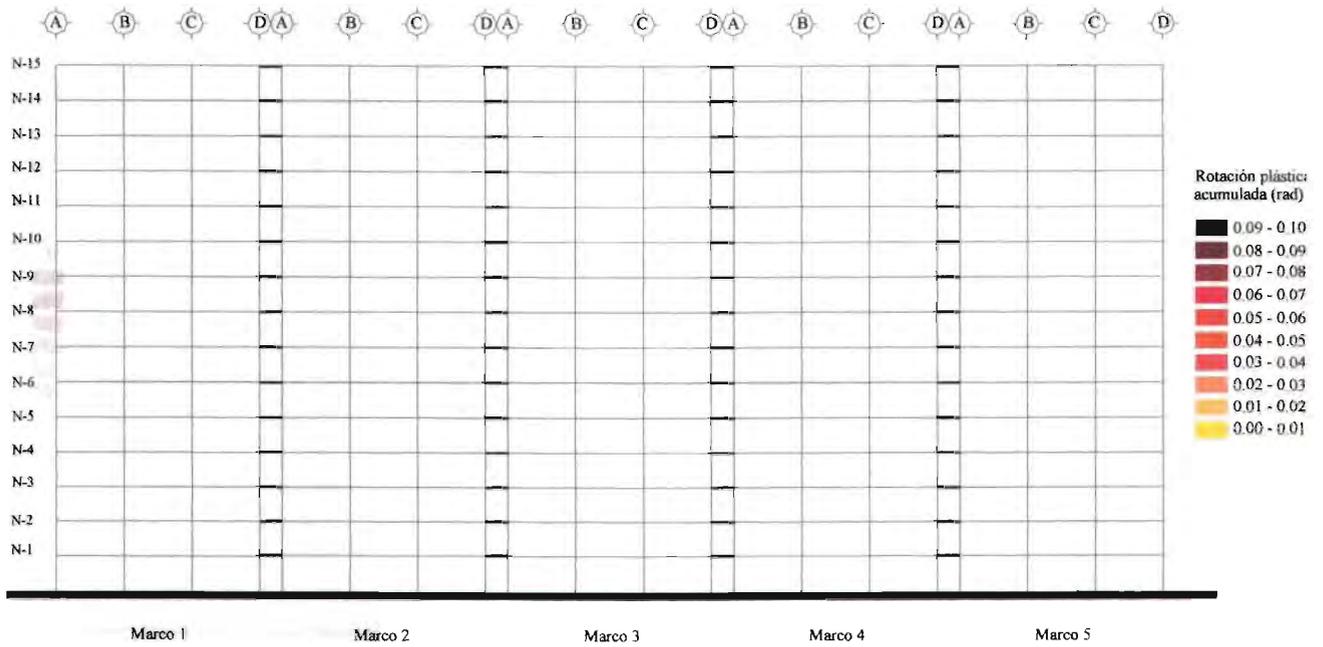


Figura 7.17b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3CP en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

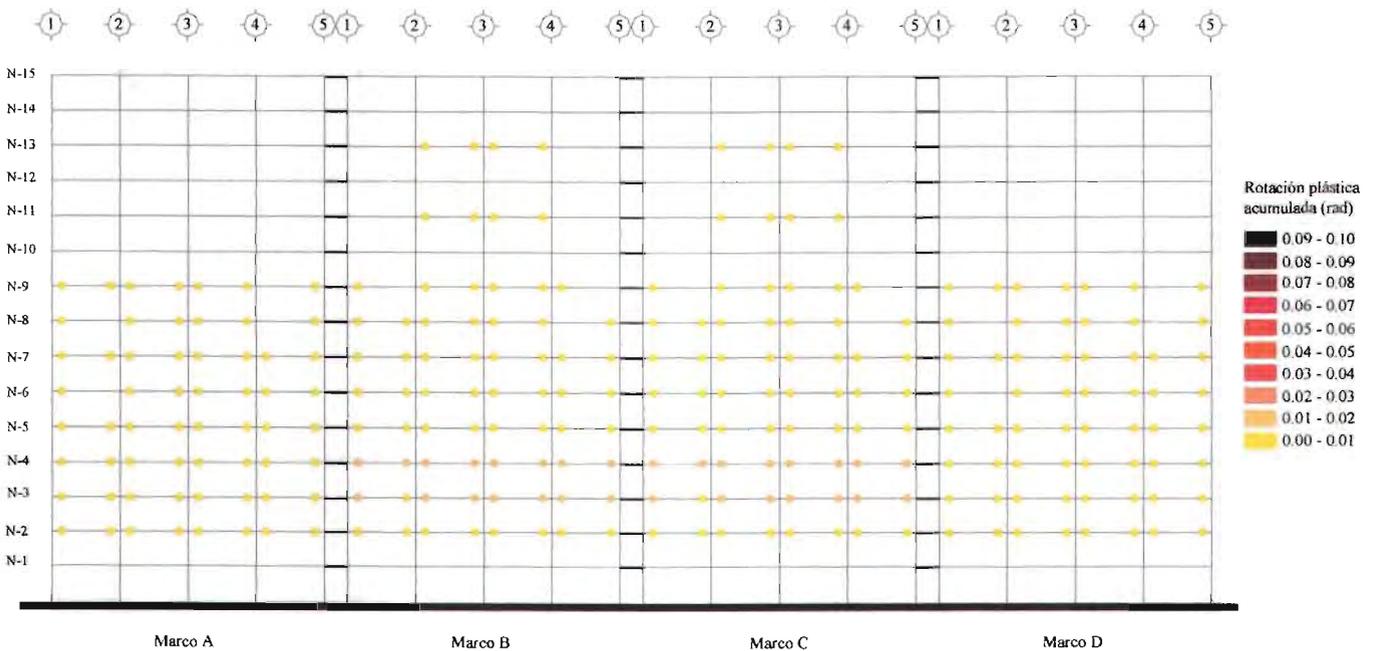


Figura 7.18a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3CP en dirección x, para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

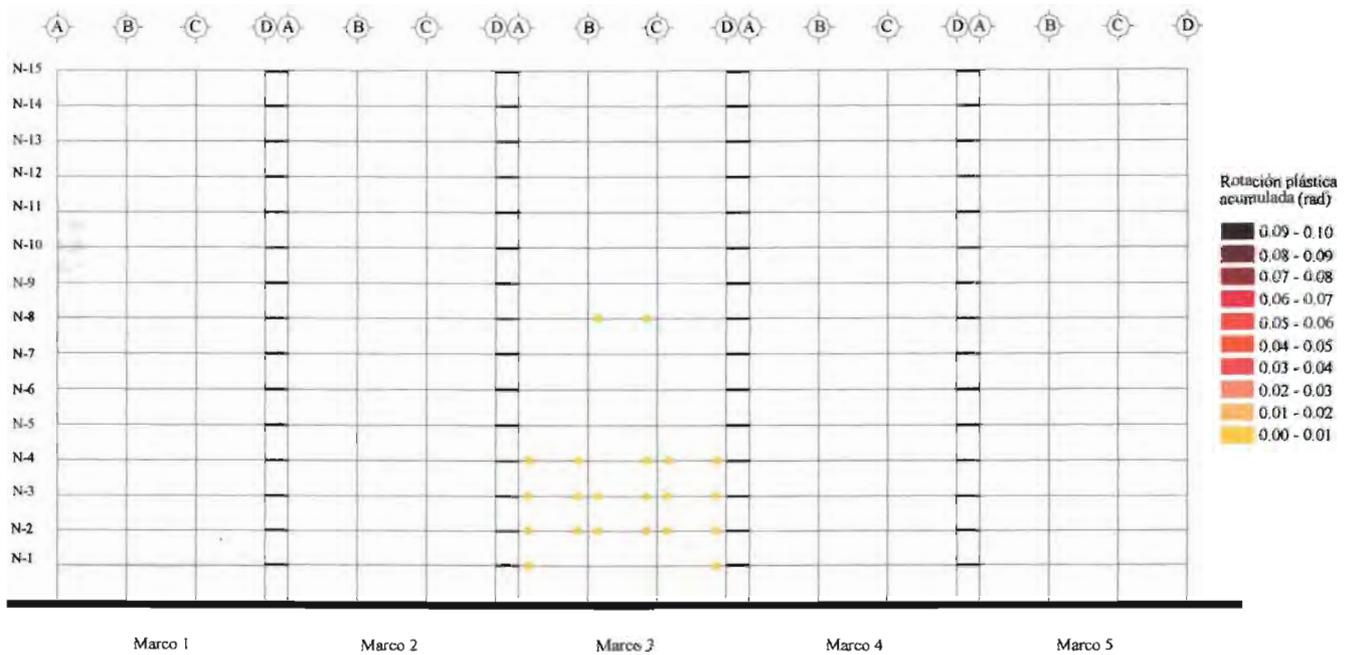


Figura 7.18b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3CP en dirección y, para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

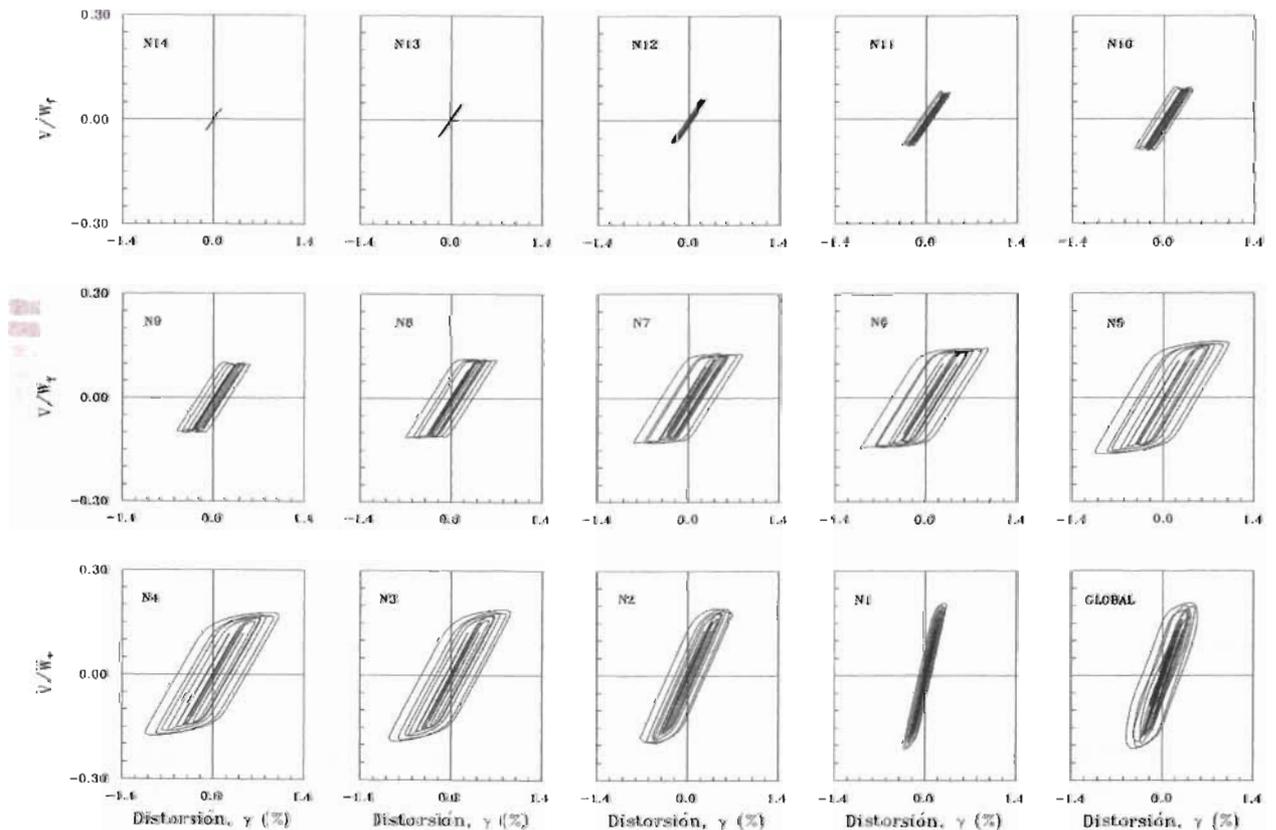


Figura 7.19 Curvas histéricas de entreciso del modelo DQ3AA en dirección x (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

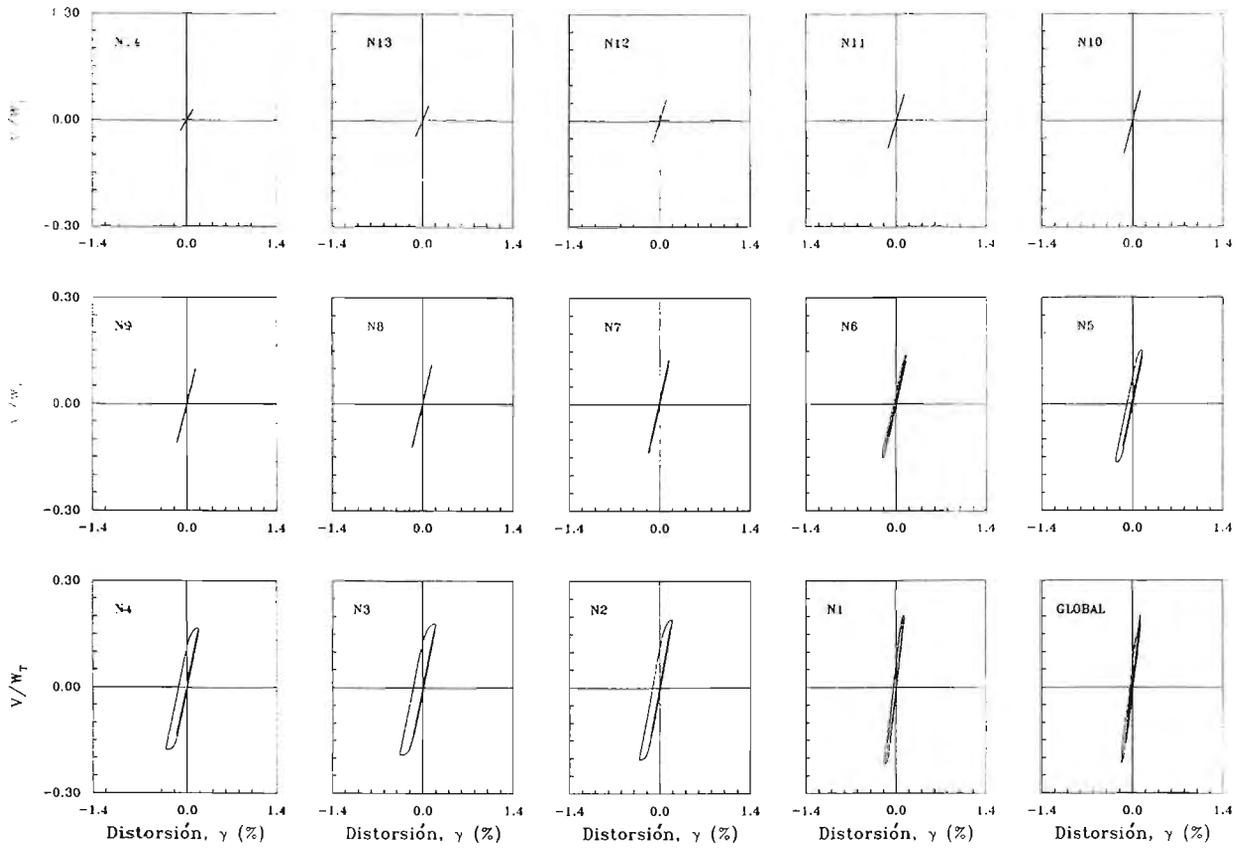


Figura 7.20 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ3AA en dirección y (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

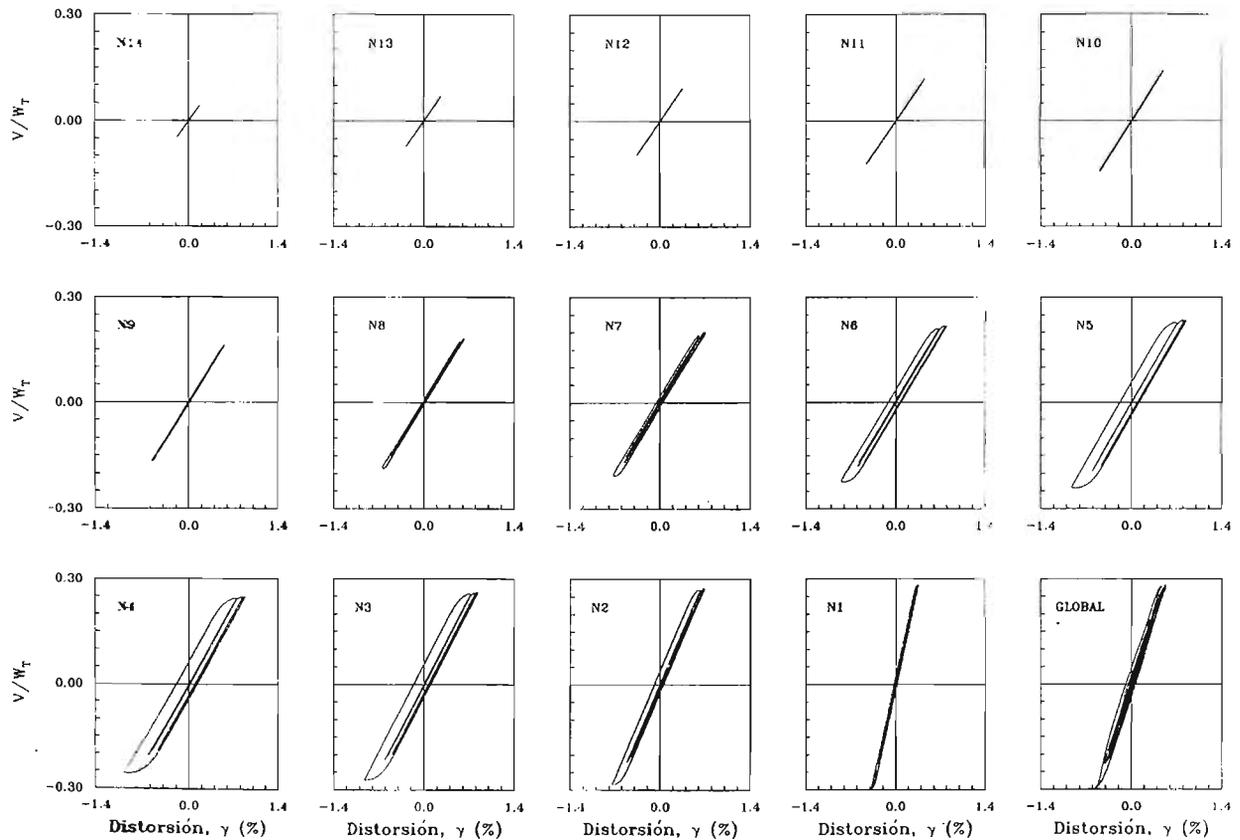


Figura 7.21 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ3AA en dirección x (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes de sobrerresistencia adicionales

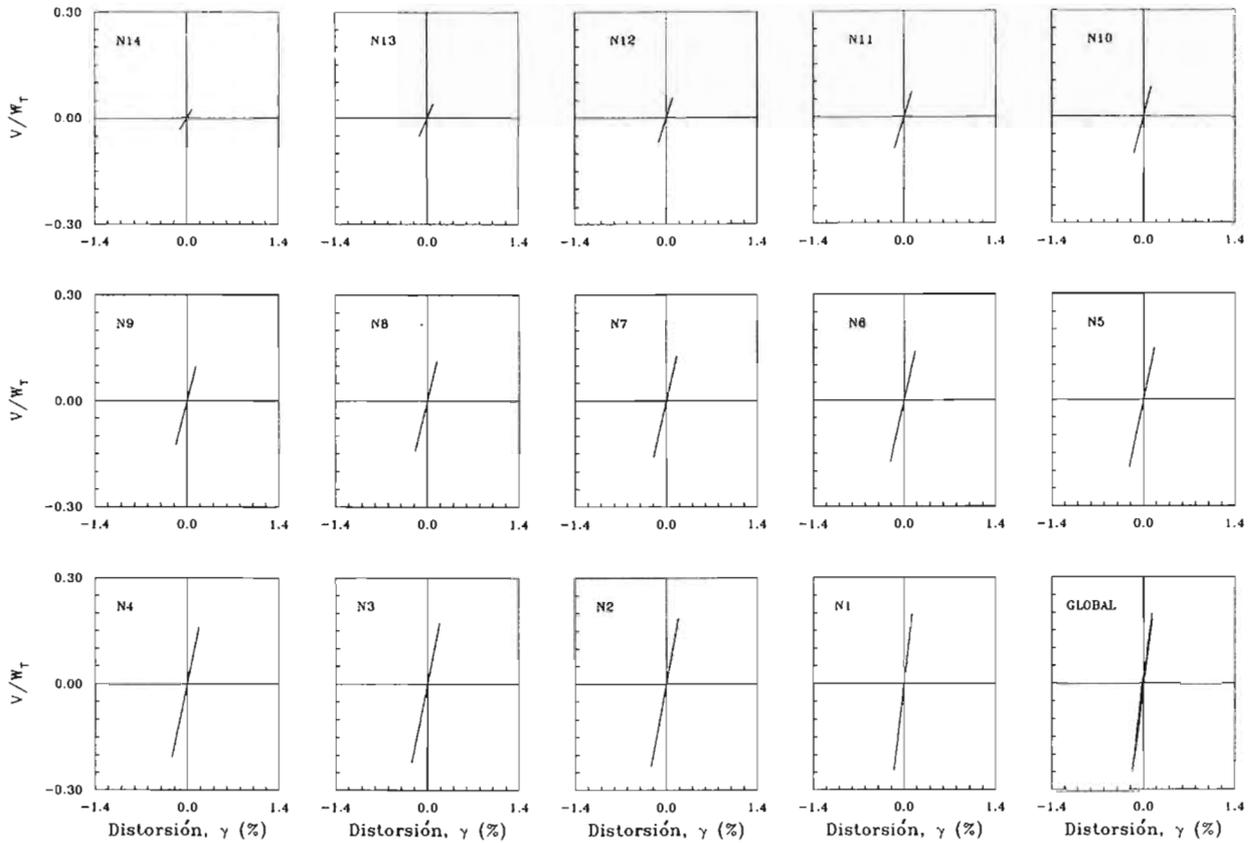


Figura 7.22 Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ3AA en dirección y (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes de sobrerresistencia adicionales

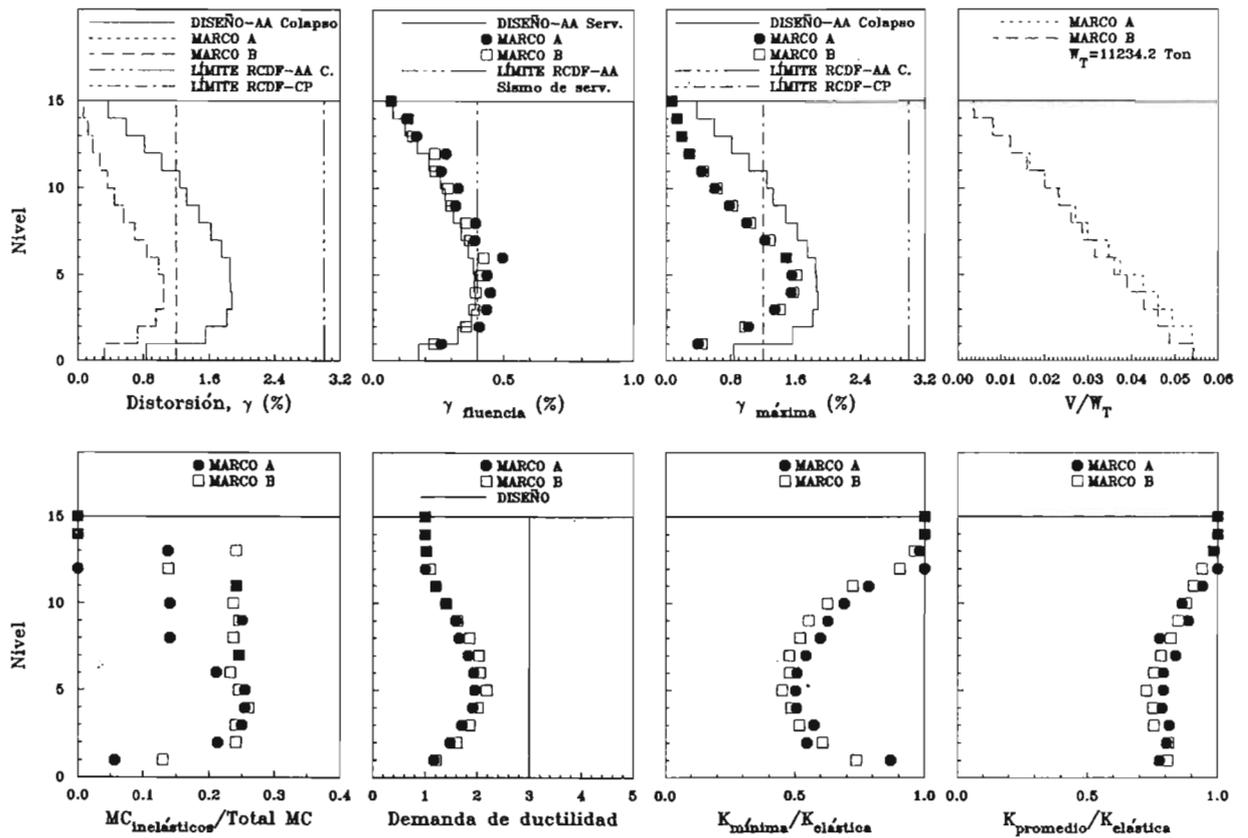


Figura 7.23 Resumen de la respuesta de los marcos A y B del modelo DQ3AA para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

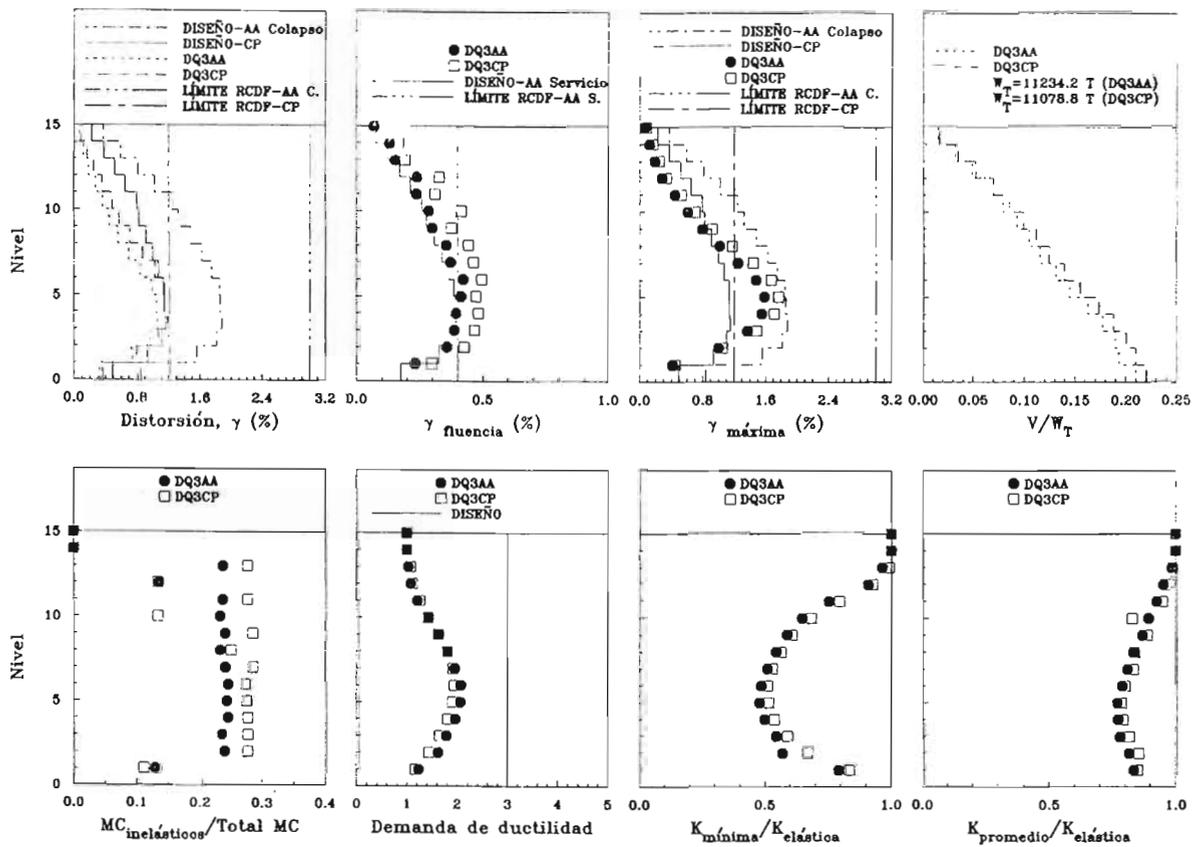


Figura 7.24 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ3CP y DQ3AA en dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

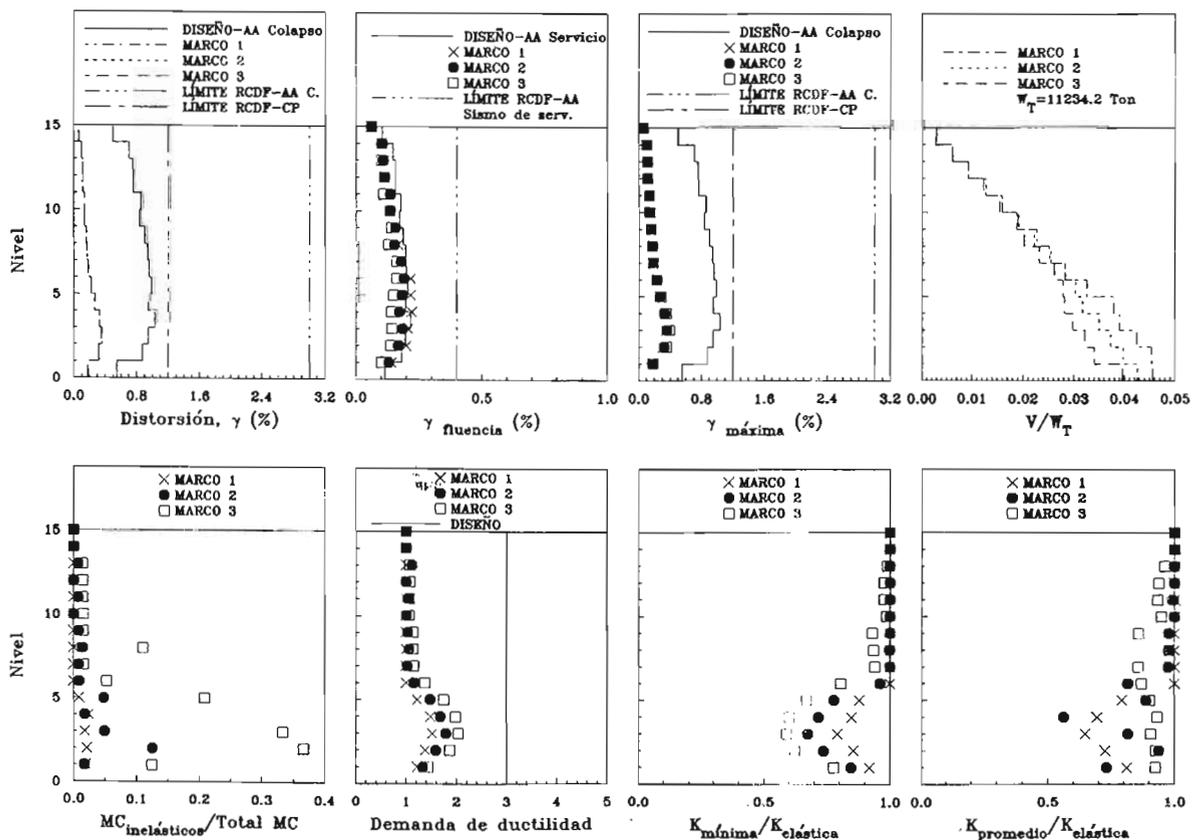


Figura 7.25 Resumen de la respuesta de los marcos 1, 2 y 3 del modelo DQ3AA para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

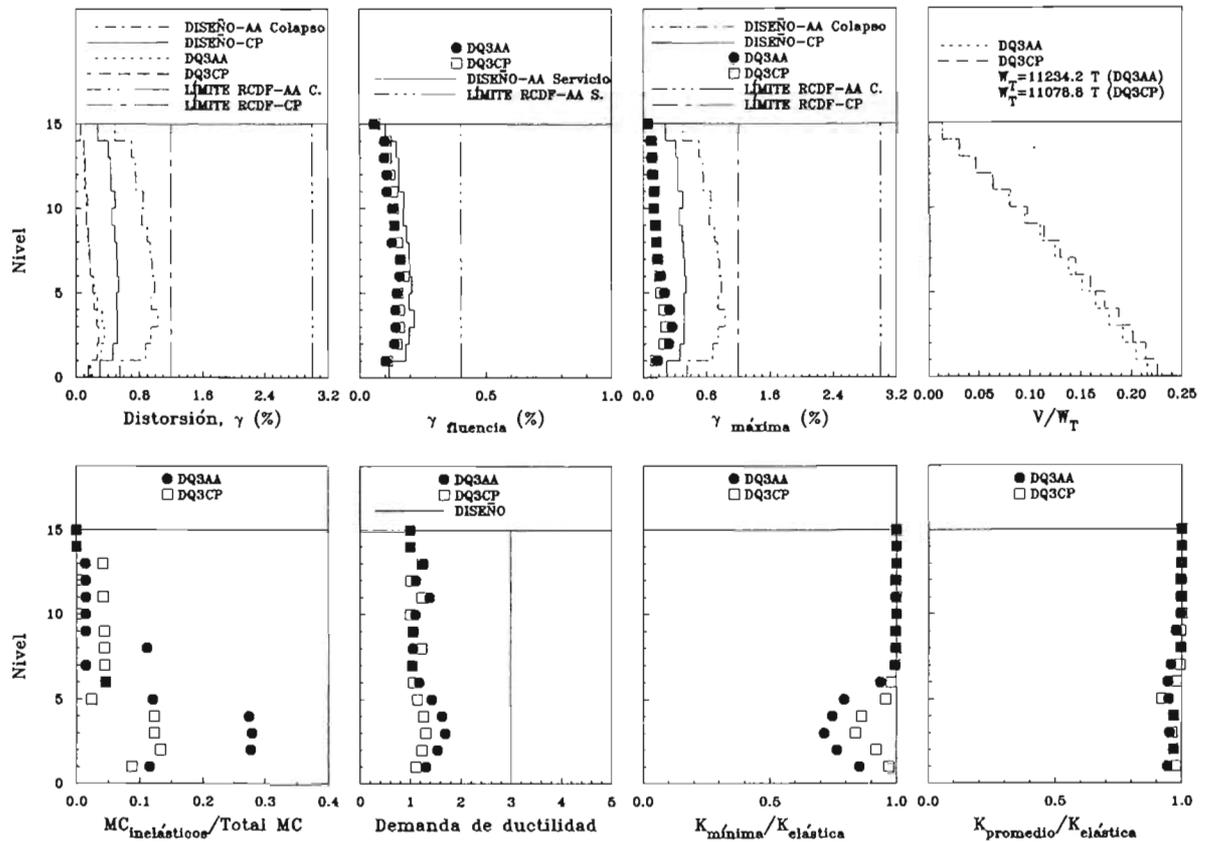


Figura 7.26 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ3CP y DQ3AA en dirección y ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

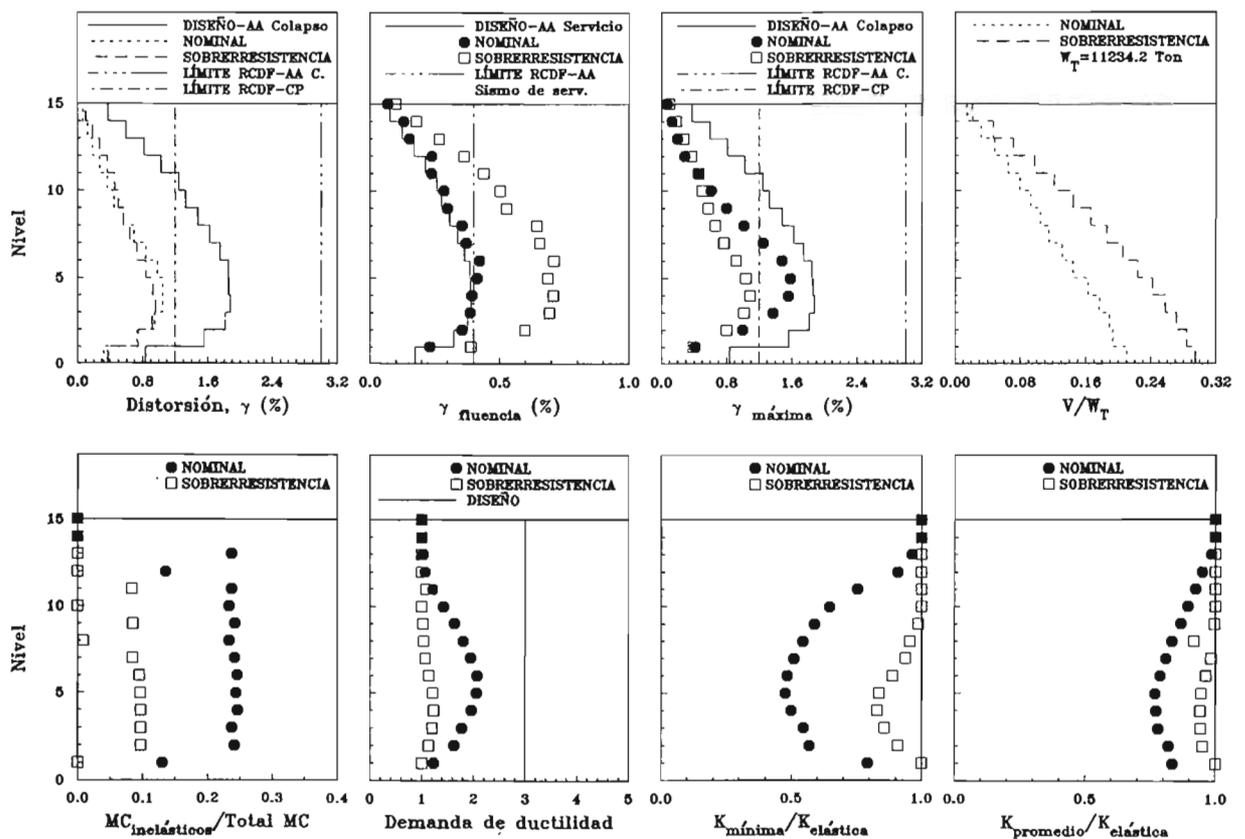


Figura 7.27 Resumen de la respuesta global del modelo DQ3AA en dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia

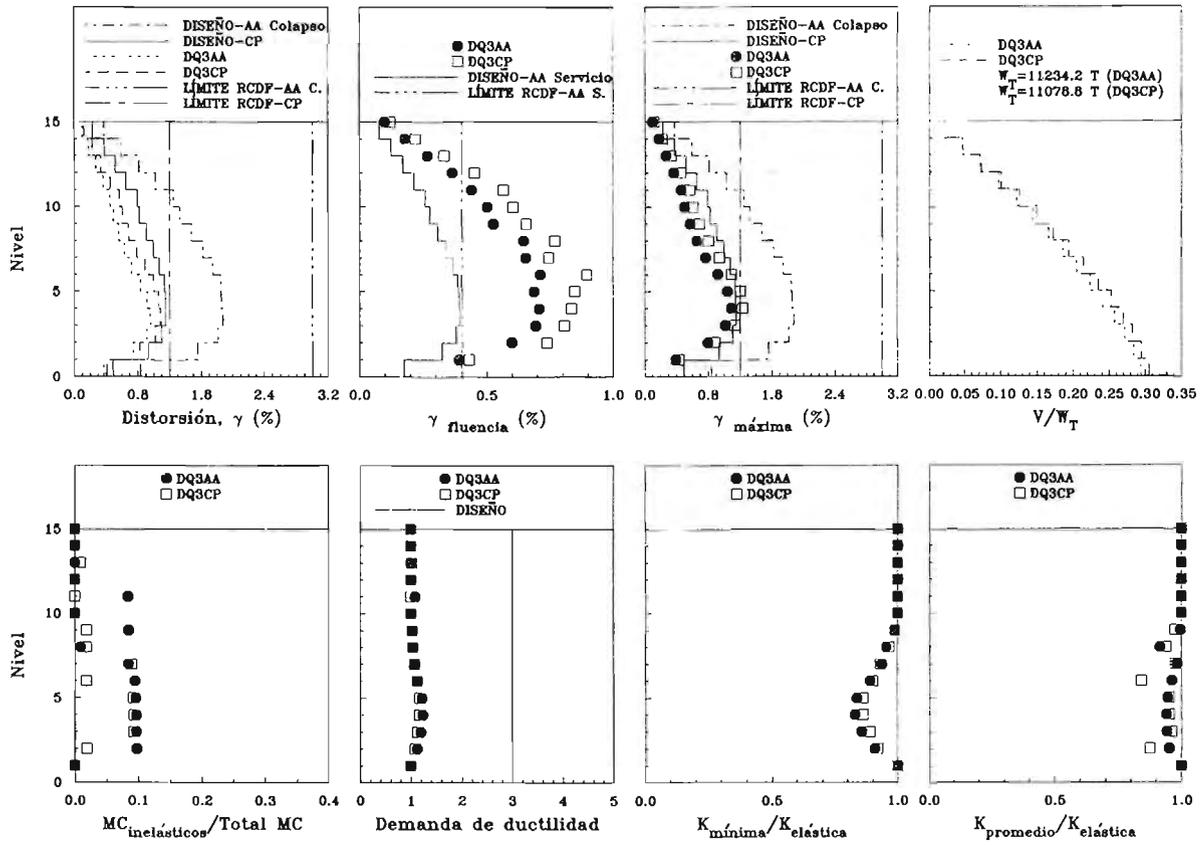


Figura 7.28 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ3CP y DQ3AA en dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

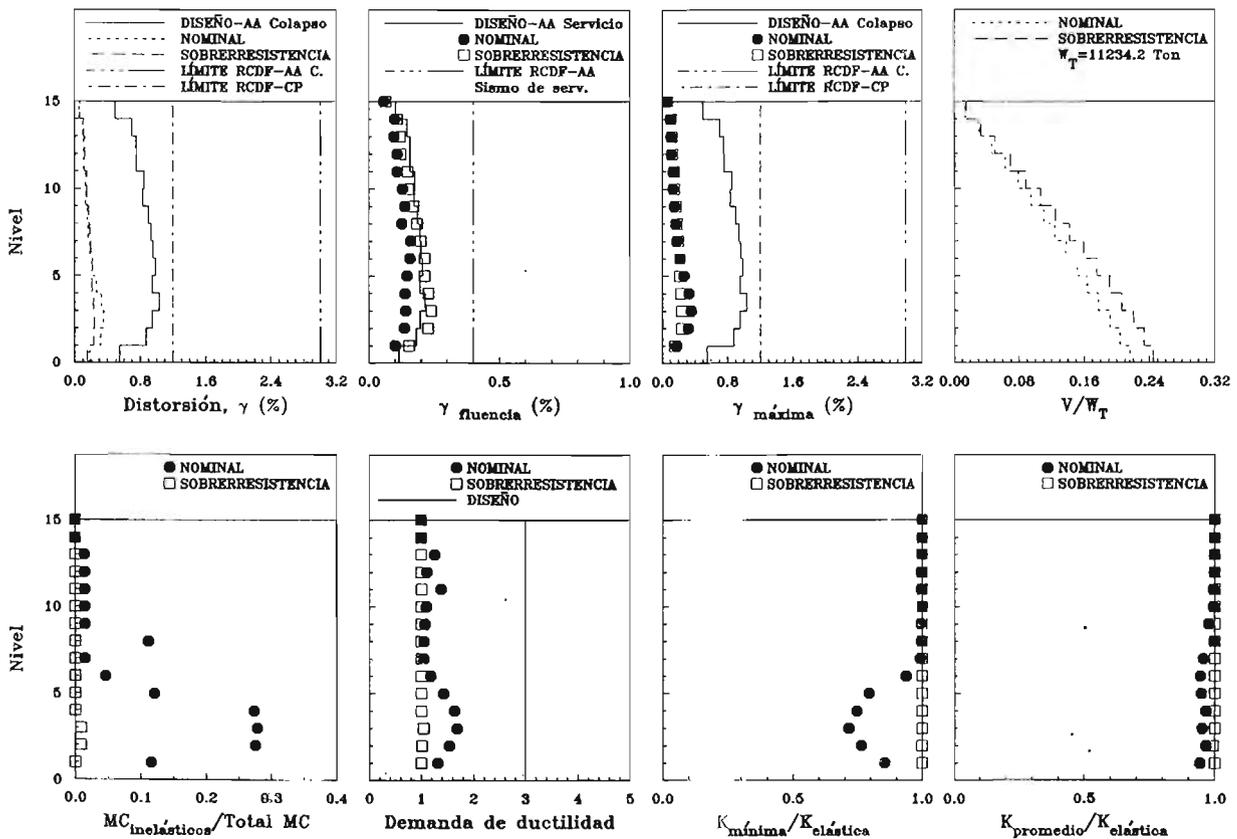


Figura 7.29 Resumen de la respuesta global del modelo DQ3AA en dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia

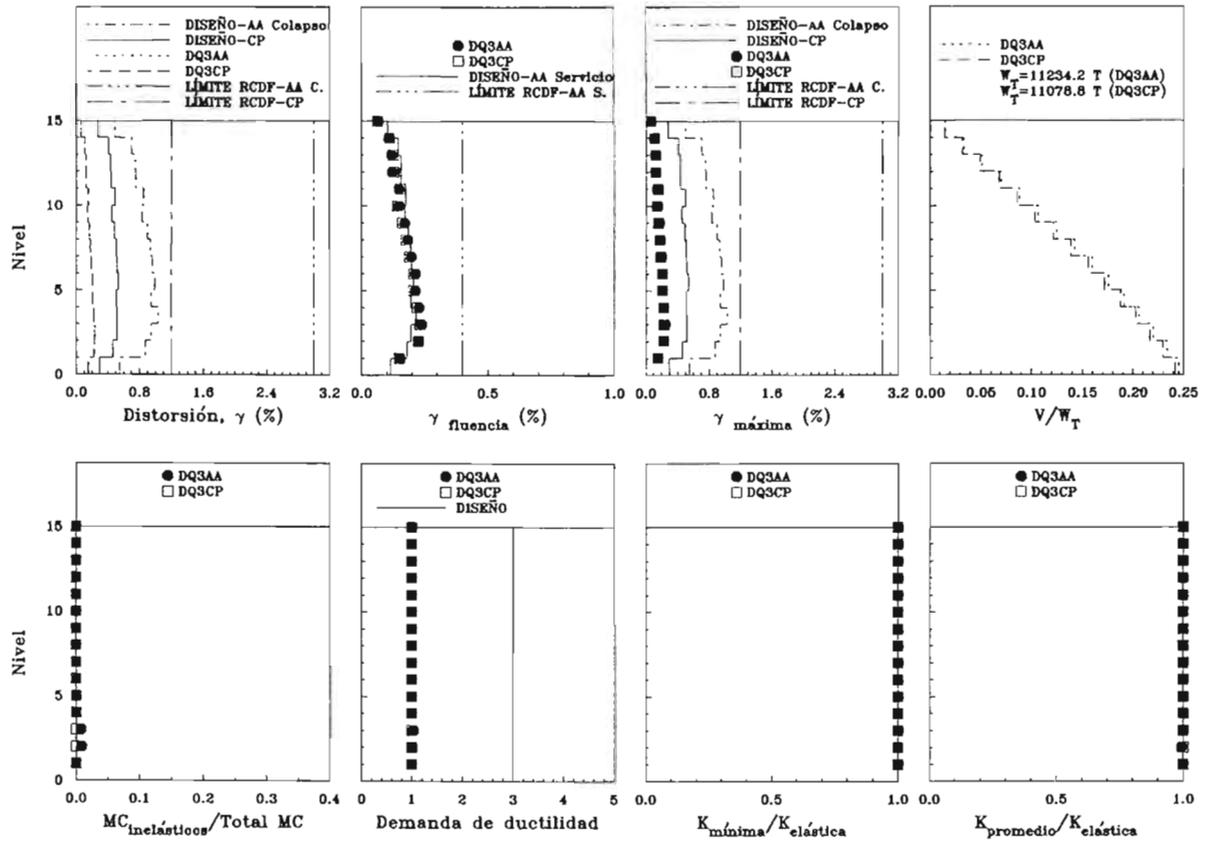


Figura 7.30 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ3CP y DQ3AA en dirección y ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

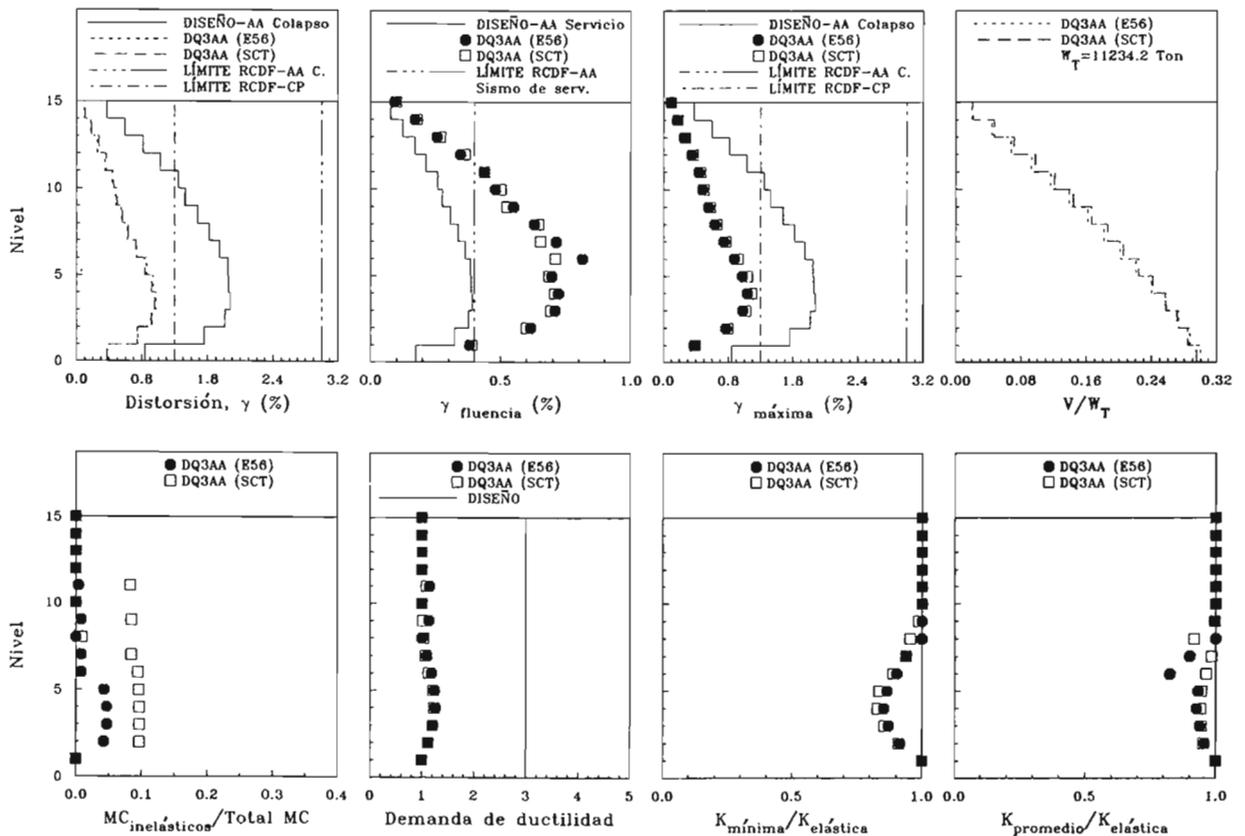


Figura 7.31 Resumen de la respuesta global del modelo DQ3AA en dirección x ante los acelerogramas SCT-EW y estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

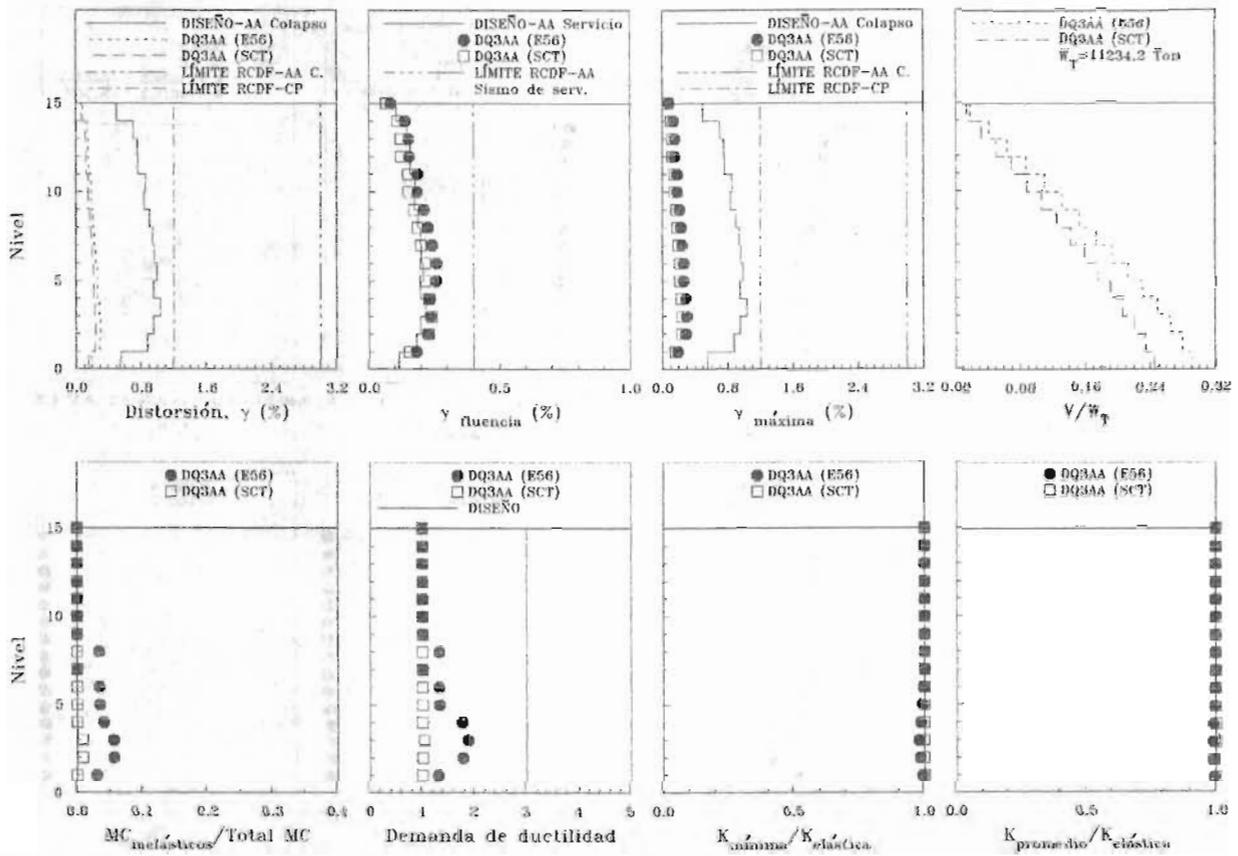


Figura 7.32 Resumen de la respuesta global del modelo DQ3AA en dirección y ante los acelerogramas SCT-EW y estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

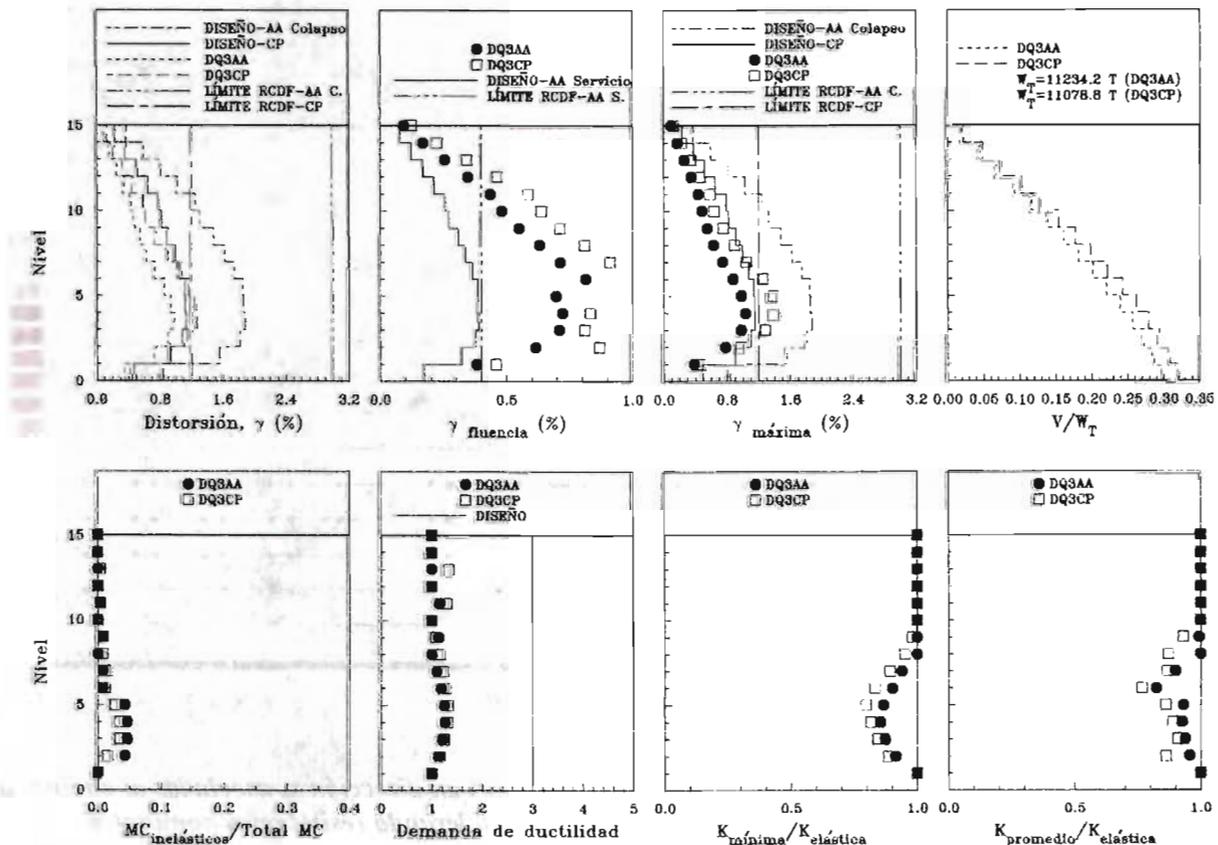


Figura 7.33 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ3CP y DQ3AA en dirección x ante el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

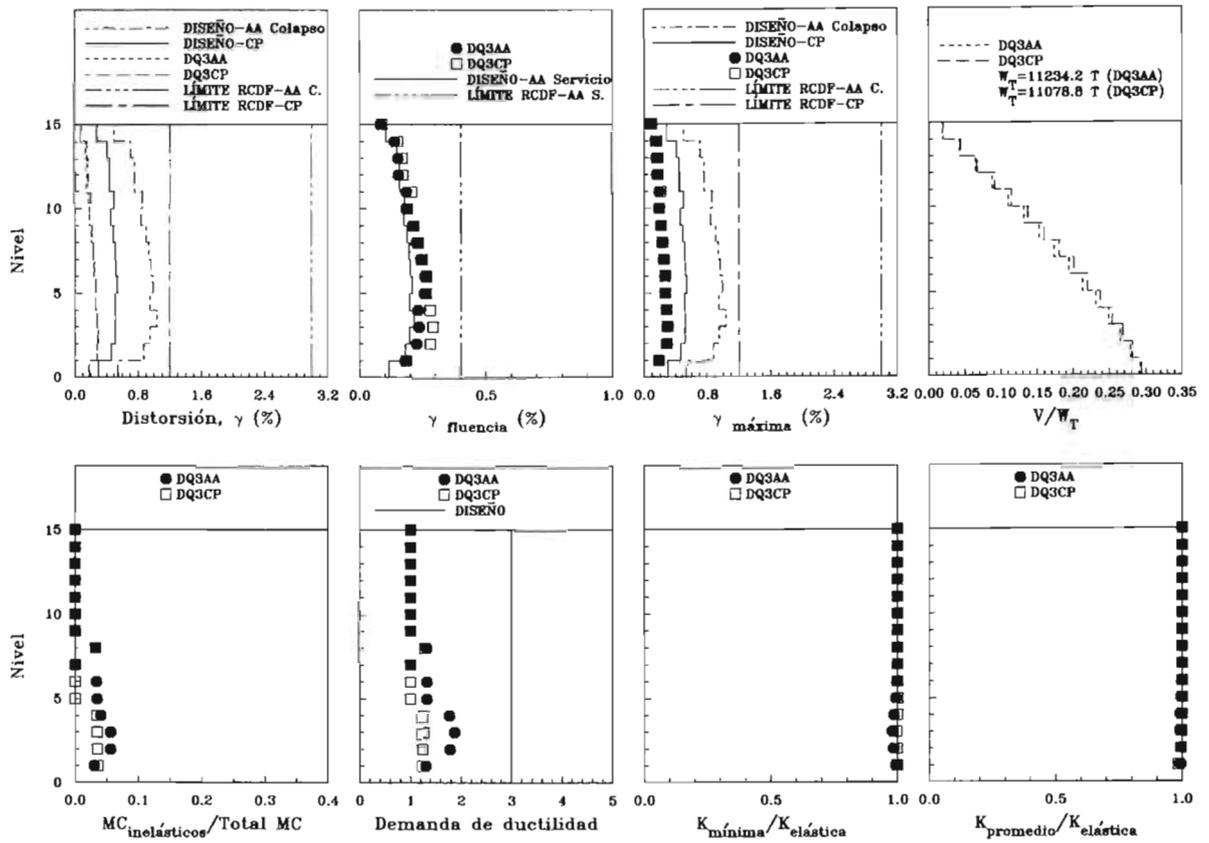


Figura 7.34 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ3CP y DQ3AA en dirección y ante el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

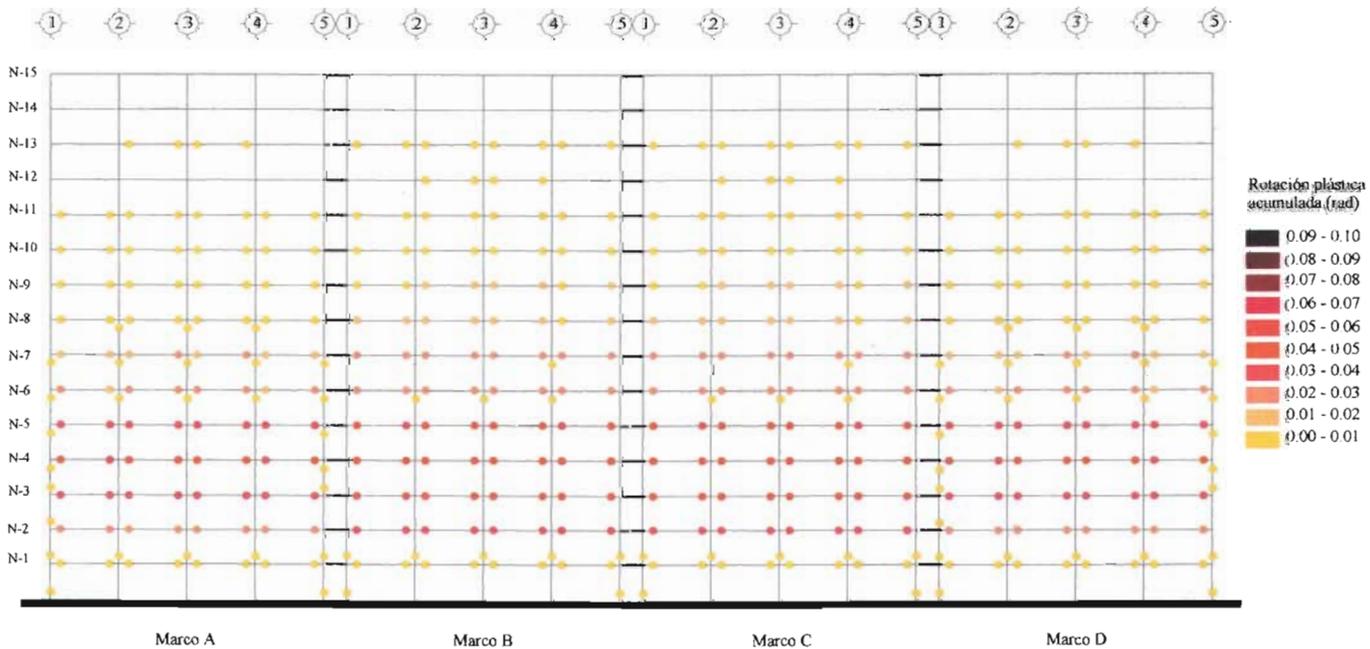


Figura 7.35a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3AA en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

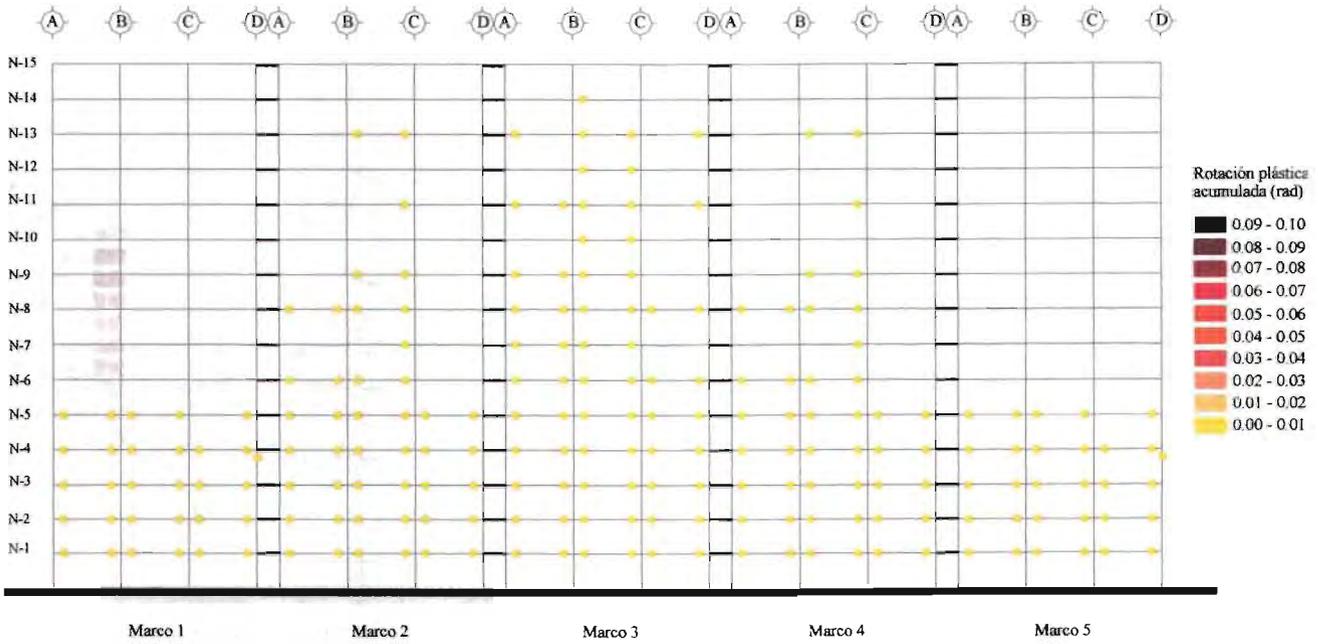


Figura 7.35b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3AA en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

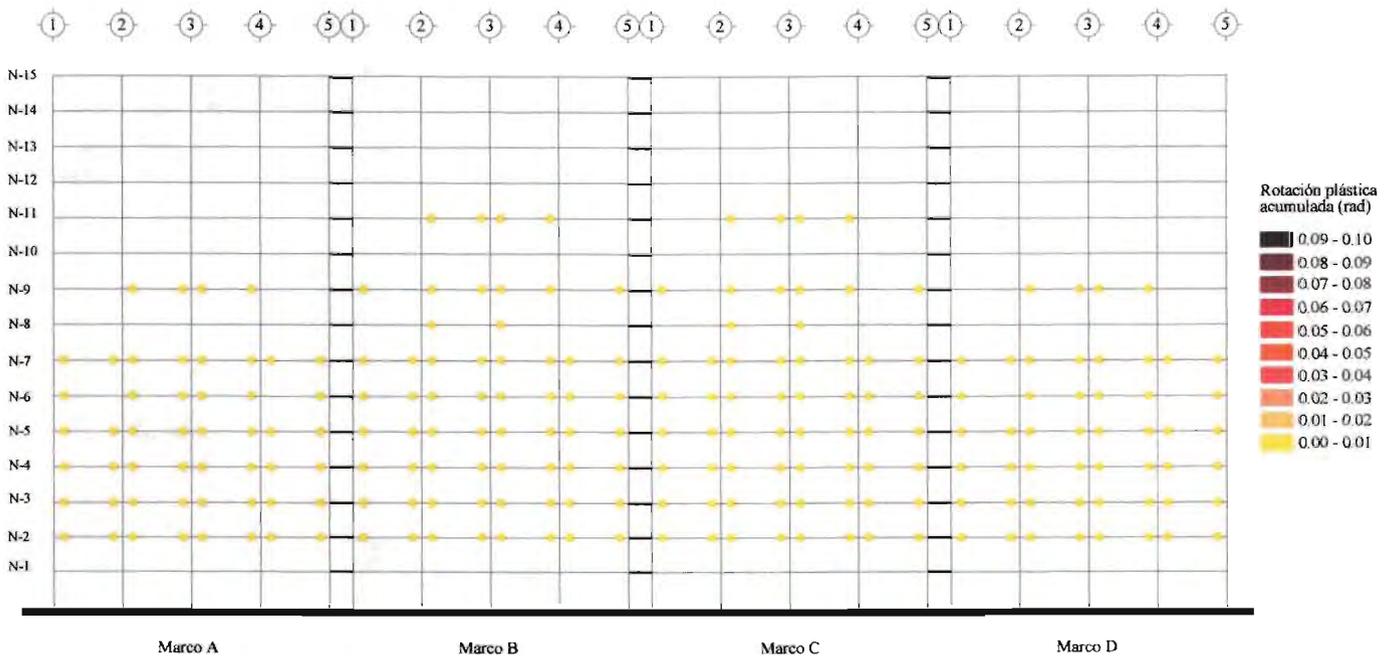


Figura 7.36a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3AA en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

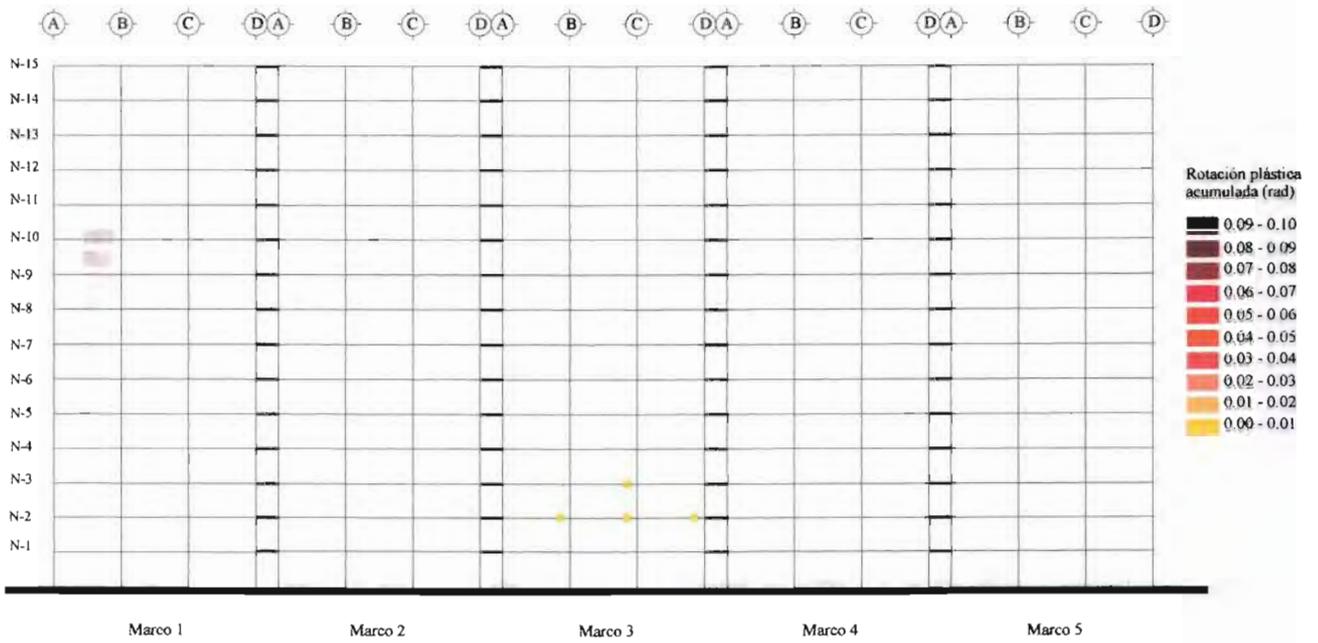


Figura 7.36b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3AA en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

CAPÍTULO 8

EVALUACIÓN DE LOS CRITERIOS DE LA PROPUESTA DEL RCDF-01, NTCC-01 Y NTCS-01 CONSIDERANDO RESISTENCIAS NOMINALES Y FUENTES ADICIONALES DE SOBRRRESISTENCIA PARA LOS MODELOS DISEÑADOS CON $Q = 4$

8.1 Resultados de los análisis no lineales

8.1.1 Modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

8.1.1.1 Curvas de histéresis de entrepiso

En dirección x los dos últimos entrepisos permanecen elásticos. Las curvas de histéresis correspondientes a los marcos A y B así como al modelo global de los entrepisos restantes, definen ciclos amplios y estables con alta capacidad de disipación de energía. Sin embargo, se observa en algunos entrepisos, en particular en el uno y dos, una disminución de capacidad para tomar cortante a deformaciones superiores a la de fluencia que afecta el comportamiento global y que tiene relación con la fluencia de la base de las columnas de esos entrepisos (*figuras 8.1a y 8.2a*).

En dirección y el trabajo inelástico es notablemente menor al correspondiente a la dirección x , mostrando los ciclos de histéresis en esta dirección incursiones inelásticas discretas y sin apreciarse la degradación de resistencia observada en la dirección x (*figuras 8.3a y 8.4a*).

Al considerar en los análisis no lineales el efecto de la sobrerresistencia en los modelos empleados para observar el comportamiento global de la estructura, se observa que en dirección x disminuye notablemente la amplitud de los ciclos histeréticos y dejan de percibirse los efectos relacionados con la disminución de capacidad de entrepiso para tomar cortante (*figuras 8.1b y 8.2b*). En dirección y las historias de distorsión definen un comportamiento prácticamente elástico, siendo el número de fluencias en esta dirección muy reducido (*figuras 8.3b y 8.4b*).

No se aprecian diferencias importantes entre los ciclos histeréticos correspondientes a los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 ya sea considerando o no la sobrerresistencia.

Ante el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando resistencias nominales la estructura exhibe un comportamiento totalmente caótico en ambas direcciones (*figuras 8.5a y 8.6a*) lo que lleva a concluir que una estructura con las características de estos modelos se colapsaría ante un sismo que le impusiera demandas de energía similares a las simuladas con el acelerograma sintético. En las figuras 8.5b y 8.6b se observa, sin embargo, que cuando se consideran las fuentes adicionales de sobrerresistencia la estructura sobrevive sin colapso aunque con cierto daño (se presentan fluencias) el sismo caracterizado por el acelerograma de la estación 56. Esto muestra la importancia de confinar con estribos el núcleo de concreto tal y como se establece en la propuesta de NTCC-01 (2001) ya que precisamente representa este confinamiento una de las fuentes adicionales de sobrerresistencia consideradas en este análisis. El realizar el detallado de una forma adecuada puede ser la diferencia entre resistir un sismo con daño pero sin colapso y el derrumbe total.

Como se observó que ante el acelerograma sintético de la estación 56 y con resistencias nominales el modelo DQ4CP1.7 (el más resistente y rígido) sufría colapso, no se realizó a los demás modelos diseñados con $Q = 4$ el análisis dinámico inelástico bajo este acelerograma.

8.1.1.2 Envolventes de distorsiones de entrepiso (γ)

Las distorsiones de entrepiso dinámicas del marco A, B del modelo DQ4CP rebasan ligeramente a las distorsiones de diseño en los entrepisos tres, cuatro y cinco, superando apenas en los entrepisos cuatro y cinco al límite $\gamma = 0.012$ establecido en cuerpo principal de las NTCS-01 (*figura 8.7*) y estando muy por debajo del límite $\gamma = 0.030$ estipulado en el Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso.

Aunque las distorsiones de entrepiso de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 son muy parecidas, las correspondientes al modelo DQ4CP1.7 son ligeramente menores a las del modelo DQ4CP en los primeros entrepisos, lo que ayuda a que en el entrepiso tres no sean rebasadas las distorsiones de diseño como en el caso del modelo DQ4CP (*figuras 8.8, 8.9a, 8.9b y 8.9c*).

En dirección y las distorsiones de entrepiso dinámicas no rebasan a las distorsiones de diseño y en consecuencia tampoco a los límites de distorsión establecidos en el cuerpo principal y Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (*figuras 8.10 y 8.11*), estando todavía más alejadas de ambos límites por ser la estructura más rígida en esta dirección. En los primeros seis entrepisos, las distorsiones de entrepiso dinámicas del modelo DQ4CP1.7 son ligeramente mayores a las correspondientes del modelo DQ4CP (*figuras 8.12a, 8.12b, 8.12c y 8.12d*).

Cuando se considera la sobrerresistencia en dirección x , las distorsiones dinámicas de entrepiso rebasan ligeramente a las distorsiones de diseño en los entrepisos cuatro y cinco, sin rebasar el límite del cuerpo principal de las NTCS-01 y siendo en general inferiores a las distorsiones relacionadas con resistencias nominales con excepción de los entrepisos nueve en adelante (*figuras 8.13 y 8.14*).

En la dirección y también se mantienen las distorsiones de entrepiso relacionadas con sobrerresistencia por debajo de las correspondientes a las resistencias nominales, con excepción de los entrepisos siete, ocho y nueve (*figuras 8.15 y 8.16*).

Tanto en dirección x como en dirección y , las diferencias entre las distorsiones de entrepiso dinámicas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 son prácticamente imperceptibles al considerar la sobrerresistencia (*figuras 8.17 y 8.18*).

En las *figuras 8.19 y 8.20* se compara la respuesta dinámica de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 ante el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia. En estas *figuras* se observa que en dirección x ambos modelos sufren distorsiones de entrepiso mayores a las de diseño en los entrepisos dos a siete, rebasando también el límite $\gamma = 0.012$ de los entrepisos tres a seis y sin presentar diferencias significativas entre uno y otro modelo, salvo en los primeros tres entrepisos en los cuales el modelo DQ4CP presenta mayores valores de distorsión. En la dirección y el comportamiento es muy similar entre los dos modelos y no se rebasan en ningún entrepiso ni las distorsiones de diseño ni el límite del Reglamento.

En las *figuras 8.21, 8.22, 8.23 y 8.24* se muestra una comparación entre la respuesta de ambos modelos ante los dos acelerogramas considerados en el análisis. Tanto en las direcciones x como en y ambos modelos sufren mayores distorsiones de entrepiso cuando se someten al registro sintético de la estación 56 que cuando el análisis se realiza con el acelerograma SCT-EW.

8.1.1.3 Distorsión de fluencia ($\gamma_{fluencia}$)

Bajo consideración de resistencias nominales y ante el acelerograma SCT-EW, en dirección x se presenta la fluencia en los entrepisos que ingresan en el intervalo de comportamiento inelástico a niveles de distorsión inferiores al límite $\gamma = 0.004$ establecido en el Apéndice Normativo A para limitación de daño a elementos no estructurales y que se ha graficado sólo como referencia. Se aprecia además que la fluencia se presenta antes en los marcos interiores que en los exteriores, lo que refuerza la idea de que los marcos interiores, donde en su diseño rigen generalmente las combinaciones por cargas verticales, presentan cierto grado de subdiseño por

sismo cuando estos diseños se basan en los resultados de análisis con modelos elásticos tridimensionales, como lo permiten las normas (figuras 8.7 y 8.8).

La distorsión de fluencia de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección x es muy parecida; sin embargo, se aprecia que en el primer entrepiso se retrasa ligeramente la fluencia del modelo DQ4CP1.7 con respecto a la del modelo DQ4CP, ya que ésta se presenta para un valor de distorsión mayor (figuras 8.9a, 8.9b y 8.9c).

En dirección y ocurre algo similar a lo observado para la dirección x con respecto a la tendencia de los marcos interiores a fluir a niveles de distorsión menores a los de los exteriores (figura 8.10 y 8.11), sin apreciar diferencias importantes entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 (figuras 8.12a, 8.12b, 8.12c y 8.12d).

Al considerar la sobrerresistencia en dirección x se retrasa la fluencia como se esperaba, presentándose ésta a valores de distorsión notablemente superiores a los valores relacionados con resistencias nominales, y en la mayoría de los niveles a distorsiones superiores al límite $\gamma = 0.004$ (figuras 8.13 y 8.14). En dirección y también se retrasa la fluencia aunque no tan marcadamente como en la dirección x , ocurriendo esta para valores inferiores al límite $\gamma = 0.004$ (figuras 8.15 y 8.16).

Cuando se considera los efectos de las fuentes adicionales de sobrerresistencia, la distorsión de fluencia del modelo DQ4CP1.7 es mayor que la correspondiente al modelo DQ4CP en el primer entrepiso en dirección x , sin notarse diferencia alguna en la dirección y (figuras 8.17 y 8.18).

En las figuras 8.19 y 8.20 se observa que ante el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia, para la dirección x el modelo DQ4CP tiende a fluir en el primer entrepiso a niveles de distorsión menores a los del modelo DQ4CP1.7, sin observarse diferencias significativas en el resto de los entrepisos entre uno y otro modelo. En la dirección y el comportamiento es muy similar entre los dos modelos.

En las figuras 8.21, 8.22, 8.23 y 8.24 se muestra una comparación entre la respuesta de ambos modelos ante los dos acelerogramas considerados en el análisis. Tanto en las direcciones x como en y (más visible en esta última) ambos modelos fluyen a valores de distorsión mayores con el registro de la estación 56.

8.1.1.4 Distorsiones de entrepiso máximas asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima (γ máxima)

Las distorsiones máximas en dirección x de ambos modelos rebasan a las distorsiones de diseño de los entrepisos uno a nueve, alcanzando valores máximos de $\gamma = 0.020$ en el entrepiso cinco. Se observa que las distorsiones de entrepiso máximas correspondientes a los marcos interiores son ligeramente mayores a las de los marcos exteriores (figuras 8.7 y 8.8). Al comparar los valores de distorsión máxima de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 se observa que en el primer entrepiso, el modelo DQ4CP1.7 presenta un valor menor al del modelo DQ4CP (figuras 8.9a, 8.9b y 8.9c).

En la dirección y las distorsiones máximas sólo rebasan a las de diseño de los entrepisos dos a cinco, alcanzando valores máximos de $\gamma = 0.008$ en el entrepiso tres (figuras 8.10 y 8.11). En esta dirección también se observa que los valores de distorsión máxima tienden a ser ligeramente mayores para los marcos ubicados en el centro de la estructura. Del entrepiso uno al seis, el modelo DQ4CP1.7 en dirección y presenta mayores valores de distorsión de entrepiso máxima (figuras 8.12a, 8.12b, 8.12c y 8.12d).

Al considerar la sobrerresistencia las distorsiones máximas se abaten notablemente, rebasando de los entrepisos dos a cinco a las de diseño en dirección x (figuras 8.13 y 8.14), y sin rebasar en dirección y en ningún entrepiso a las de diseño (figuras 8.15 y 8.16). Considerando la sobrerresistencia no se aprecian diferencias entre los valores de distorsión máxima de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en ambas direcciones (figuras 8.17 y 8.18).

Ante el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia no se aprecian diferencias importantes entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 (figuras 8.19 y 8.20).

En las figuras 8.21, 8.22, 8.23 y 8.24 se muestra una comparación entre la respuesta de ambos modelos ante los dos acelerogramas considerados en el análisis. Tanto en las direcciones x como en y ambos modelos sufren mayores distorsiones máximas al ser sometidos al registro sintético de la estación 56 que cuando el análisis se realiza con el acelerograma SCT-EW.

8.1.1.5 Envolventes de cortantes de entrepiso (V/W_T)

Para ambos modelos se observa que el marco exterior en dirección x toma más cortante que el interior, excepto en los entrepisos uno, seis y nueve. El marco A del modelo DQ4CP1.7 toma en el primer entrepiso más cortante que el marco A del modelo DQ4CP; sin embargo, el marco B del modelo DQ4CP1.7 toma menos cortante que su homólogo del modelo DQ4CP en el mismo entrepiso. Al considerar el comportamiento global en dirección x , se aprecia que los dos modelos toman valores similares de cortante, notándose que el modelo DQ4CP1.7 toma un poco más de cortante en el primer entrepiso que el modelo DQ4CP, mientras que en el quinto entrepiso sucede lo contrario (figuras 8.7, 8.8, 8.9a, 8.9b y 8.9c).

En dirección y se aprecia claramente que para los dos modelos los marcos exteriores tienden a tomar más cortante que los interiores, pues el marco exterior uno toma más cortante que el dos y este a su vez que el marco interior tres (figuras 8.10 y 8.11). Al comparar los valores de cortante de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 se observan diferencias importantes únicamente en el primer entrepiso, siendo que el cortante que toma el marco exterior uno del modelo DQ4CP es mayor al correspondiente al modelo DQ4CP1.7 y ocurriendo lo contrario en los marcos interiores dos y tres. Al considerar el modelo global en dirección y los valores de cortante de entrepiso son muy similares (figura 8.12a, 8.12b, 8.12c y 8.12d).

Considerando las fuentes adicionales de sobrerresistencia se aprecia que en ambas direcciones la estructura toma más cortante que cuando se consideran resistencias nominales. En dirección x el modelo DQ4CP1.7 toma en el nivel uno más cortante que el modelo DQ4CP sin que se aprecie en dirección y diferencia alguna (figuras 8.13, 8.14, 8.15 y 8.16). En la tabla 8.1 del Capítulo 8 se muestra el valor de los cortantes basales de cada modelo y se observan estas diferencias de forma detallada en el análisis realizado con el fin de obtener el factor de sobrerresistencia global a carga lateral.

Cuando se considera los efectos de las fuentes adicionales de sobrerresistencia no se aprecian diferencias significativas entre los modelos DQ4CP1.7 y DQ4CP (figuras 8.17 y 8.18).

En las figuras 8.19 y 8.20 se observa que ante el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia, en dirección x el modelo DQ4CP toma en el primer entrepiso un cortante ligeramente menor al del modelo DQ4CP1.7, sin observarse diferencias significativas en el resto de los entrepisos entre uno y otro modelo. En la dirección y el comportamiento es muy similar entre los dos modelos.

En las figuras 8.21, 8.22, 8.23 y 8.24 se muestra una comparación entre la respuesta de ambos modelos ante los dos acelerogramas considerados en el análisis. Tanto en las direcciones x como en y ambos modelos toman cortantes de entrepiso más altos con el registro de la estación 56 que con el acelerograma SCT-EW.

8.1.1.6 Cociente del número de medios ciclos donde se presentó respuesta inelástica ($MC_{inelásticos}$) y el número total de medios ciclos a que fue sujeta la estructura (Total MC)

El número de medios ciclos inelásticos de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección x es similar tanto para los marcos interiores como para los exteriores; sin embargo, se observan en algunos entrepisos como el uno, dos, seis, diez, once, doce y trece del marco interior B valores superiores a los correspondientes al marco A, lo cual refuerza la idea de que los marcos interiores presentan cierto grado de subdiseño a efectos sísmicos, existiendo predominantemente valores del orden del 30% de los entrepisos tres a trece (figuras 8.7 y 8.8).

En dirección y se observa claramente cómo los marcos interiores presentan niveles más altos de trabajo inelástico con respecto a los exteriores, alcanzando el marco uno valores máximos de aproximadamente 13% en el primer entrepiso, el marco dos 23% en el segundo entrepiso y el marco tres de 27% en el octavo entrepiso (figuras 8.10 y 8.11).

Al considerar la sobrerresistencia en dirección x el porcentaje de inelasticidad se abate notablemente, pasando de valores máximos del orden de 30% a 15% (figuras 8.13 y 8.14). En el primer entrepiso se observa que la actividad inelástica del modelo DQ4CP1.7 es notoriamente inferior a la del modelo DQ4CP pues el modelo DQ4CP1.7 tiene aproximadamente 2.5% de ciclos inelásticos, mientras que el modelo DQ4CP presenta cerca del 10% (figura 8.17).

En dirección y se tienen porcentajes de acción inelástica muy bajos, alcanzando algunos entrepisos valores máximos de aproximadamente 2.5% (figuras 8.15 y 8.16), sin observar diferencias de importancia entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 (figura 8.18).

Cuando se consideran los efectos de las fuentes adicionales de sobrerresistencia no se aprecian diferencias significativas entre los modelos DQ4CP1.7 y DQ4CP (figuras 8.17 y 8.18).

En las figuras 8.19 y 8.20 se observa que ante el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia, en dirección x el modelo DQ4CP experimenta en el primer entrepiso un mayor número de medios ciclos inelásticos, aunque en el cuarto entrepiso sucede lo contrario. En la dirección y no se aprecian diferencias importantes entre uno y otro modelo.

En las figuras 8.21, 8.22, 8.23 y 8.24 se muestra una comparación entre la respuesta de ambos modelos ante los dos acelerogramas considerados en el análisis. Tanto en las direcciones x como en y los entrepisos de ambos modelos presentan más incursiones inelásticas con el registro de la estación 56 que con el acelerograma SCT-EW.

8.1.1.7 Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ) y relación entre rigidez secante y elástica

Las demandas de ductilidad de entrepiso en dirección x se encuentran por debajo del factor de comportamiento sísmico $Q=4$, alcanzando valores máximos cercanos a tres en el sexto entrepiso. Para ambos modelos se observa que las demandas de ductilidad de entrepiso del marco interior B son en la mayoría de los entrepisos ligeramente mayores a las del marco exterior A (figuras 8.7 y 8.8). El modelo DQ4CP1.7 presenta en el primer entrepiso una demanda de ductilidad de $\mu = 1.8$, mientras que el modelo DQ4CP tiene en ese mismo entrepiso una demanda de ductilidad del orden de $\mu = 2.4$, sin apreciar diferencias significativas en el resto de los entrepisos (figuras 8.9a, 8.9b y 8.9c).

Se observa una clara correspondencia entre los valores más altos de demanda de ductilidad y los menores valores de la relación rigidez secante a elástica, siendo que a las máximas demandas de ductilidad corresponden valores de rigidez inferiores a la mitad de la rigidez elástica si se toma la rigidez inelástica mínima, ó 65% de la rigidez elástica si se utiliza la rigidez inelástica promedio. En las gráficas que miden la degradación de rigidez se observa que ésta es ligeramente mayor para los marcos interiores que para los exteriores (figuras 8.7 y 8.8).

En dirección y las demandas de ductilidad de entrepiso alcanzan valores máximos de tres en el cuarto entrepiso, correspondiendo a estas demandas de ductilidad rigideces inelásticas mínimas del orden del 35% de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de aproximadamente 50% de la rigidez elástica (figuras 8.10 y 8.11). En esta dirección, el modelo DQ4CP1.7 presenta en el primer entrepiso una demanda de ductilidad ligeramente menor a la del modelo DQ4CP. También se observa claramente que las demandas de ductilidad de entrepiso son mayores para los marcos interiores y que éstos a su vez presentan valores menores de la relación rigidez secante a elástica que los marcos exteriores (figuras 8.12a, 8.12b, 8.12c y 8.12d).

Cuando se considera la sobrerresistencia, las demandas de ductilidad de entrepiso disminuyen, y aumentan las relaciones entre rigidez secante y elástica, teniéndose en la dirección x valores máximos del orden de $\mu = 1.5$ en el quinto entrepiso asociados a rigideces inelásticas mínimas de aproximadamente 65% de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de 80% de la rigidez elástica (*figuras 8.13 y 8.14*). La demanda de ductilidad con la altura es muy similar en los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, aunque se aprecia que en el primer entrepiso la demanda de ductilidad del modelo DQ4CP1.7 es menor (*figura 8.17*).

En dirección y las demandas de ductilidad de entrepiso se abaten considerablemente y las relaciones entre rigidez secante a elástica crecen, permaneciendo la estructura prácticamente elástica con demandas máximas de ductilidad apenas mayores a la unidad en algunos entrepisos y valores de rigideces inelásticas mínima y promedio prácticamente iguales a la rigidez elástica (*figuras 8.15 y 8.16*). Considerando las fuentes adicionales de sobrerresistencia no se aprecian diferencias significativas entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 (*figura 8.18*).

En las figuras 8.19 y 8.20 se observa que ante el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia, en dirección x el modelo DQ4CP1.7 presenta en los dos primeros entrepisos valores de demanda de ductilidad ligeramente menores a los del modelo DQ4CP, sin notar alguna diferencia de importancia en la dirección y .

En las figuras 8.21, 8.22, 8.23 y 8.24 se compara la respuesta de ambos modelos ante los dos acelerogramas considerados en el análisis. En ambas direcciones, los dos modelos experimentan demandas de ductilidad de entrepiso mayores y valores de relación rigidez secante a elástica menores cuando se someten al registro sintético de la estación 56.

8.1.1.8 Mapeo de la fluencia de elementos en tiempos específicos, en envolventes y rotaciones plásticas acumuladas

En la figura 8.25a se muestra el mapeo de fluencias en envolventes, así como la magnitud de las rotaciones plásticas acumuladas experimentadas por cada miembro estructural que ingresó en el intervalo de comportamiento inelástico en la dirección x para el modelo DQ4CP considerando resistencias nominales. Esta misma información, correspondiente al modelo DQ4CP1.7, se muestra en la figura 8.27a.

En estas figuras se observa que la mayoría de las fluencias se presentó en las trabes y que prácticamente fluyeron todas, con excepción de las que se encuentran en los últimos dos niveles y algunas del doceavo nivel de los marcos exteriores. Todas las columnas ubicadas en planta baja fluyeron en su base, lo cual se considera aceptable para los niveles de desplazamiento que el sismo máximo contemplado por el Reglamento le demanda a la estructura.

También se presentan fluencias en la base de algunas columnas ubicadas en el segundo entrepiso, presentando el modelo DQ4CP1.7 menos fluencias en las columnas de este nivel que el modelo DQ4CP. Las columnas B1, C1, B5 y C5 del segundo entrepiso del modelo DQ4CP1.7, a diferencia de estas mismas columnas en el modelo DQ4CP, no tuvieron trabajo inelástico, seguramente como consecuencia de haber resultado con refuerzos distintos (tablas 5.1 y 5.3 del capítulo 5).

Adicionalmente se observaron en ambos modelos fluencias en la base de las columnas A1, D1, A5 y D5 del tercer entrepiso y en la parte superior de las columnas A1, D1, A2, D2, A3, D3, A4, D4, A5 y D5 de los entrepisos seis y siete así como algunas del octavo entrepiso, apareciendo también en el entrepiso once fluencias en la base de algunas de las columnas ubicadas en los marcos exteriores.

Todas las columnas que presentaron fluencias en los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 y que arriba se acaban de enumerar presentaron demandas de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad.; mientras que las trabes presentaron valores cercanos a 0.09 rad., observándose claramente una concentración de trabajo inelástico en los niveles tres, cuatro y cinco y en particular en los marcos interiores.

La primera fluencia se presenta en ambos modelos a 19.68 segundos de iniciado el análisis. Al considerar la sobrerresistencia en dirección x , dejan de fluir en su base dos columnas del modelo DQ4CP (A1 y D1) (figuras 8.25a y 8.26a) y cuatro columnas del modelo DQ4CP1.7 (A1, B1, C1 y D1) ubicadas todas en el primer entrepiso (figuras 8.27a y 8.28a), estableciéndose esta diferencia por el diseño distinto de las columnas B1 y C1 de estos modelos (tablas 5.1 y 5.3 del capítulo 5). En el segundo entrepiso disminuye más el número de fluencias en columnas para el modelo DQ4CP que para el DQ4CP1.7, ya que en este último permanecen doce columnas articuladas en su base, mientras que en el modelo DQ4CP sólo ocho. En ambos modelos, se mantienen las fluencias en la parte superior de las columnas A1, D1, A2, D2, A3, D3, A4, D4, A5 y D5 (entrepiso seis) y A2, D2, A3, D3, A4 y D4 (entrepiso siete).

Las demandas de rotación plástica acumula en columnas considerando la sobrerresistencia se mantuvieron también por debajo de 0.01 rad. El número de fluencias y demandas de rotación en traveses disminuyó notablemente, en particular para aquellas traveses ubicadas arriba del octavo nivel, disminuyendo todas las rotaciones plásticas acumuladas de tal suerte que se aprecian valores máximos de 0.04 rad. en algunas traveses de los entrepisos tres y cuatro (figuras 8.26a y 8.28a).

Para la dirección y se observa que la actividad inelástica es mucho menor que en la dirección x . En la dirección y fluyeron todas las columnas del modelo DQ4CP del primer entrepiso en su base, mientras que en el modelo DQ4CP1.7 no fluyeron las columnas B1, C1, B5 y C5 del primer entrepiso, siendo éstas columnas más reforzadas que las correspondientes columnas del modelo DQ4CP como consecuencia de la aplicación de la disposición relacionada con el incremento en 70 por ciento de la fracción de carga axial debida a sismo (tablas 5.1 y 5.3 del capítulo 5). En ambos modelos fluyeron en su base las columnas A2, D2, A4 y D4 del segundo entrepiso, y en el sexto entrepiso las columnas A1 y A5 en ambos extremos, en el extremo superior las columnas D1 y D5, y en el extremo inferior las columnas A2, A3 y A4 (figuras 8.25b y 8.27b).

Al igual que en dirección x , las columnas no presentaron rotaciones plásticas acumuladas mayores a 0.01 rad, mientras que las vigas no rebasaron el valor de 0.02 rad, concentrándose también el trabajo inelástico en los niveles dos y tres y predominando éste en los marcos interiores.

Cuando se consideraran las fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección y (figura 8.26b, modelo DQ4CP y 8.28b, modelo DQ4CP1.7) la estructura responde casi de manera elástica, presentándose únicamente 12 fluencias en vigas y ninguna en columnas, concentrándose éstas en los niveles dos, tres, cuatro y ocho del marco interior con valores de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad.

Es importante mencionar que la distribución de las fluencias en las columnas del edificio en elevación no es aleatoria, coincidiendo la ocurrencia de éstas precisamente con los entrepisos en que se redujo en la etapa de diseño la sección de las columnas (tablas 5.2 y 5.4 del capítulo 5), lo cual lleva a pensar que la fluencia de las columnas es, entre otras cosas, consecuencia de la discontinuidad en rigidez y resistencia en elevación proporcionada en la etapa de diseño.

En la figura 8.29a se muestra el mapeo de fluencias en envolventes para la dirección x del modelo DQ4CP, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia y el acelerograma sintético de la estación 56. La figura 8.30a corresponde al modelo DQ4CP1.7. En estas figuras se observa que en el modelo DQ4CP1.7 no fluyen las columnas A1, B1, C1 y D1 del primer entrepiso en su base, además de la base de las columnas B1 y C1 del segundo entrepiso, mientras que en el modelo DQ4CP si se presentaron estas fluencias. Esto se debe sin duda a las distintas propiedades de resistencia de estas columnas pues como se recordará, estas columnas en el modelo DQ4CP1.7 resultaron con mayor refuerzo longitudinal tras aplicar la disposición relacionada con el incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo para el dimensionamiento de las mismas. La primera fluencia se presenta, sin embargo, al mismo tiempo (42.84 segundos de iniciado el análisis)

En dirección y no se observa diferencia alguna entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7. La primera fluencia se presenta a 48.24 segundos de iniciado el análisis y las magnitudes de las rotaciones plásticas son similares (figuras 8.29b y 8.30b).

En el Anexo A se muestran los mapeos de fluencia en tiempos específicos para estos modelos. Las figuras A.7a a A.7h corresponden al modelo DQ4CP ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y las figuras A.8a a A.8f considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia. Las figuras A.9a a A.9h pertenecen al modelo DQ4CP1.7 considerando resistencias nominales y las figuras A.10a a A.10g con sobrerresistencia.

Los mapeos de fluencias en tiempos específicos asociados al análisis dinámico no lineal con el acelerograma de la estación 56 y considerando sobrerresistencia se muestran en las figuras A.11a a A.11f (modelo DQ4CP) y A.12a a A.12e (modelo DQ4CP1.7).

8.1.2 Modelos DQ4AA y DQ4AA1.7

8.1.2.1 Curvas de histéresis de entrepiso

Al igual que los modelos diseñados sísmicamente conforme al cuerpo principal, los dos últimos entrepisos no ingresaron en el intervalo de comportamiento inelástico en dirección x . Las curvas de histéresis tanto de los marcos A y B como del modelo de la estructura global de los entrepisos uno a trece definen ciclos amplios y estables con una capacidad de disipación de energía importante, observándose también en los entrepisos uno y dos de estos modelos una disminución de capacidad para tomar cortante a deformaciones post fluencia, lo cual afecta el comportamiento global y se deben a la fluencia de algunas de las columnas de estos entrepisos (*figuras 8.31a y 8.32a*).

Al ser los ciclos de histéresis de estos modelos un poco más amplios a los correspondientes ciclos de los modelos diseñados sísmicamente de acuerdo con el cuerpo principal (DQ4CP y DQ4CP1.7), con incursiones inelásticas en todos los entrepisos más grandes, se observa con más claridad estos efectos en los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 (*figuras 8.31a y 8.32a*).

Si se comparan las curvas histeréticas de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 en dirección x (*figura 8.31a y 8.32a*), se observa una diferencia importante en el primer entrepiso, presentando el modelo DQ4AA en este nivel incursiones inelásticas más pronunciadas que el modelo DQ4AA1.7 y exhibiendo más claramente los efectos de detrimento de resistencia, en particular en el marco interior B que tiene un trabajo inelástico más importante.

En dirección y el trabajo inelástico de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 es visiblemente mayor al correspondiente a los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 respectivamente, permaneciendo sólo el último nivel elástico y siendo los ciclos histeréticos de los niveles restantes más amplios, lo cual hace que el efecto mencionado arriba y debido a la fluencia de las columnas sean perceptibles en el primer entrepiso, contrariamente a lo sucedido con los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 que no mostraron este efecto en esta dirección (*figuras 8.33a y 8.34a*).

Tras incorporar a los análisis no lineales el efecto de la sobrerresistencia, se observa que en dirección x disminuye notablemente la amplitud de los ciclos histeréticos, percibiéndose los efectos relacionados con la disminución de capacidad de entrepiso para tomar cortante únicamente en el primer entrepiso del modelo DQ4AA, el cual presenta en este nivel incursiones inelásticas mayores que las del modelo DQ4AA1.7 (*figuras 8.31b y 8.32b*). En dirección y no se aprecian diferencias importantes entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7, pues en las historias de distorsión se observan incursiones inelásticas muy pequeñas en los primeros entrepisos (*figuras 8.33b y 8.34b*).

Las historias de histéresis de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7, al ser más amplias que las correspondientes a los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, sugieren que los modelos diseñados conforme al planteamiento del Apéndice Normativo A tienen una mayor demanda de disipación de energía por trabajo inelástico.

8.1.2.2 Envoltentes de distorsiones de entrepiso (γ)

Las distorsiones de entrepiso dinámicas del marco A, B y del modelo global en dirección x de ambos modelos no rebasan a las distorsiones de entrepiso de diseño, estando muy por debajo de éstas y aún más alejadas del límite $\gamma = 0.030$ estipulado en el Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso. Lo anterior parece lógico si se recuerda que para estos modelos el cumplimiento de las condiciones de servicio rigió en el diseño de la rigidez lateral de la estructura.

Aunque estos modelos no tendrían por que cumplir con la distorsión de entrepiso límite $\gamma = 0.012$ establecida en el cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001), ésta se ha graficado como referencia y se observa que en ningún entrepiso este límite es rebasado por las distorsiones de entrepiso dinámicas (*figuras 8.35 y 8.36*).

Aunque las distorsiones de entrepiso de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 son muy parecidas, las correspondientes al modelo DQ4AA1.7 son ligeramente menores a las del modelo DQ4AA en los primeros tres entrepisos y en dirección x (*figuras 8.37a, 8.37b y 8.37c*).

Si se comparan las distorsiones de entrepiso dinámicas de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 con las correspondientes a sus modelos equivalentes del cuerpo principal DQ4CP y DQ4CP1.7, se observa que los modelos diseñados con el Apéndice Normativo A sufren distorsiones mayores a los del cuerpo principal en los primeros tres entrepisos, invirtiéndose este efecto en los entrepisos restantes (*figuras 8.53 y 8.57*).

En dirección y las distorsiones de entrepiso dinámicas tampoco rebasan a las distorsiones de entrepiso de diseño y en consecuencia al límite de distorsión $\gamma = 0.030$ establecido en el Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) (*figuras 8.38 y 8.39*), estando todavía más alejadas de éste valor por ser la estructura más rígida en esta dirección. En los primeros dos entrepisos, las distorsiones de entrepiso dinámicas del modelo DQ4AA1.7 son ligeramente menores a las correspondientes del modelo DQ4AA, sin observarse una diferencia significativa en los entrepisos superiores (*figuras 8.40a, 8.40b, 8.40c y 8.40d*).

En los primeros siete entrepisos las distorsiones dinámicas de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 son visiblemente mayores a las correspondientes a los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 respectivamente (*figuras 8.55 y 8.59*).

Cuando se incorporan fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x las distorsiones dinámicas de entrepiso disminuyen de los entrepisos uno a diez en ambos modelos y superan ligeramente a las relacionadas con resistencias nominales del entrepiso once en adelante (*figuras 8.41 y 8.42*). El modelo DQ4AA1.7 presenta en los primeros dos entrepisos distorsiones menores a las del modelo DQ4AA, invirtiéndose este efecto de los entrepisos tres a ocho y manteniéndose muy similares en los últimos entrepisos (*figura 8.45*).

En general, se observa que los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 presentan en los dos primeros entrepisos distorsiones de entrepiso mayores a las correspondientes de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, mientras que del entrepiso tres en adelante sucede lo contrario (*figuras 8.54 y 8.58*).

En la dirección y se abaten las distorsiones dinámicas relacionadas con sobrerresistencia de los primeros siete entrepisos de una forma muy notoria (*figuras 8.43 y 8.44*), sin apreciar diferencias importantes entre las distorsiones de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 (*figura 8.46*) ni entre estos dos modelos y sus análogos del cuerpo principal (*figuras 8.56 y 8.60*).

En las *figuras 8.47 y 8.48* se compara la respuesta dinámica de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 ante el acelerograma sintético de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia. Para la dirección x se observa que en los primeros tres entrepisos las distorsiones de entrepiso del modelo DQ4AA son mayores a las correspondientes al modelo DQ4AA1.7, invirtiéndose este fenómeno de los entrepisos cuatro a ocho. En dirección x ambos modelos sufren distorsiones de entrepiso inferiores a las de diseño y límite $\gamma = 0.030$. En la

dirección y el comportamiento es muy similar entre los dos modelos y no se rebasan en ningún entrepiso ni las distorsiones de diseño ni el límite del reglamento.

En las figuras 8.49, 8.50, 8.51 y 8.52 se muestra una comparación entre la respuesta de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 ante los dos acelerogramas considerados en el análisis. Tanto en las direcciones x como en y y ambos modelos sufren mayores distorsiones de entrepiso cuando se someten al registro sintético de la estación 56 que cuando el análisis se realiza con el acelerograma SCT-EW.

De las figuras 8.61 a 8.64 se muestran las diferencias entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 con sus correspondientes modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 para el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia.

8.1.2.3 Distorsión de fluencia ($\gamma_{fluencia}$)

Bajo consideración de resistencia nominal en dirección x , la fluencia se presenta en todos los entrepisos para niveles de distorsión inferiores al límite $\gamma = 0.004$ establecido en el Apéndice Normativo A para limitación de daño a elementos no estructurales (figuras 8.35 y 8.36). Apreciándose cierta similitud entre los valores de distorsión de fluencia en elevación y las distorsiones de diseño correspondientes al sismo de servicio. Se aprecia además que la fluencia se presenta antes en los marcos interiores que en los exteriores, lo que refuerza la idea de que los marcos interiores, donde en su diseño rigen generalmente las combinaciones por cargas verticales, presentan cierto grado de subdiseño por sismo cuando estos diseños se basan en los resultados de análisis con modelos elásticos tridimensionales, como lo permiten las normas (figuras 8.35 y 8.36).

Aunque la distorsión de fluencia es muy parecida entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7, se aprecia que en el primer entrepiso y en particular en el marco B se retrasa ligeramente la fluencia del modelo DQ4AA1.7, presentándose ésta para un valor mayor de distorsión (figuras 8.37a y 8.37b), lo que se aprecia también al evaluar el comportamiento global de la estructura (figura 8.37c).

Al comparar las distorsiones de fluencia de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 con las correspondientes a los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 se aprecia claramente que en todos los niveles se presenta la fluencia antes en los modelos diseñados con el Apéndice Normativo A que en los modelos diseñados conforme al cuerpo principal de las NTCS-01, lo cual muestra cierta tendencia de la filosofía de diseño estipulada en el Apéndice Normativo A por tener estructuras con un trabajo inelástico mayor y más definido (figuras 8.53 y 8.57).

En la dirección y se nota también la tendencia de los marcos interiores a fluir a niveles de distorsión más bajos con respecto a los marcos exteriores, presentándose la fluencia a valores de distorsión menores a los asociados a la dirección x y con cierta tendencia a adoptar el patrón de distribución en elevación de las distorsiones de entrepiso de diseño asociadas al sismo de servicio (figuras 8.38 y 8.39). No se aprecian diferencias entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 (figuras 8.40a, 8.40b, 8.40c y 8.40d).

Al igual que en la dirección x , en dirección y se observa que los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 fluyen a niveles de distorsión menores que los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, aunque la diferencia es muy pequeña.

Al considerar la sobrerresistencia en dirección x se retrasa la fluencia, presentándose ésta a valores de distorsión notablemente superiores a los valores relacionados con resistencias nominales, y en todos los niveles (con excepción del primero) a distorsiones superiores al límite $\gamma = 0.004$ y consecuentemente a las distorsiones de diseño asociadas al sismo de servicio (figuras 8.41 y 8.42). Bajo consideración de sobrerresistencia, se retrasa la fluencia en el primer entrepiso del modelo DQ4AA1.7 con respecto al modelo DQ4AA (figura 8.45).

Tal como sucedió cuando se consideraron resistencias nominales, bajo consideración de sobrerresistencia los modelos diseñados conforme el Apéndice Normativo A tienden a fluir a niveles de distorsión menores respecto a los modelos diseñados con el cuerpo principal (figuras 8.54 y 8.58).

En dirección y también se retrasa la fluencia aunque no tan marcadamente como en la dirección x , ocurriendo ésta a valores inferiores al límite $\gamma = 0.004$ y adoptando una distribución en elevación muy similar a las distorsiones de entrepiso de diseño asociadas al sismo de servicio (*figuras 8.43 y 8.44*). Cuando se considera la sobrerresistencia, la distorsión de fluencia del modelo DQ4AA1.7 es ligeramente mayor a la correspondiente al modelo DQ4AA en el primer entrepiso y en esta dirección (*figura 8.46*) y se mantiene la tendencia de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 a fluir antes que los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 (*figuras 8.56 y 8.60*).

En las *figuras 8.47 y 8.48* se compara la respuesta dinámica de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 ante el acelerograma sintético de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia. Para la dirección x se observa que en el primer entrepiso la distorsión de fluencia del modelo DQ4AA es mayor a la correspondiente al modelo DQ4AA1.7, sin observar alguna diferencia en el resto de los entrepisos. En la dirección y el comportamiento es muy similar entre los dos modelos.

En las *figuras 8.49, 8.50, 8.51 y 8.52* se muestra una comparación entre la respuesta de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 ante los dos acelerogramas considerados en el análisis. No se observa alguna tendencia a favor de uno u otro modelo.

De las *figuras 8.61 a 8.64* se muestran las diferencias entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 con sus correspondientes modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 para el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia. De la observación de estas *figuras* se concluye que los modelos diseñados conforme al planteamiento del Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) fluyen antes que los modelos correspondientes al análisis basado en el cuerpo principal.

8.1.2.4 Distorsiones de entrepiso máximas asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima (γ máxima)

Las distorsiones máximas en dirección x no rebasan a las distorsiones de diseño, con excepción del primer entrepiso del modelo DQ4AA que reporta un valor mayor, alcanzando valores máximos de $\gamma = 0.018$ en el entrepiso cuatro y observándose ligeramente una tendencia de los marcos interiores a presentar mayores distorsiones que los marcos exteriores (*figuras 8.35 y 8.36*). Si se comparan los valores de distorsión máxima de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 se observa que en los entrepisos uno y dos el modelo DQ4AA1.7 presenta valores menores al modelo DQ4AA (*figuras 8.37a, 8.37b y 8.37c*).

Los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 presentan en los primeros tres entrepisos distorsiones máximas mayores a las de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, aunque en los niveles superiores se invierte este fenómeno (*figuras 8.53 y 8.57*).

En la dirección y las distorsiones máximas de ambos modelos rebasan a las de diseño sólo en los entrepisos tres y cuatro, alcanzando valores máximos de $\gamma = 0.015$ en el entrepiso tres (*figuras 8.38 y 8.39*). En esta dirección se observa que el modelo DQ4AA1.7 presenta valores menores al DQ4AA en los entrepisos uno y dos e invirtiéndose este efecto de los entrepisos tres a ocho (*figuras 8.40a, 8.40b, 8.40c y 8.40d*).

Los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 presentan valores mayores de los entrepisos uno a siete a los correspondientes DQ4CP y DQ4CP1.7, permaneciendo muy similares de los entrepisos ocho a quince (*figuras 8.55 y 8.59*).

Al considerar la sobrerresistencia las distorsiones máximas disminuyen de manera importante, resultando todavía mejor contenidas por las distorsiones de diseño tanto en dirección x como en y (*figuras 8.41, 8.42, 8.43 y 8.44*).

Considerando la sobrerresistencia en dirección x se aprecia que el modelo DQ4AA1.7 presenta valores menores de distorsión máxima que los del modelo DQ4AA en los primeros dos entrepisos (*figura 8.45*), aunque del entrepiso tres al diez se invierte el fenómeno, teniendo valores muy similares de los entrepisos once en adelante.

Los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 presentan en los primeros dos entrepisos distorsiones de entrepiso máximas mayores a los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, mientras que del entrepiso tres en adelante se invierte esta situación (*figuras 8.54 y 8.58*).

En dirección y , incorporando fuentes adicionales de sobrerresistencia se observa que el modelo DQ4AA1.7 presenta en los dos primeros entrepisos valores menores de distorsión máxima con respecto al modelo DQ4AA, mientras que de los entrepisos tres a siete sucede lo contrario (*figura 8.46*). No se aprecian diferencias entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 con respecto a sus homólogos del cuerpo principal (*figuras 8.56 y 8.60*).

En las figuras 8.47 y 8.48 se compara la respuesta dinámica de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 ante el acelerograma sintético de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia. Para la dirección x se observa un comportamiento aleatorio, en algunos entrepisos es mayor la distorsión para un modelo y en otros se invierte el fenómeno. En la dirección y el comportamiento es muy similar entre los dos modelos.

En las figuras 8.49, 8.50, 8.51 y 8.52 se muestra una comparación entre la respuesta de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 ante los dos acelerogramas considerados en el análisis y considerando la sobrerresistencia. En estas figuras se observa claramente que ante el acelerograma sintético de la estación 56 los modelos sufren mayores distorsiones.

8.1.2.5 Envolventes de cortantes de entrepiso máximos (V/W_T)

Al observar el comportamiento en dirección x se tiene que, con excepción del primer entrepiso, el marco exterior A tiende a tomar más cortante que el marco interior B, siendo esto válido tanto para el modelo DQ4AA como para el modelo DQ4AA1.7 (*figuras 8.35 y 8.36*).

Tanto el marco A como el marco B y todo el modelo DQ4AA1.7 en dirección x tiende a tomar más cortante en los primeros siete entrepisos (con excepción del segundo entrepiso) que el modelo DQ4AA ya sea considerando por separado cada marco o comparando el comportamiento global (*figuras 8.37a, 8.37b y 8.37c*).

En todos los entrepisos se aprecia una mayor capacidad por parte de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 para tomar cortante con respecto a los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 (*figuras 8.53 y 8.57*).

Al igual que en los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, se observa que en dirección y el marco interior tres tiene menos capacidad para tomar cortante que el marco dos y éste a su vez que el marco exterior uno, esto para ambos modelos (*figuras 8.38 y 8.39*). Si se comparan los valores de cortante de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 se observa que en los primeros cuatro entrepisos el modelo DQ4AA1.7 tiene una mayor capacidad con respecto al modelo DQ4AA (*figuras 8.40a, 8.40b, 8.40c y 8.40d*).

En esta dirección se observa también que en todos los entrepisos los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 toman menos cortante que los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 (*figura 8.55 y 8.59*).

Al considerar la sobrerresistencia y como es lógico, la estructura toma más cortante en ambas direcciones (*figuras 8.41, 8.42, 8.43 y 8.44*). En dirección x el modelo DQ4AA1.7 toma en los primeros cuatro entrepisos más cortante que el modelo DQ4AA (*figura 8.45*), mientras que en dirección y no se aprecia diferencia alguna (*figura 8.46*).

Como en el caso de resistencias nominales, al considerar la sobrerresistencia los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 toman menos cortante que los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, aunque en dirección y no es tan notoria esta

tendencia (figuras 8.54, 8.56, 8.58 y 8.60). En la tabla 8.1 del capítulo 8 se presenta de forma detallada el valor de los cortantes basales de cada modelo.

En las figuras 8.47 y 8.48 se compara la respuesta dinámica de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 ante el acelerograma sintético de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia. Para la dirección x se observa que en los primeros tres entrepisos pero en particular en el primer entrepiso el modelo DQ4AA toma menos cortante que el modelo DQ4AA1.7, sin observar alguna diferencia en el resto de los entrepisos. En la dirección y el cortante que toman los modelos es muy similar.

En las figuras 8.49, 8.50, 8.51 y 8.52 se muestra una comparación entre la respuesta de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 ante los dos acelerogramas considerados en el análisis. Se observa que la estructura toma más cortante en todos los entrepisos cuando se somete al acelerograma sintético de la estación 56 que cuando se analiza con el registro SCT-EW. Esta diferencia se acentúa más para la dirección y , la cual al ser más rígida, exhibe una mayor reserva de resistencia con respecto a la dirección x .

De las figuras 8.61 a 8.64 se muestran las diferencias entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 con sus correspondientes modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 para el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia. De la observación de estas figuras se concluye que los modelos diseñados conforme al planteamiento del Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) tienen una resistencia menor que aquellos diseñados conforme el cuerpo principal.

8.1.2.6 Cociente del número de medios ciclos donde se presentó respuesta inelástica ($MC_{inelásticos}$) y el número total de medios ciclos a que fue sujeta la estructura (Total MC)

El porcentaje de acción inelástica de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 en ambas direcciones, aunque es similar de marco a marco, manifiesta en general valores mayores para los marcos interiores, lo cual refuerza la idea de que los marcos interiores podrían ser más vulnerables a efectos sísmicos que los exteriores a causa de un subdiseño por sismo. Tanto en dirección x como en y algunos entrepisos alcanzan niveles máximos del orden del 30% (figuras 8.35, 8.36, 8.38 y 8.39).

En el primer nivel del marco B se aprecia una disminución del trabajo inelástico del modelo DQ4AA1.7 con respecto al modelo DQ4AA, ya que el modelo DQ4AA1.7 tiene aproximadamente 23% de acción inelástica mientras que al modelo DQ4AA le corresponde un valor aproximado de 28%.

En dirección y se observa también para el primer entrepiso una diferencia en el porcentaje de acción inelástica de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 a favor de éste último, en particular en los marcos uno y dos.

En dirección x el porcentaje de actividad inelástica de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 es parecido al de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 (figuras 8.53 y 8.57), haciéndose más notorias las diferencias en la dirección y con un mayor trabajo inelástico por parte de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 (figuras 8.55 y 8.59).

Al considerar la sobrerresistencia en dirección x el porcentaje de actividad inelástica disminuye, pasando de valores máximos del orden de 30% a 25% (figuras 8.41 y 8.42). En el primer entrepiso se observa que la actividad inelástica del modelo DQ4AA1.7 es claramente inferior a la del modelo DQ4AA pues el modelo DQ4AA1.7 tiene aproximadamente 12% de acción inelástica, mientras que el modelo DQ4AA presenta 10% (figura 8.45).

De manera similar a cuando se consideraron resistencias nominales, bajo consideraciones de sobrerresistencia los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 exhiben un mayor trabajo inelástico que los correspondientes modelos diseñados sísmicamente conforme al cuerpo principal, ya que por ejemplo los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 presentan porcentajes de acción inelástica máximos del orden de 25% mientras que los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 tienen valores máximos de aproximadamente 15% (figuras 8.54 y 8.58).

En dirección y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia se tienen porcentajes de actividad inelástica muy bajos, alcanzando algunos entrespisos valores máximos de aproximadamente 2.5% (figuras 8.43 y 8.44) y sin observar diferencias entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7. Aunque el trabajo inelástico en la dirección y de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 y DQ4CP y DQ4CP1.7 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia presenta cierta similitud, los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 exhiben en algunos niveles una evidencia más clara de trabajo inelástico al estar asociados a ellos valores más altos de porcentaje de actividad inelástica (figuras 8.56 y 8.60).

En las figuras 8.47 y 8.48 se compara la respuesta dinámica de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 ante el acelerograma sintético de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia. Para la dirección x se observa que en el primer entrespiso el modelo DQ4AA presenta menos medios ciclos inelásticos que el modelo DQ4AA1.7, sin observar alguna diferencia en el resto de los entrespisos. En la dirección y el comportamiento es muy similar.

En las figuras 8.49, 8.50, 8.51 y 8.52 se muestra una comparación entre la respuesta de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 ante los dos acelerogramas considerados en el análisis. Se observa que la estructura presenta más medios ciclos inelásticos en los primeros entrespisos cuando se somete al acelerograma sintético de la estación 56 que cuando se analiza con el registro SCT-EW, sucediendo lo contrario para los entrespisos superiores. Esta diferencia se acentúa más para la dirección y en la cual el número de medios ciclos inelásticos es mayor para los modelos analizados sísmicamente conforme al Apéndice Normativo A que para aquellos diseñados con el cuerpo principal

De las figuras 8.61 a 8.64 se muestran las diferencias entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 con sus correspondientes modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 para el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia. De la observación de estas figuras se concluye que los modelos diseñados conforme al planteamiento del Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) presentan un mayor número de medios ciclos inelásticos en dirección y que aquellos modelos del cuerpo principal en dirección x , observándose un patrón irregular en la dirección x .

8.1.2.7 Demandas máximas de ductilidad de entrespiso (μ) y relación entre rigidez secante y elástica

Las demandas de ductilidad de entrespiso en dirección x se encuentran por debajo del factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, alcanzando el modelo DQ4AA un valor máximo en el primer entrespiso igual a $\mu = 3.8$, mientras que el modelo DQ4AA1.7 tuvo en este entrespiso una demanda de ductilidad de $\mu = 2.6$ (figuras 8.35 y 8.36), observándose entre estos dos modelos demandas similares en el resto de los niveles.

En estos modelos se aprecia también que las demandas de ductilidad de entrespiso del marco interior B son en la mayoría de los entrespisos ligeramente mayores a las del marco exterior A (figuras 8.35 y 8.36), observándose una clara correspondencia entre los valores más altos de demanda de ductilidad de entrespiso y los menores valores de la relación rigidez secante a elástica por trabajo inelástico. A la demanda de ductilidad del primer entrespiso $\mu = 3.8$ del modelo DQ4AA se le asocia una rigidez inelástica mínima de 22% de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de 62% de la rigidez elástica (figura 8.35), mientras que para el modelo DQ4AA1.7 corresponden valores de rigidez inelástica mínima 32% de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de 70% de la rigidez elástica (figura 8.36), presentando la tendencia a experimentar menores valores de la relación rigidez secante a elástica los marcos interiores que los exteriores (figuras 8.35 y 8.36).

Al comparar las demandas de ductilidad de entrespiso de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 con las correspondientes a los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 se observa que a los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 corresponden las mayores demandas y consecuentemente menores valores de la relación rigidez secante a elástica (figuras 8.53 y 8.57).

En la dirección y en los entrespisos uno, cuatro y cinco del marco interior tres del modelo DQ4AA se rebasan ligeramente el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ (figura 8.38), manteniéndose éstas por debajo del factor

de comportamiento sísmico $Q = 4$ para los marcos más exteriores dos y uno, los cuales presentan en general menores demandas de ductilidad. En el marco tres del modelo DQ4AA1.7 las demandas de ductilidad no rebasan en el primer entrepiso al factor Q ; sin embargo, en los niveles cuatro y cinco continúan por encima de este valor (figura 8.39).

A estas demandas de ductilidad corresponden rigideces inelásticas mínimas del orden del 25% de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de aproximadamente 70% de la rigidez elástica (figura 8.38), presentando el modelo DQ4AA en el primer entrepiso un valor de la relación rigidez secante a elástica menor al del modelo DQ4AA1.7 (figura 8.39).

De manera similar a la dirección x , las demandas de ductilidad de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 son mayores a las correspondientes demandas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, y consecuentemente los valores de la relación rigidez secante a elástica son más bajos (figuras 8.55 y 8.57).

Cuando se considera la sobrerresistencia las demandas de ductilidad de entrepiso disminuyen y los valores de la relación rigidez secante a elástica aumentan, teniéndose en la dirección x valores máximos de aproximadamente $\mu = 2.3$ en el primer entrepiso (modelo DQ4AA), asociado a una rigidez inelástica mínima de aproximadamente 50% de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de 85% de la rigidez elástica (figura 8.41). El modelo DQ4AA1.7 presenta en este mismo nivel una demanda de ductilidad de $\mu = 1.6$ con rigidez mínima de 70% de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de aproximadamente 80% la elástica (figura 8.42).

Aunque las demandas de ductilidad de entrepiso en elevación entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 son muy similares, se observa una diferencia en el primer entrepiso, ya que el modelo DQ4AA1.7 tiene una demanda $\mu = 1.7$, mientras que al modelo DQ4AA le corresponde una demanda $\mu = 2.3$ (figura 8.45). Las demandas de ductilidad correspondientes a los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 son en todos los entrepisos mayores a las de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 (figuras 8.54 y 8.58).

En la dirección y las demandas de ductilidad de entrepiso sufren una disminución tal que la respuesta de la estructura es casi elástica, con demandas máximas de ductilidad ligeramente mayores a la unidad en algunos entrepisos y valores de rigidez mínima y promedio prácticamente iguales a la rigidez elástica (figuras 8.43 y 8.44), presentando el modelo DQ4AA una demanda de ductilidad ligeramente mayor a la del modelo DQ4AA1.7 en el primer entrepiso (figura 8.46). Sólo en algunos entrepisos los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 presentan mayores demandas de ductilidad a los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 aunque en general son muy parecidas (figuras 8.56 y 8.60).

En las figuras 8.47 y 8.48 se compara la respuesta dinámica de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 ante el acelerograma sintético de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia. Para la dirección x se observa que en el primer entrepiso el modelo DQ4AA presenta una mayor demanda de ductilidad que el modelo DQ4AA1.7, sin observar alguna diferencia en el resto de los entrepisos. En la dirección y el comportamiento es muy similar, con excepción del entrepiso ocho en el cual la demanda de ductilidad del modelo DQ4AA es también mayor a la correspondiente al modelo DQ4AA1.7.

En las figuras 8.49, 8.50, 8.51 y 8.52 se muestra una comparación entre la respuesta de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 ante los dos acelerogramas considerados en el análisis. Se observa que la estructura presenta en ambas direcciones demandas de ductilidad de entrepiso mayores cuando se somete al acelerograma sintético de la estación 56 que cuando se analiza con el registro SCT-EW.

De las figuras 8.61 a 8.64 se muestran las diferencias entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 con sus correspondientes modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 para el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia. De la observación de estas figuras se concluye que la mayoría de los entrepisos de los modelos diseñados conforme al planteamiento del Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) presentan mayores demandas de ductilidad de entrepiso que aquellos modelos del cuerpo principal en ambas direcciones.

8.1.2.8 Mapeo de la fluencia de elementos en tiempos específicos, en envolventes, y rotaciones plásticas acumuladas

En la figura 8.65a se muestra el mapeo de fluencias en envolventes, así como la magnitud de las rotaciones plásticas acumuladas experimentadas por cada miembro estructural que exhibió comportamiento inelástico en la dirección x para el modelo DQ4AA considerando resistencias nominales y el acelerograma de la SCT-EW. Para el modelo DQ4AA1.7 se presenta esta misma información en la figura 8.67a.

En estas figuras se observa que la mayoría de las fluencias se presentaron en trabes, fluyendo todas aquellas ubicadas entre los niveles uno y trece, salvo algunas de los niveles doce y trece y permaneciendo en el intervalo de comportamiento elástico todas las de los últimos dos niveles. En ambos modelos todas las columnas ubicadas en los primeros dos entresijos fluyeron en su base, presentando también fluencias la base de las columnas A1, D1, A5 y D5 del tercer entresijo y las columnas A1, D1, A2, D2, A3, D3, A4, D4, A5 y D5 del sexto entresijo en el extremo superior y A2, D2, A3, D3, A4 y D4 de los entresijos siete y ocho en su extremo superior. El modelo DQ4AA1.7 presentó además articulaciones en la parte superior de las columnas A5 y D5 del séptimo entresijo.

Una diferencia importante entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 se tiene en el hecho de que las columnas de borde ubicadas en planta baja del modelo DQ4AA presentan mayores demandas de rotación plástica acumulada que las correspondientes al modelo DQ4AA1.7, teniendo las columnas A1, D1, A5, D5 del modelo DQ4AA demandas de rotación plástica acumulada mayores a 0.01 rad, mientras que estas columnas en el modelo DQ4AA1.7 no exceden de 0.01 rad. Además, las columnas A2, D2, A3, D3, A4, D4 del modelo DQ4AA presentan demandas superiores a 0.02 rad mientras que en el modelo DQ4AA1.7 se tienen valores máximos inferiores a 0.02 rad.

Al comparar las demandas de deformación inelástica de los modelos DQ4CP y DQ4AA (figuras 8.25a y 8.65a) se observa que el modelo DQ4AA presenta en general demandas más altas de deformación inelástica. Las columnas A1, D1, A5 y D5 del segundo entresijo del modelo DQ4AA que presentaron fluencia en la base se mantuvieron elásticas en el modelo DQ4CP; sin embargo, las columnas A1, D1, A5 y D5 del séptimo entresijo en el extremo superior, así como las columnas A2, D2, A3 y D3 del onceavo entresijo en su base, presentaron fluencias en el modelo DQ4CP mientras que en el modelo DQ4AA permanecieron elásticas.

Resulta importante mencionar que las demandas de rotación plástica de la base de las columnas del primer entresijo del modelo DQ4AA son mayores a las del modelo DQ4CP, pues como se ve en la figura 8.65a, las columnas A2, D2, A3, D3, A4, D4, B1, C1, B5 y C5 presentan demandas de rotación plástica acumulada mayores a 0.02 rad y las columnas A1, D1, A5, D5, B2, C2, B3, C3, B4, C4 sobrepasan el valor de 0.01 rad., mientras que las demandas de rotación plástica acumulada para las mismas columnas pero en el modelo DQ4CP se mantuvieron por debajo de 0.01 rad.

Si se comparan los modelos DQ4CP1.7 y DQ4AA1.7 (figura 8.27a y 8.67a) se observa también una tendencia del modelo DQ4AA1.7 a presentar demandas más altas de deformación inelástica que el modelo DQ4CP1.7, presentando fluencias la base de las columnas A1, D1, A5, D5, B1, C1, B5 y C5 del segundo entresijo del modelo DQ4AA1.7 mientras que en el modelo DQ4CP1.7 se mantuvieron elásticas. Por otra parte, las columnas A1 y D1 (entresijo siete) y A5 y D5 (entresijo ocho) del modelo DQ4CP1.7 fluyen en la parte superior, manteniéndose elásticas estas columnas correspondientes al modelo DQ4AA1.7.

Las demandas de rotación plástica de la base de algunas de las columnas del primer entresijo del modelo DQ4AA1.7 son mayores a las del modelo DQ4CP1.7, pues como se ve en la figura 8.67a, las columnas A2, D2, A3, D3, A4, D4, B2, C2, B3, C3, B4 y C4 presentan demandas de rotación plástica acumulada mayores a 0.01 rad, mientras que las demandas de rotación plástica acumulada para las mismas columnas pero del modelo DQ4CP1.7 no rebasan el valor 0.01 rad (figura 8.27a).

Al igual que en los modelos diseñados conforme al cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001), se aprecia que la distribución de las fluencias de las columnas del edificio en elevación no es aleatoria, pues éstas se presentan en las columnas de los entresijos donde precisamente se redujo la sección en la etapa de diseño. (tablas 5.9 y 5.11 del capítulo 5), lo cual lleva a pensar que la fluencia de las columnas podría ser, entre otras cosas, consecuencia de la discontinuidad en elevación en rigidez y resistencia suministrada en la etapa de diseño.

Las trabes de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 presentaron valores demanda de rotación plástica acumulada cercanos a 0.09 rad, observándose claramente una concentración del trabajo inelástico en los niveles tres, cuatro y cinco y en particular en los marcos interiores, notándose para muchas de ellas valores de demanda de rotación plástica acumulada mayores a sus correspondientes modelos DQ4CP y DQ4CP1.7.

El mapeo de fluencias en envolventes, así como las rotaciones plásticas acumuladas de los miembros de los modelos para la dirección y se presentan en las figuras 8.65b (modelo DQ4AA) y 8.67b (modelo DQ4AA1.7). En estas figuras se observa que la actividad inelástica es mucho menor que en la dirección x . En la dirección y fluyeron todas las columnas de ambos modelos del primer entresijo en su base, así como las columnas A1, D1, A5 y D5 en ambos extremos y B1, C1, A2, D2, A3, D3, A4, D4, B5 y C5 en el extremo inferior del segundo entresijo, las columnas A1, D1, A5 y D5 en ambos extremos (tercer entresijo), las columnas D1 y D5 en el extremo superior (cuarto entresijo), A1 y A5 en el extremo superior (quinto entresijo), A1 y A5 en ambos extremos y D1 y D5 en el extremo superior (sexto entresijo) y la base de las columnas A1, D1, A5 y D5 del séptimo entresijo. El modelo DQ4AA1.7 presentó adicionalmente fluencias en la base de las columnas C2 y C4 del segundo entresijo y en el extremo superior de las columnas A1 y A5 del cuarto entresijo.

Las diferencias comentadas arriba son las únicas observadas en dirección y entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7, sin presentarse variaciones importantes en las demandas de rotación plástica, como las observadas en la dirección x , por el menor trabajo inelástico que tiene la estructura en esta dirección y manteniéndose éstas por debajo de 0.01 rad. Las trabes presentaron demandas máximas superiores a 0.03 rad, y las demandas se concentraron en los entresijos tres, cuatro y cinco de los marcos interiores.

Si se comparan en esta dirección los modelos DQ4AA y DQ4CP (figuras 8.25b y 8.65b) se tiene que las demandas de deformación inelástica para los miembros del modelo DQ4AA son visiblemente mayores tanto en trabes como columnas que las correspondientes al modelo DQ4CP, presentándose además más articulaciones en columnas de los entresijos superiores en el modelo DQ4AA que en el modelo DQ4CP. Por ejemplo, las fluencias de las columnas A1, D1, A5 y D5 (en ambos extremos), B1, C1, A3, D3, B5 y C5 (extremo inferior) del segundo entresijo, A1, D1, A5 y D5 (en ambos extremos) del tercer entresijo, D1 y D5 (extremo superior) del cuarto entresijo, A1 y A5 (extremo superior) del quinto entresijo y A1, D1, A5 y D5 (extremo inferior) del séptimo entresijo, que se hacen presentes en el modelo DQ4AA no aparecen en el modelo DQ4CP.

En el modelo DQ4CP1.7 tampoco fluyen las columnas enumeradas arriba que sí lo hacen en el modelo DQ4AA1.7. Tampoco fluye la base de las columnas del primer entresijo B1, C1, B5 y C5, contrariamente a lo sucedido en el modelo DQ4AA1.7 (figuras 8.27b y 8.67b).

En la figura 8.66a se muestra el mapeo de fluencias en envolventes, así como la magnitud de las rotaciones plásticas acumuladas para el modelo DQ4AA en dirección x y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia, mientras que en la figura 8.68a se presenta lo correspondiente al modelo DQ4AA1.7. En estas figuras se observa que disminuye el número de columnas de los niveles superiores que fluyen, así como las demandas de rotación plástica acumulada para todos los miembros con trabajo inelástico. Para los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 sólo permaneció la fluencia en las columnas A2, D2, A3, D3, A4 y D4 del sexto entresijo y A1 y D1 del tercer entresijo, así como todas aquellas ubicadas en los dos primeros entresijos pero todas ellas con demandas de rotación plástica acumulada menores a 0.01 rad.

Bajo consideración de sobrerresistencia las demandas de rotación plástica acumulada son muy similares entre los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 sólo que las columnas B5 y C5 del segundo entresijo que en el modelo DQ4AA

fuyen en el modelo DQ4AA1.7 no lo hacen. Las trabes reportan valores máximos de demanda de rotación plástica acumulada inferiores a 0.04 rad.

Al comparar los modelos DQ4AA y DQ4CP (*figuras 8.26a y 8.66a*) se observa una mayor tendencia del modelo DQ4AA por presentar fluencias en las columnas de los primeros entresijos, fluyendo para este modelo las columnas A1 y D1 del primer nivel en su base, la base de las columnas A1, A5, B1, B2, B3, B4, C1, C2, C3, C5, D1 y D5 del segundo entresijo y las columnas A1 y D1 en su base, del tercer entresijo. Sin embargo, el modelo DQ4CP presentó fluencias en algunas columnas superiores mientras que el modelo DQ4AA no. Por ejemplo los extremos superiores de las columnas A1, A5, D1 y D5 del sexto entresijo y los extremos superiores de las columnas A2, A3, A4, D2, D3 y D4 del séptimo entresijo.

Entre los modelos DQ4AA1.7 y DQ4CP1.7 ocurre algo similar (*figuras 8.28a y 8.68a*), presentando el modelo DQ4AA1.7 fluencias adicionales a las del modelo DQ4CP1.7 en la base de las columnas A1, B1, C1 y D1 del primer entresijo, la base de las columnas A1, A5, B1, C1, D1 y D5 del segundo entresijo y la base de las columnas A1 y D1 del tercer entresijo. Sin embargo, el modelo DQ4CP1.7 presentó fluencias en la parte superior de las columnas A1, A5, D1 y D5 del sexto entresijo y en la parte superior de las columnas A2, A3, A4, D2, D3 y D4 del séptimo entresijo, mientras que el modelo DQ4AA1.7 se mantuvo elástico en estos puntos.

Al considerar la sobrerresistencia en dirección y (*figura 8.66b, modelo DQ4AA y figura 8.68b, modelo DQ4AA1.7*) la estructura exhibe una respuesta casi elástica, presentando trabajo inelástico solamente los tres marcos interiores, con demandas de rotación plástica acumulada de sus trabes y columnas menores a 0.01 rad.

Es importante mencionar que al considerar fuentes adicionales de sobrerresistencia las columnas A2, D2, A3, D3, A4 y D4 del primer entresijo, que presentan fluencias en la base para el modelo DQ4AA no fluyen en el modelo DQ4AA1.7 (*figuras 8.66b y 8.68b*).

Si se comparan los modelos DQ4AA y DQ4CP se observa que en el modelo DQ4CP no fluye ninguna columna, contrariamente a lo ocurrido en el modelo DQ4AA. Además, el número de fluencias en trabes es mucho menor en el modelo DQ4CP (*figuras 8.26b y 8.66b*).

En el modelo DQ4AA1.7 así como en el modelo DQ4CP1.7 no fluye ninguna columna, siendo el número de fluencias en las trabes del modelo DQ4AA1.7 mayor a las del modelo DQ4CP1.7 (*figuras 8.28b y 8.68b*).

En la figura 8.69a se muestra el mapeo de fluencias en envolventes para la dirección x del modelo DQ4AA, así como la magnitud de las rotaciones plásticas acumuladas, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia y el acelerograma sintético de la estación 56. La figura 8.70a corresponde al modelo DQ4AA1.7. En estas figuras se observa que en el modelo DQ4AA1.7 las columnas de planta baja que fluyeron en su base presentan magnitudes de rotación plástica acumulada menores a las experimentadas por el modelo DQ4AA. Esto se debe sin duda a las distintas propiedades de resistencia de estas columnas pues como se recordará, algunas de estas columnas en el modelo DQ4AA1.7 resultaron con mayor refuerzo longitudinal tras aplicar la disposición relacionada con el incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo para el dimensionamiento de las mismas. La primera fluencia se presenta antes en el modelo DQ4AA que en el modelo DQ4AA1.7, ocurriendo esta en las columnas B5 y C5.

En dirección y se aprecia que en el modelo DQ4AA fluyen en su base las columnas A2, D2, A4 y D4 en el segundo entresijo, mientras que en el modelo DQ4AA1.7 estas columnas no rebasan el intervalo de comportamiento elástico (*figuras 8.69b y 8.70b*). La primera fluencia se presenta a 45.96 segundos de iniciado el análisis y las magnitudes de las rotaciones plásticas son similares.

En el Anexo A se muestran los mapeos de fluencia en tiempos específicos para estos modelos. Las figuras A.13a a A.13h corresponden al modelo DQ4AA ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y las figuras A.14a a A.14h considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia. Las figuras A.15a a A.15h

pertenecen al modelo DQ4AA1.7 considerando resistencias nominales y las figuras A.16a a A.16h con sobrerresistencia.

Los mapeos de fluencias en tiempos específicos asociados al análisis dinámico no lineal con el acelerograma de la estación 56 se muestran en las figuras A.17a a A.17g (modelo DQ4AA) y A.18a a A.18g (modelo DQ4AA1.7) del Anexo A.

8.1.3 Factor de sobrerresistencia global a carga lateral

En la tabla 8.1 se muestra la relación que existe entre el cortante máximo que tomó cada uno de los modelos, normalizado con respecto al peso total de la estructura, y los correspondientes cortantes de diseño. Esta relación de cortantes basales es una medida de la sobrerresistencia de la estructura ante fuerzas laterales. En esta tabla se observa que cada uno de los modelos soporta una fuerza lateral del orden de 1.40 a 1.54 veces la considerada para el diseño en dirección x cuando se consideran las resistencias nominales, mientras que se tienen valores de 2.14 a 2.39 cuando se incorporan fuentes adicionales de sobrerresistencia.

En dirección y se tuvieron valores de 1.50 a 1.87 cuando se consideraron resistencias nominales y de 1.96 a 2.64 cuando se consideraron las fuentes adicionales de sobrerresistencia ya comentadas.

Aunque se ha utilizado la palabra “nominal”, los valores reportados en la tabla incluyen, como se ha comentado, la sobrerresistencia inherente al uso de la propuesta del RCDF-01 (2001) y sus NTCC-01 (2001).

Los valores V/W obtenidos incorporando fuentes adicionales de sobrerresistencia corresponden a los análisis dinámicos no lineales efectuados con el acelerograma sintético de la estación 56. Esto se hizo con la intención de capturar el mayor valor posible y tener una buena estimación del cortante máximo que la estructura toma, ya que como se ha visto, es precisamente ante este acelerograma que la estructura presenta mayores demandas de aceleración y ante el registro SCT-EW no se agota la capacidad a carga lateral de los modelos. Como se ha visto a lo largo de este capítulo, algunos modelos no rebasaron el comportamiento elástico de manera apreciable al considerar la sobrerresistencia por lo que se cree que podrían eventualmente tomar valores mayores de cortante.

En la figura 8.71 se comparan los valores $(V/W)/CS$ con la curva establecida en el Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para la determinación del factor de reducción por sobrerresistencia R . En esta curva se observa que aunque no existe una correspondencia perfecta, estos valores están a una distancia razonable de la curva en cuestión. También se observa que los valores correspondientes a los modelos diseñados con factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ están más próximos a la curva de R que los correspondientes a los modelos en que se utilizó $Q = 4$, es decir, los modelos diseñados con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ presentan valores de sobrerresistencia más altos que los modelos diseñados con $Q = 3$, lo que sugiere que la sobrerresistencia podría ser, entre otras cosas, función del factor de comportamiento sísmico empleado.

8.1.4 Relación entre demandas de ductilidad globales y máximas de entrepiso y desplazamientos globales y máximos de entrepiso

Como se ha observado en los resultados de los análisis no lineales presentados en las páginas anteriores, las demandas de ductilidad globales y las distorsiones de entrepiso determinadas con el desplazamiento de azotea son inferiores a los valores que presentaron algunos de los entrepisos de los primeros niveles. Por lo anterior se juzgó conveniente intentar determinar, para estos modelos, la relación que existe entre las demandas globales y máximas de entrepiso de estos dos parámetros, ya que muchas de las disposiciones normativas son determinadas a partir de modelos de un grado de libertad, los cuales no son representativos para edificios reales con cierto número de entrepisos. En las tablas 8.2 y 8.3 y figuras 8.72 a 8.77 se presentan estas relaciones. El número entre paréntesis en la columna de $\mu_{ent. máx}$ y $\gamma_{ent. máx}$ de las tablas 8.2 y 8.3 denota el entrepiso al que corresponde la demanda de ductilidad mostrada.

En estas tablas se observa que se pueden alcanzar valores de demandas de ductilidad y distorsión de entrepiso del doble de las correspondientes demandas de ductilidad y desplazamiento globales cuando se consideran resistencias nominales. Cuando se incorporan fuentes adicionales de sobrerresistencia la fluencia se retrasa, lo cual implica menores demandas de ductilidad por lo cual se observa que las demandas de ductilidad máximas de entrepiso son cuando más 1.5 veces las demandas de ductilidad globales.

Las demandas de distorsión de entrepiso máximas al considerar las fuentes adicionales de sobrerresistencia no disminuyen claramente como en el caso de las demandas de ductilidad, por lo cual se observan valores altos del orden del doble de las demandas de distorsión globales como en el caso en que se consideran las resistencias nominales.

Como se observa en las figuras 8.72 a 8.77 se pueden establecer relaciones entre las demandas globales y máximas por medio de rectas con una aproximación razonable. En estas figuras se observan las ecuaciones propuestas para cada uno de estos modelos. Aparentemente estas relaciones son función, entre otras cosas, de la no linealidad de la estructura. Obsérvese que se obtienen expresiones diferentes entre una y otra dirección. La recta que relaciona las demandas máximas con las globales que corresponde a la dirección x (dirección que presentó un mayor trabajo inelástico) está más tendida que la recta asociada a la dirección y , (dirección con menor actividad inelástica).

En la literatura internacional se reportan valores de entre 1.5 y 2.0 para las relaciones de distorsión de entrepiso máximas a globales.

Tabla 8.1 Factor de sobrerresistencia global a carga lateral para los distintos modelos

Modelo	Dirección	Periodo natural, T (seg.)	Coeficiente sísmico de diseño (CS)		V/W		(V/W)/CS	
			a/Q'	a/Q'R	Nominal	Sobherr.	Nominal	Sobherr.
DQ3CP	X	1.59	0.1500		0.22087	0.32153	1.4725	2.1435
	Y	1.06	0.1500		0.22553	0.29345	1.5035	1.9563
DQ3AA	X	1.50		0.1369	0.21035	0.29950	1.5365	2.1877
	Y	1.06		0.1369	0.21586	0.29166	1.5768	2.1305
DQ4CP	X	1.61	0.1125		0.16890	0.26363	1.5013	2.3434
	Y	1.17	0.1125		0.20408	0.27179	1.8140	2.4159
DQ4CP1.7	X	1.61	0.1125		0.17158	0.26845	1.5252	2.3862
	Y	1.17	0.1125		0.20364	0.27179	1.8101	2.4159
DQ4AA	X	1.52		0.0988	0.13845	0.22353	1.4013	2.2624
	Y	1.16		0.0988	0.17359	0.26036	1.7569	2.6352
DQ4AA1.7	X	1.52		0.0988	0.14621	0.23267	1.4799	2.3550
	Y	1.16		0.0988	0.18468	0.26101	1.8692	2.6418

Tabla 8.2 Relación entre demandas de ductilidad globales y máximas de entrepiso para cada modelo

MODELO	Dirección	Acelerograma SCT-EW (resistencias nominales)			Acelerograma SCT-EW (con fuentes adicionales de sobrerresistencia)		
		$\mu_{ent. \text{ máx}}$	μ_{global}	$\mu_{ent. \text{ máx}}/\mu_{global}$	$\mu_{ent. \text{ máx}}$	μ_{global}	$\mu_{ent. \text{ máx}}/\mu_{global}$
DQ3CP	X	1.946 (6)	1.503	1.295	1.167 (5)	1.058	1.103
	Y	1.314 (3)	1.150	1.143	1.000 (5)	1.000	1.000
DQ3AA	X	2.069 (6)	1.537	1.346	1.236 (4)	1.097	1.127
	Y	1.694 (3)	1.087	1.558	1.030 (3)	1.096	0.940
DQ4CP	X	2.559 (5)	1.926	1.329	1.515 (5)	1.208	1.254
	Y	2.567 (4)	1.298	1.978	1.073 (2)	1.013	1.059
DQ4CP1.7	X	2.548 (5)	1.888	1.350	1.524 (5)	1.188	1.283
	Y	2.577 (4)	1.283	2.009	1.075 (8)	1.013	1.061
DQ4AA	X	3.849 (1)	2.792	1.379	2.298 (1)	1.499	1.533
	Y	3.974 (1)	2.109	1.884	1.187 (8)	1.067	1.112
DQ4AA1.7	X	3.067 (5)	2.508	1.223	1.930 (4)	1.406	1.373
	Y	3.592 (4)	1.992	1.803	1.187 (8)	1.066	1.114

Tabla 8.3 Relación entre demandas de distorsión de entrepiso globales y máximas de entrepiso para cada modelo

MODELO	Dirección	Acelerograma SCT-EW (resistencias nominales)			Acelerograma SCT-EW (con fuentes adicionales de sobrerresistencia)		
		$\gamma_{ent. \text{ máx}}$	γ_{global}	$\gamma_{ent. \text{ máx}}/\gamma_{global}$	$\gamma_{ent. \text{ máx}}$	γ_{global}	$\gamma_{ent. \text{ máx}}/\gamma_{global}$
DQ3CP	X	0.01203 (5)	0.00666	1.806	0.01088 (4)	0.00665	1.674
	Y	0.00284 (3)	0.00169	1.680	0.00233 (3)	0.00168	1.387
DQ3AA	X	0.01045 (4)	0.00554	1.886	0.00963 (4)	0.00553	1.741
	Y	0.00353 (3)	0.00176	2.006	0.00241 (3)	0.00171	1.409
DQ4CP	X	0.01241 (5)	0.00677	1.833	0.01164 (4)	0.00620	1.877
	Y	0.00522 (3)	0.00249	2.096	0.00233 (3)	0.00210	1.109
DQ4CP1.7	X	0.01237 (5)	0.00669	1.849	0.01170 (4)	0.00621	1.884
	Y	0.00522 (3)	0.00249	2.096	0.00260 (6)	0.00210	1.238
DQ4AA	X	0.01195 (4)	0.00663	1.802	0.01132 (4)	0.00573	1.976
	Y	0.00696 (3)	0.00326	2.135	0.00264 (3)	0.00202	1.307
DQ4AA1.7	X	0.01188 (5)	0.00650	1.827	0.01157 (4)	0.00575	2.012
	Y	0.00687 (3)	0.00324	2.120	0.00264 (3)	0.00202	1.307

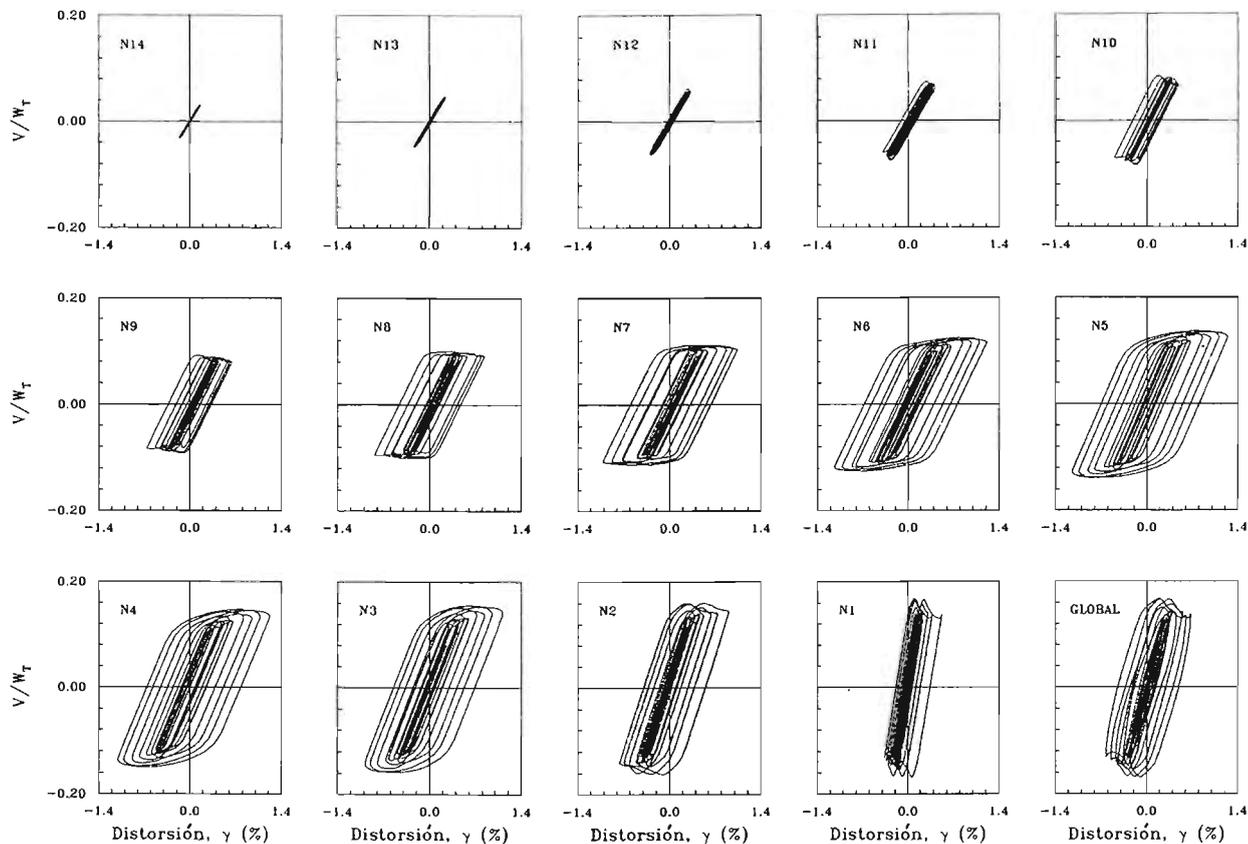


Figura 8.1a Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ4CP en dirección x (global), correspondientes al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

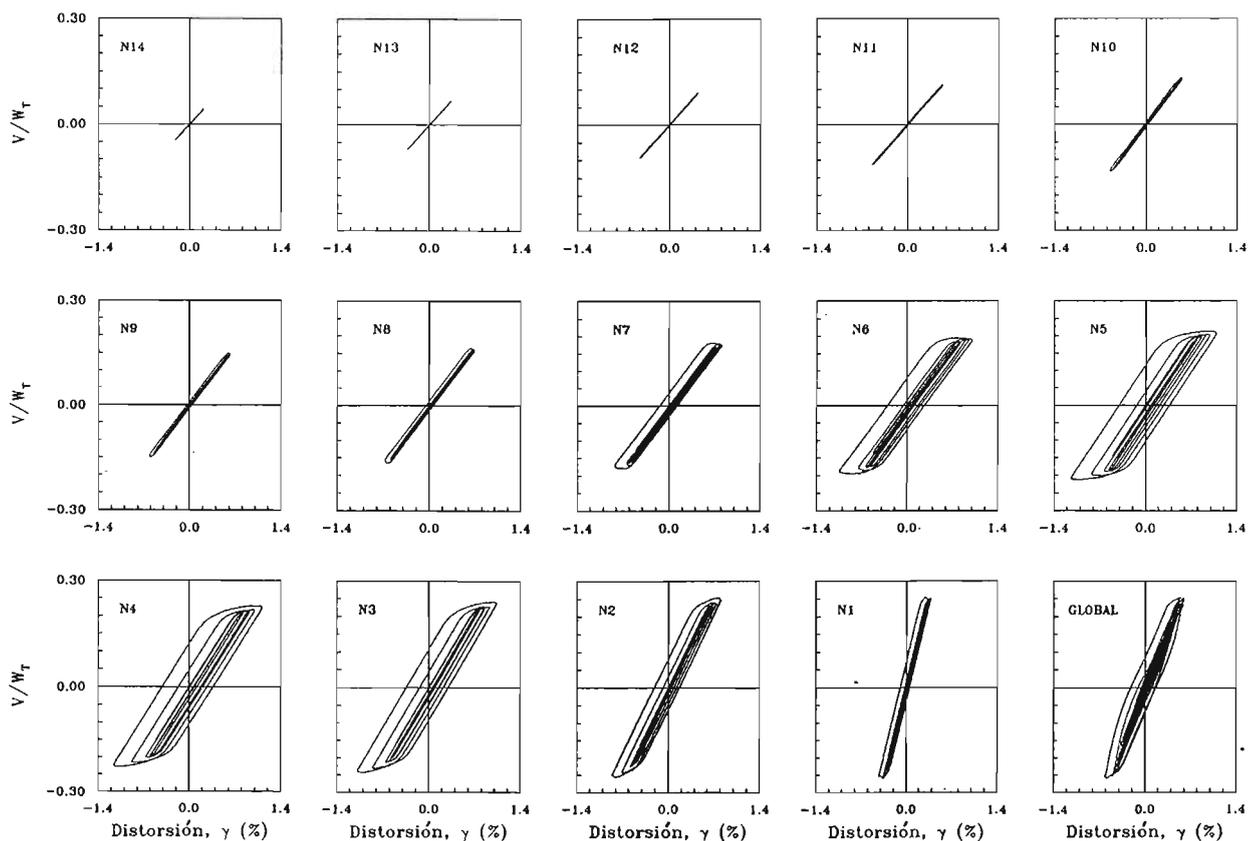


Figura 8.1b Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ4CP en dirección x (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

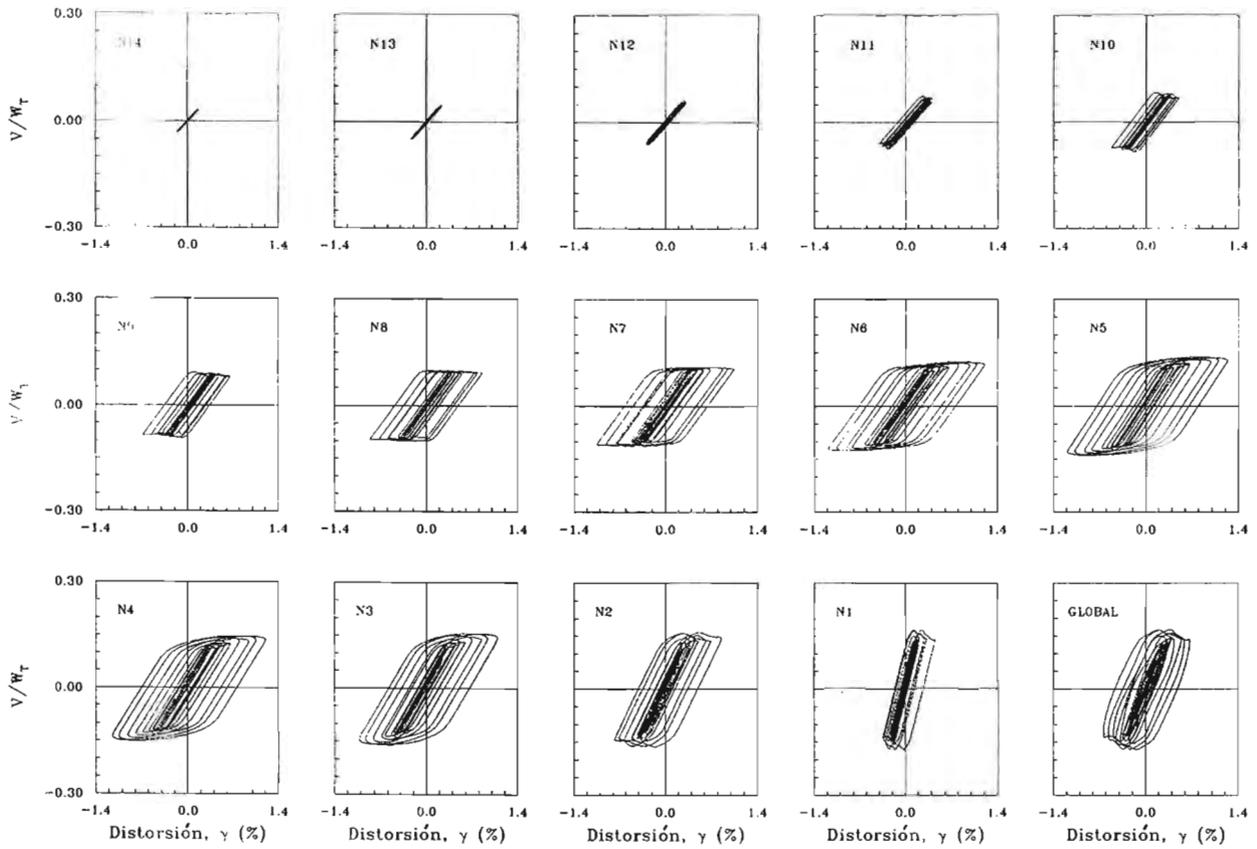


Figura 8.2a Curvas histeréticas de entresello del modelo DQ4CP1.7 en dirección x (global) para el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

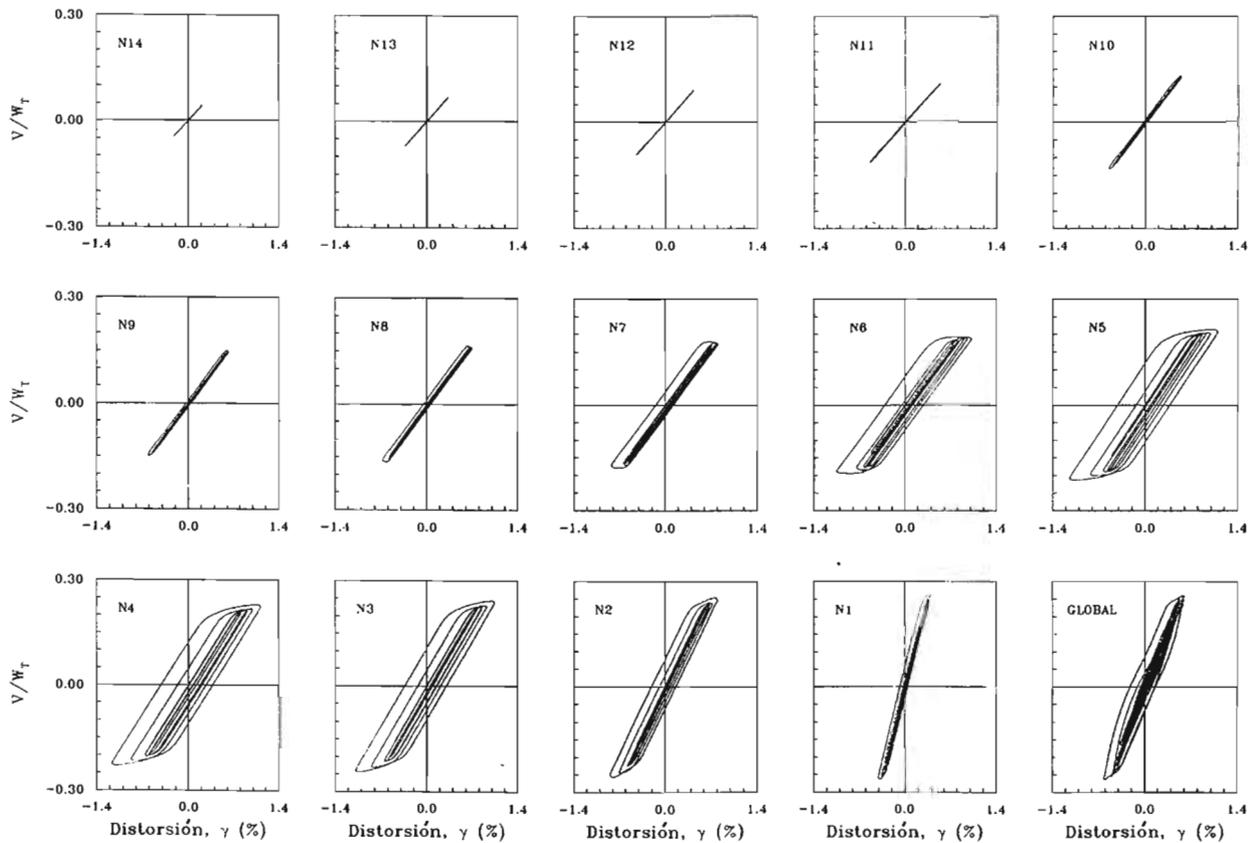


Figura 8.2b Curvas histeréticas de entresello del modelo DQ4CP1.7 en dirección x (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

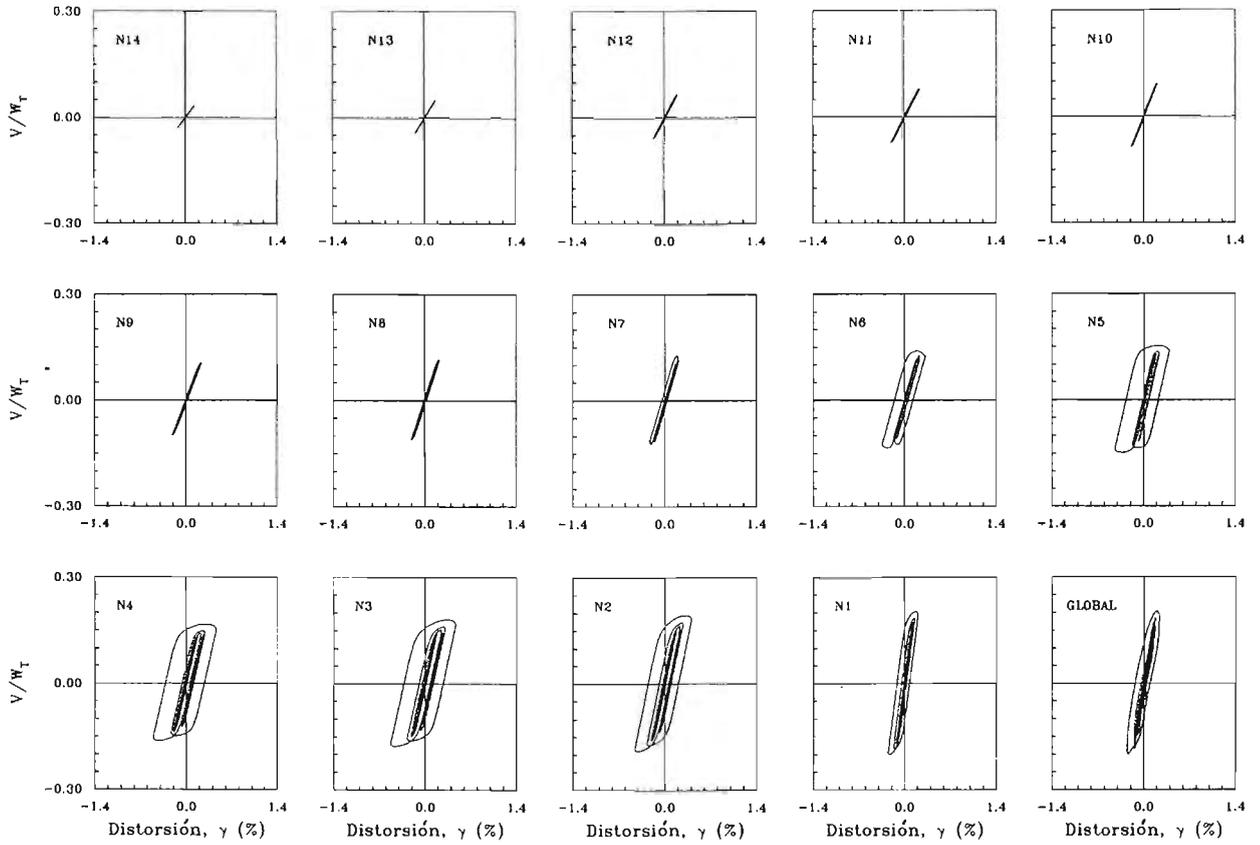


Figura 8.3a Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ4CP en dirección y (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

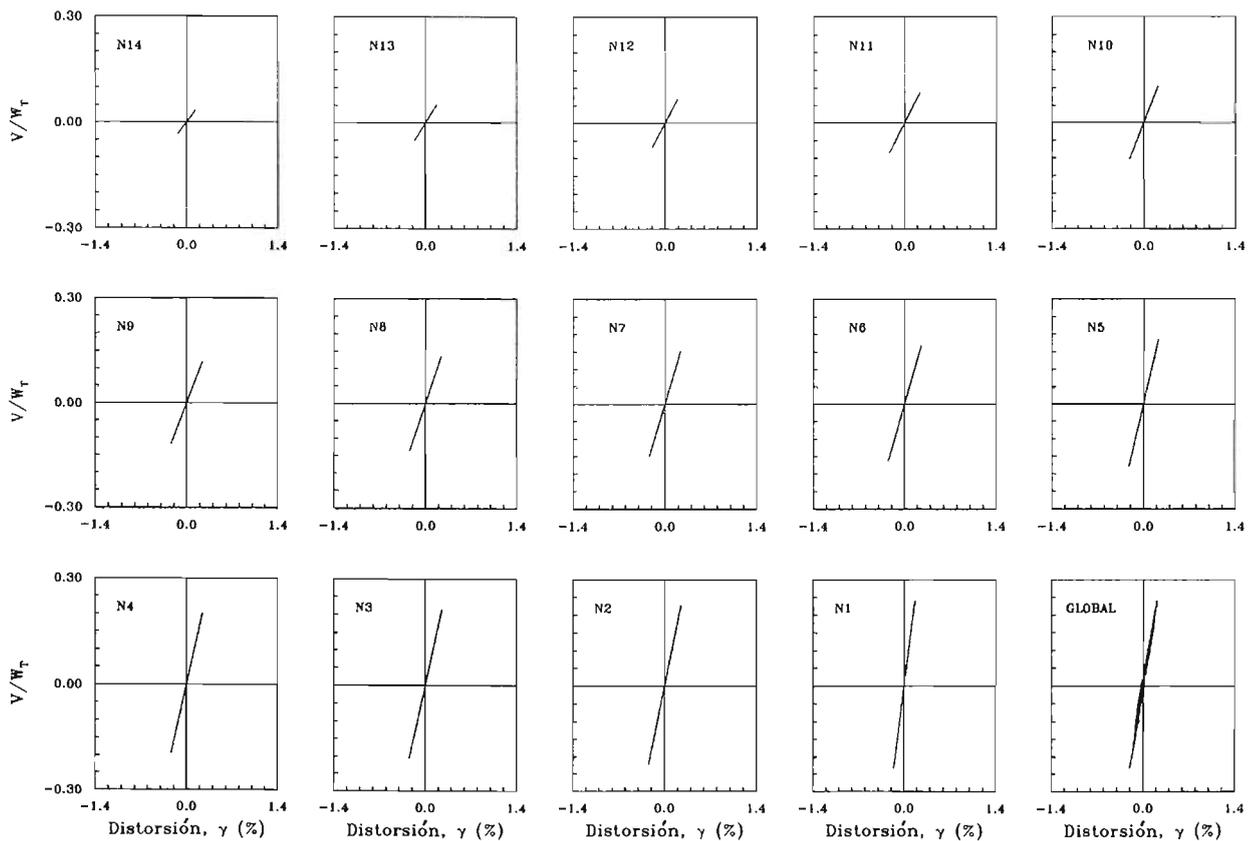


Figura 8.3b Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ4CP en dirección y (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

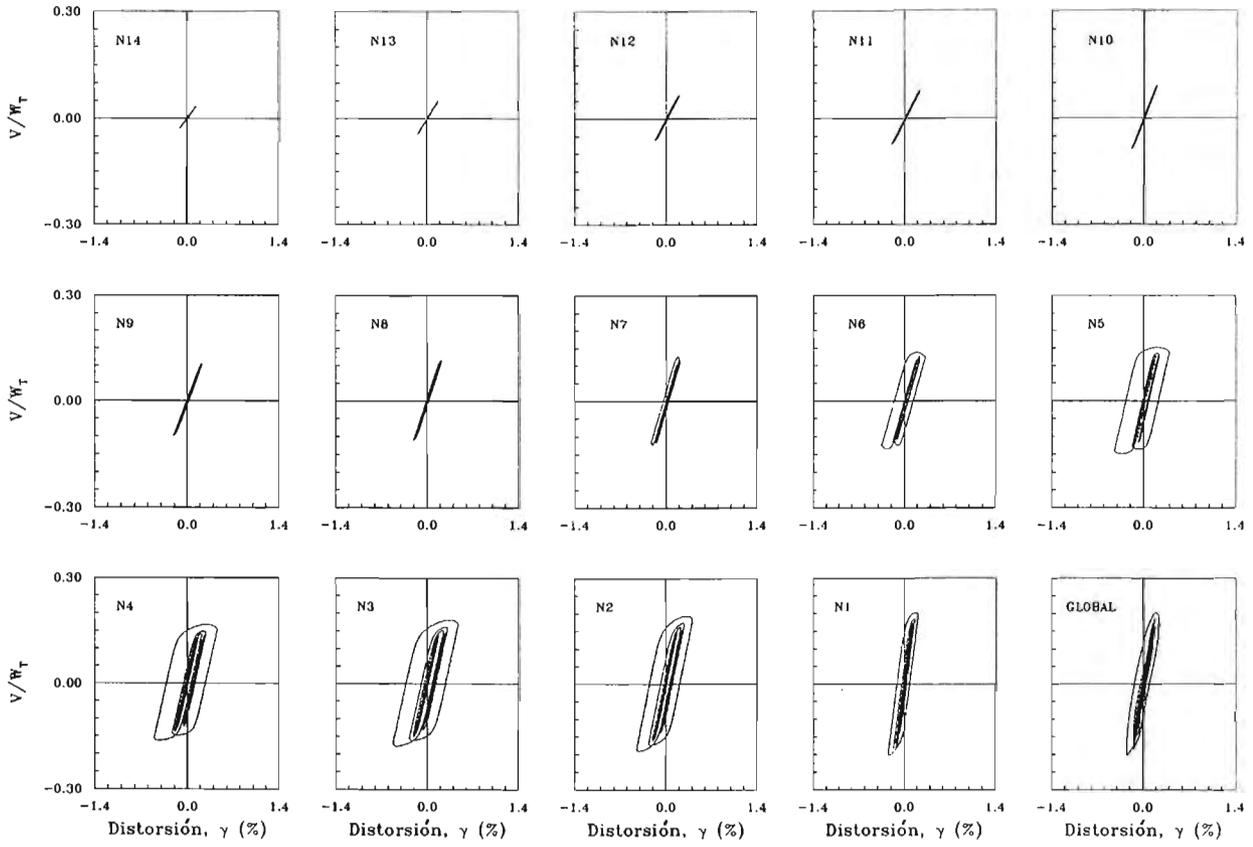


Figura 8.4a Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ4CP1.7 en dirección y (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

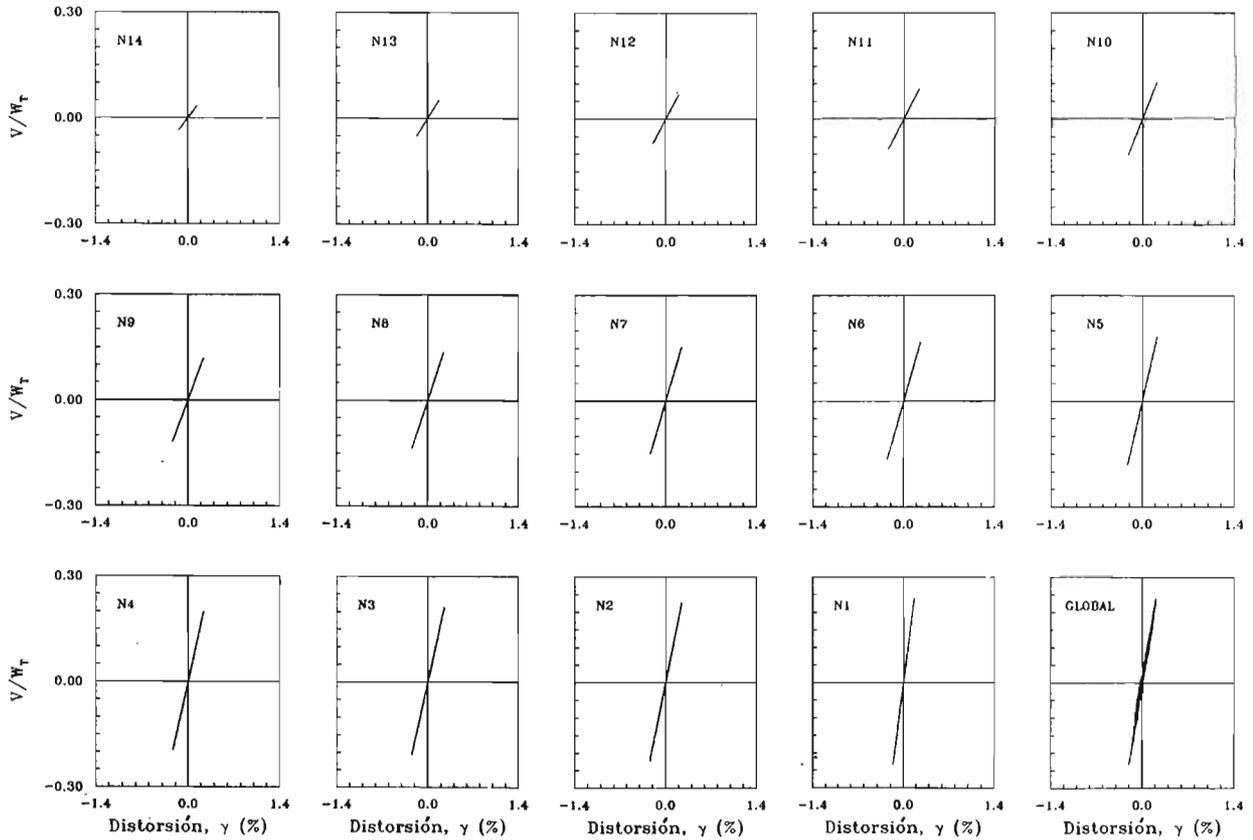


Figura 8.4b Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ4CP1.7 en dirección y (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

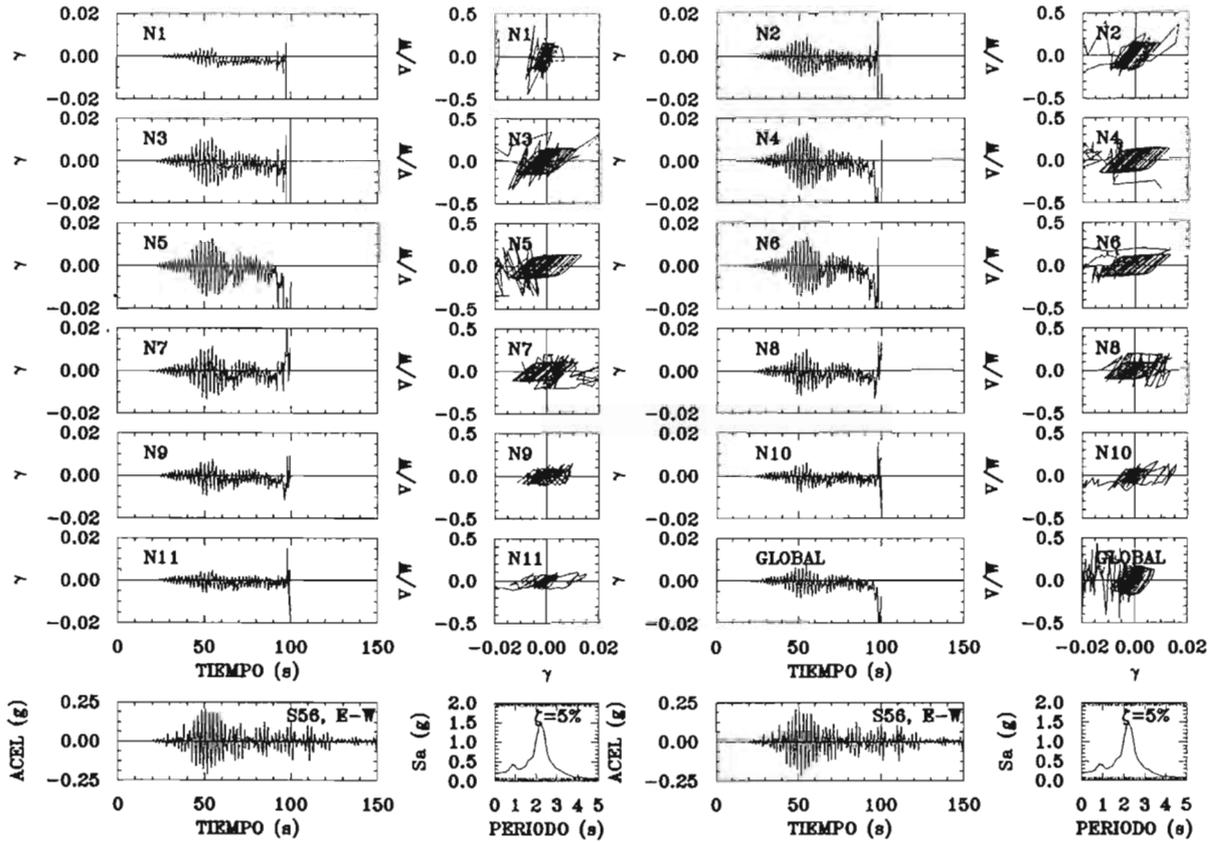


Figura 8.5a Respuesta dinámica del modelo DQ4CP1.7 en dirección x ante el acelerograma de la estación 56 considerando resistencias nominales

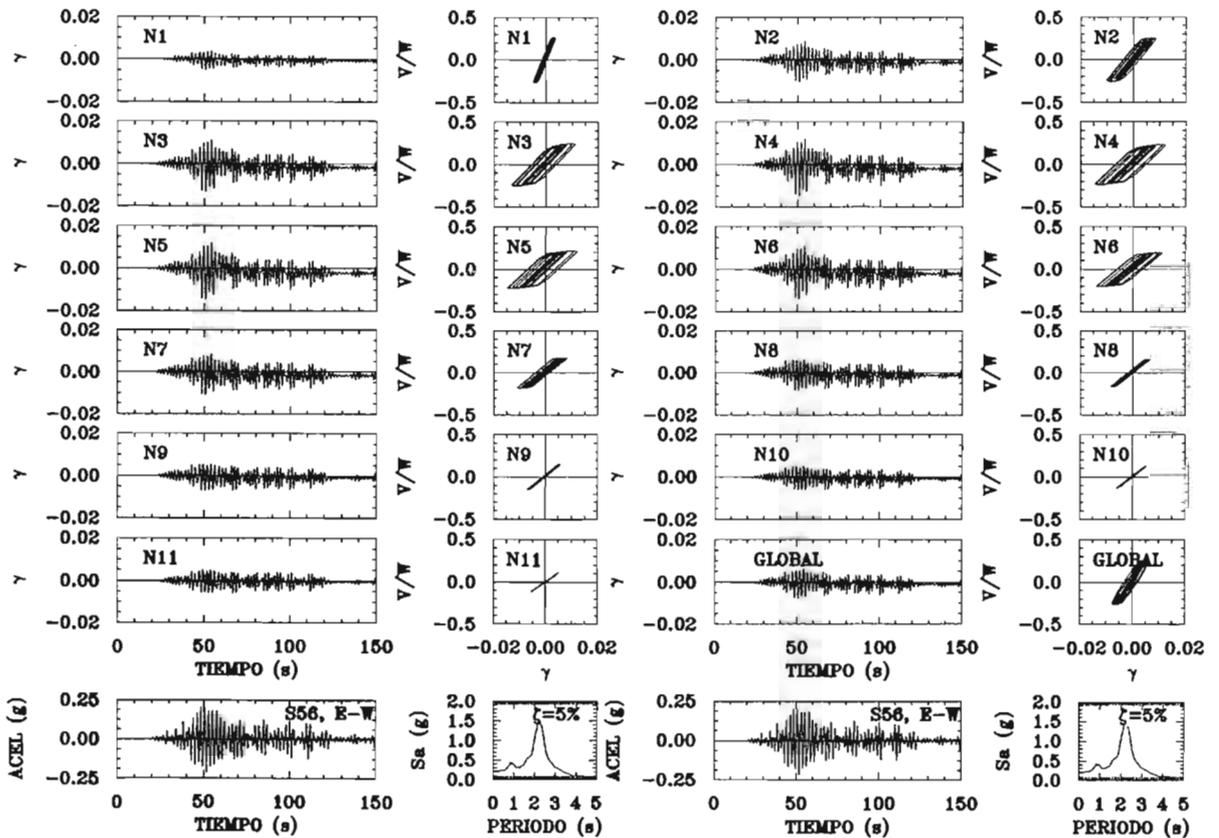


Figura 8.5b Respuesta dinámica del modelo DQ4CP1.7 en dirección x ante el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

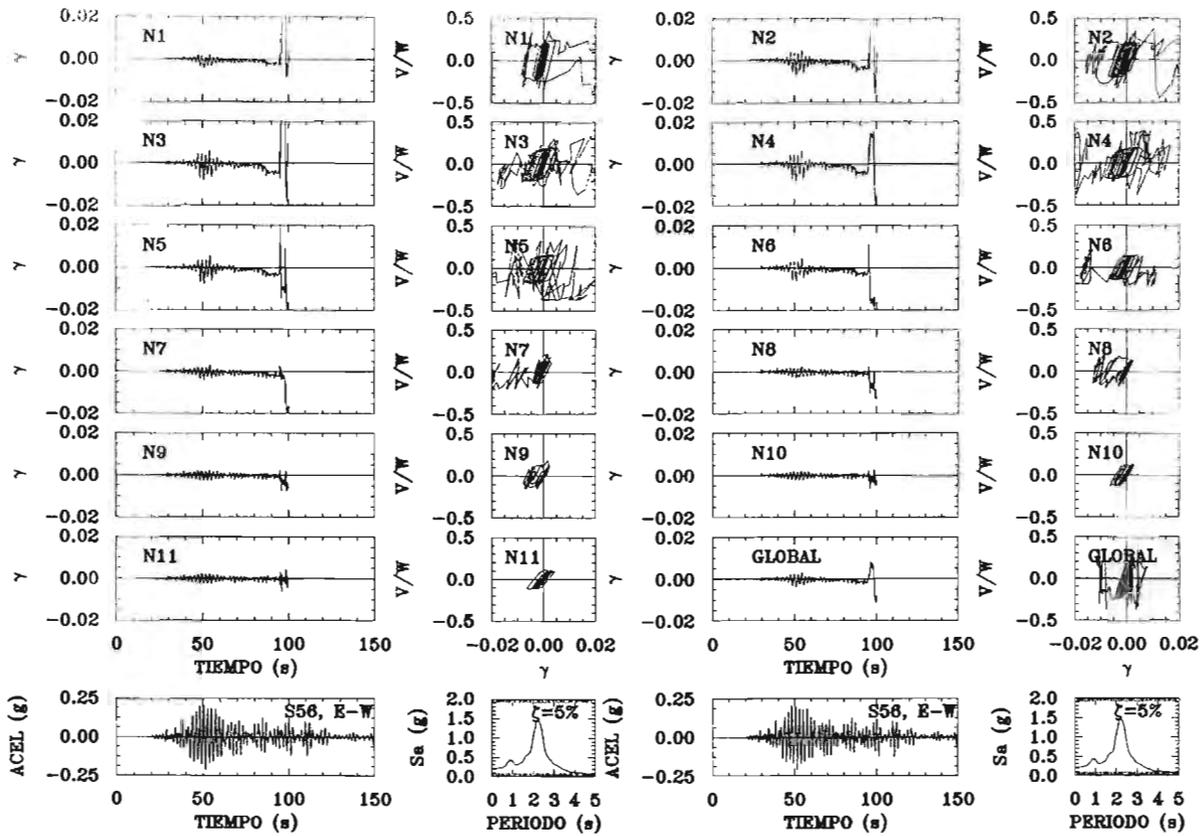


Figura 8.6a Respuesta dinámica del modelo DQ4CP1.7 en dirección y ante el acelerograma de la estación 56 considerando resistencias nominales

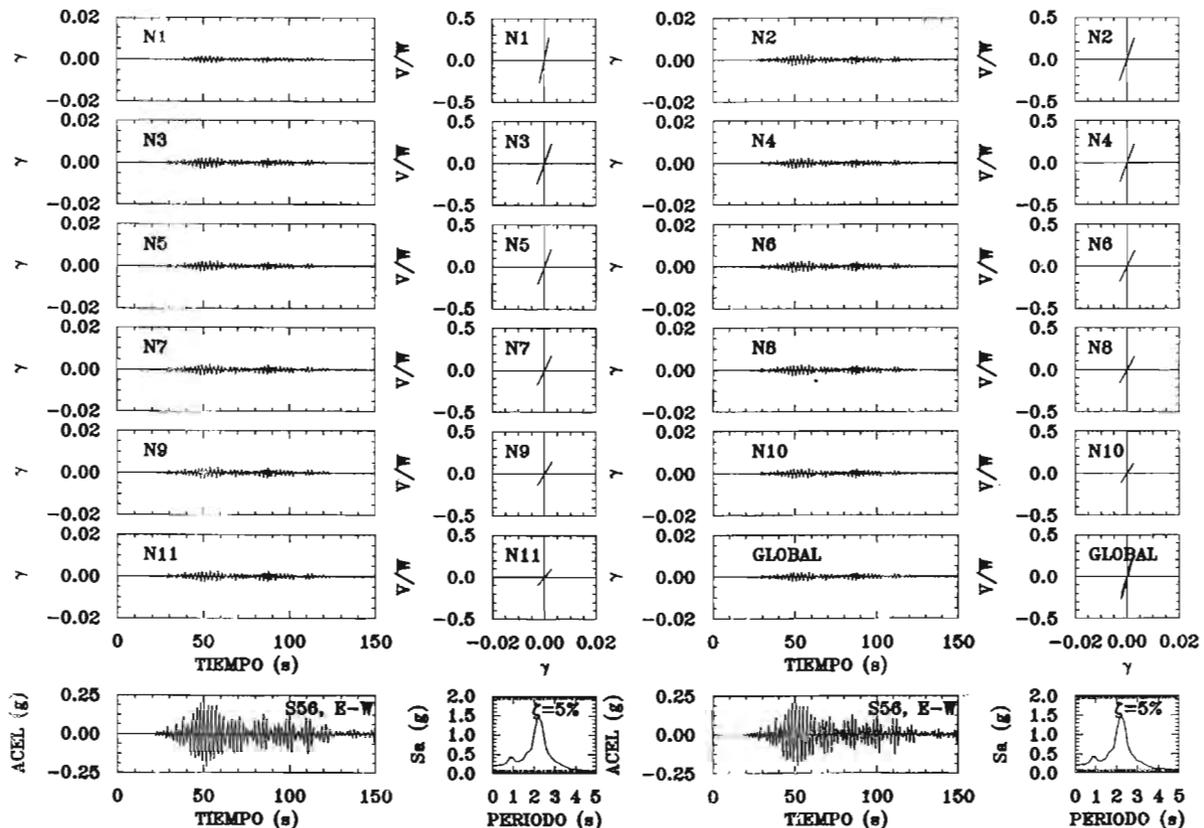


Figura 8.6b Respuesta dinámica del modelo DQ4CP1.7 en dirección y ante el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

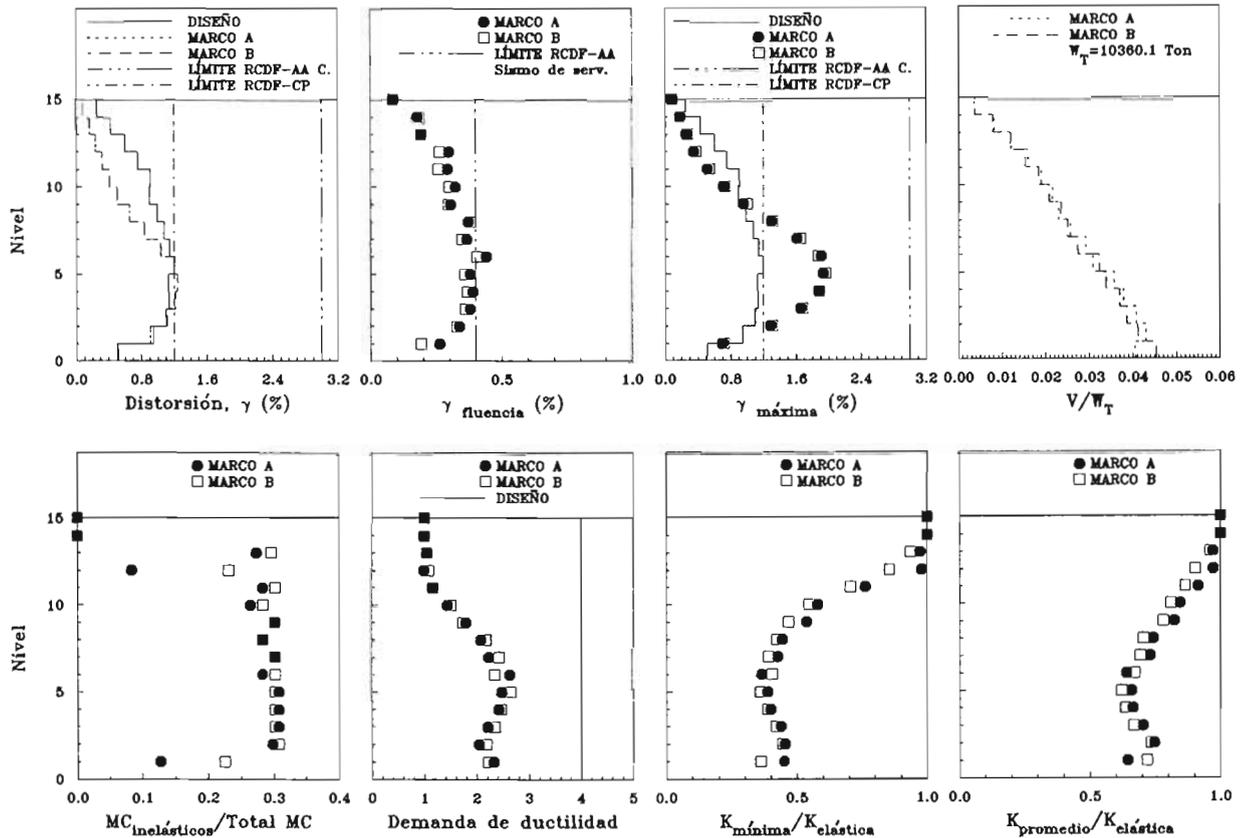


Figura 8.7 Resumen de la respuesta de los marcos A y B del modelo DQ4CP para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

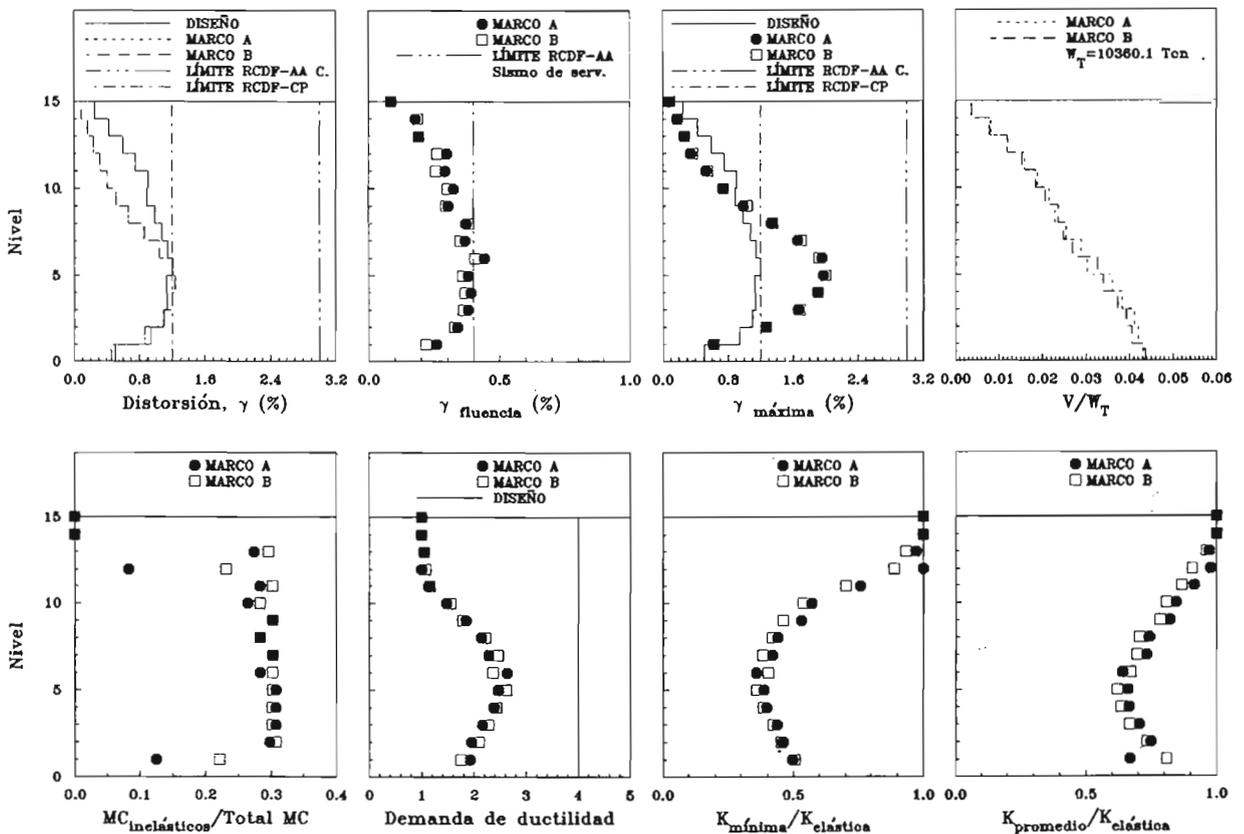


Figura 8.8 Resumen de la respuesta de los marcos A y B del modelo DQ4CP1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

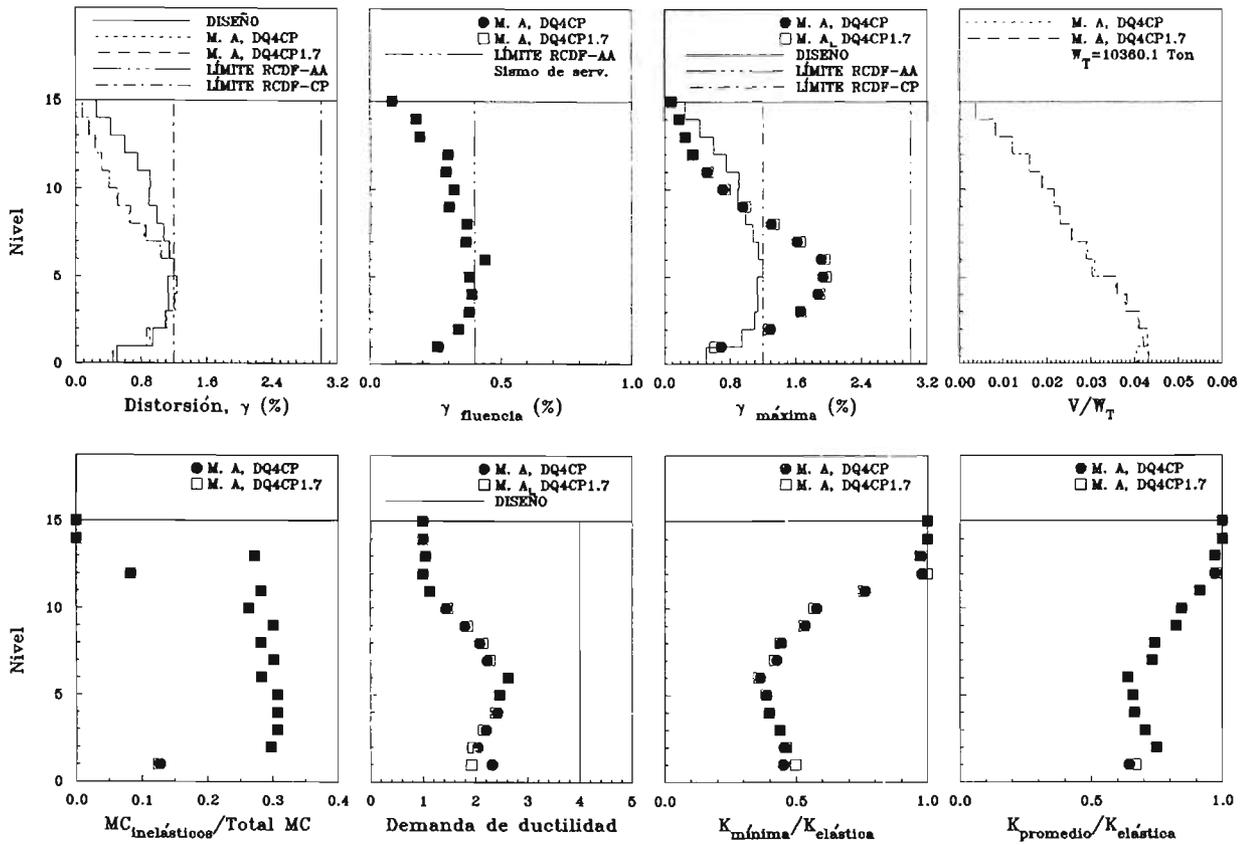


Figura 8.9a Resumen de la respuesta del marco A de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

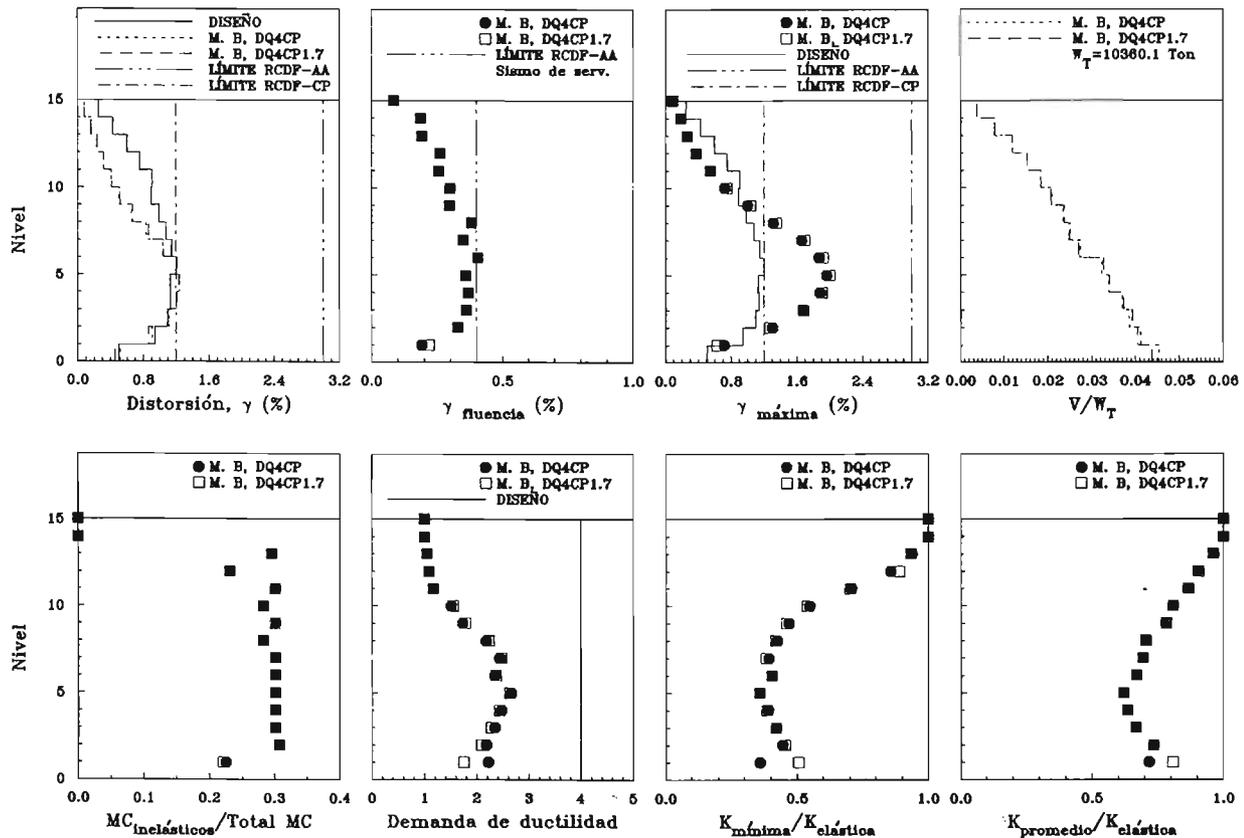


Figura 8.9b Resumen de la respuesta del marco B de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

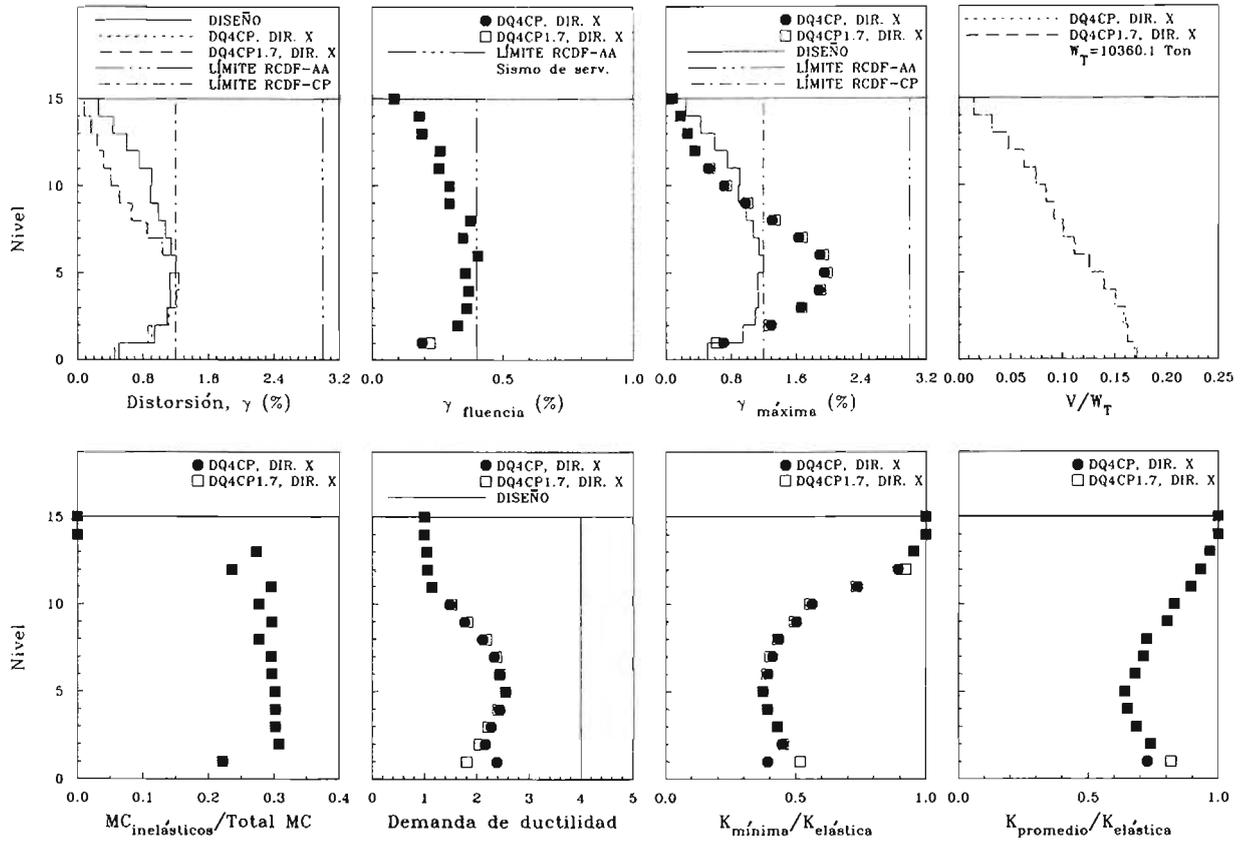


Figura 8.9c Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección x para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

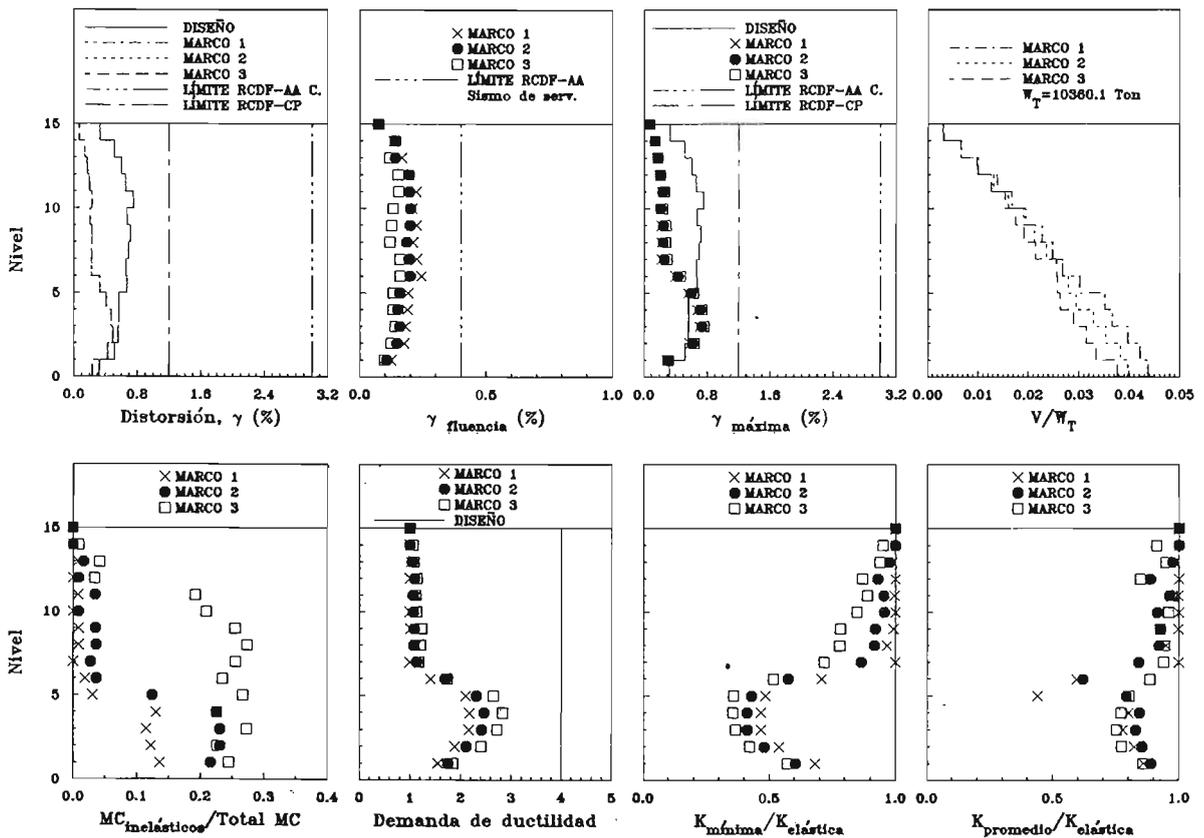


Figura 8.10 Resumen de la respuesta de los marcos 1, 2 y 3 del modelo DQ4CP para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

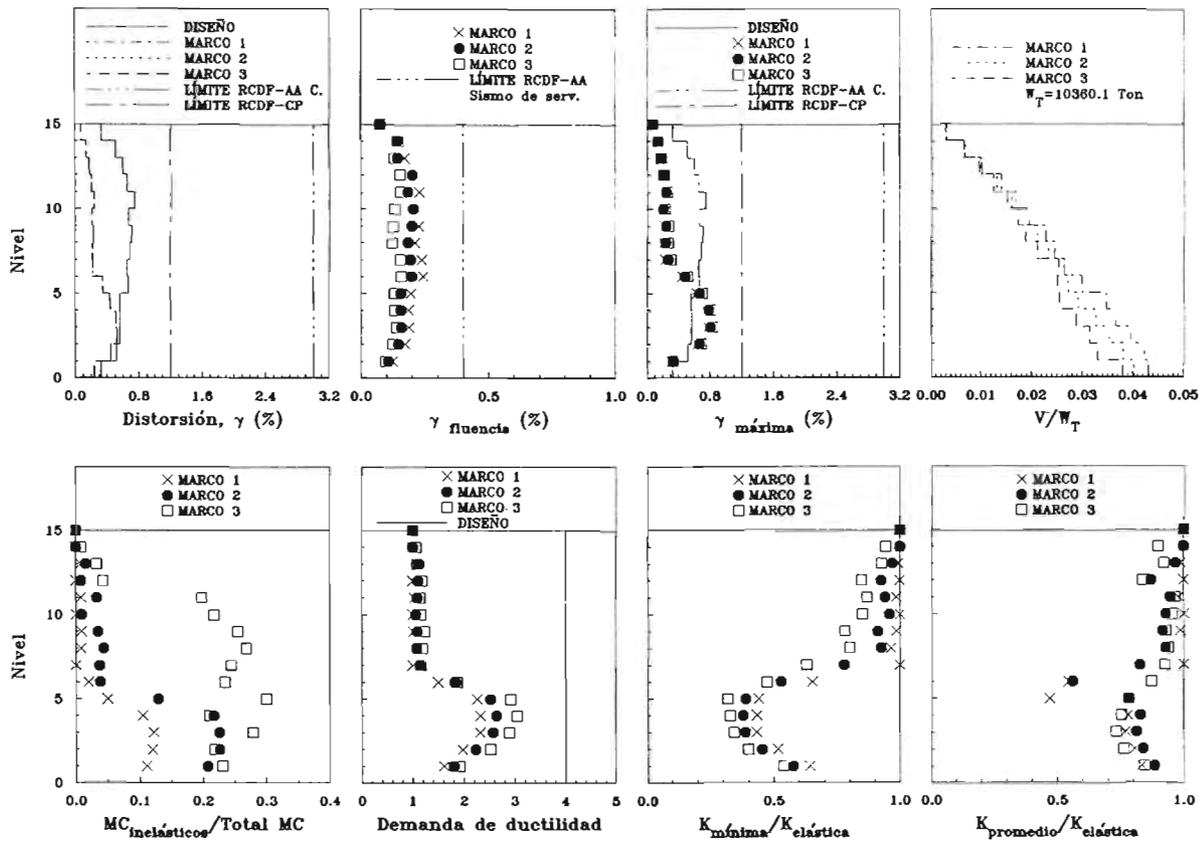


Figura 8.11 Resumen de la respuesta de los marcos 1, 2 y 3 del modelo DQ4CP1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

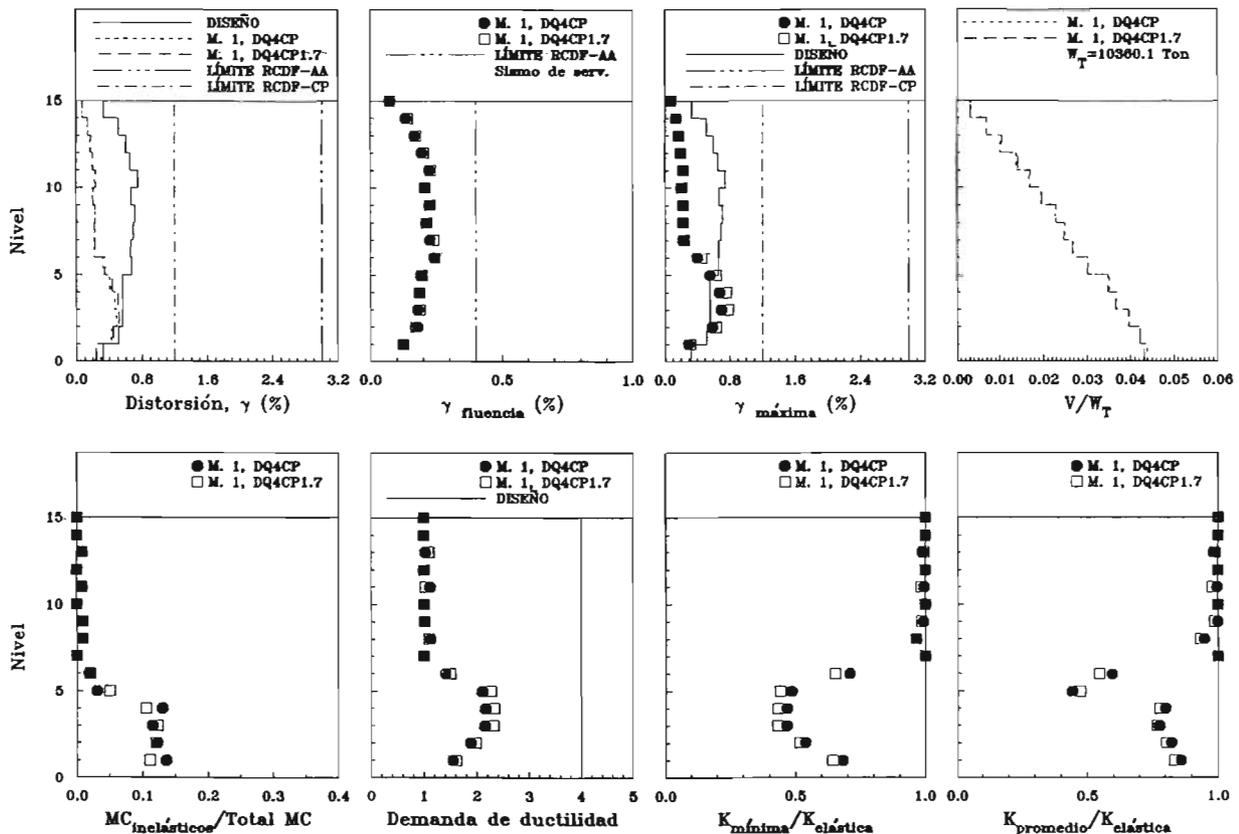


Figura 8.12a Resumen de la respuesta del marco 1 de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

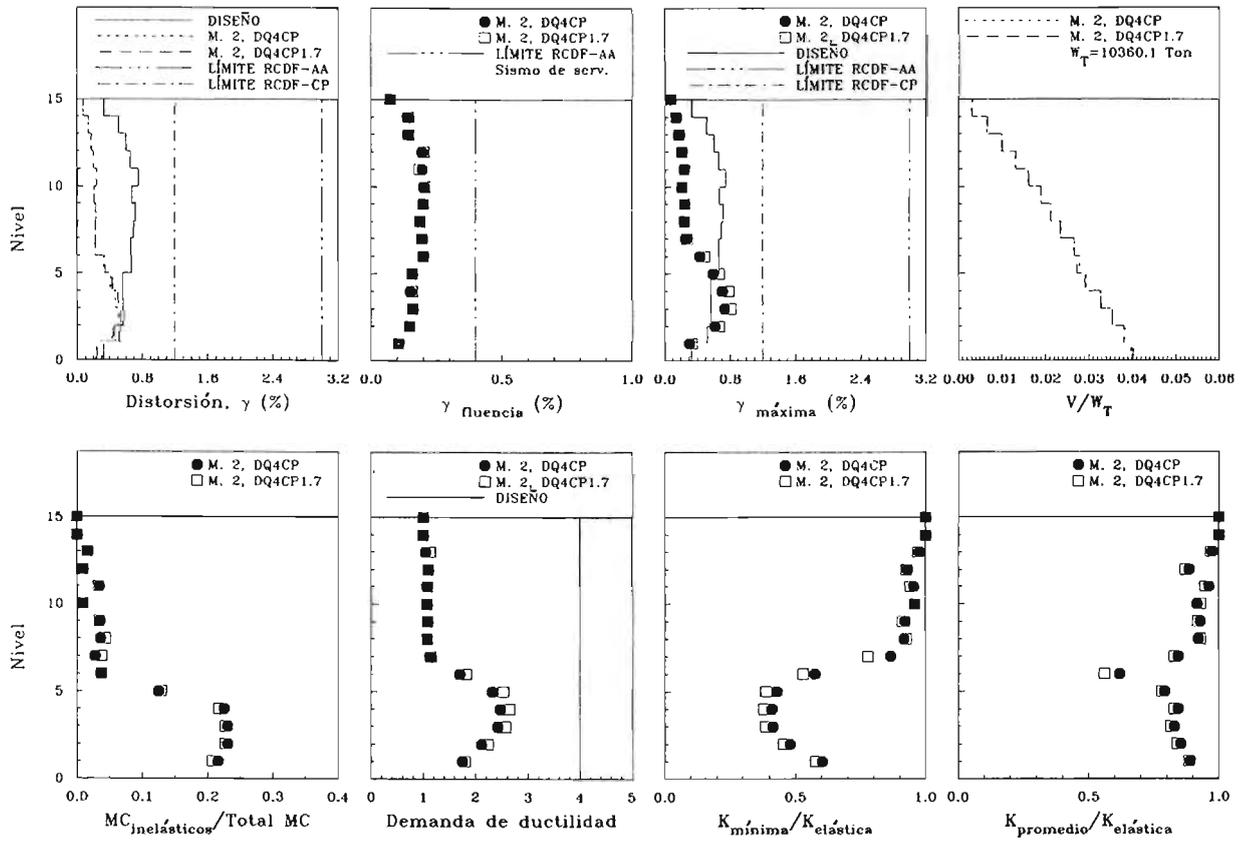


Figura 8.12b Resumen de la respuesta del marco 2 de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

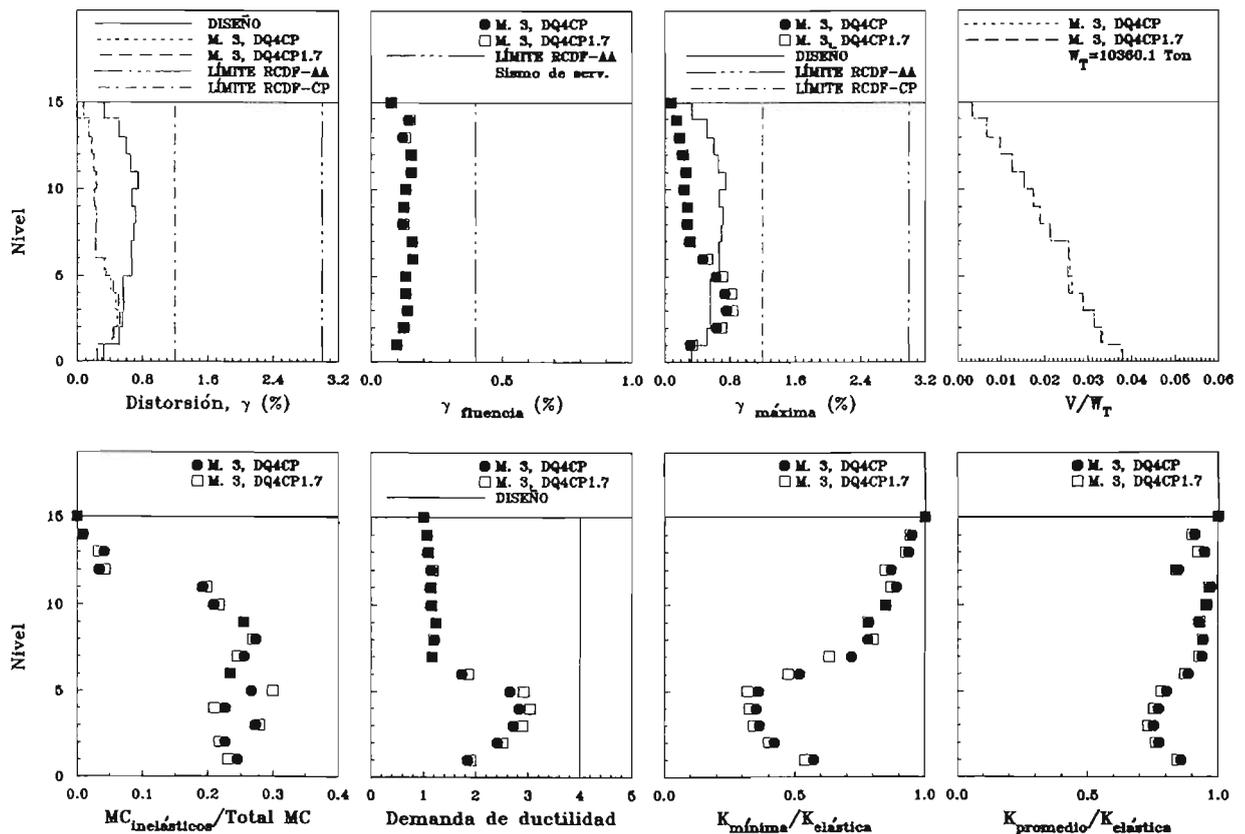


Figura 8.12c Resumen de la respuesta del marco 3 de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

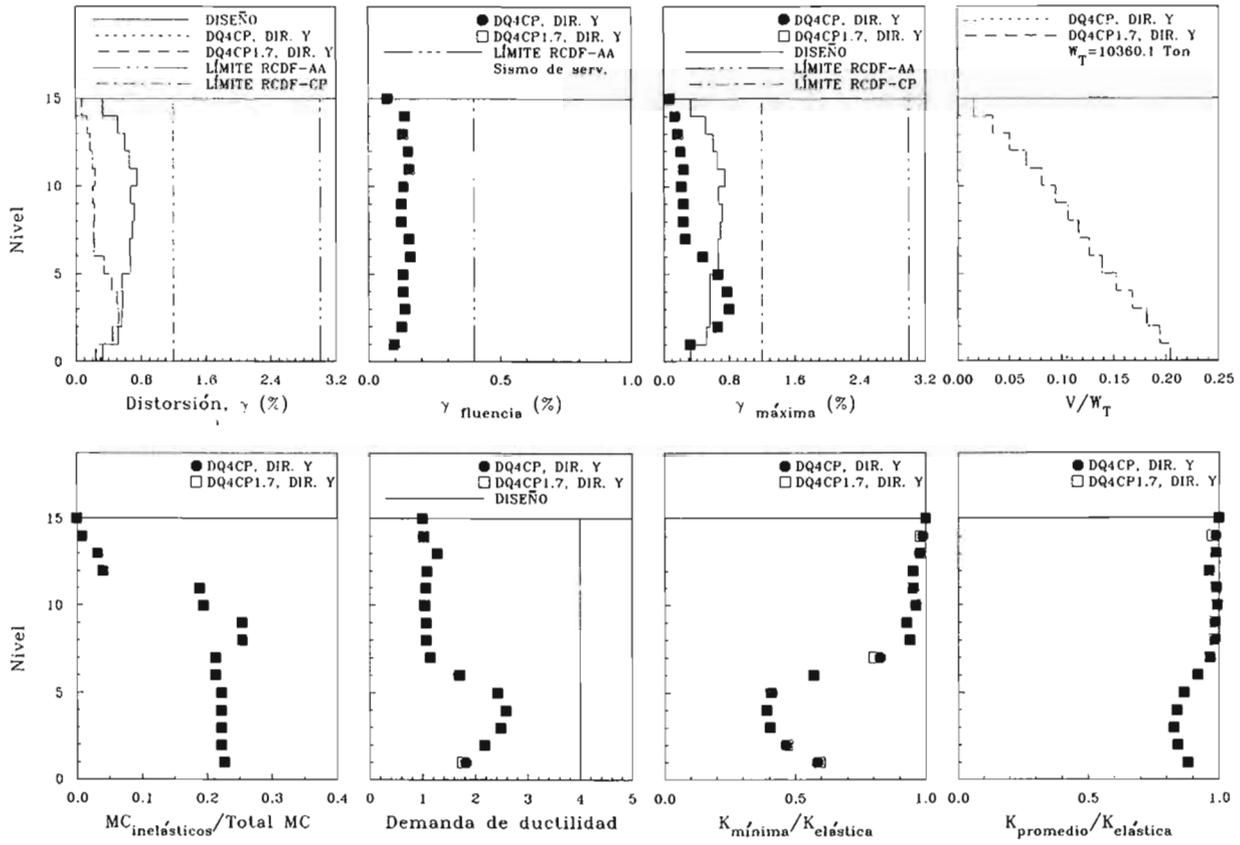


Figura 8.12d Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección y para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

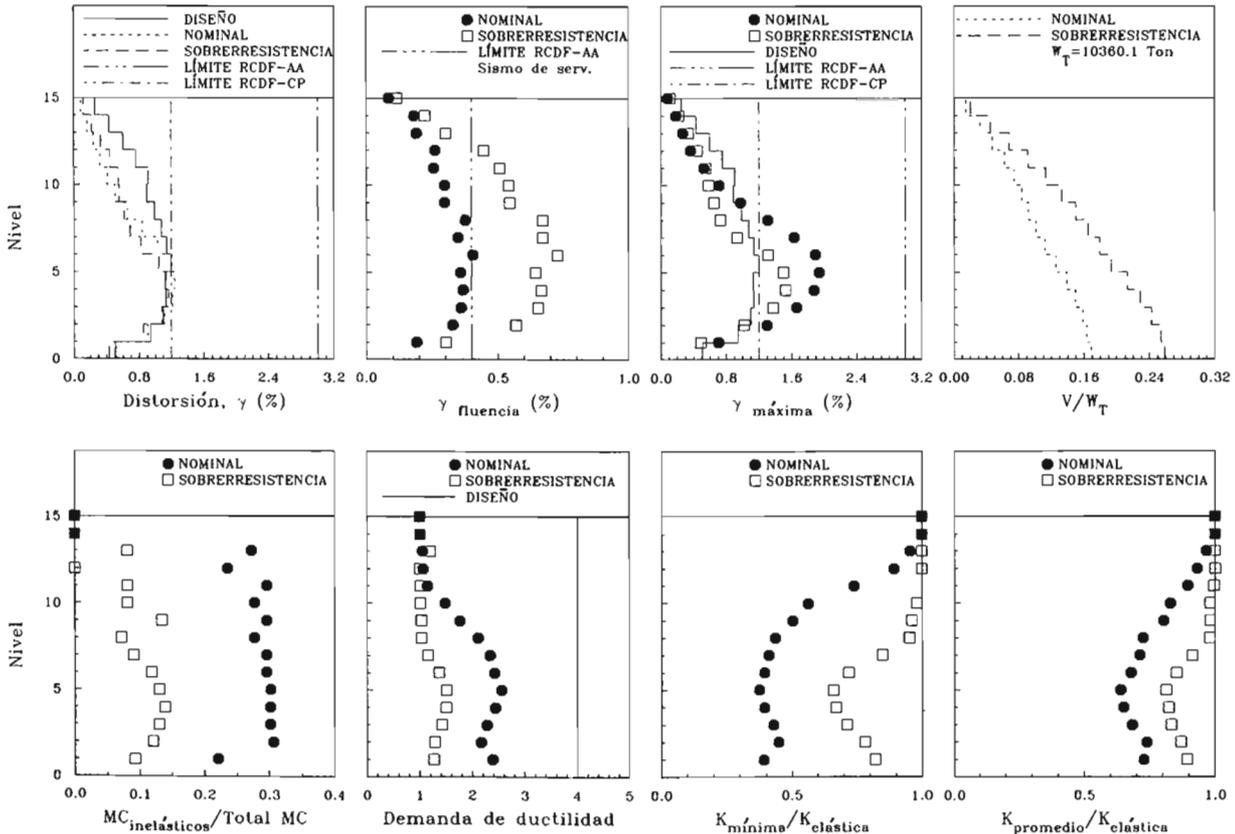


Figura 8.13 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4CP en dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia

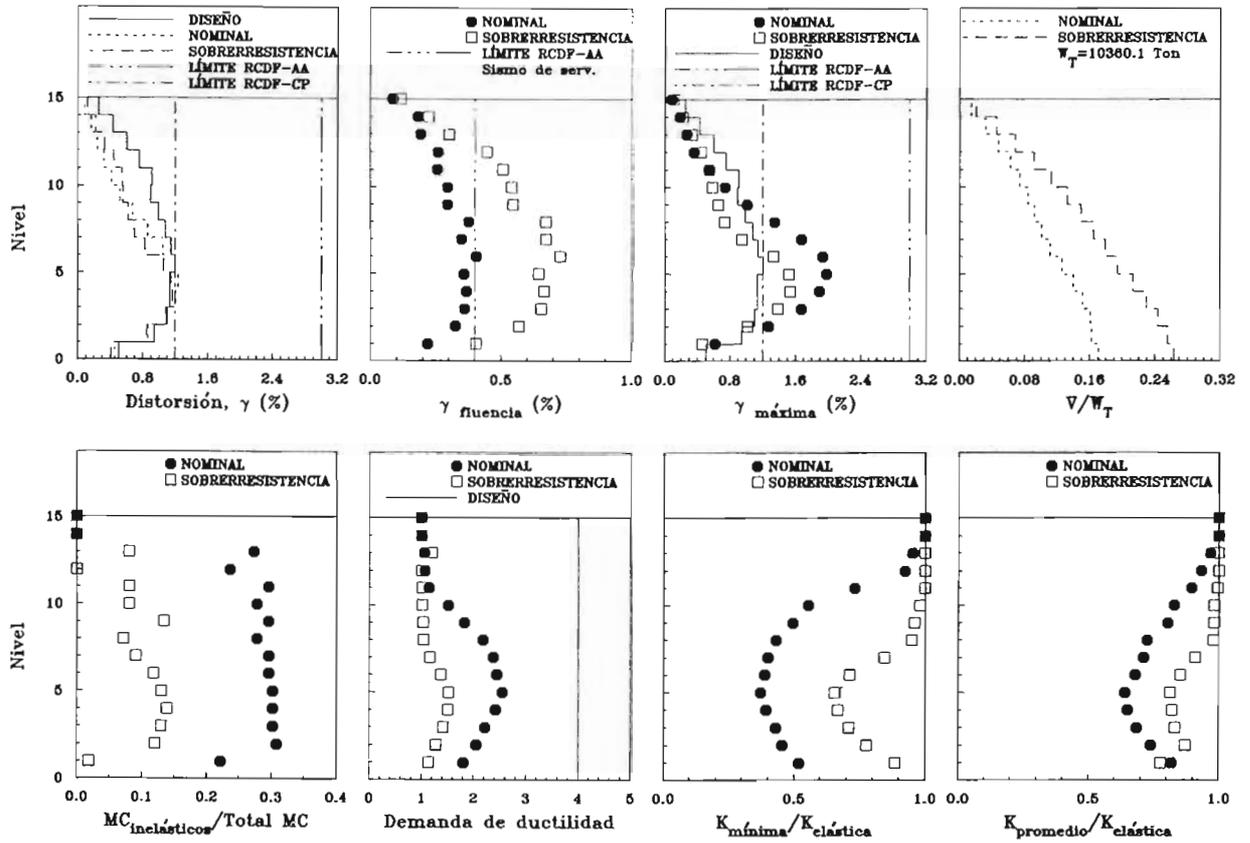


Figura 8.14 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4CP1.7 en dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia

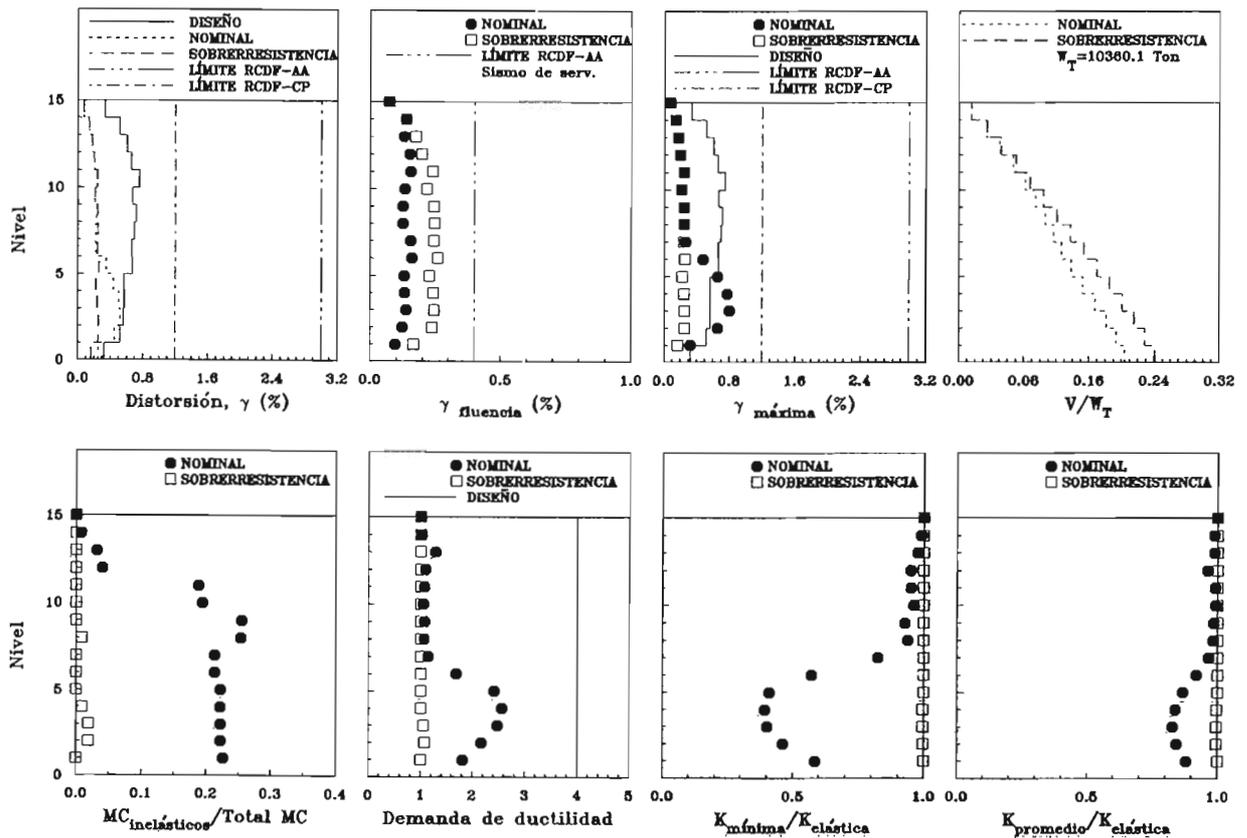


Figura 8.15 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4CP en dirección y ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia

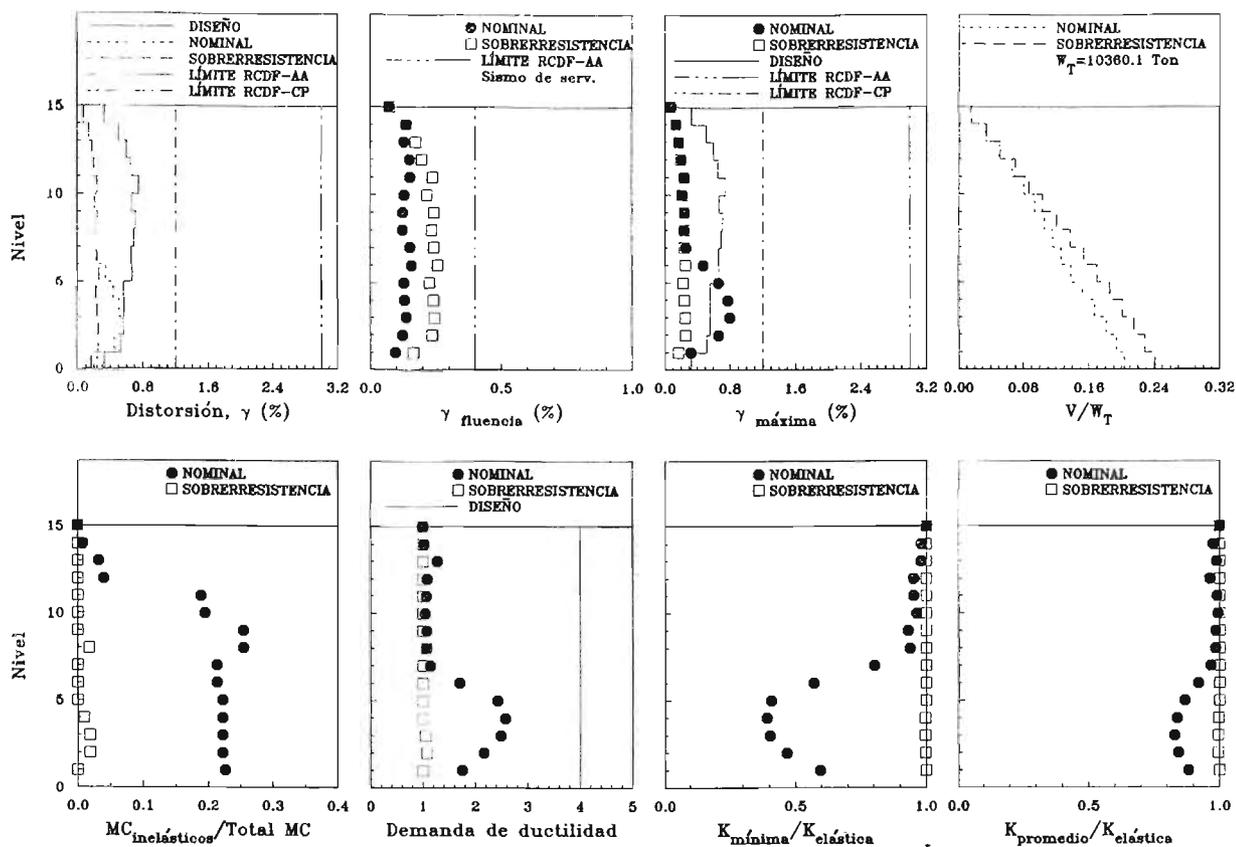


Figura 8.16 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4CP1.7 en dirección y ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia

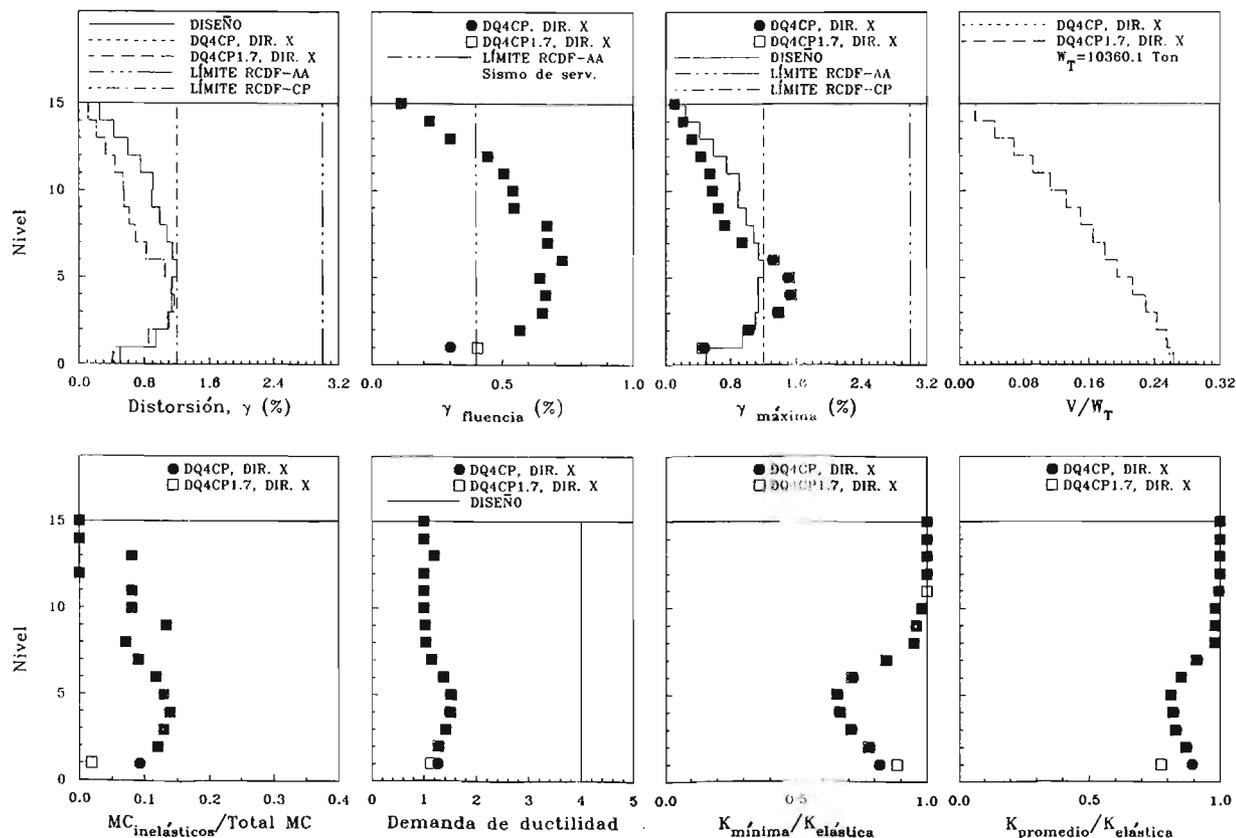


Figura 8.17 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

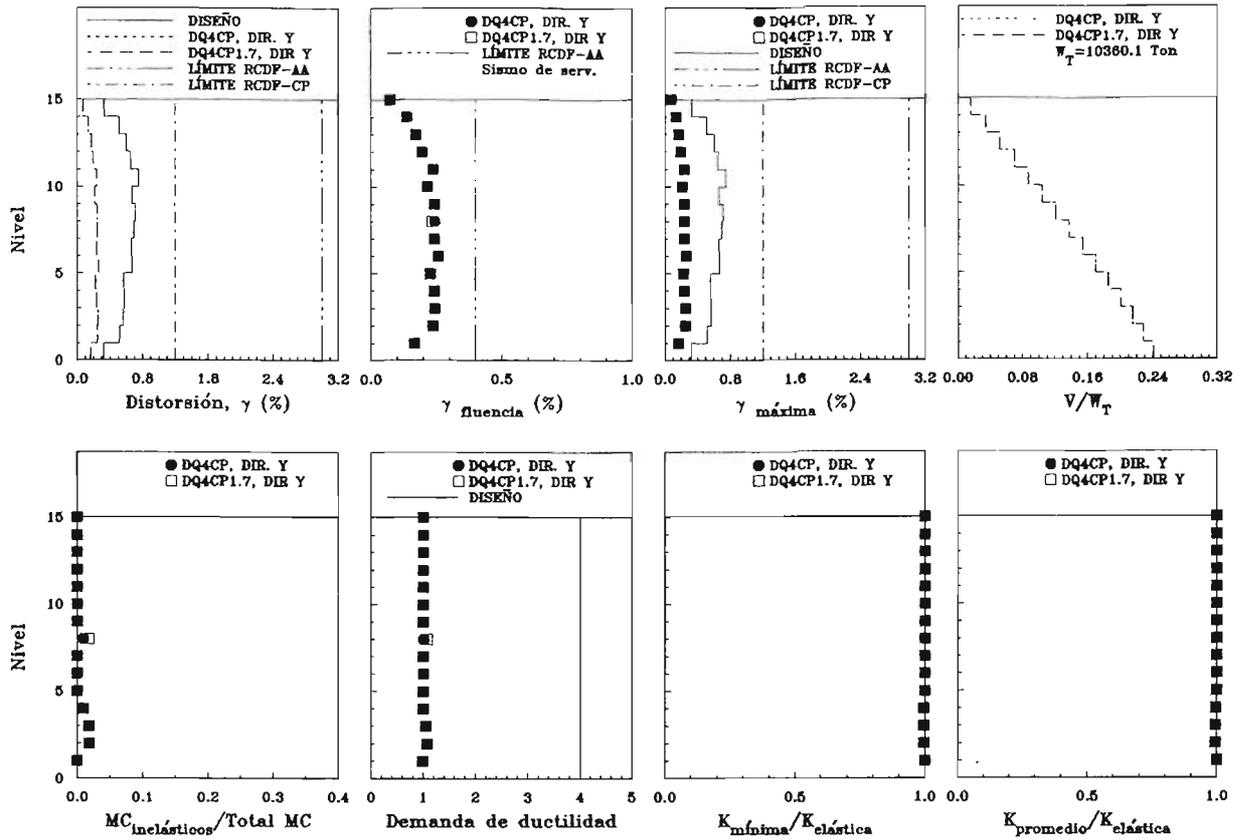


Figura 8.18 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección y ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

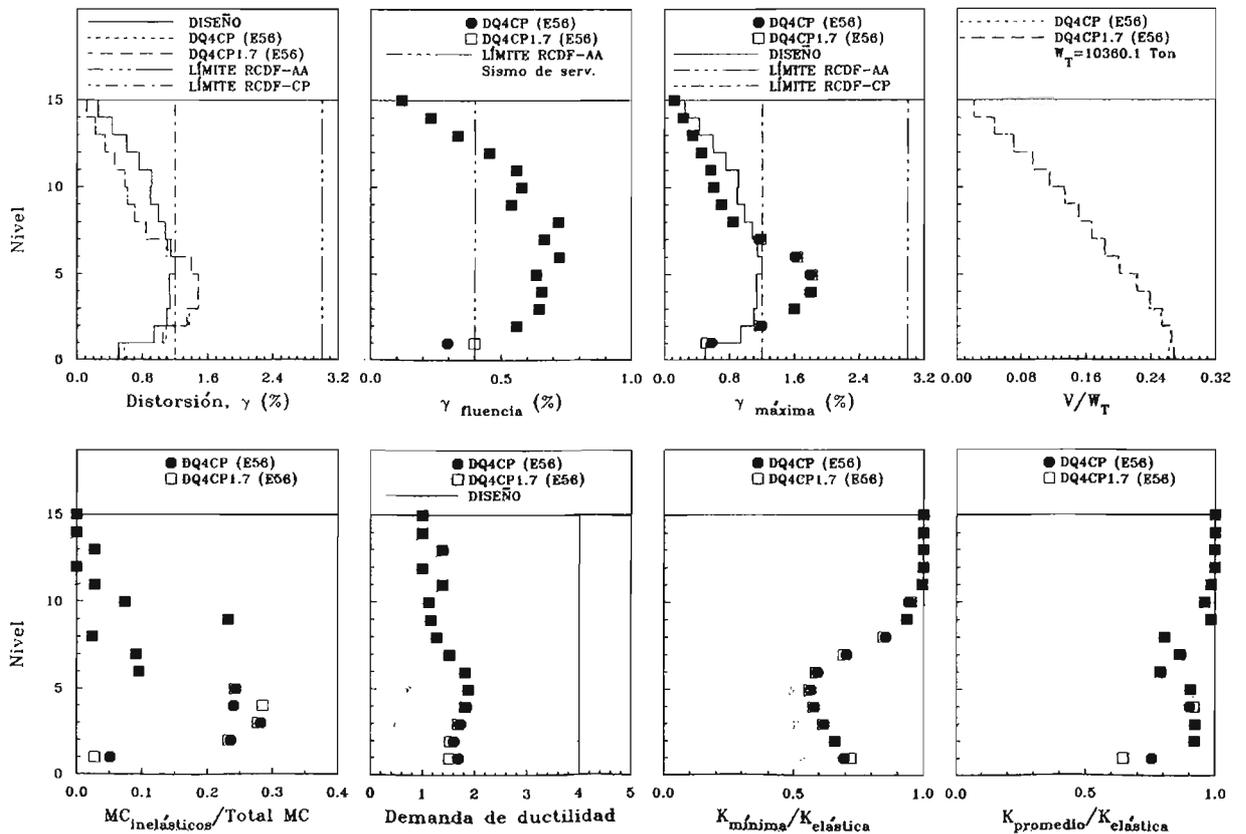


Figura 8.19 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección x ante el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

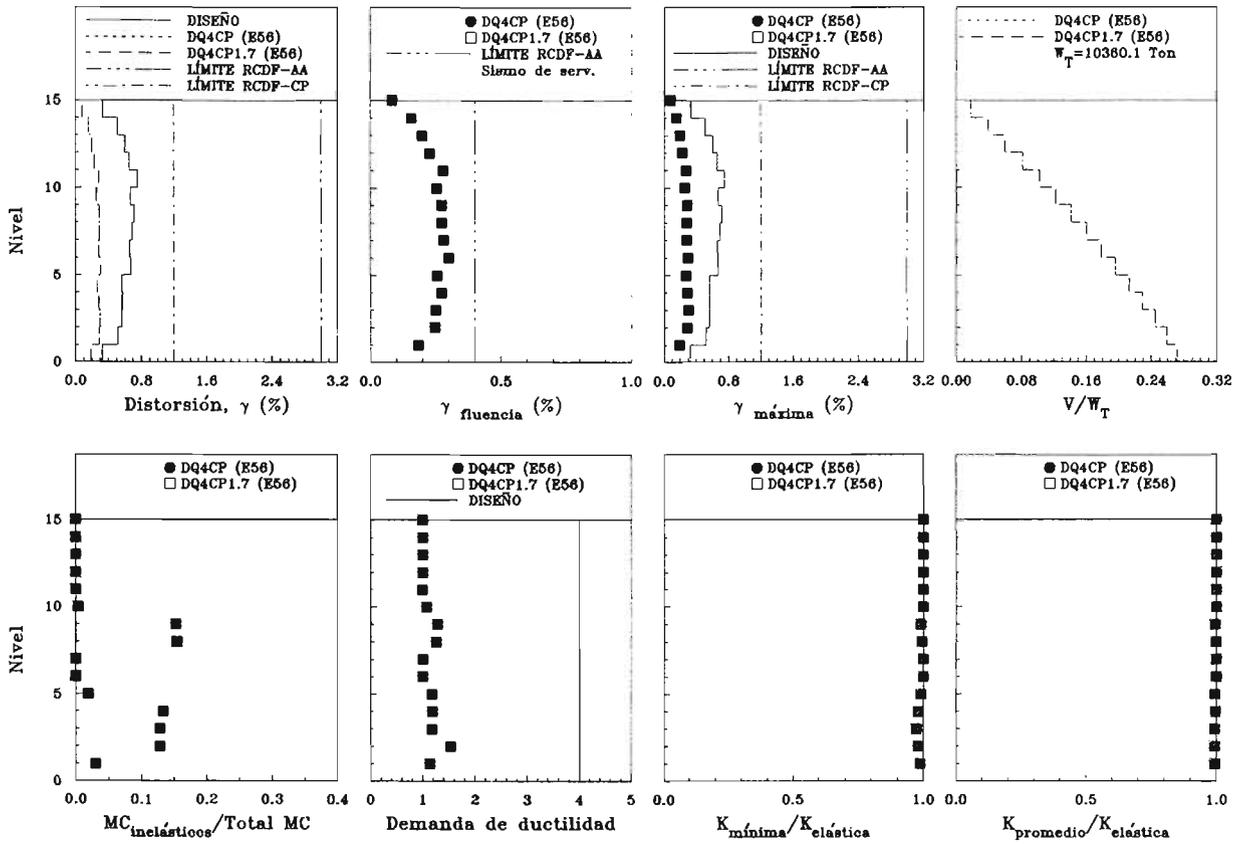


Figura 8.20 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección y ante el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

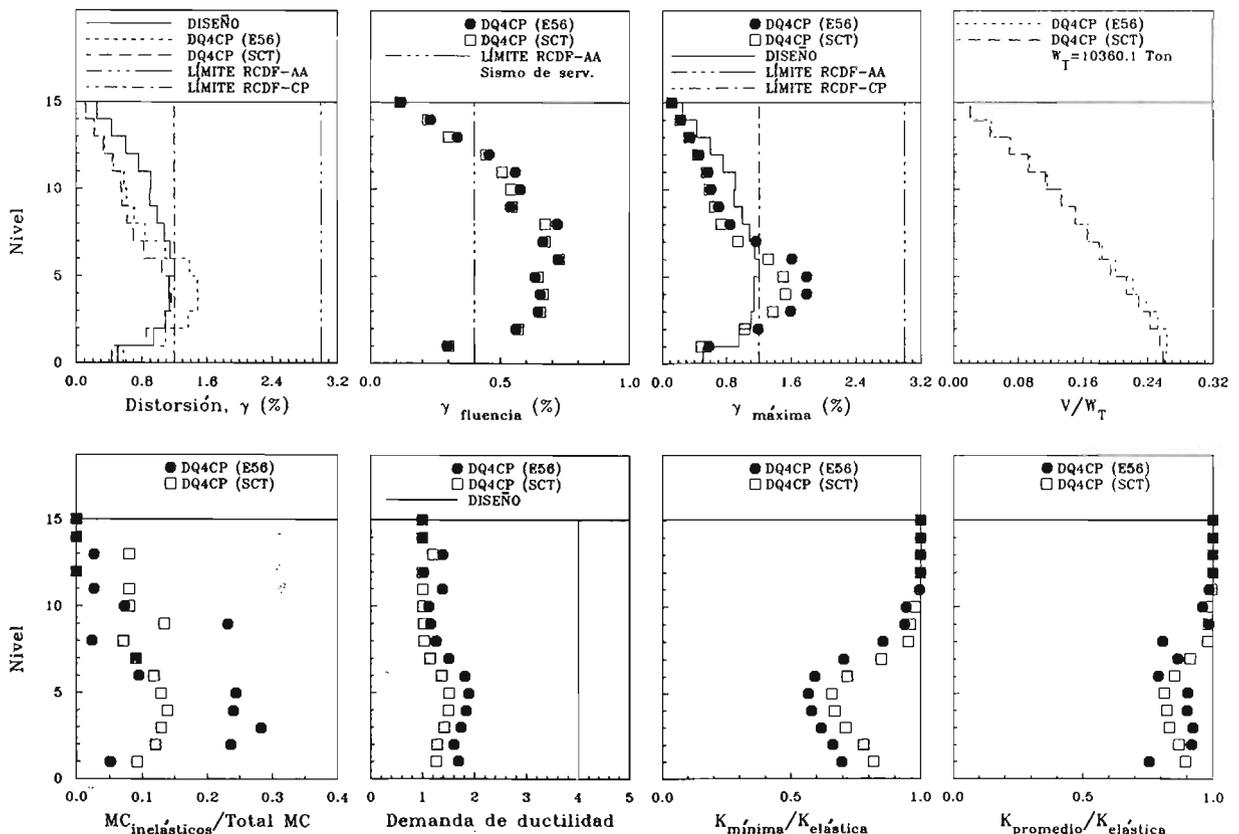


Figura 8.21 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4CP en dirección x ante los acelerogramas SCT-EW y de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

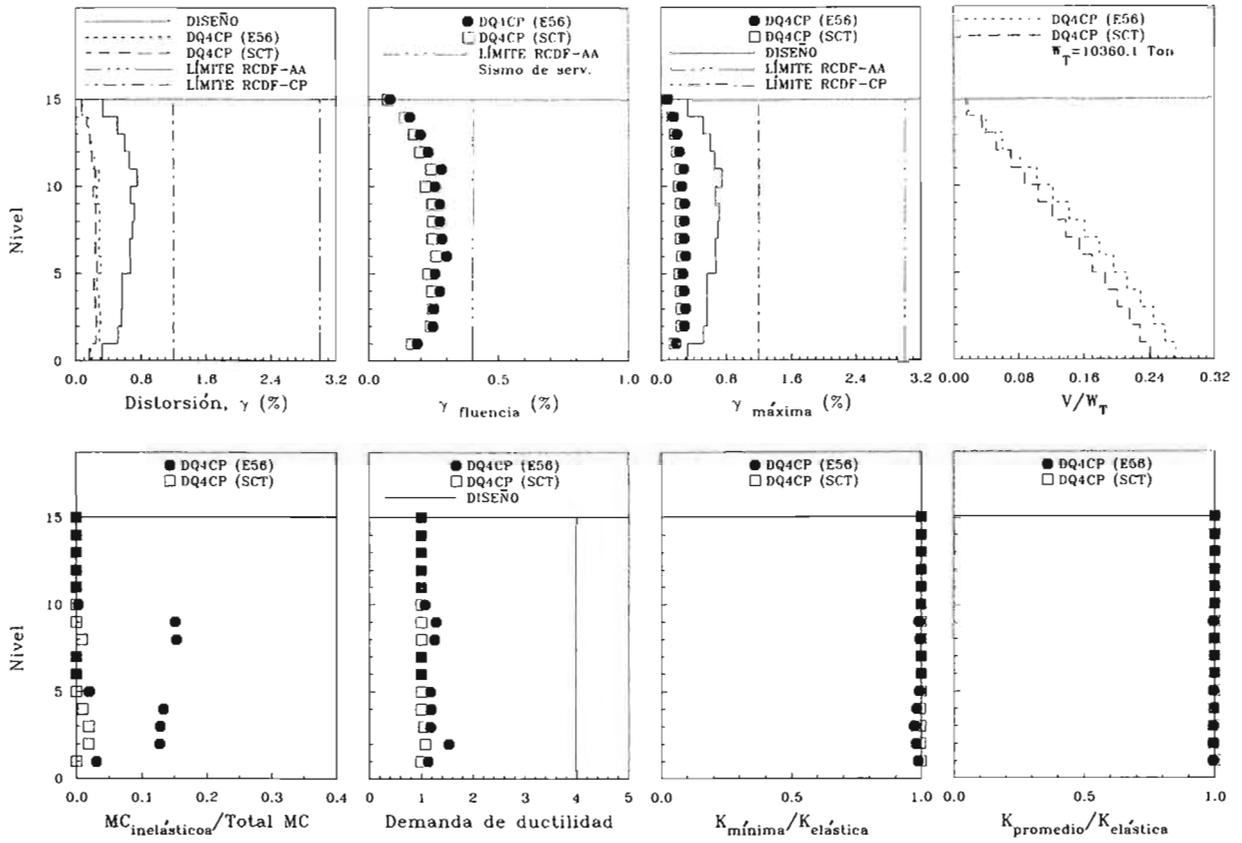


Figura 8.22 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4CP en dirección y ante los acelerogramas SCT-EW y de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

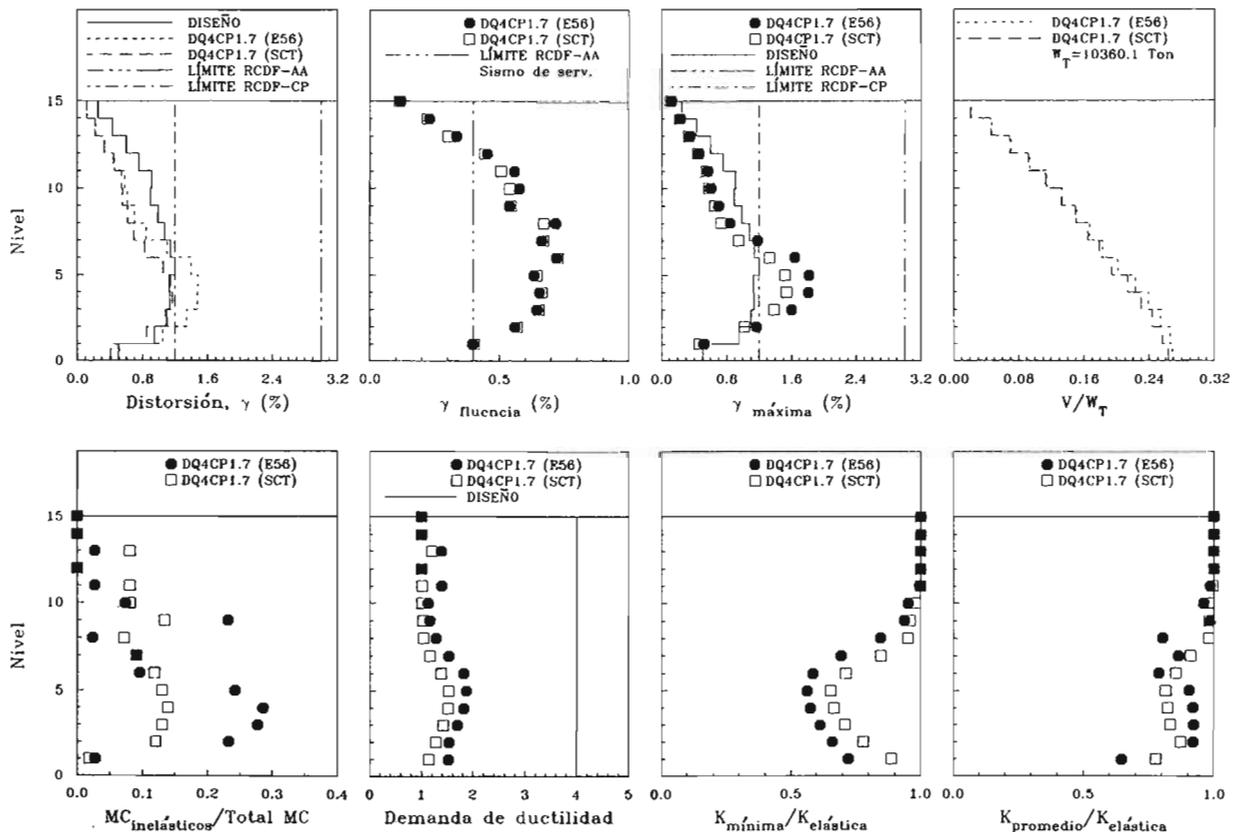


Figura 8.23 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4CP1.7 en dirección x ante los acelerogramas SCT-EW y de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

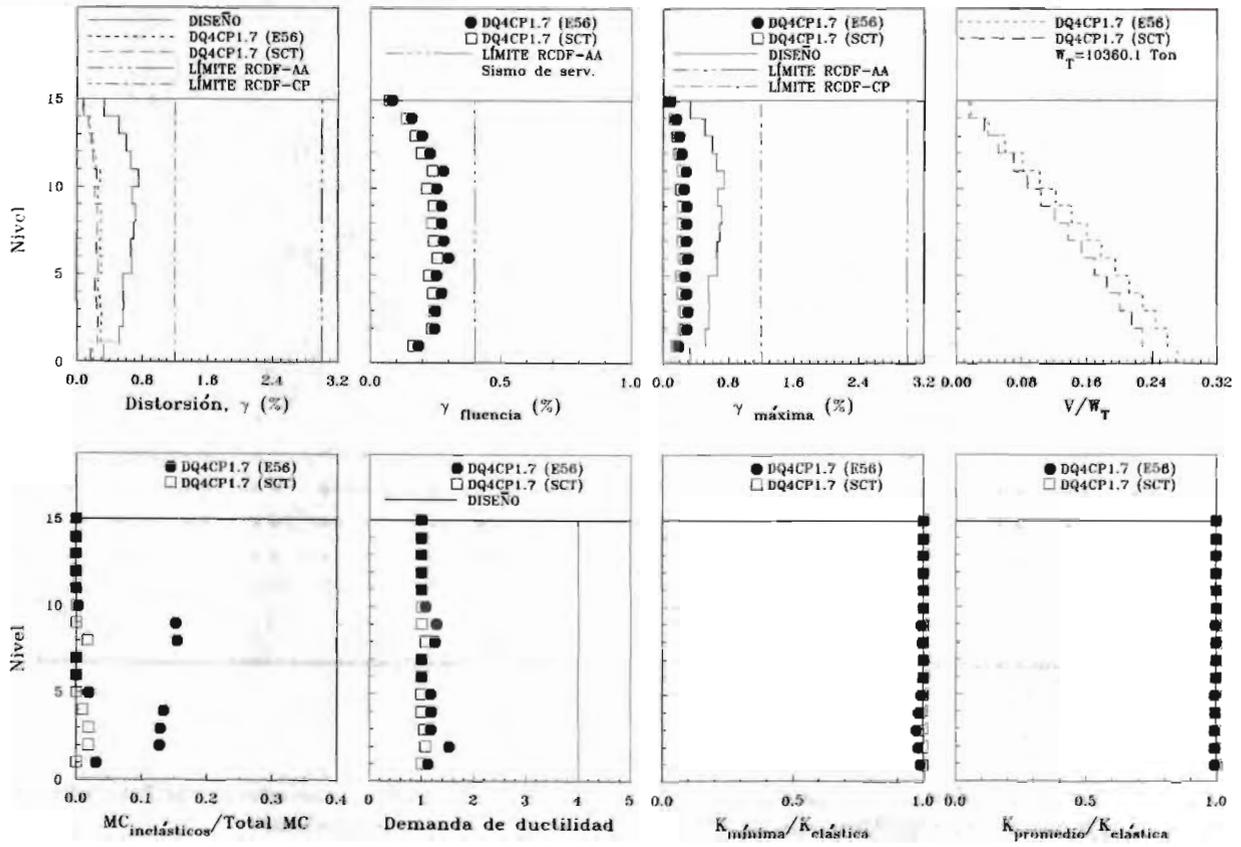


Figura 8.24 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4CP1.7 en dirección y ante los acelerogramas SCT-EW y de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

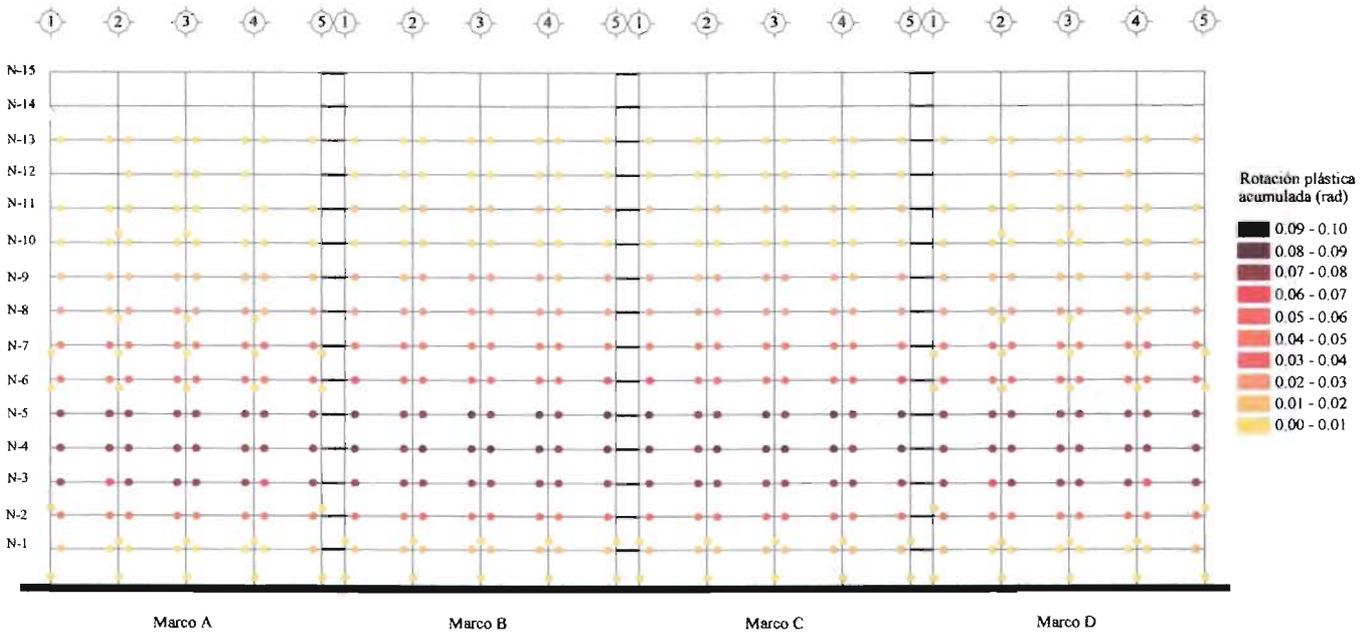


Figura 8.25a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

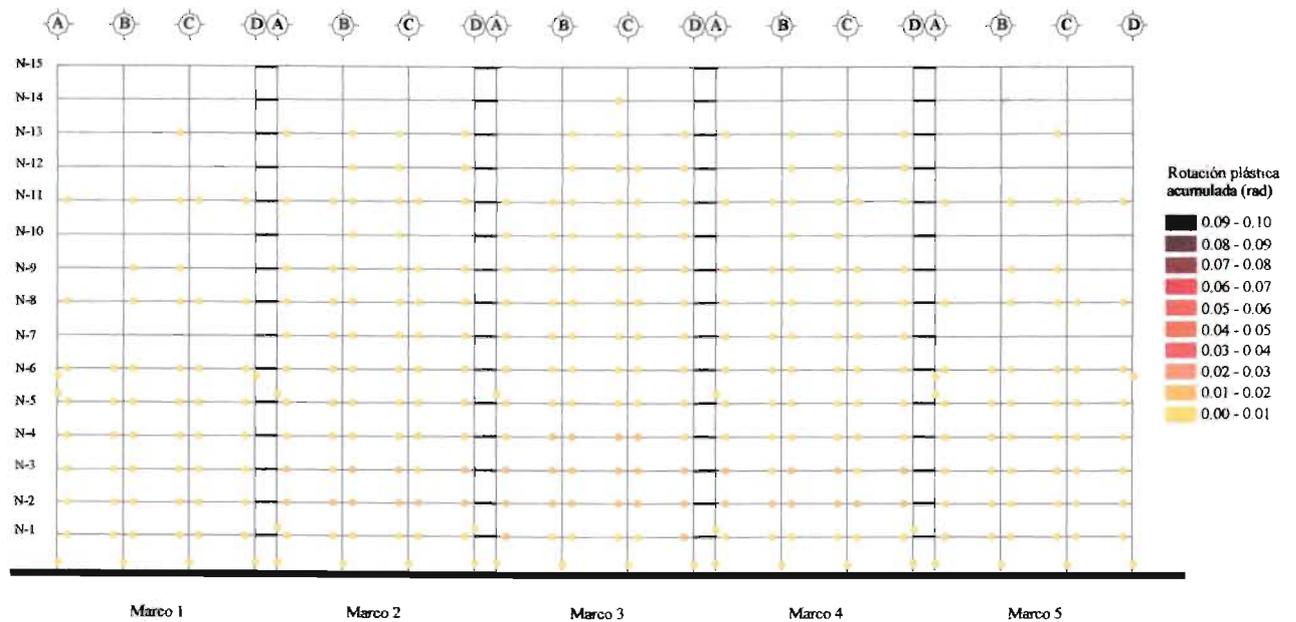


Figura 8.25b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

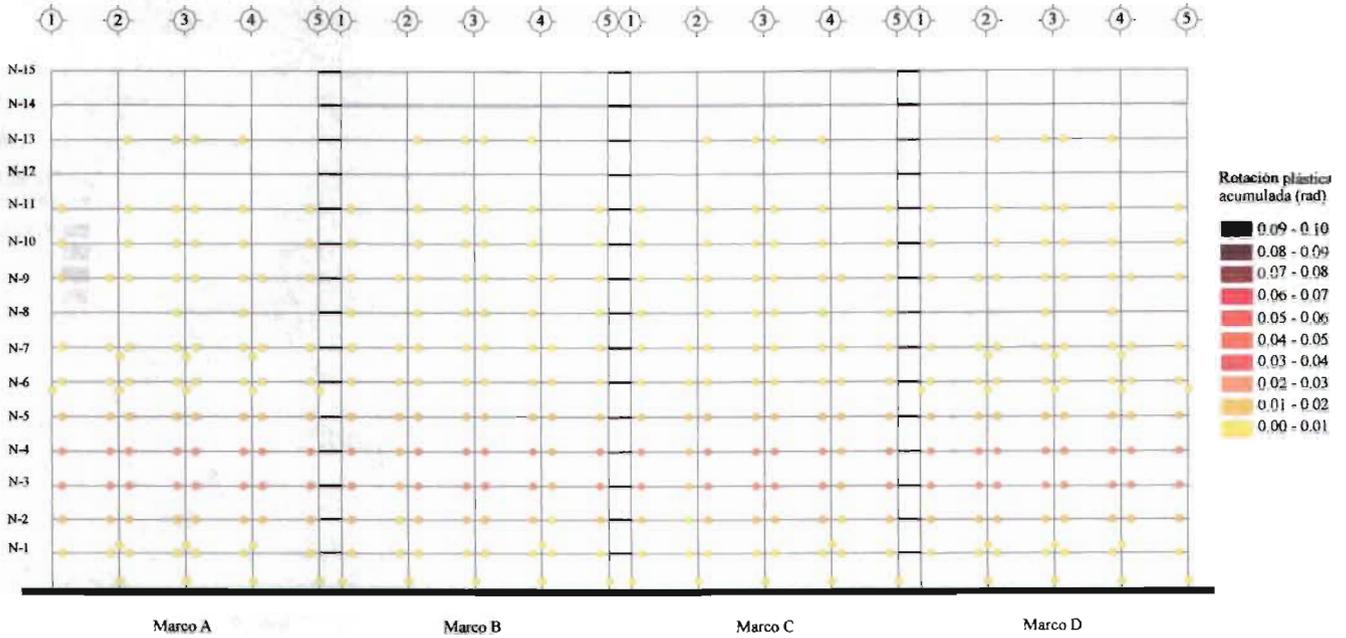


Figura 8.26a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

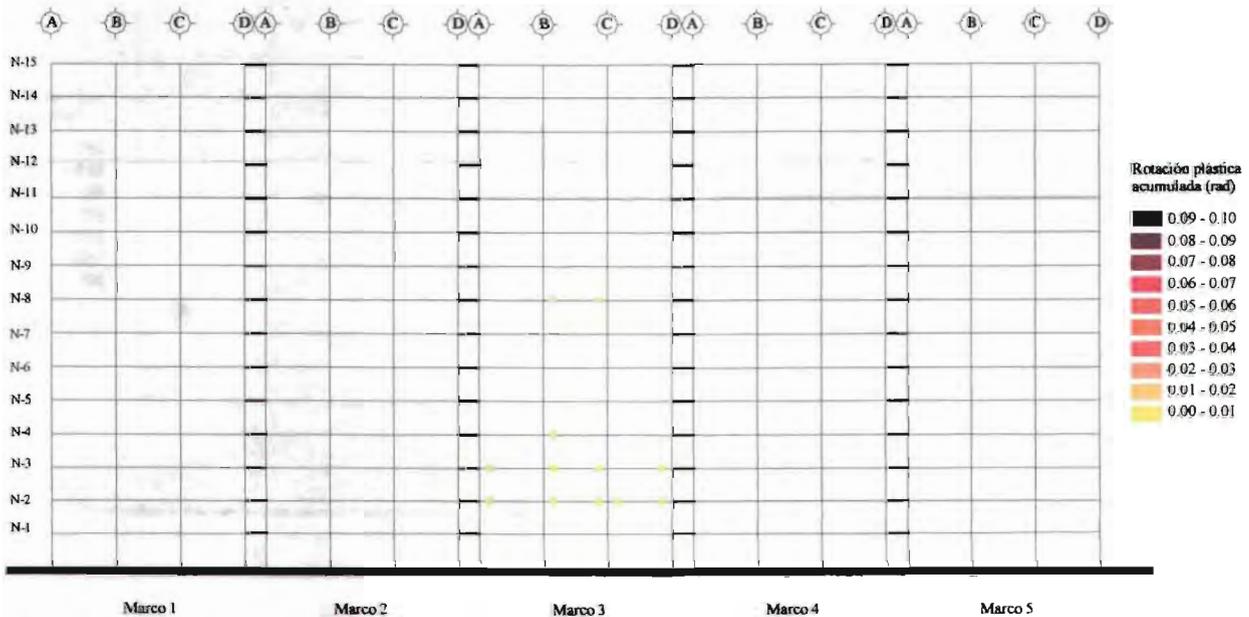


Figura 8.26b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

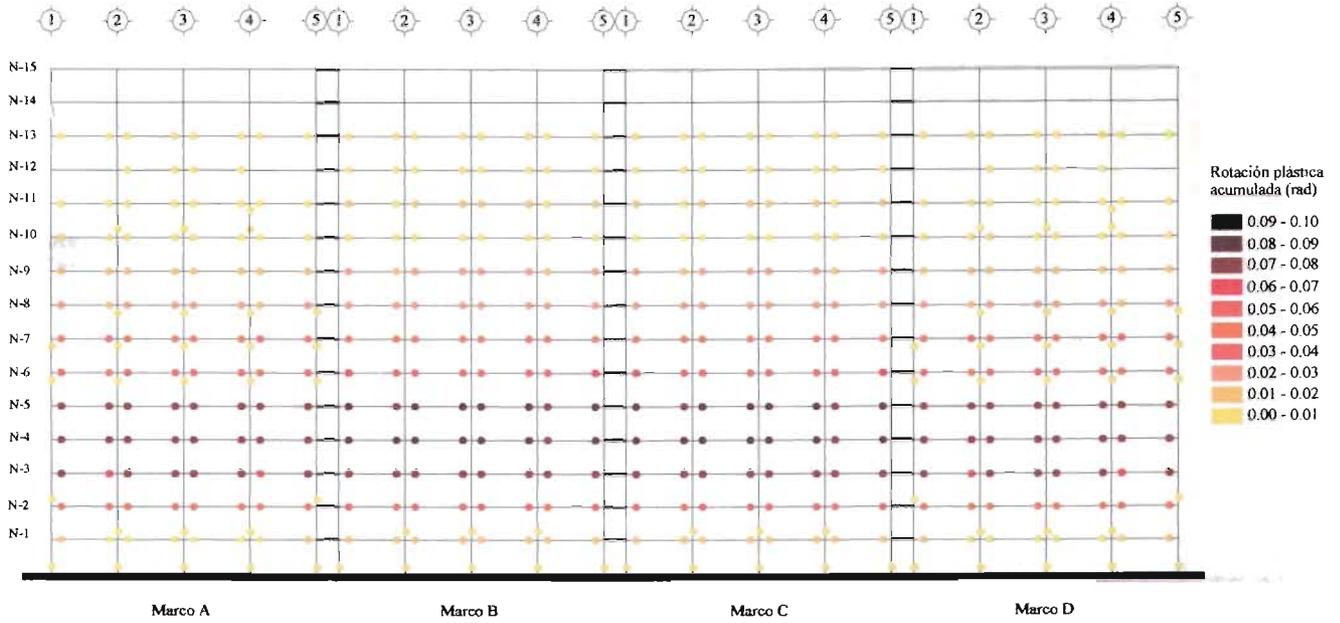


Figura 8.27a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP1.7 en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

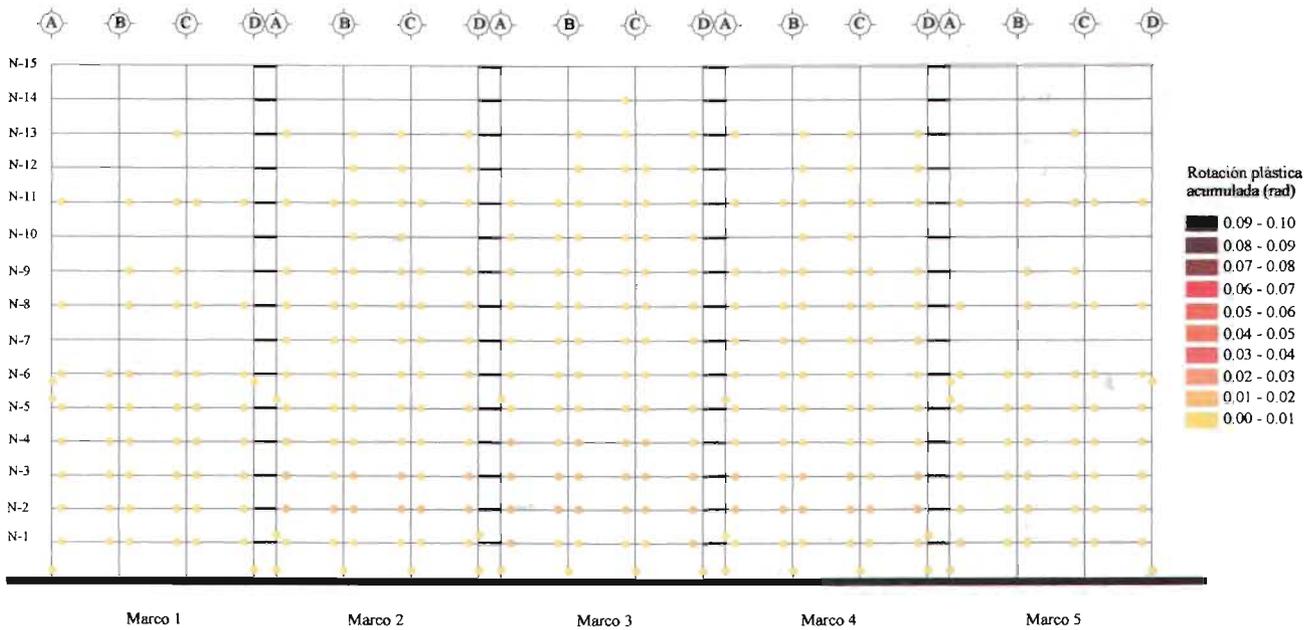


Figura 8.27b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP1.7 en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

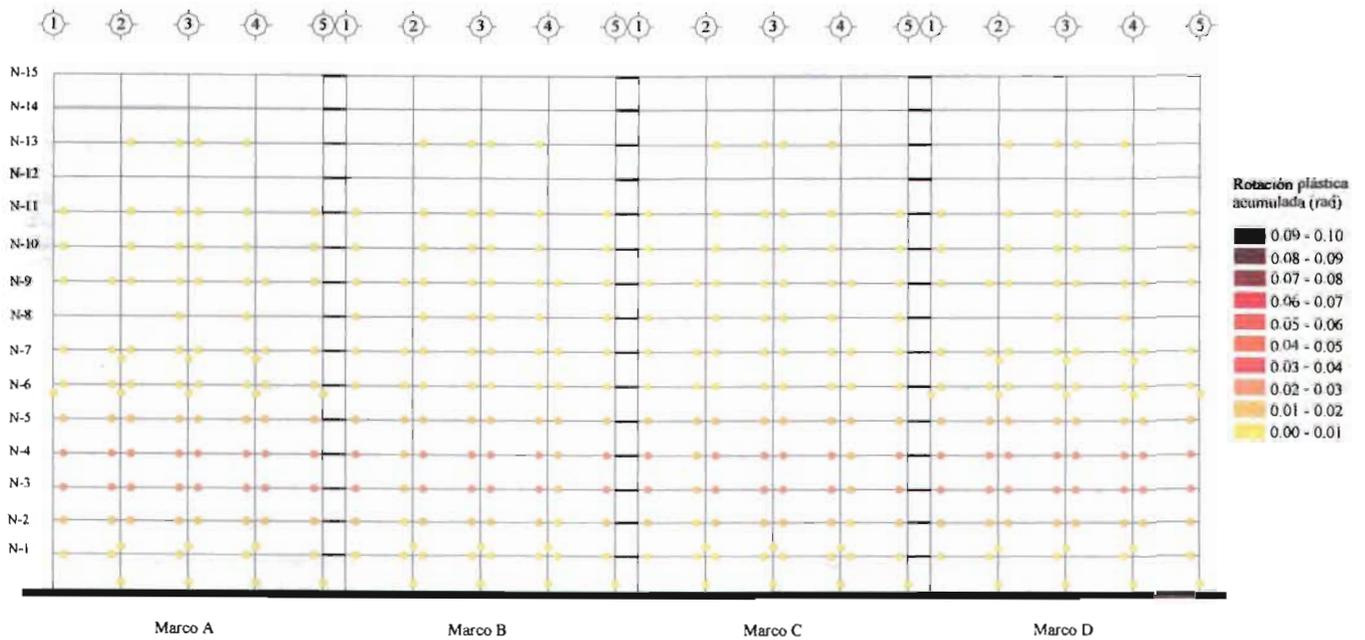


Figura 8.28a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP1.7 en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

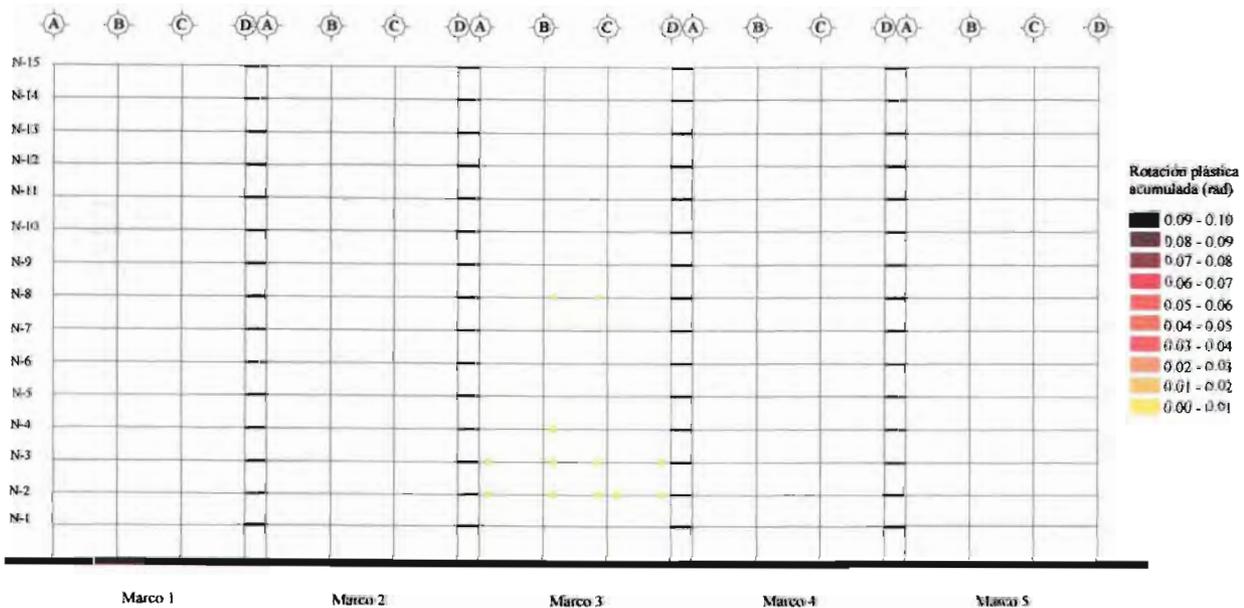


Figura 8.28b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP1.7 en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

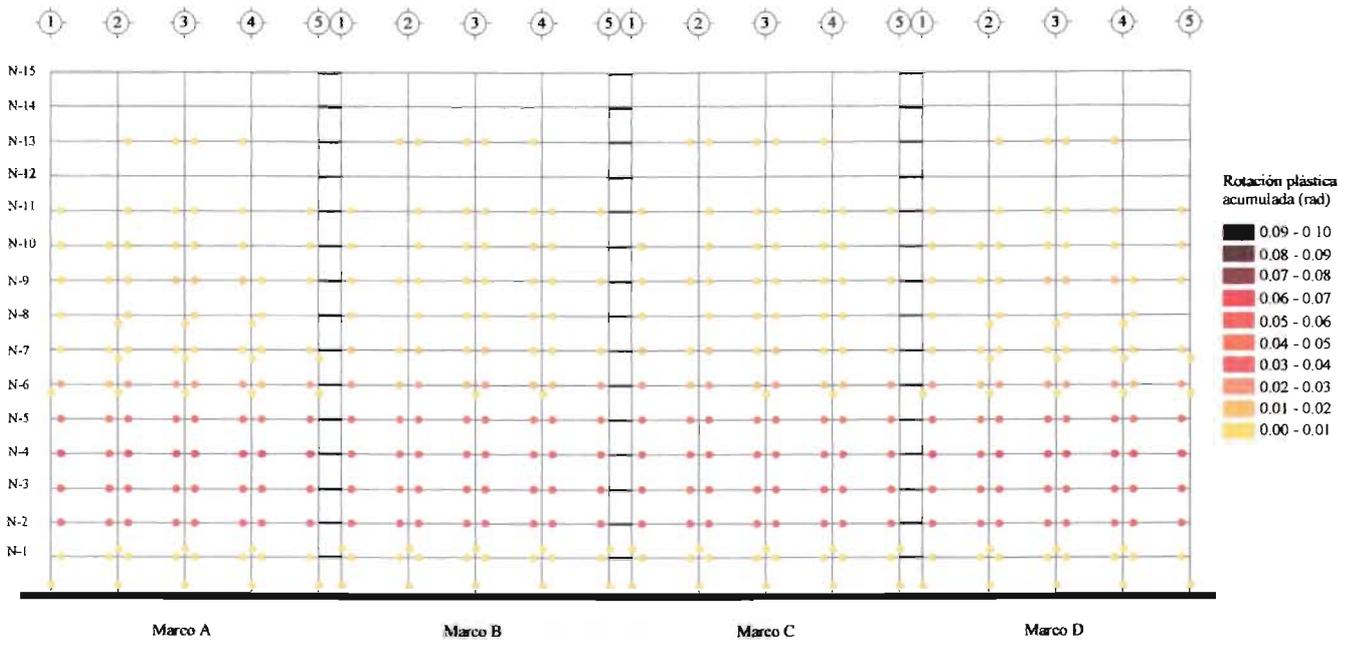


Figura 8.29a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

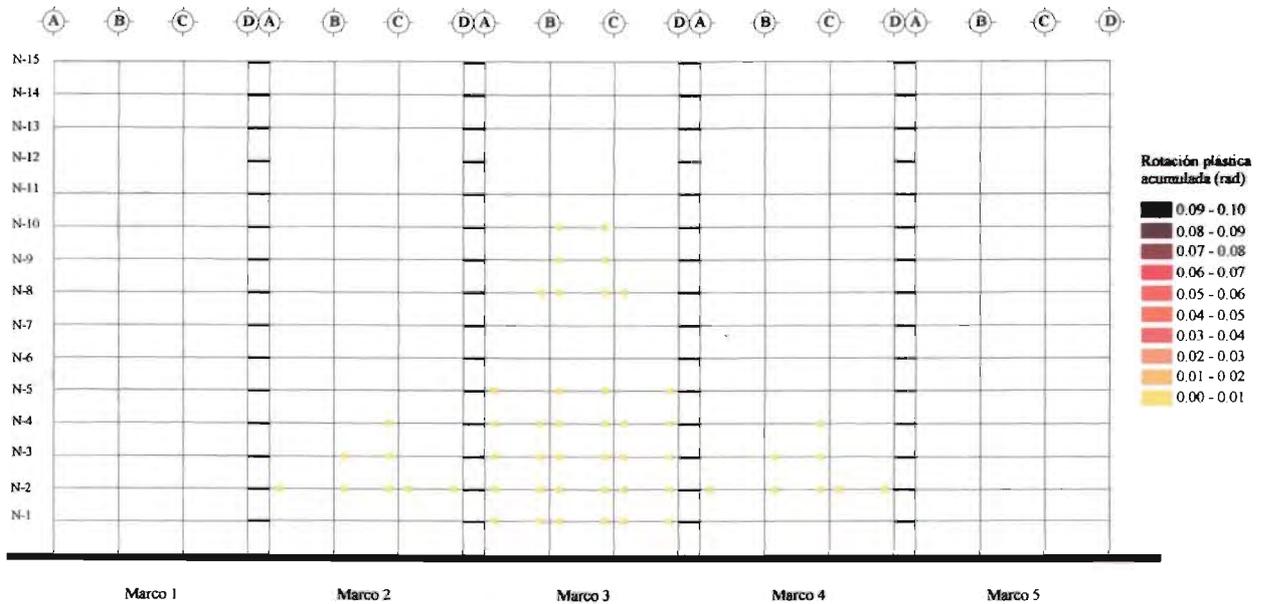


Figura 8.29b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

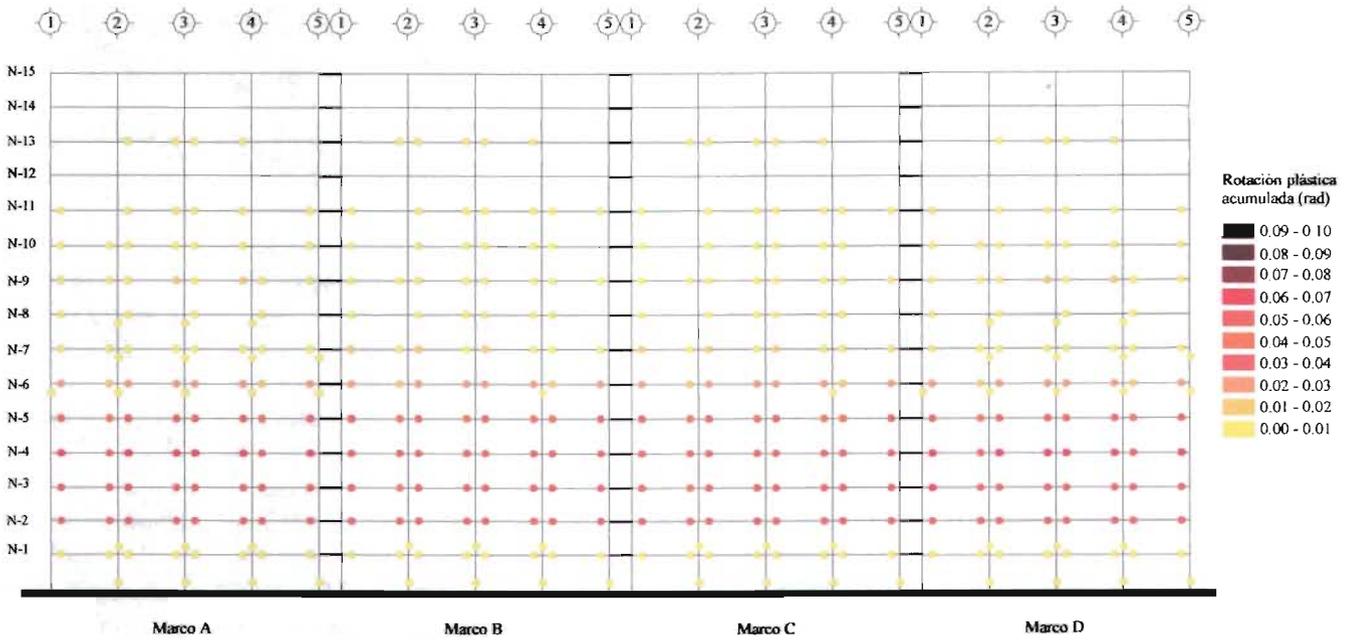


Figura 8.30a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP1.7 en dirección x, asociadas al análisis lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

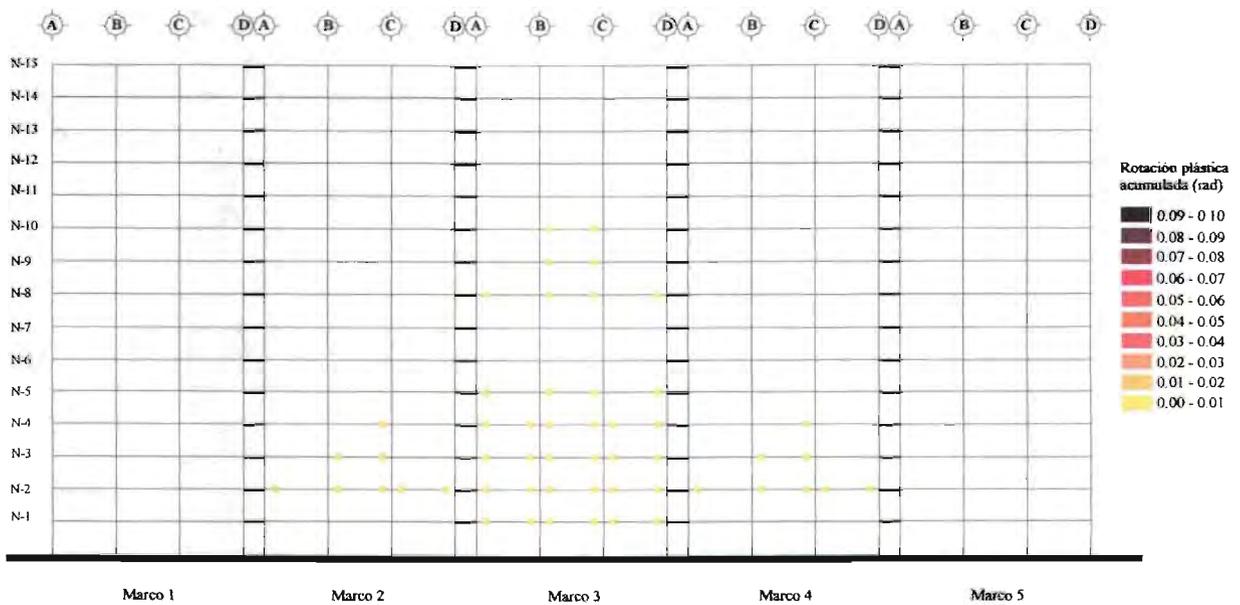


Figura 8.30b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP1.7 en dirección y, asociadas al análisis lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

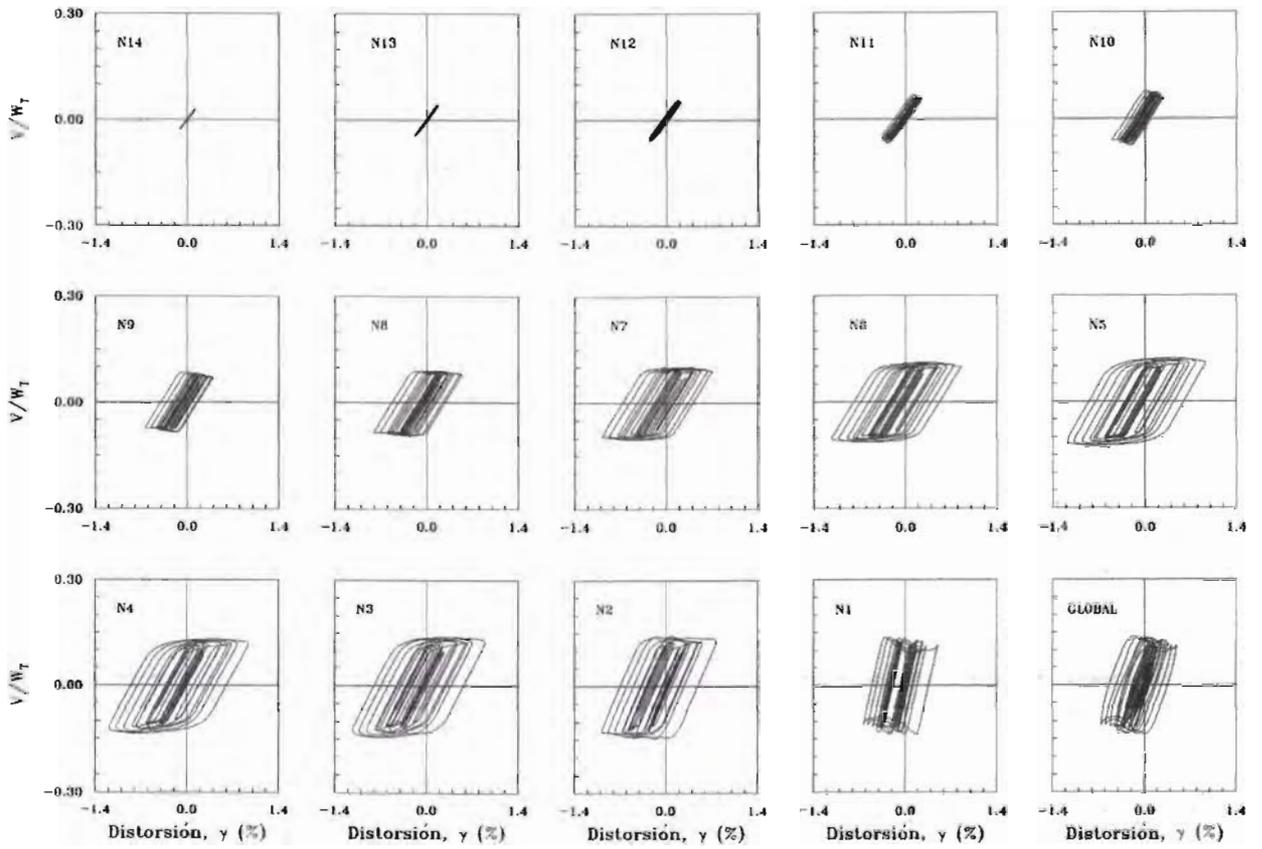


Figura 8.31a Curvas histeréticas de entepiso del modelo DQ4AA en dirección x (global), correspondientes al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

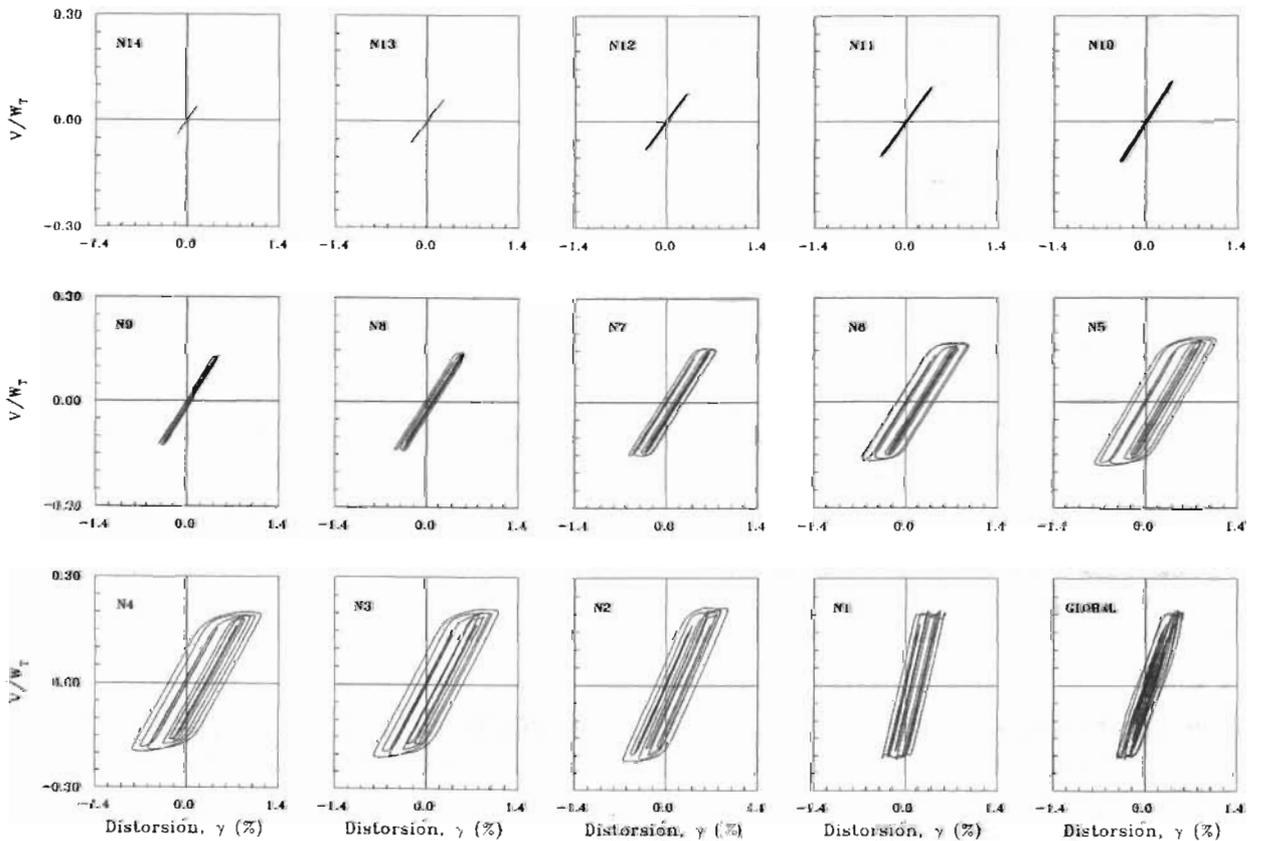


Figura 8.31b Curvas histeréticas de entepiso del modelo DQ4AA en dirección x (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

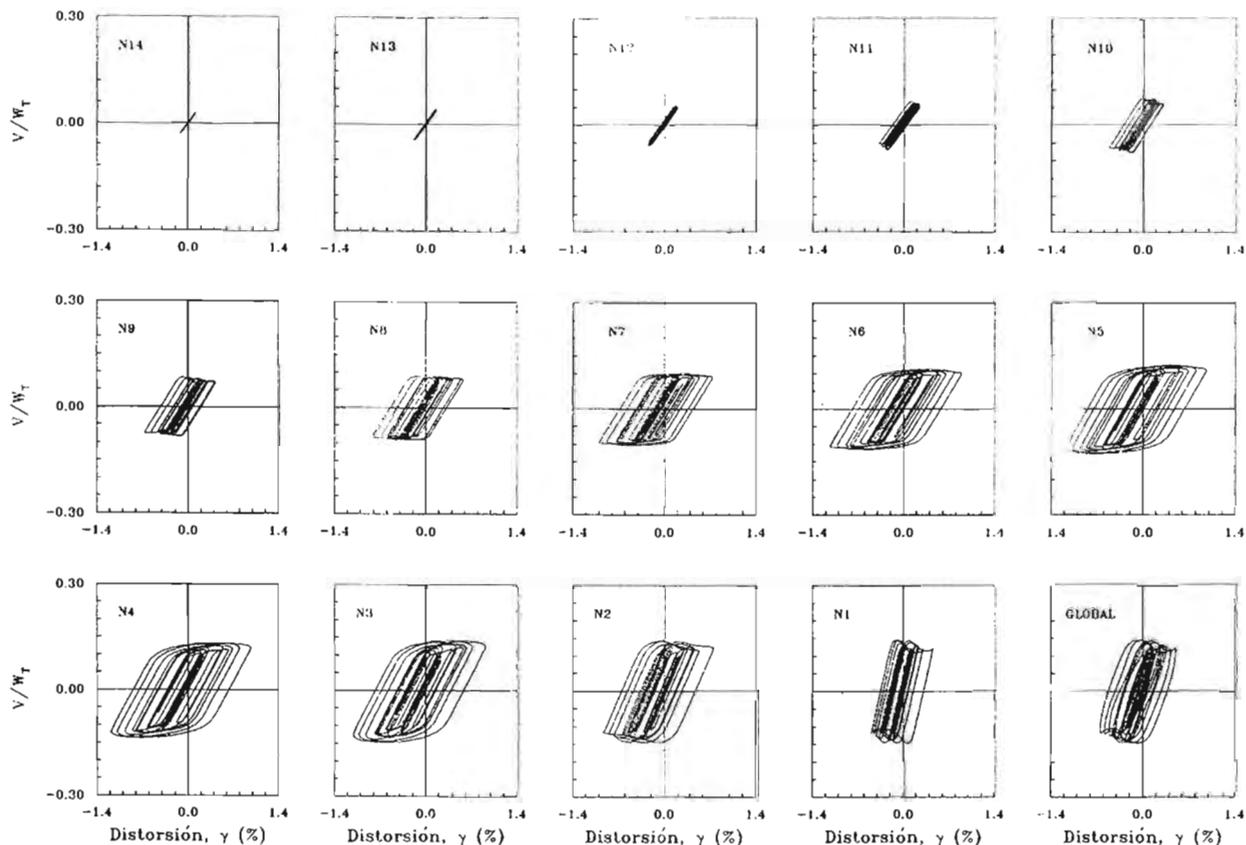


Figura 8.32a Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ4AA1.7 en dirección x (global) para el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

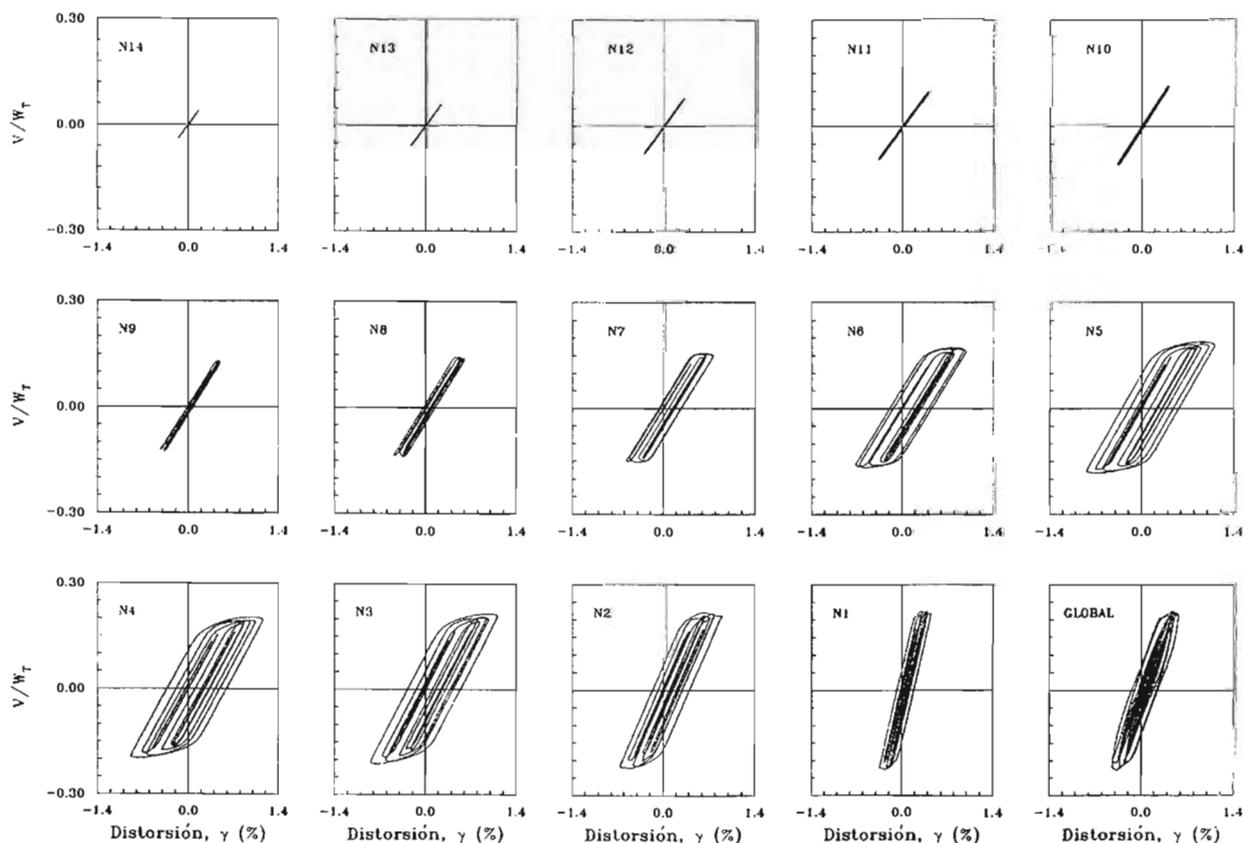


Figura 8.32b Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ4AA1.7 en dirección x (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

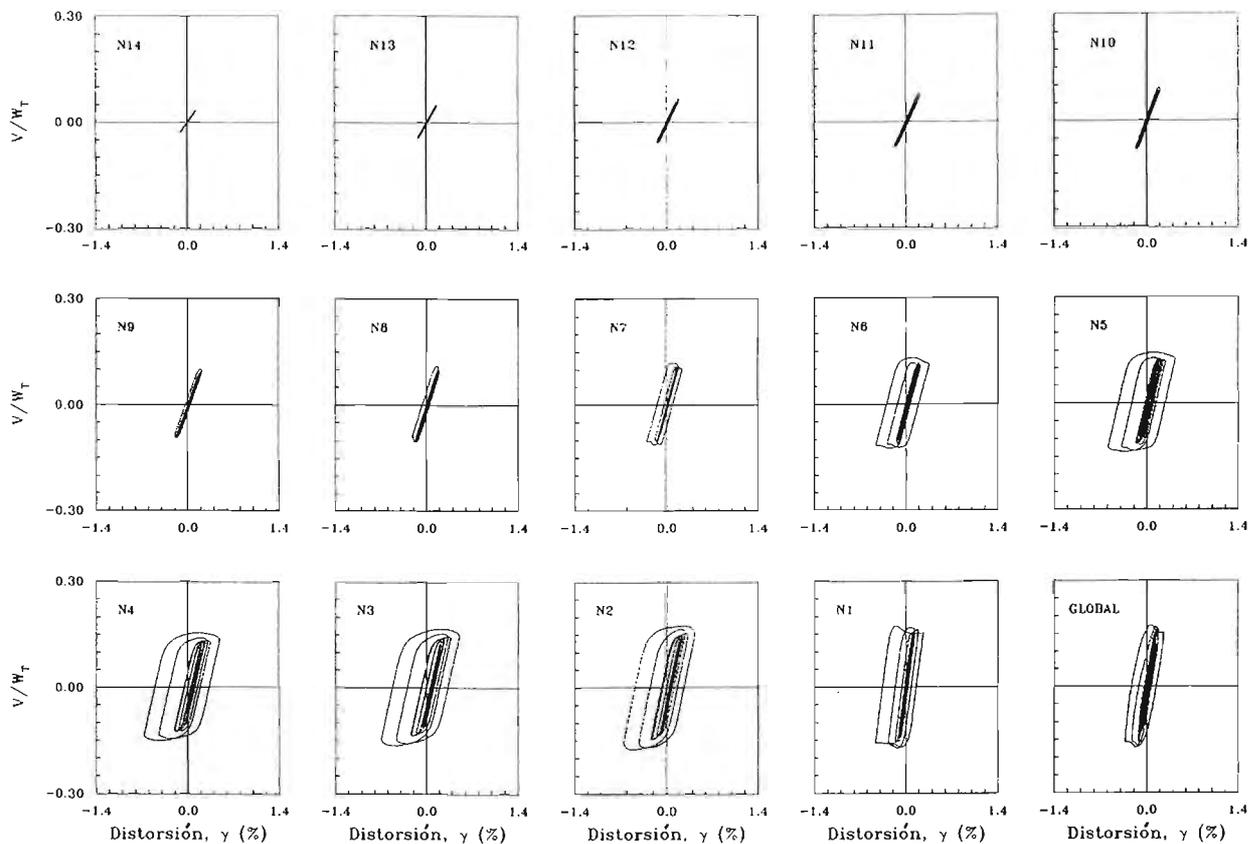


Figura 8.33a Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ4AA en dirección y (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

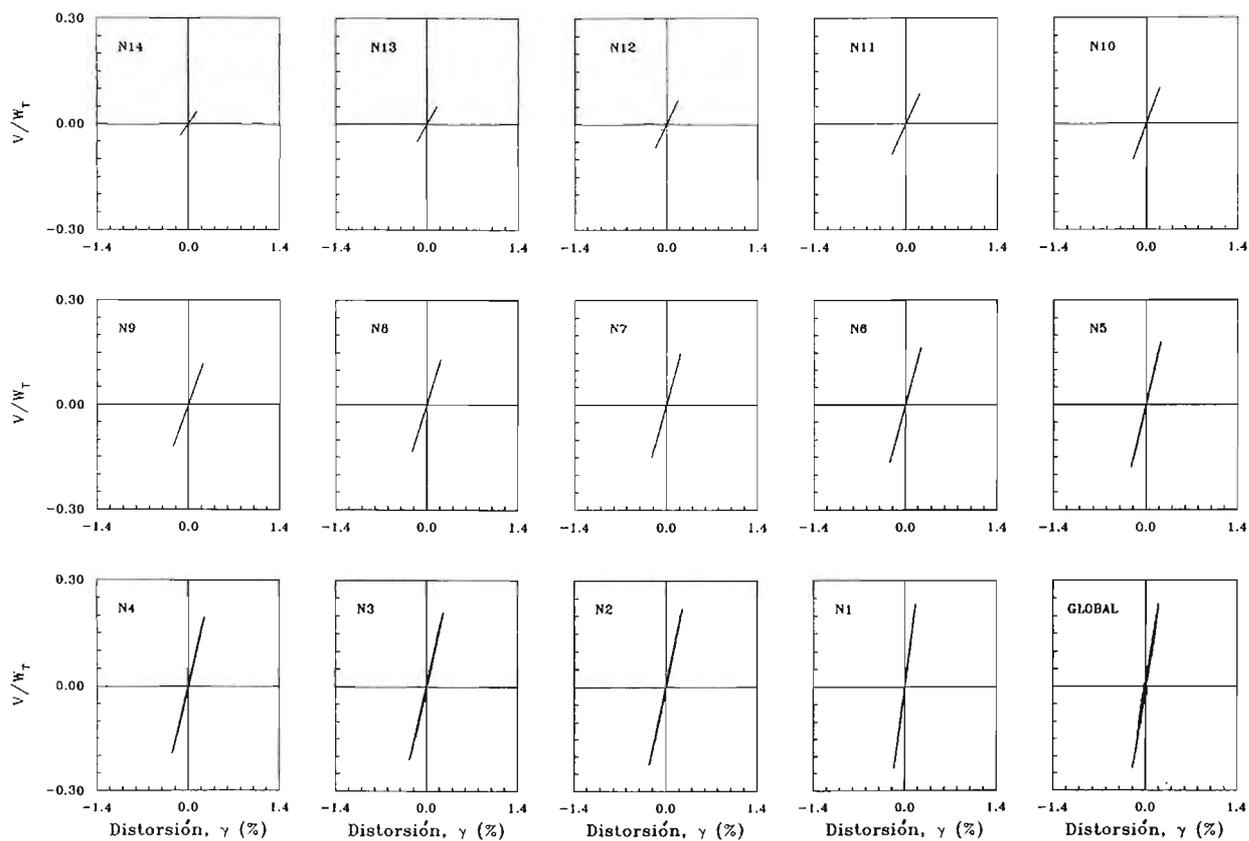


Figura 8.33b Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ4AA en dirección y (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

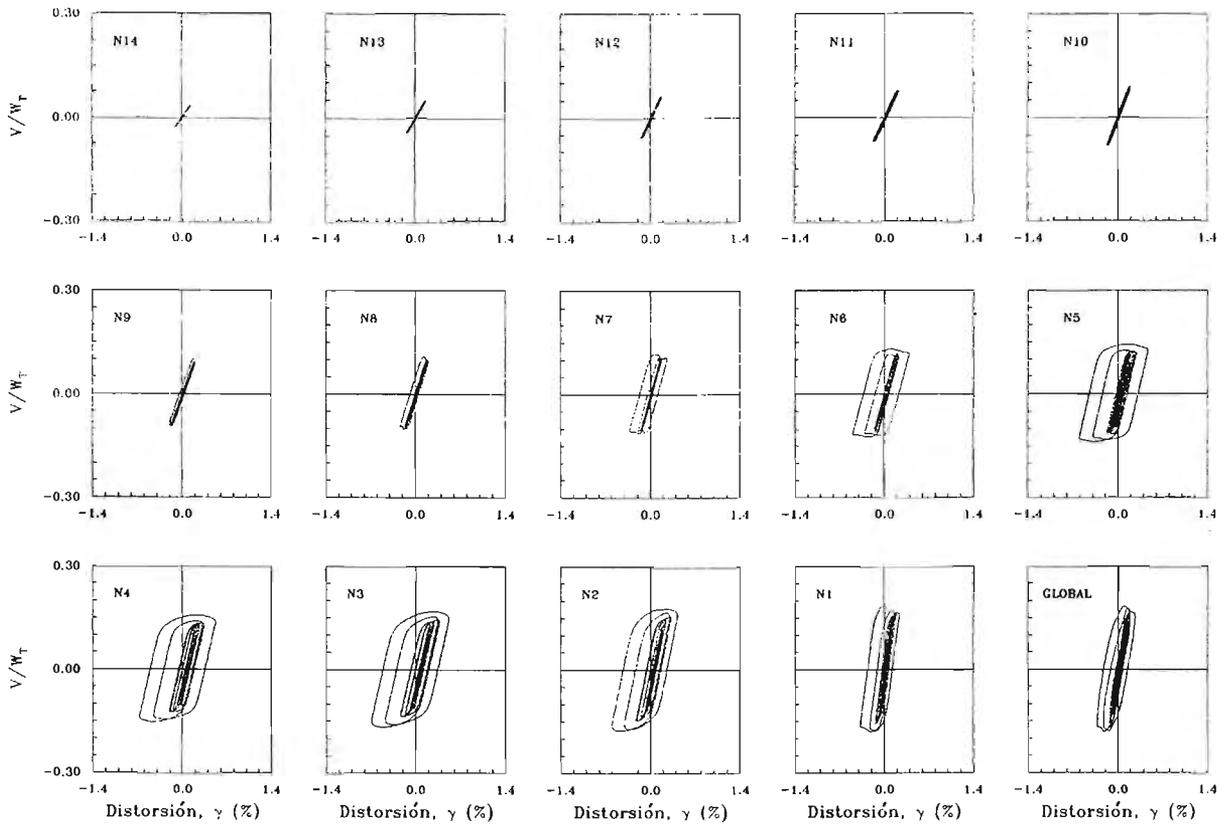


Figura 8.34a Curvas histeréticas de entropiso del modelo DQ4AA1.7 en dirección y (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

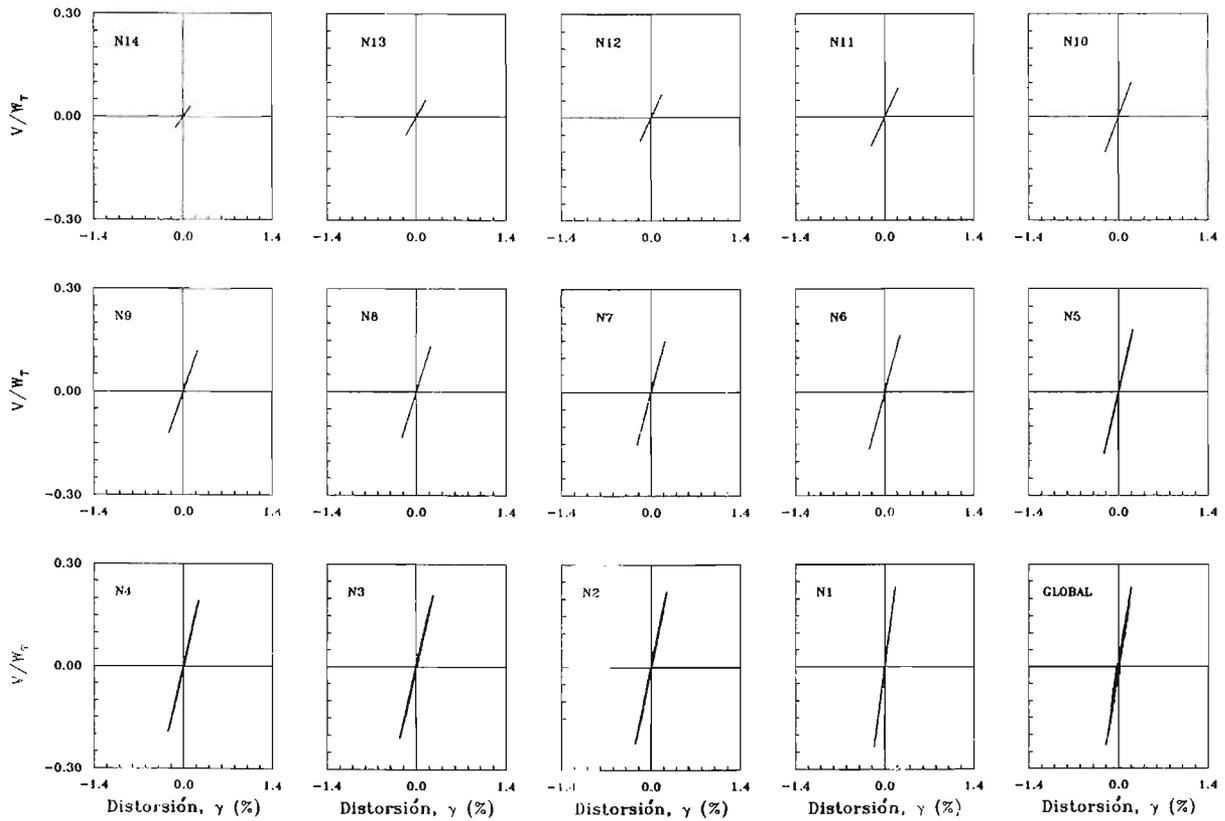


Figura 8.34b Curvas histeréticas de entropiso del modelo DQ4AA1.7 en dirección y (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

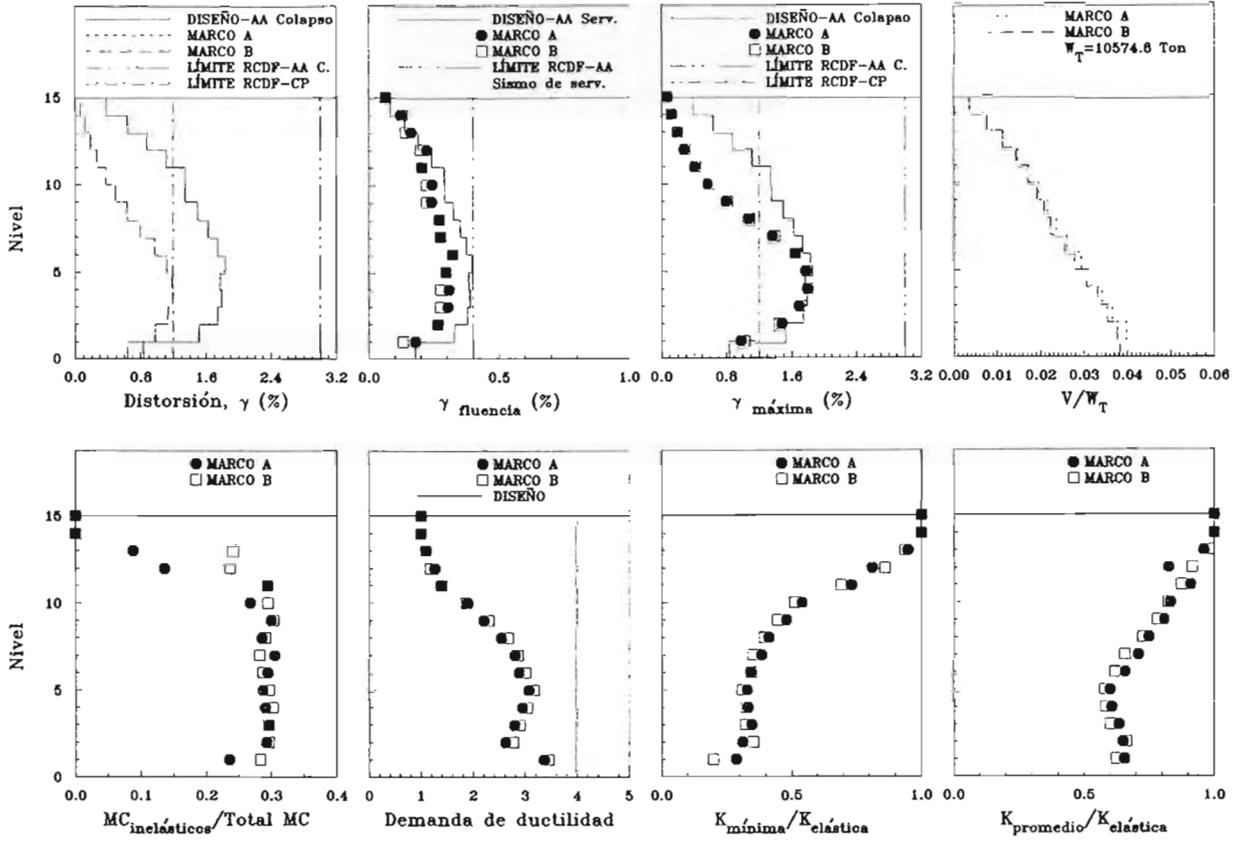


Figura 8.35 Resumen de la respuesta de los marcos A y B del modelo DQ4AA para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

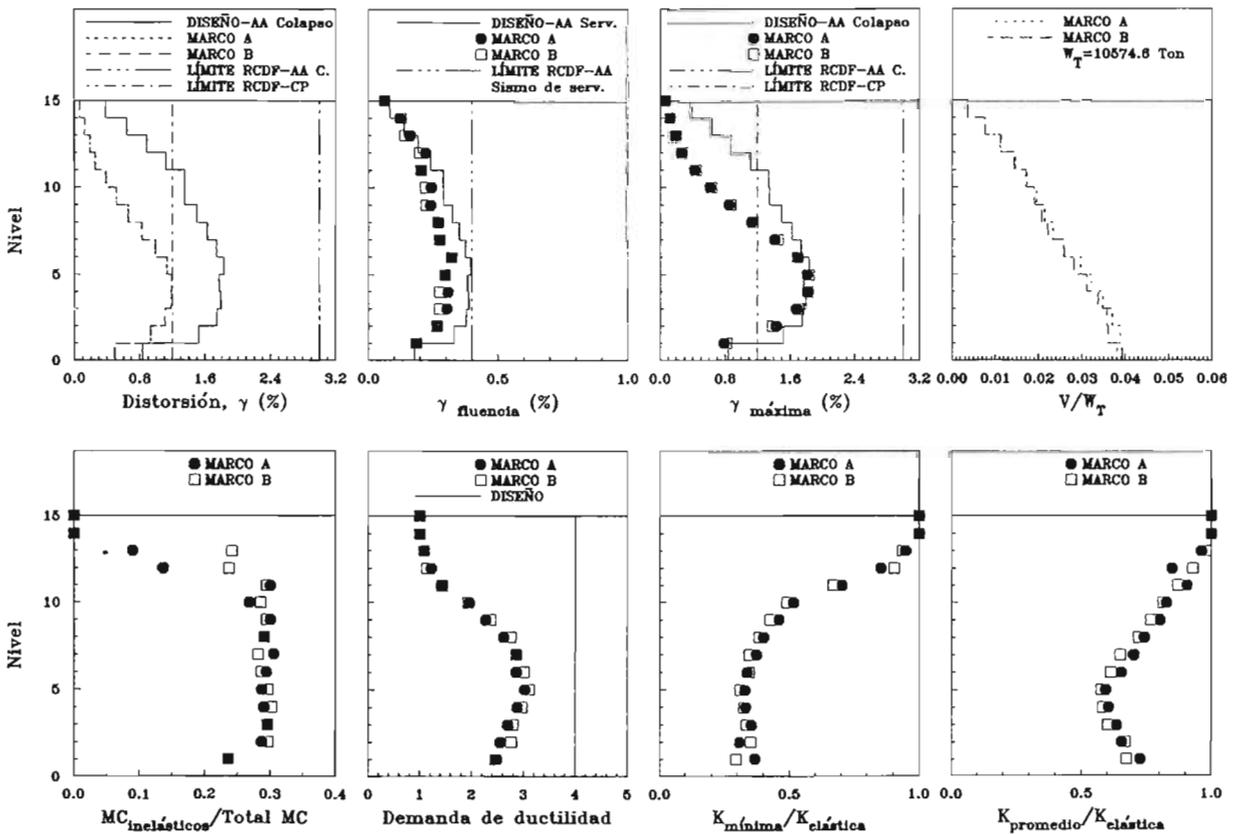


Figura 8.36 Resumen de la respuesta de los marcos A y B del modelo DQ4AA1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

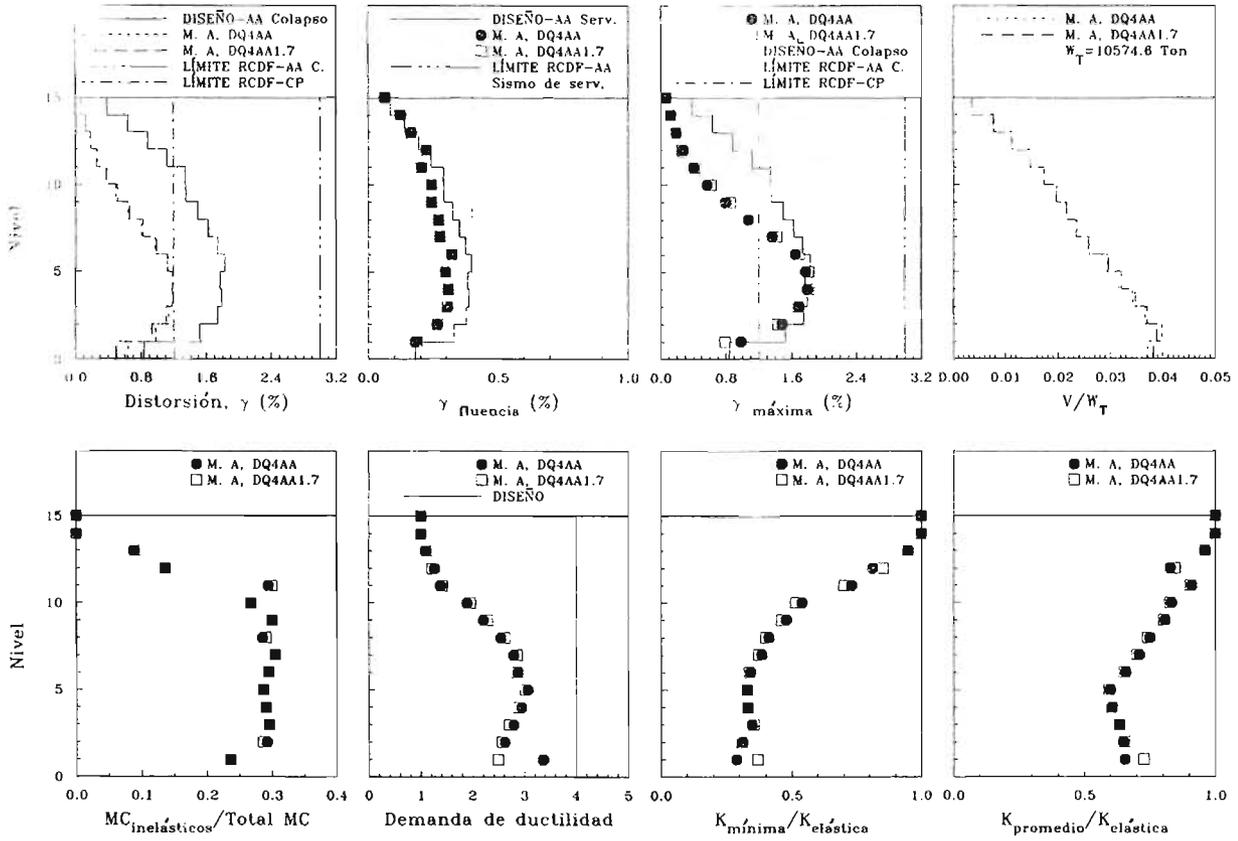


Figura 8.37a Resumen de la respuesta del marco A de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

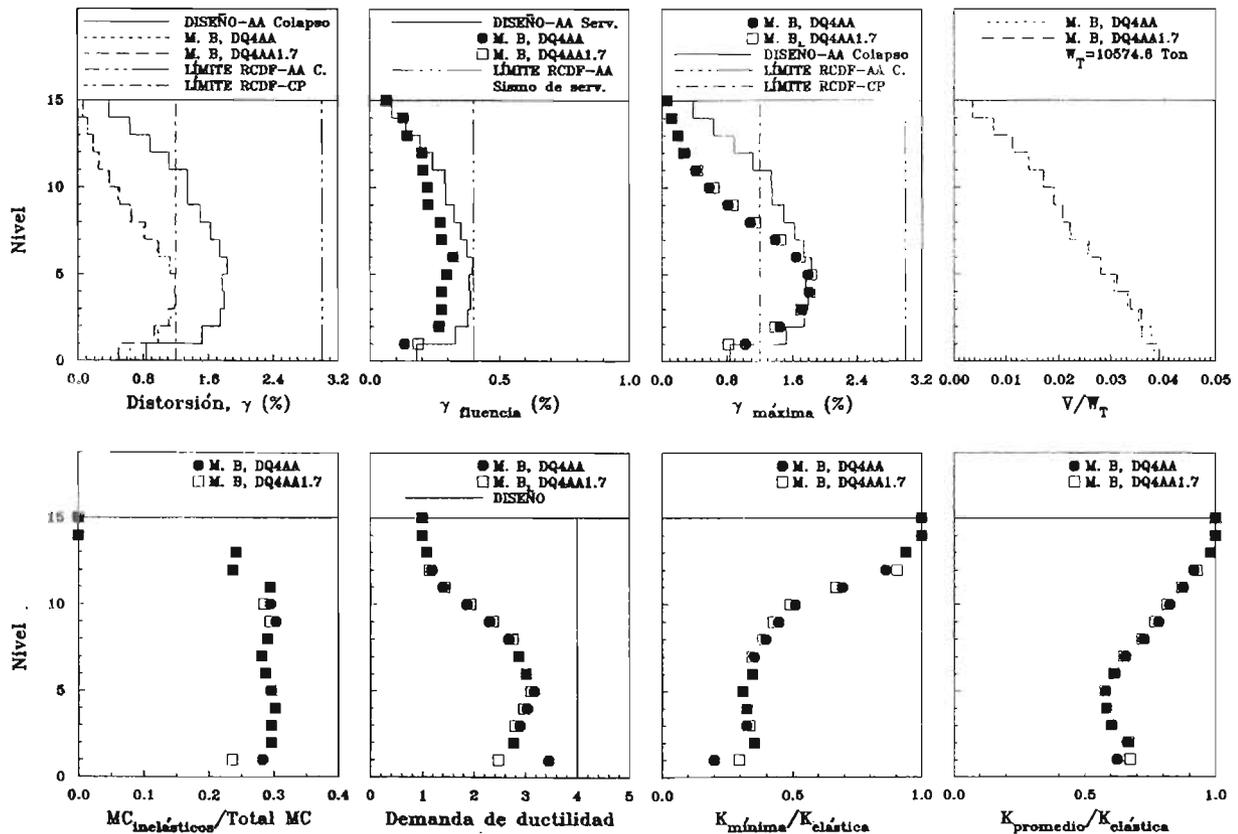


Figura 8.37b Resumen de la respuesta del marco B de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

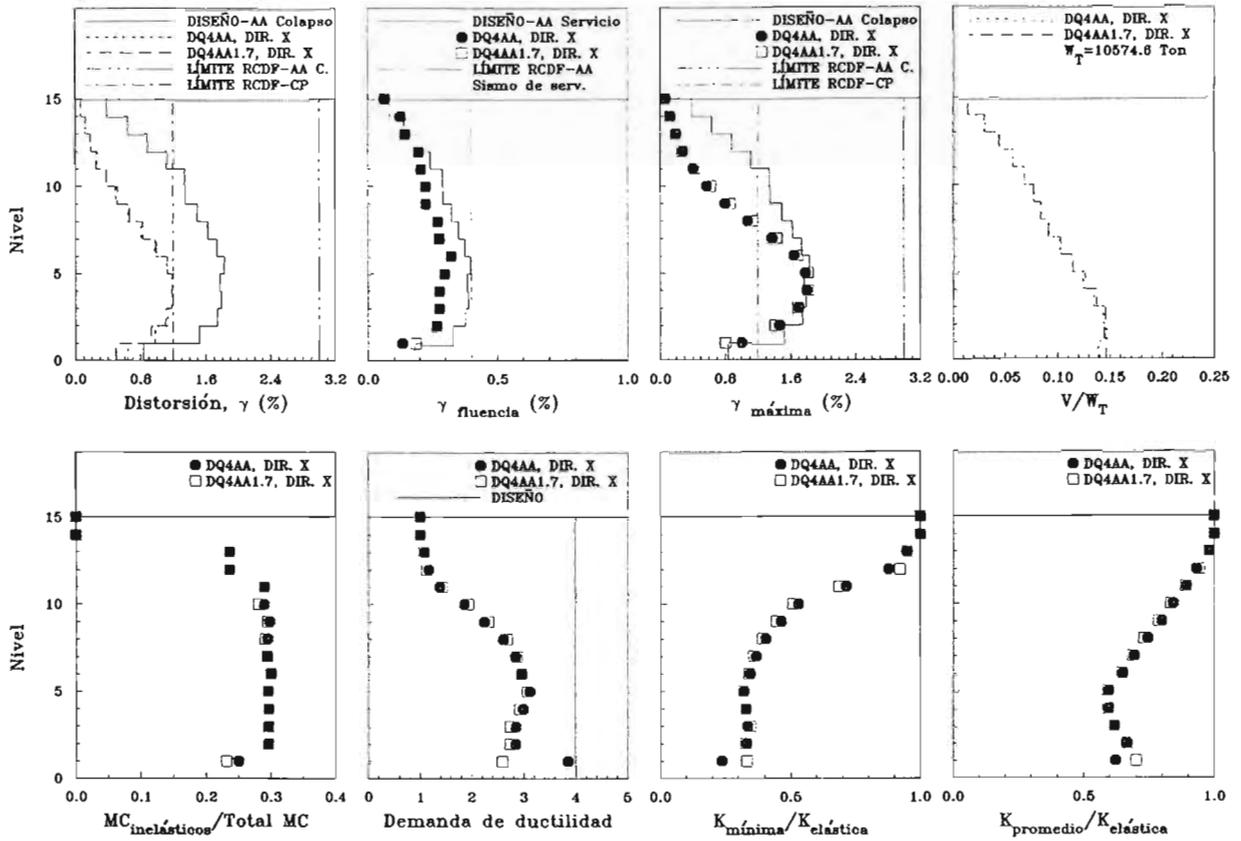


Figura 8.37c Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 en dirección x para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

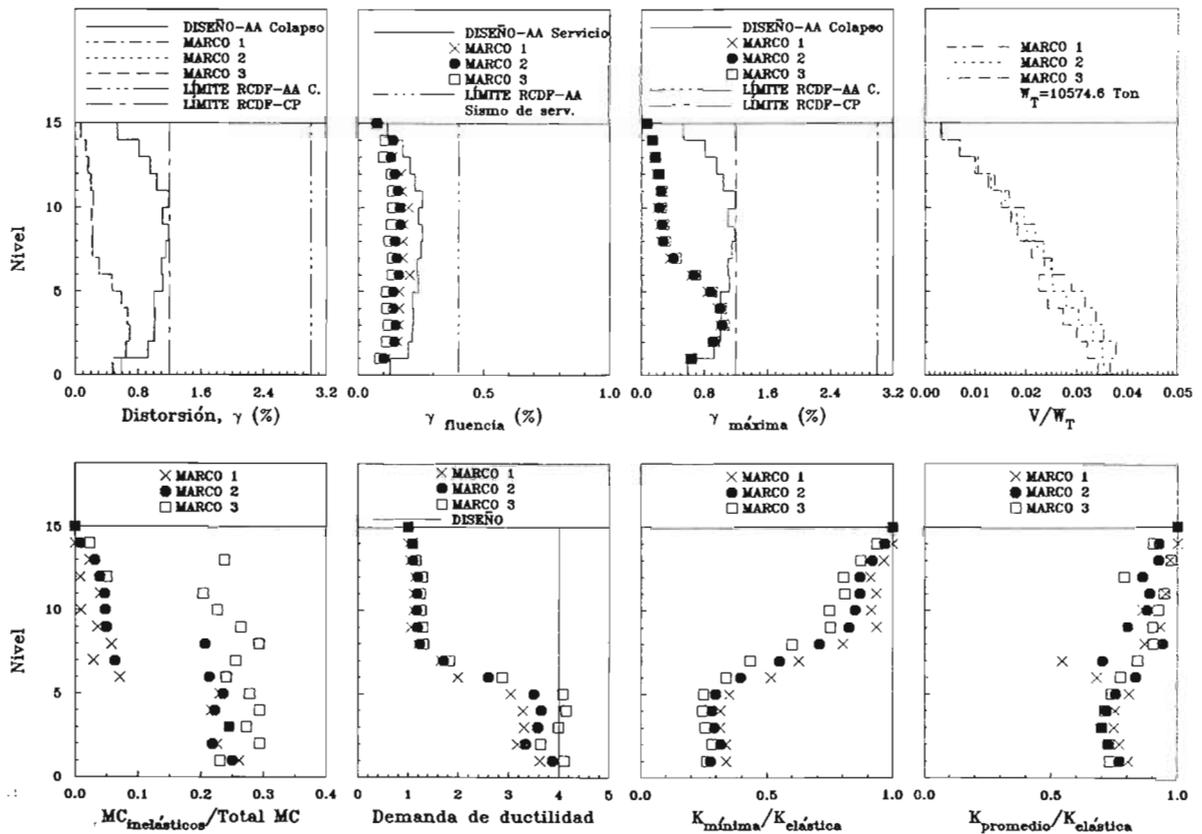


Figura 8.38 Resumen de la respuesta de los marcos 1, 2 y 3 del modelo DQ4AA para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

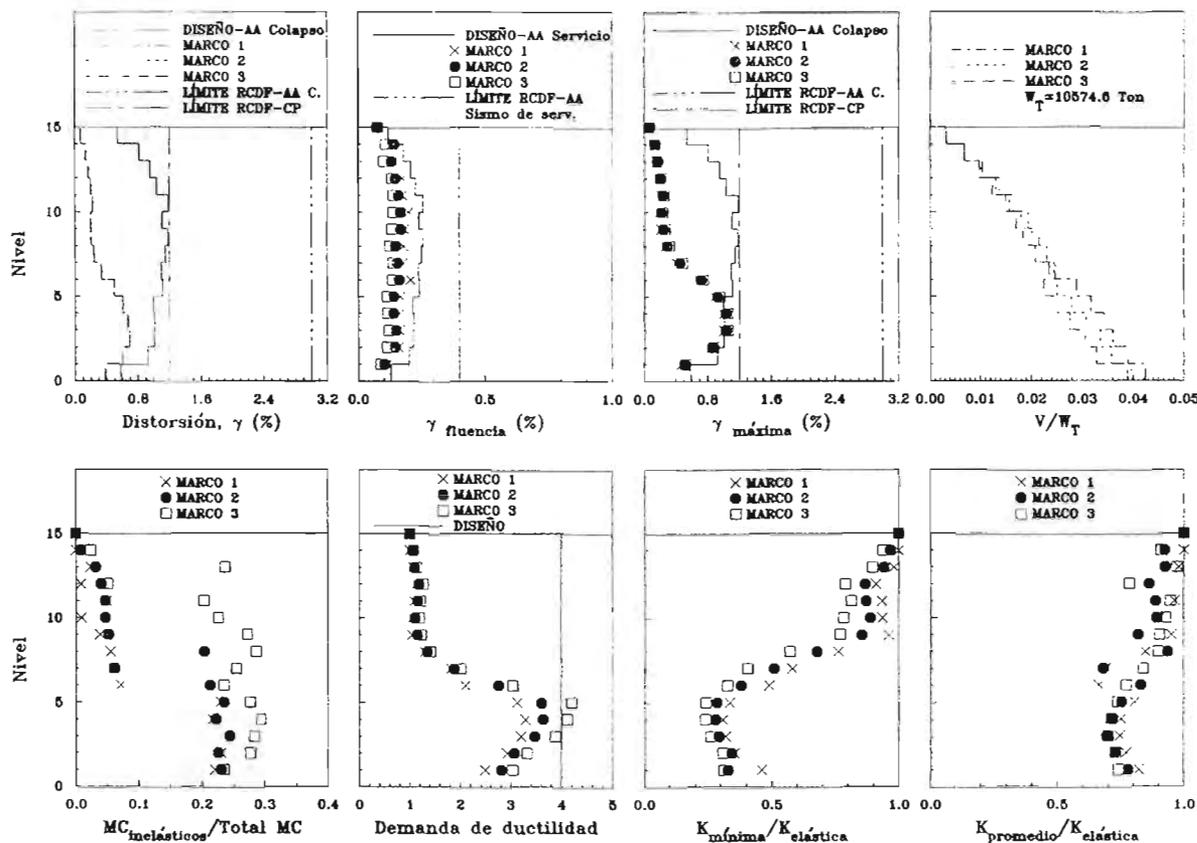


Figura 8.39 Resumen de la respuesta de los marcos 1, 2 y 3 del modelo DQ4AA1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

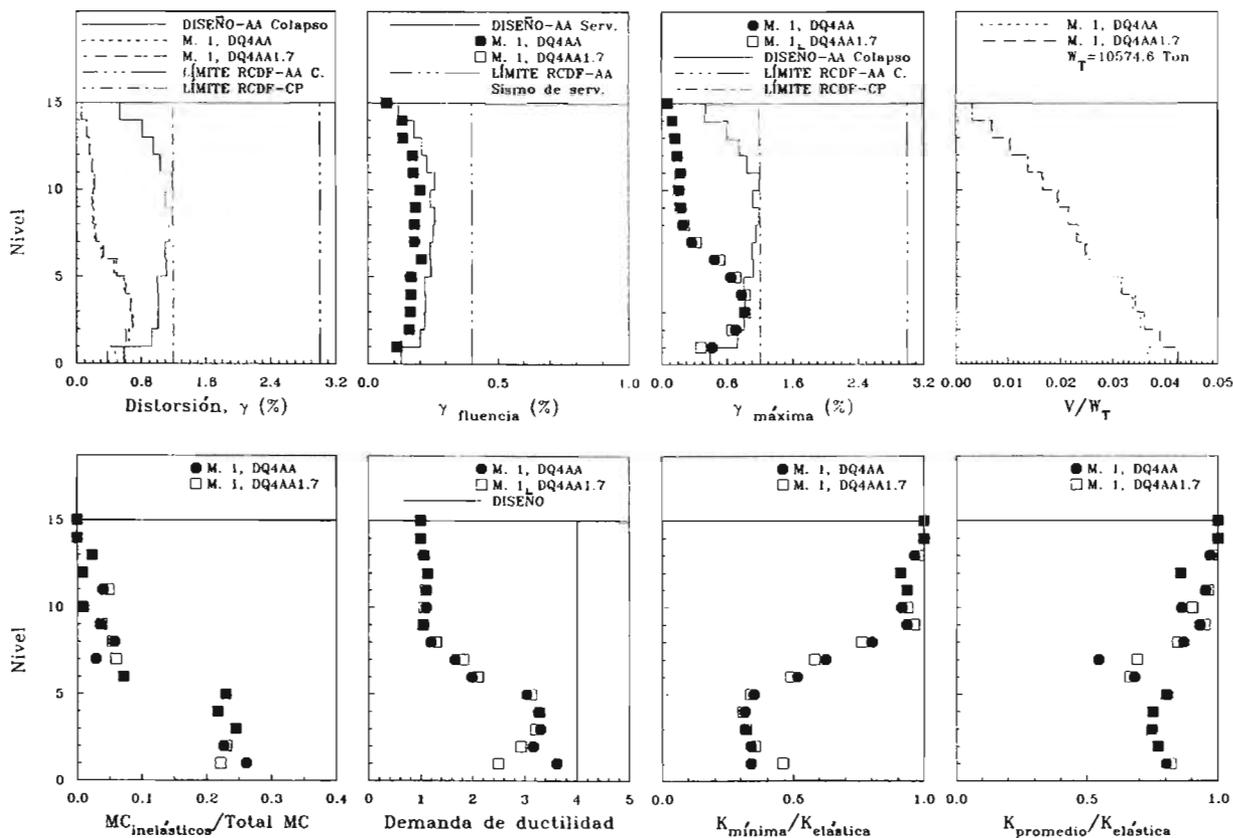


Figura 8.40a Resumen de la respuesta del marco 1 de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

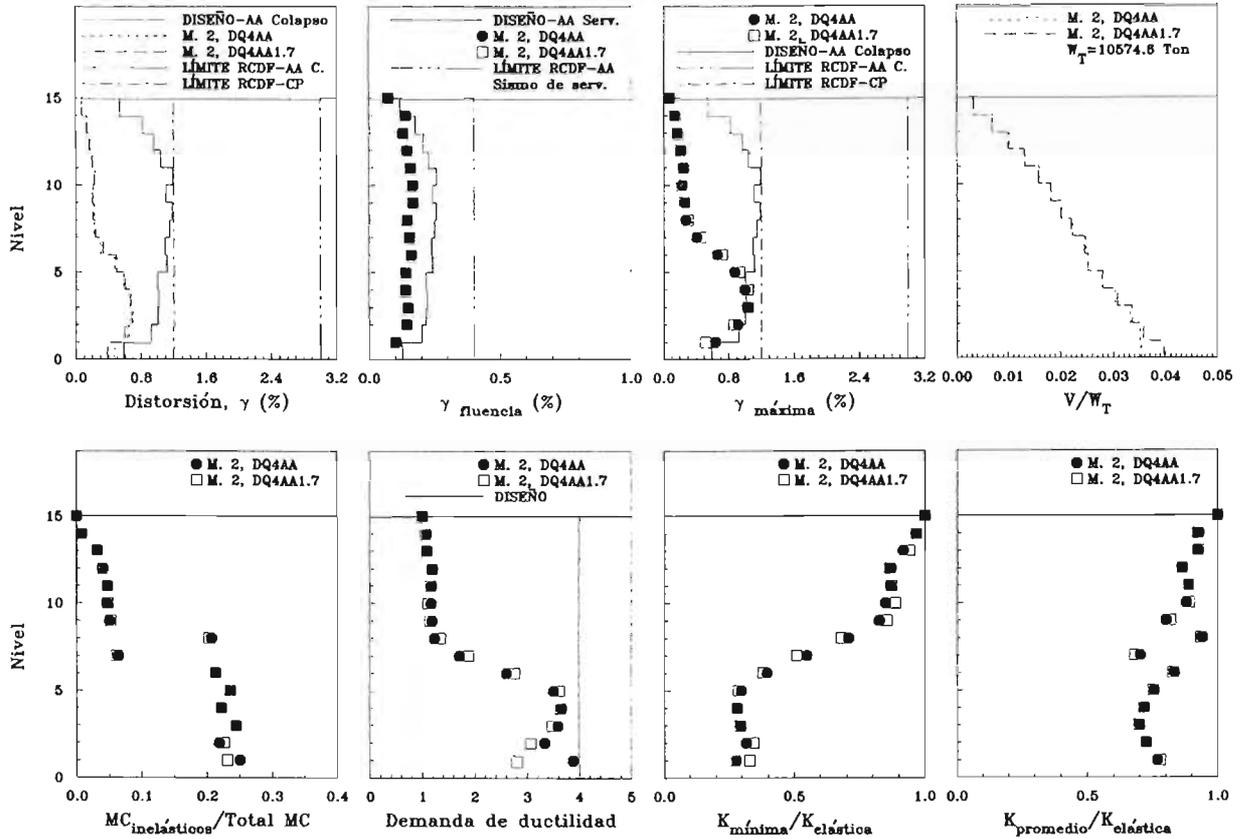


Figura 8.40b Resumen de la respuesta del marco 2 de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

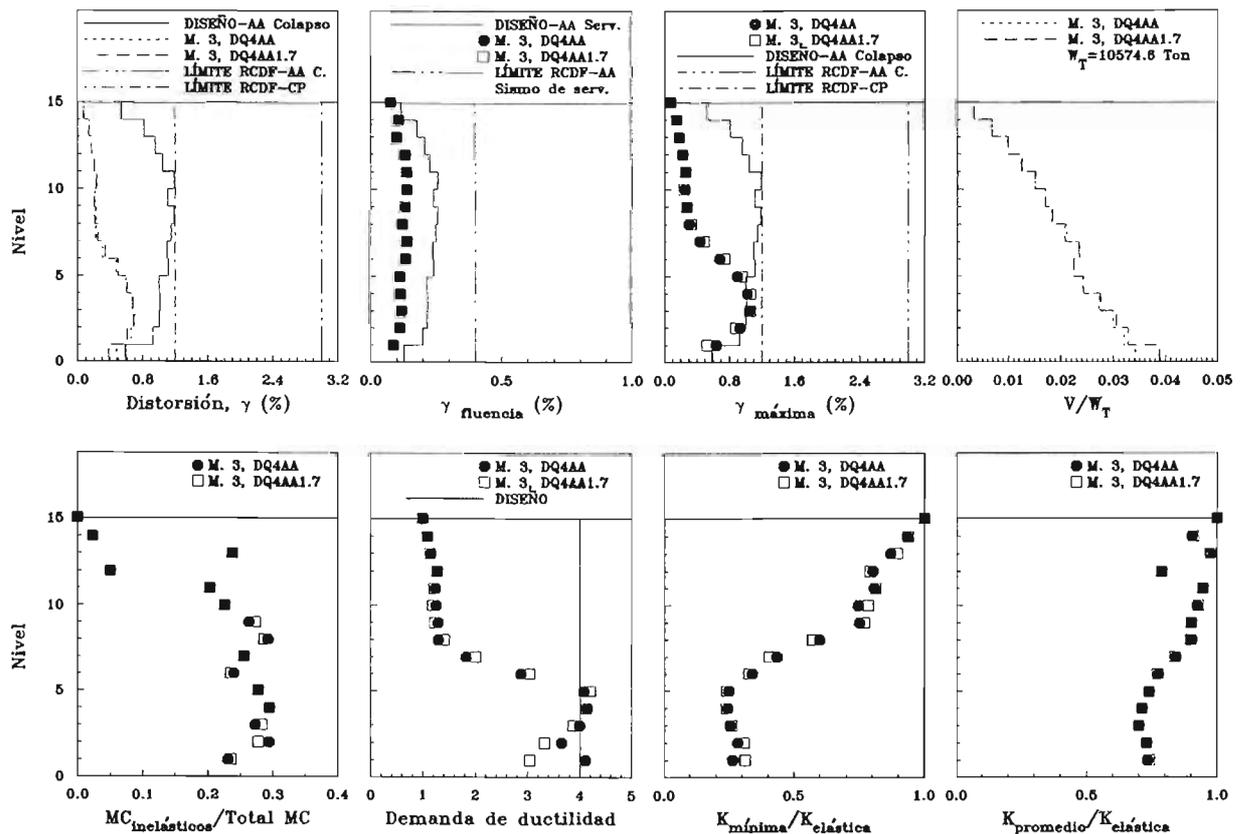


Figura 8.40c Resumen de la respuesta del marco 3 de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

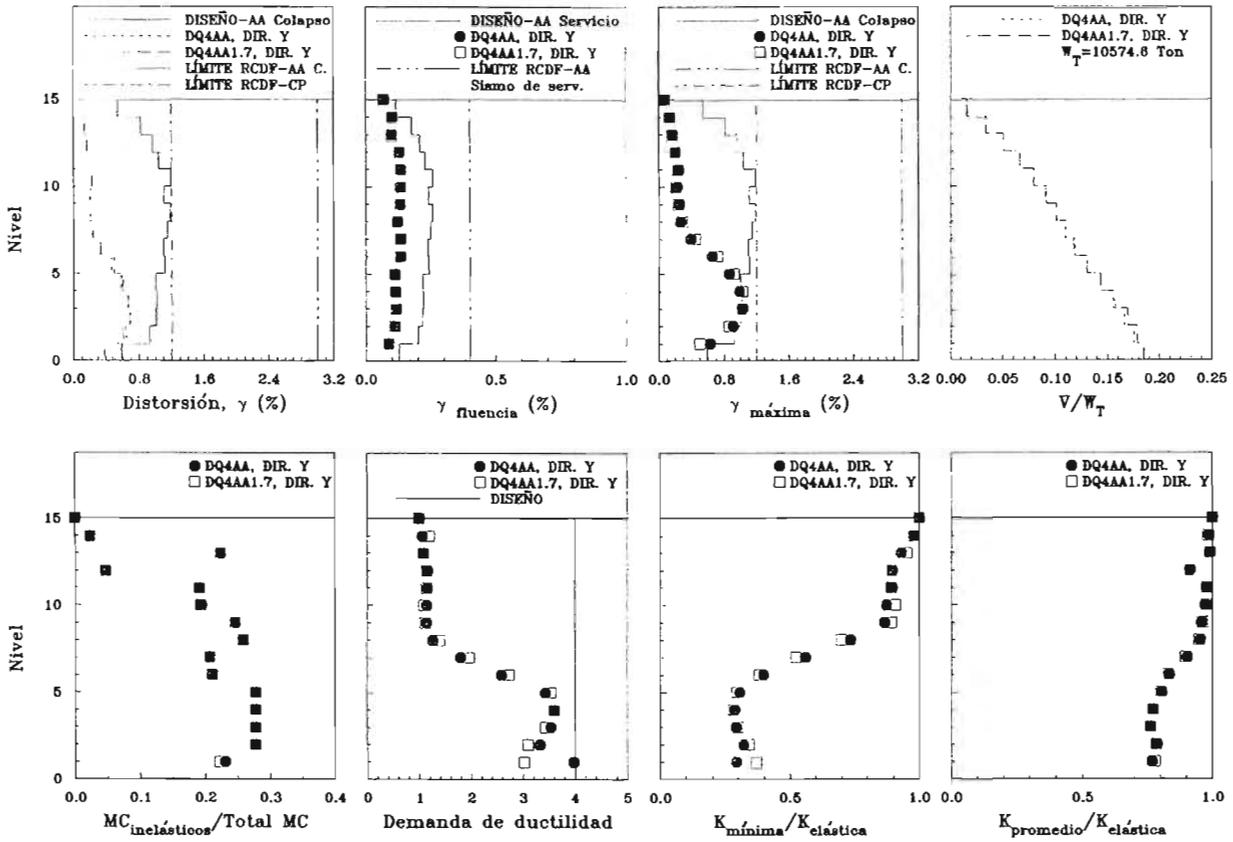


Figura 8.40d Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 en dirección y para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

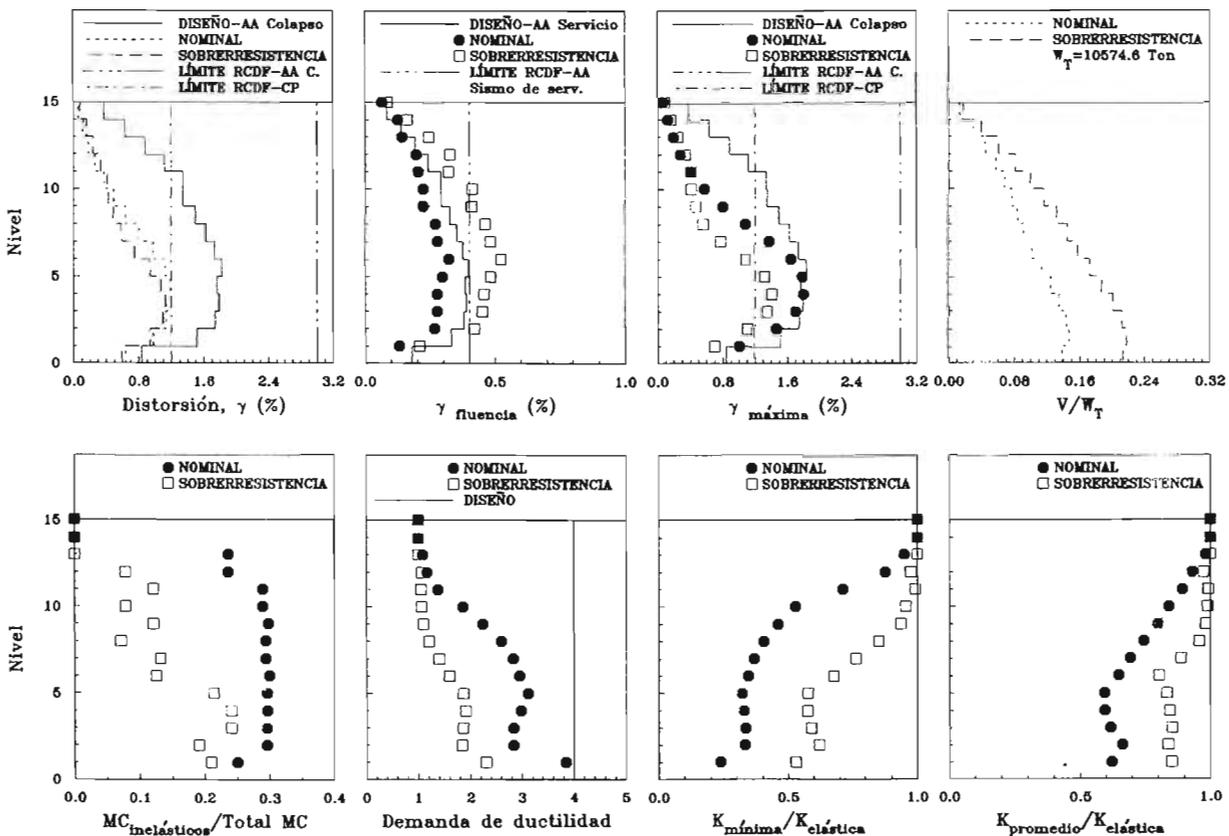


Figura 8.41 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4AA en dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia

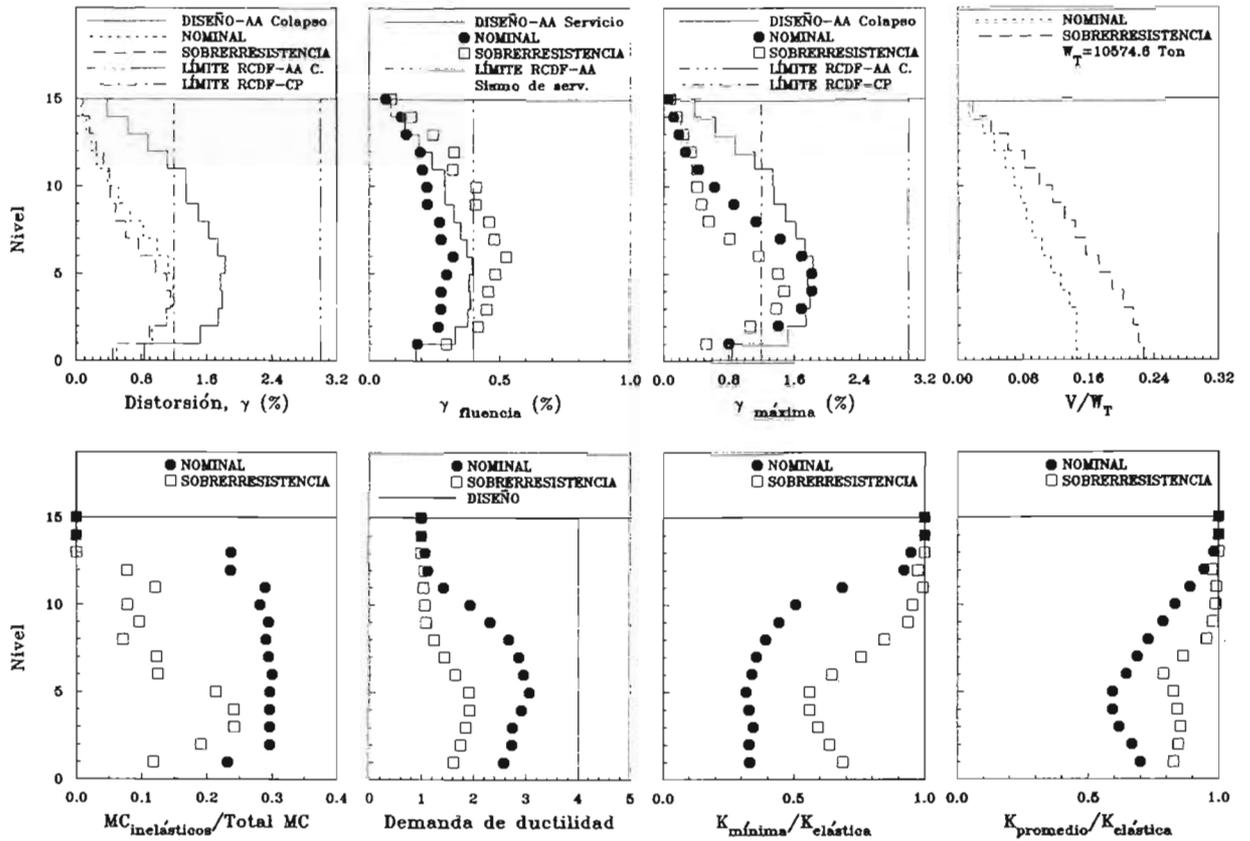


Figura 8.42 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4AA1.7 en dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia

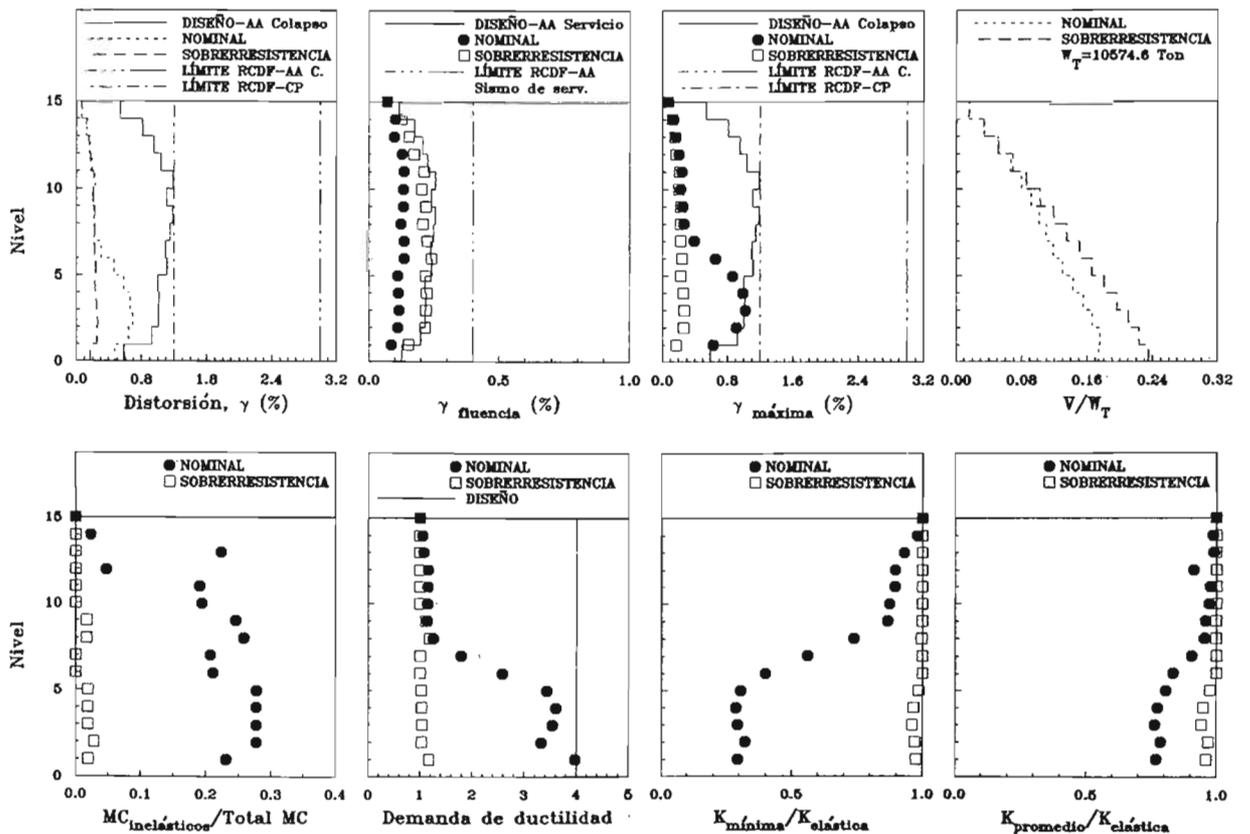


Figura 8.43 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4AA en dirección y ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia

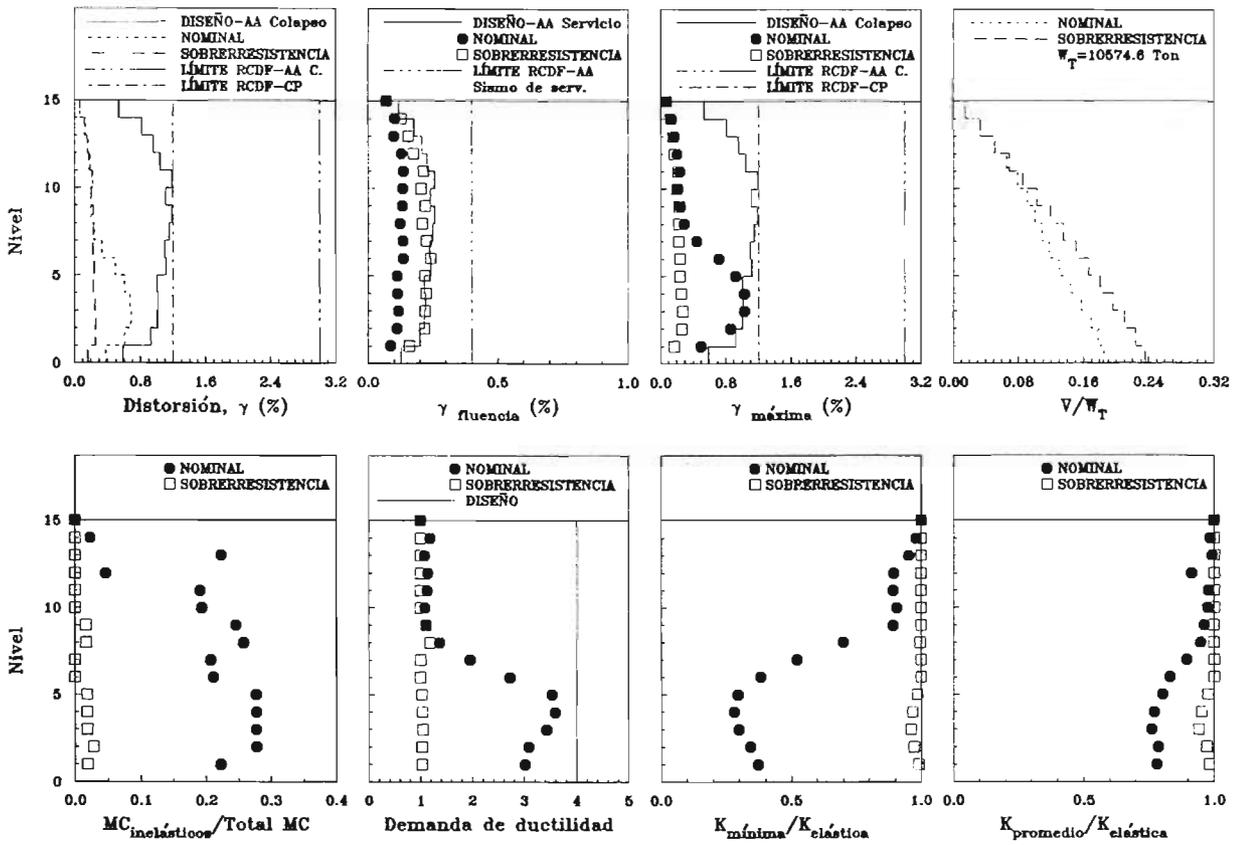


Figura 8.44 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4AA1.7 en dirección y ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia

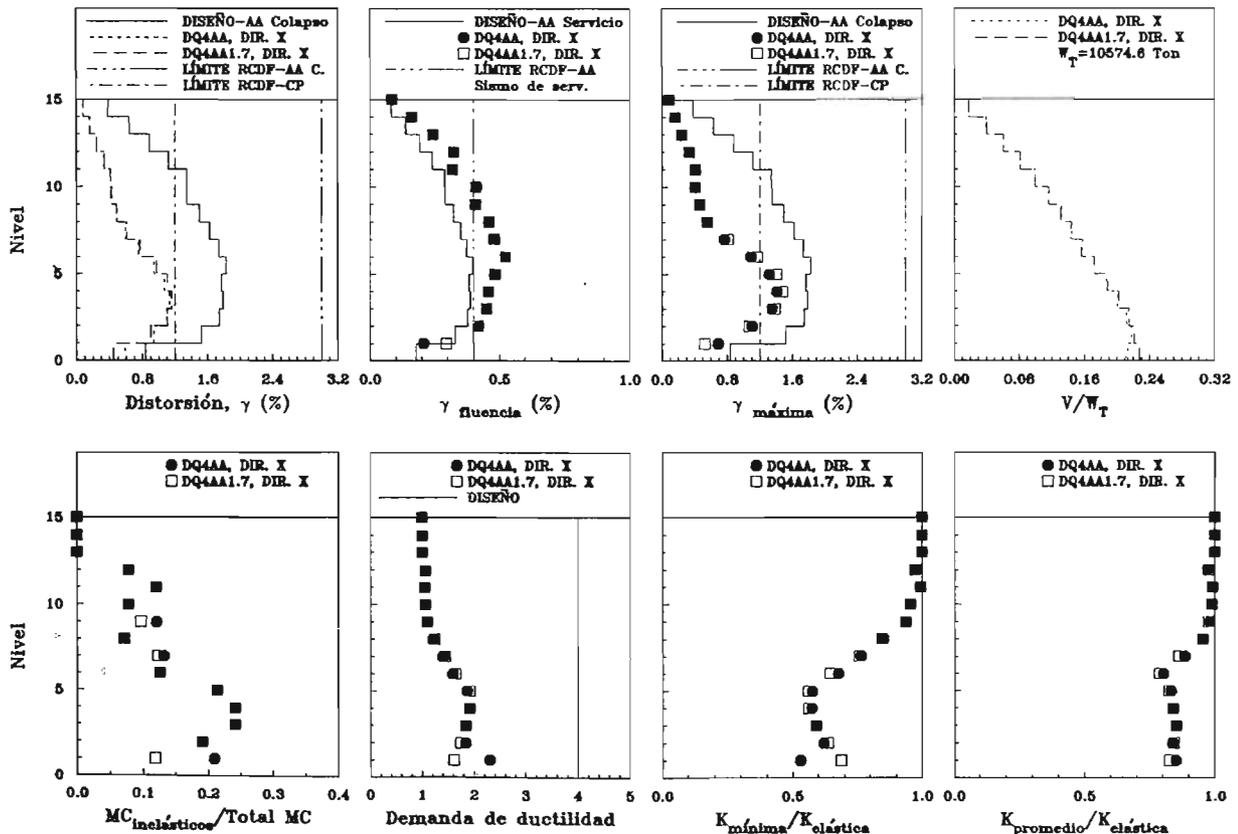


Figura 8.45 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 en dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

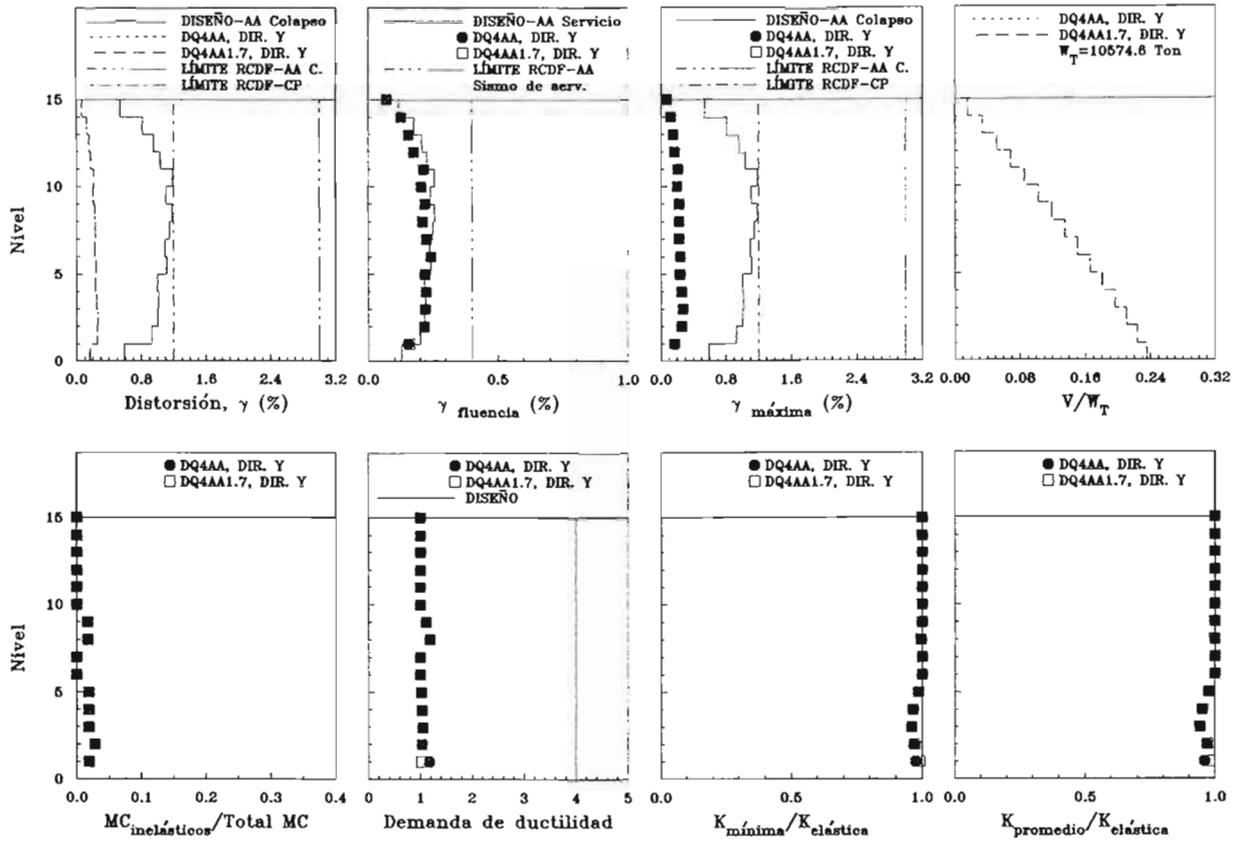


Figura 8.46 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 en dirección y ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

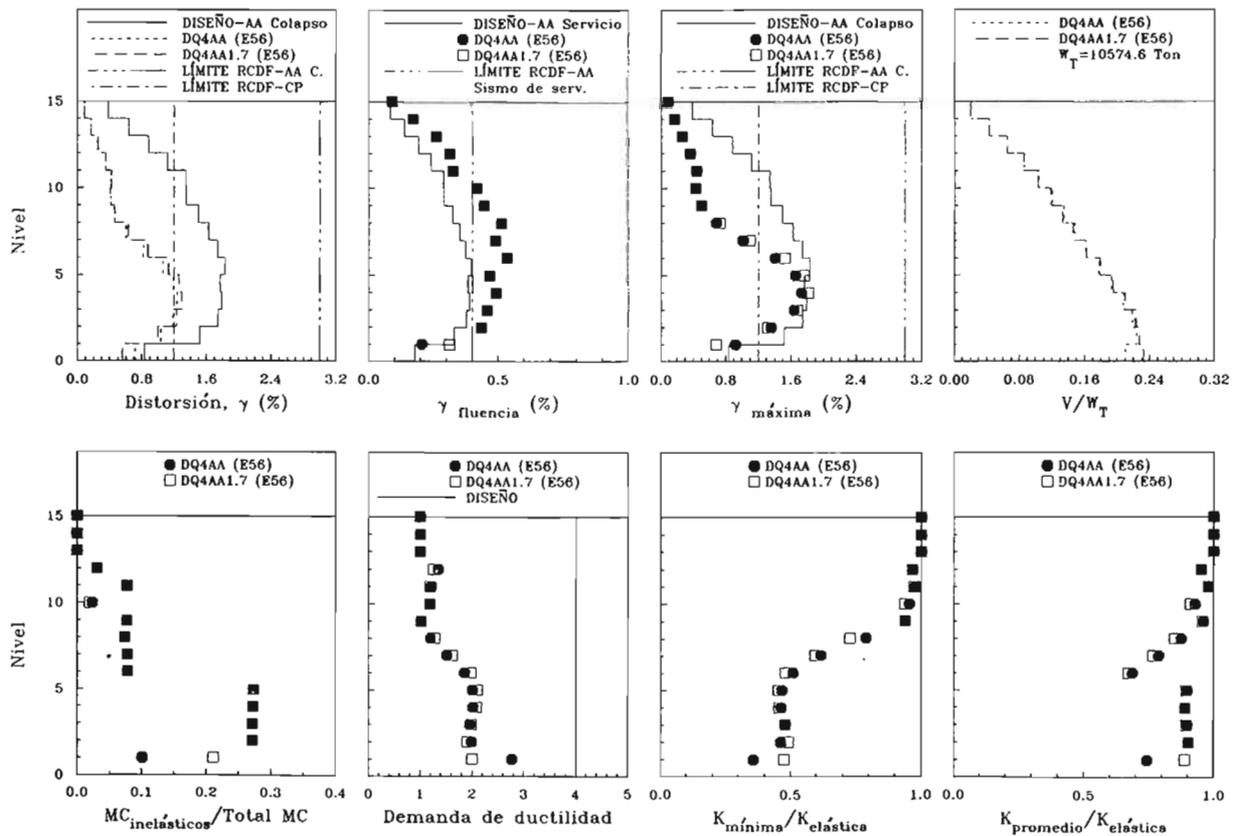


Figura 8.47 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 en dirección x ante el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

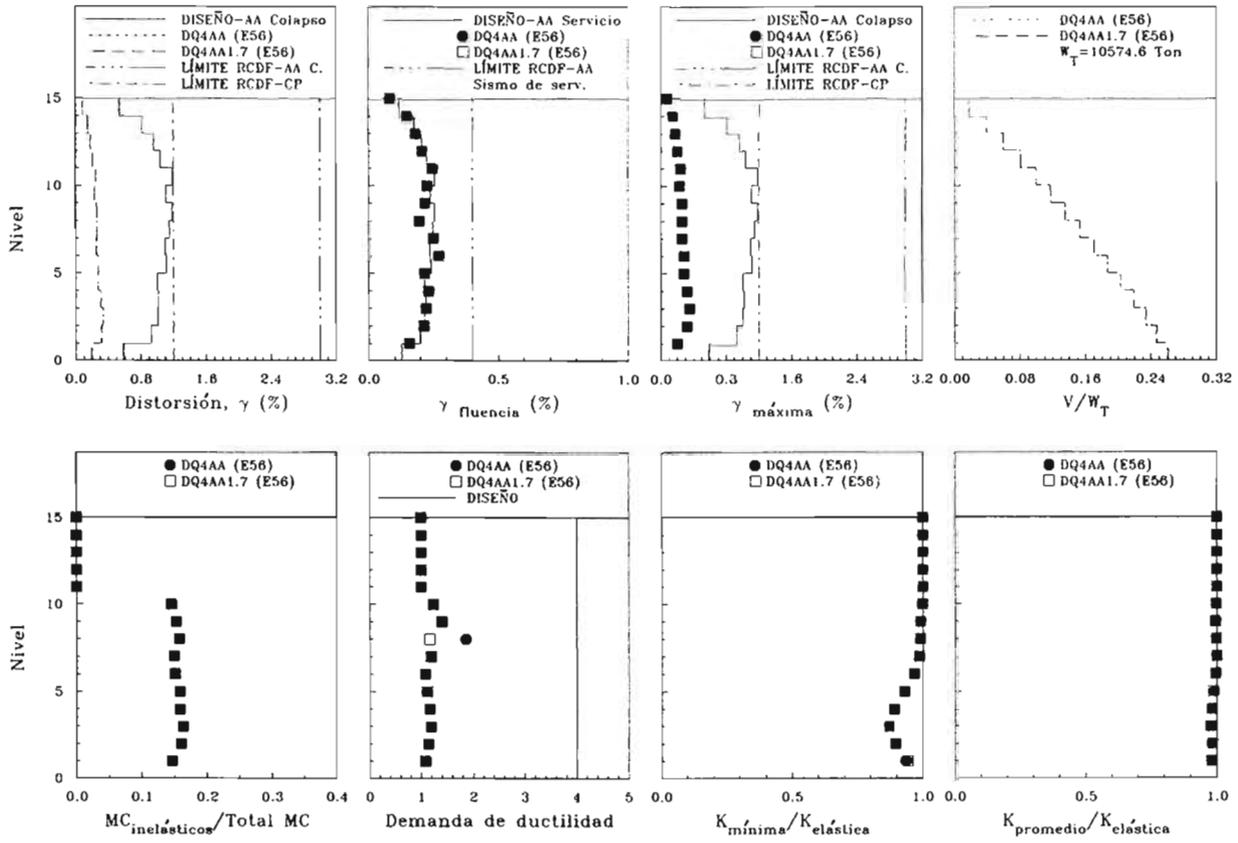


Figura 8.48 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 en dirección y ante el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

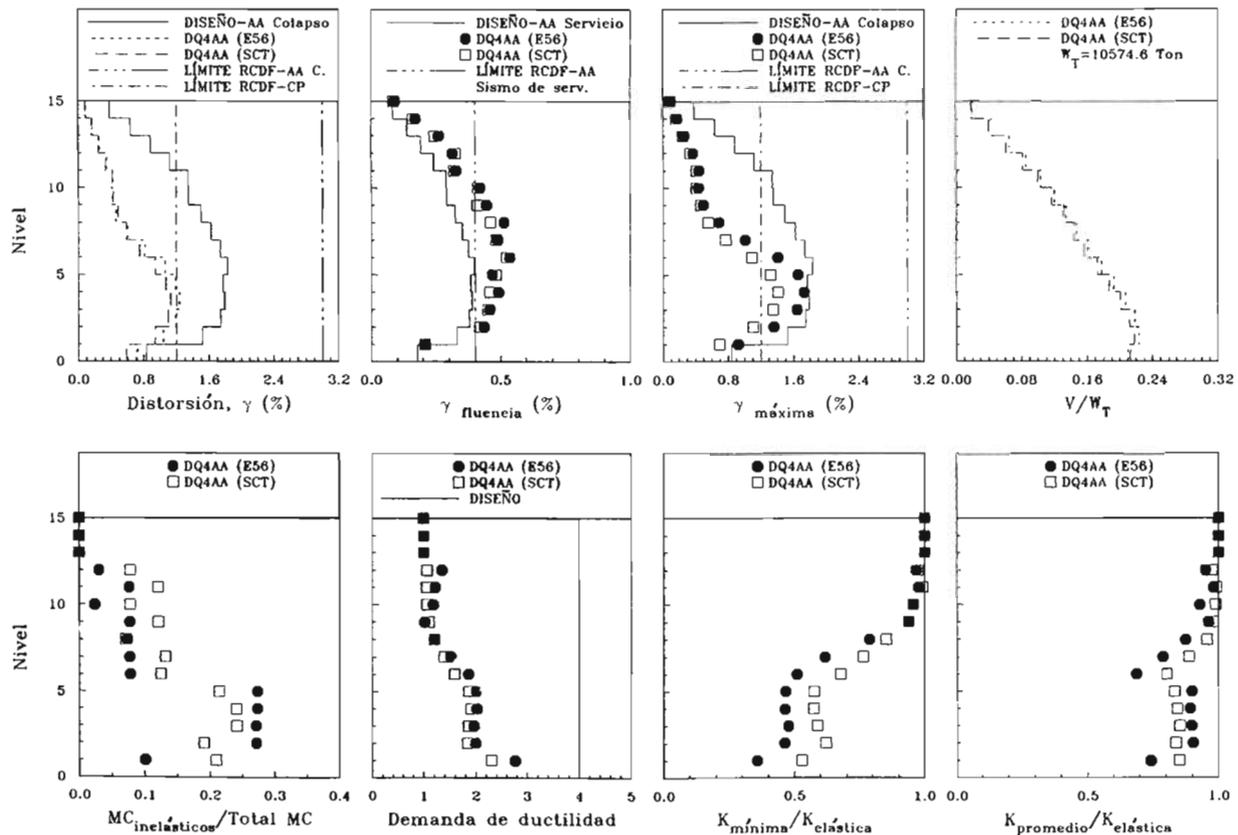


Figura 8.49 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4AA en dirección x ante los acelerogramas SCT-EW y de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

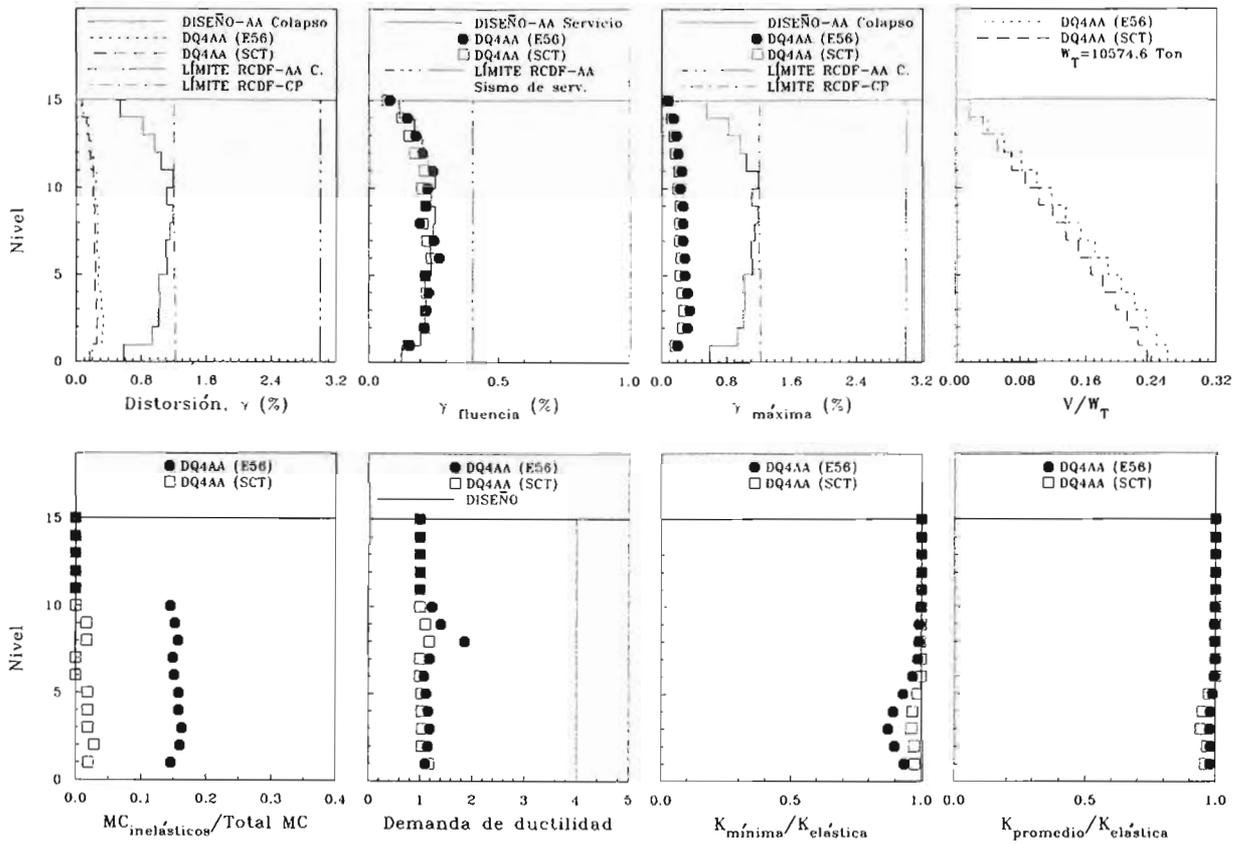


Figura 8.50 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4AA en dirección y ante los acelerogramas SCT-EW y de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

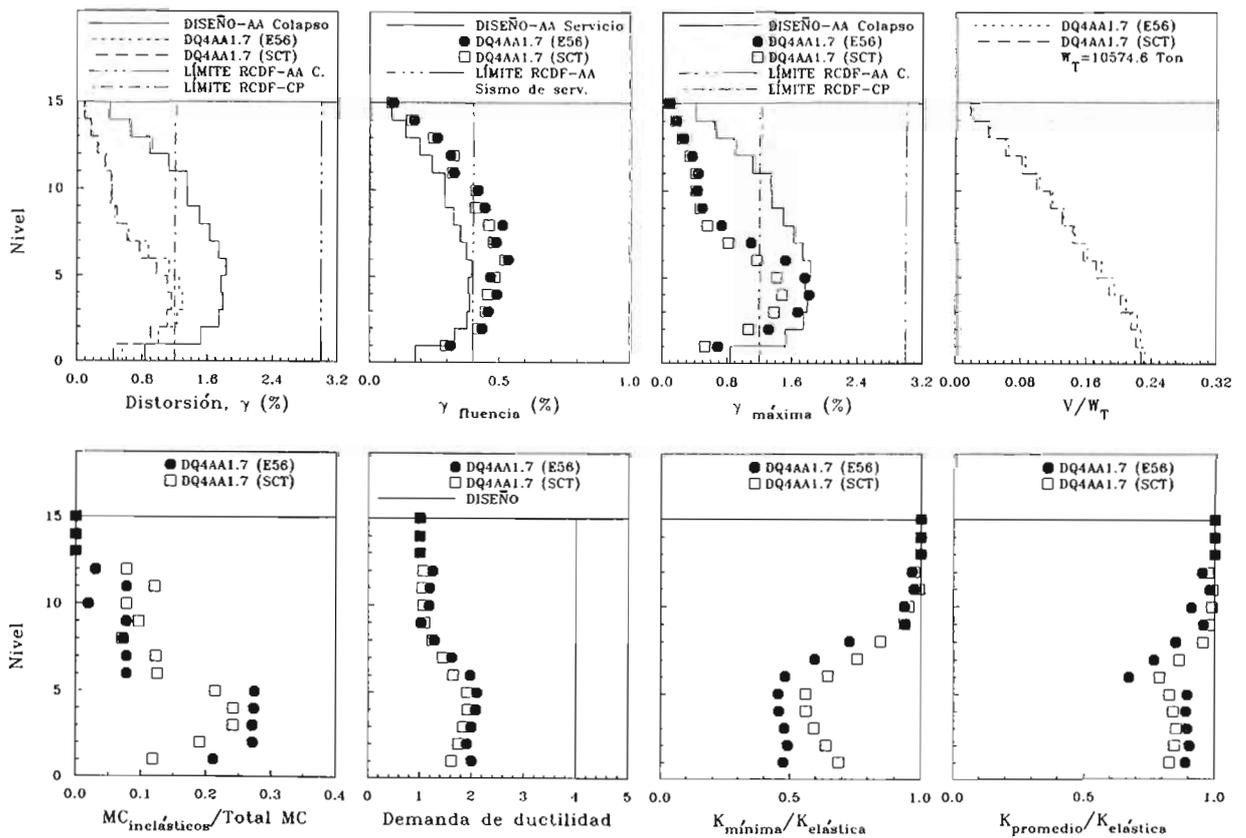


Figura 8.51 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4AA1.7 en dirección x ante los acelerogramas SCT-EW y de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

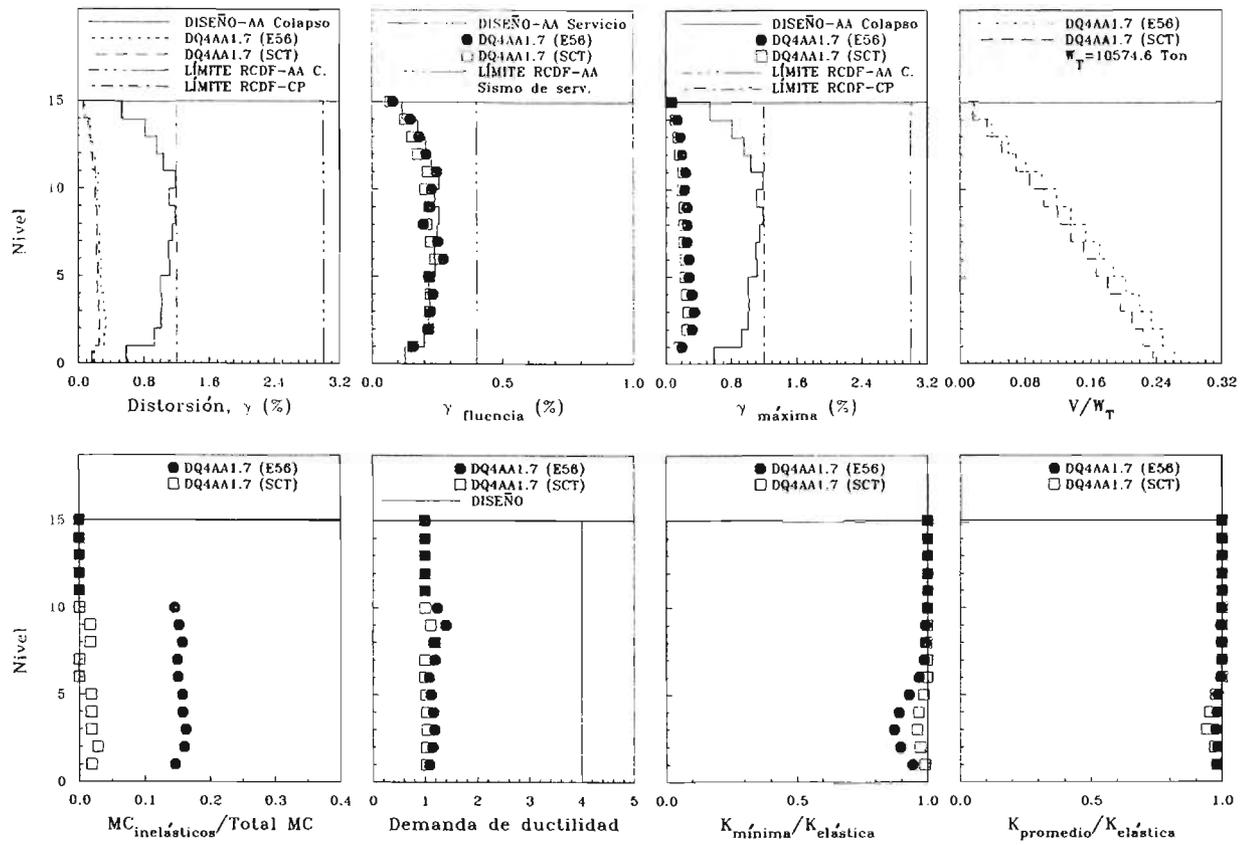


Figura 8.52 Resumen de la respuesta global del modelo DQ4AA1.7 en dirección y ante los acelerogramas SCT-EW y de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

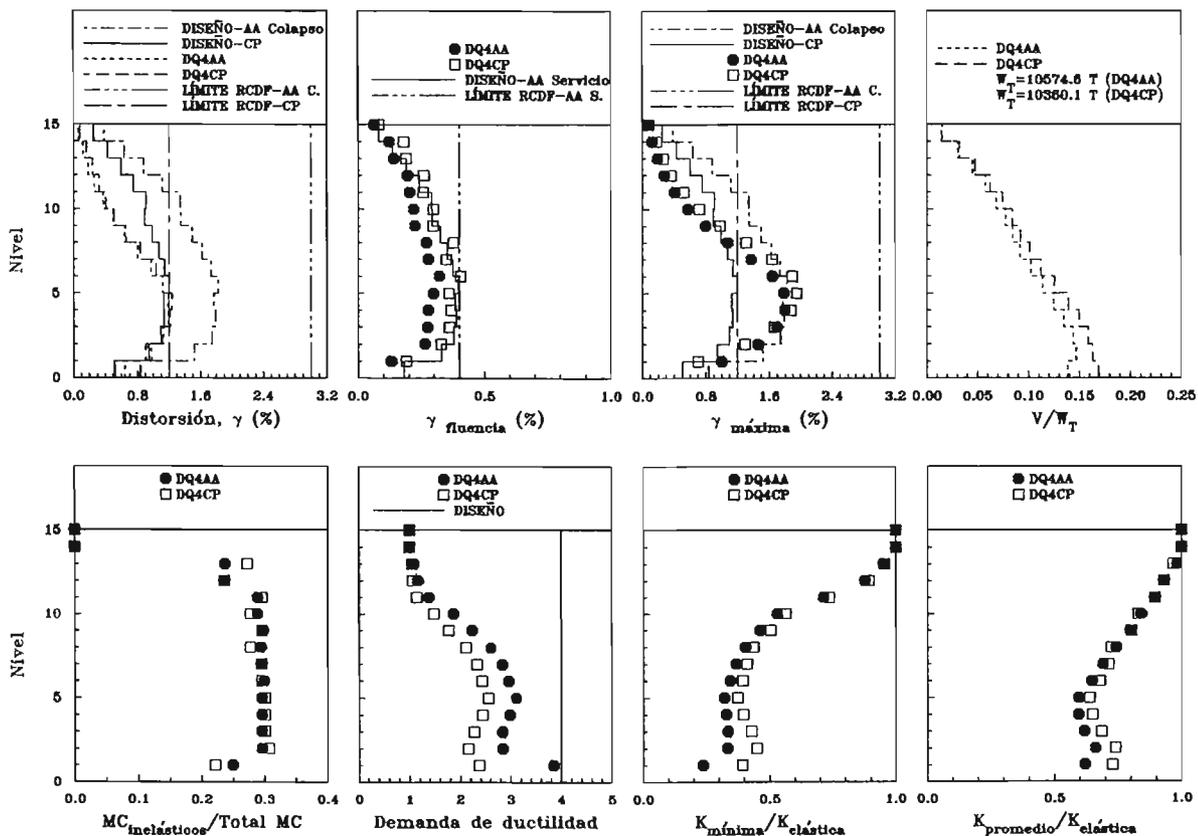


Figura 8.53 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4AA en dirección x ante el acelerograma SCT-EW; considerando resistencias nominales

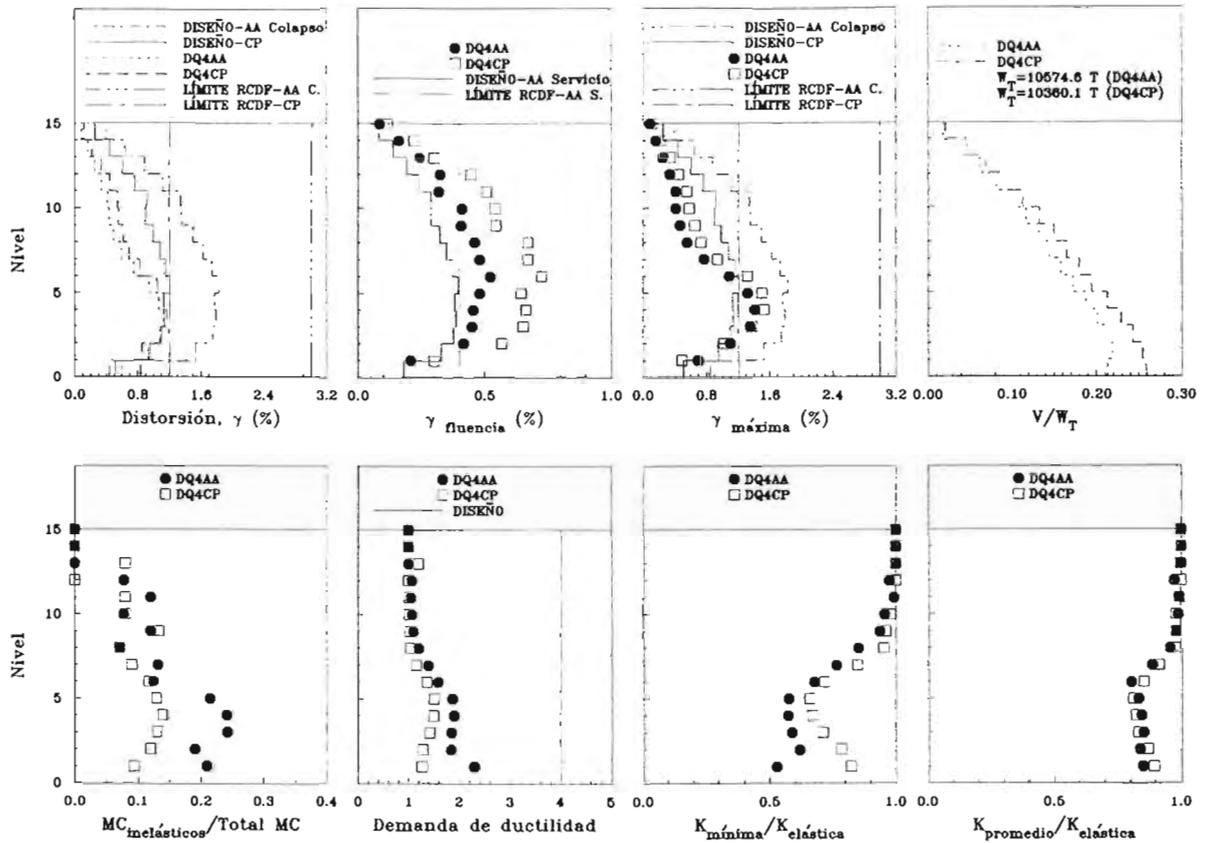


Figura 8.54 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4AA en dirección x ante el acelerograma SCT-EW; considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

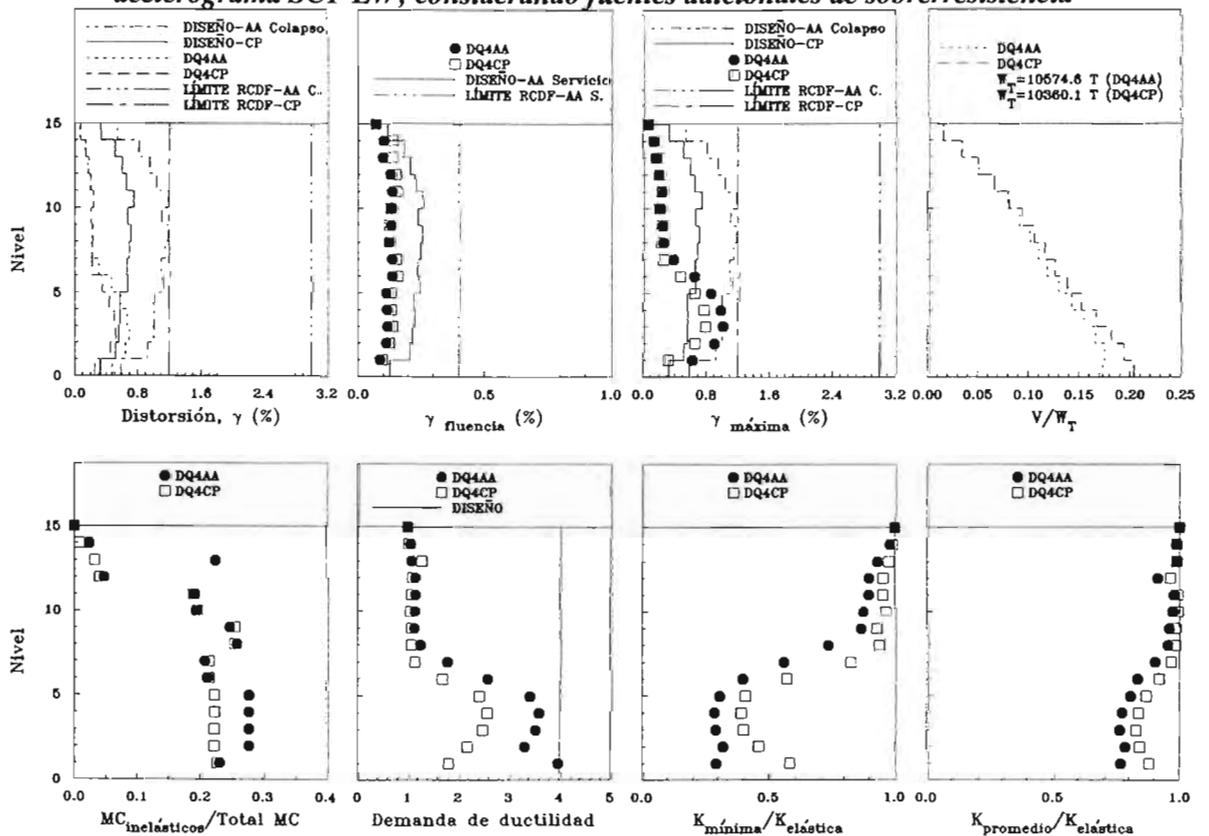


Figura 8.55 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4AA en dirección y ante el acelerograma SCT-EW; considerando resistencias nominales

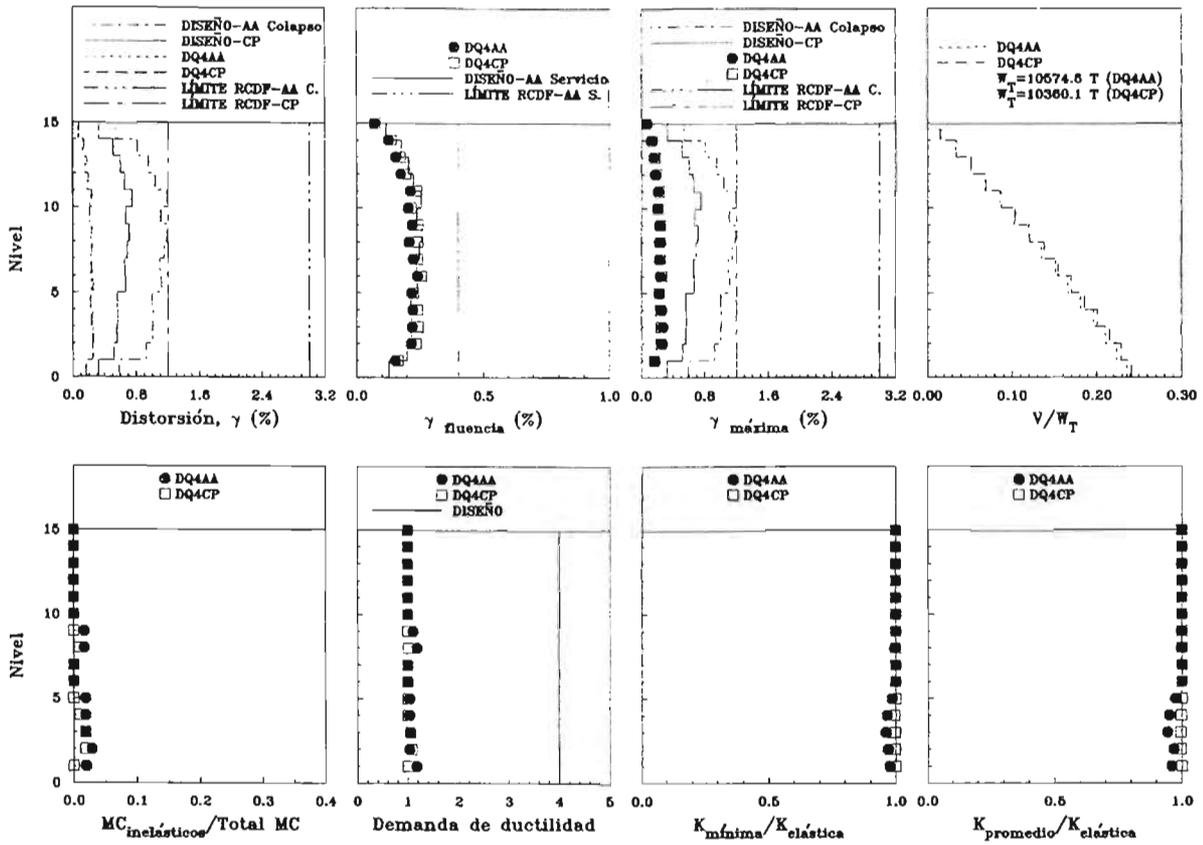


Figura 8.56 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4AA en dirección y ante el acelerograma SCT-EW; considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

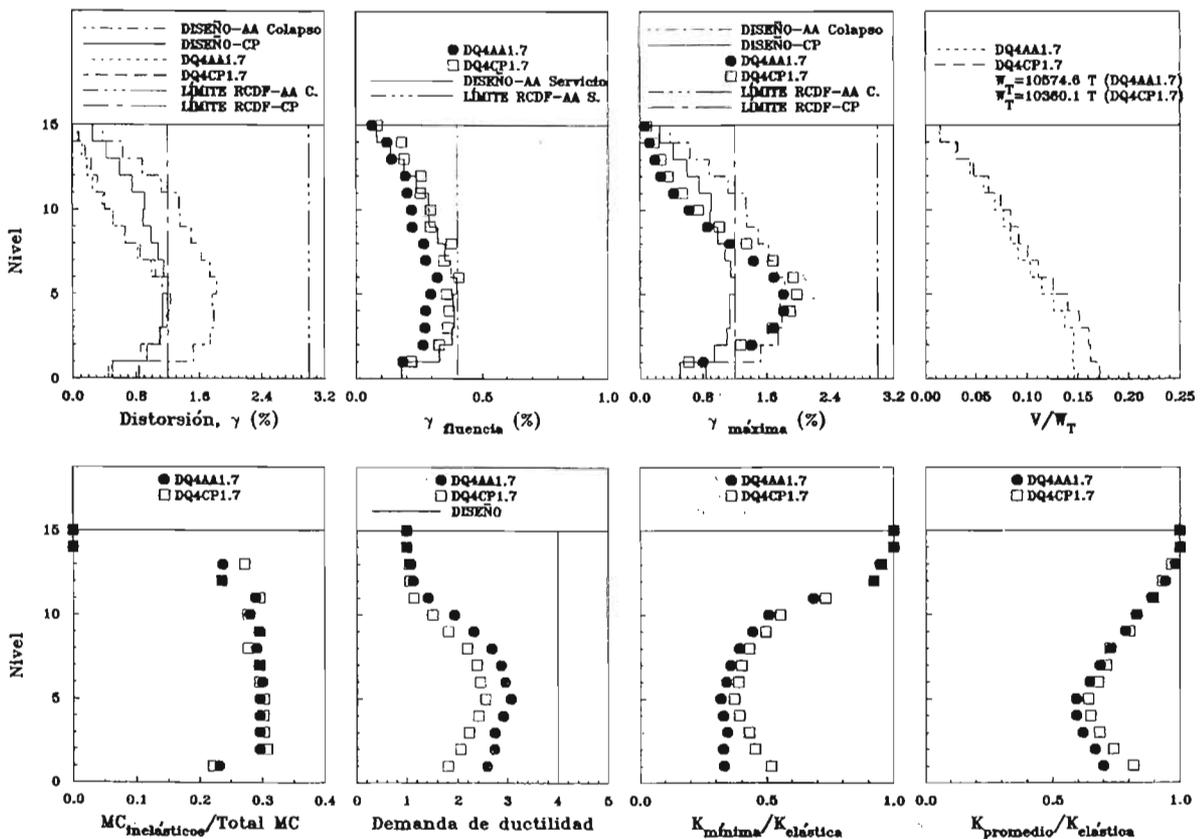


Figura 8.57 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP1.7 y DQ4AA1.7 en dirección x ante el acelerograma SCT-EW; considerando resistencias nominales

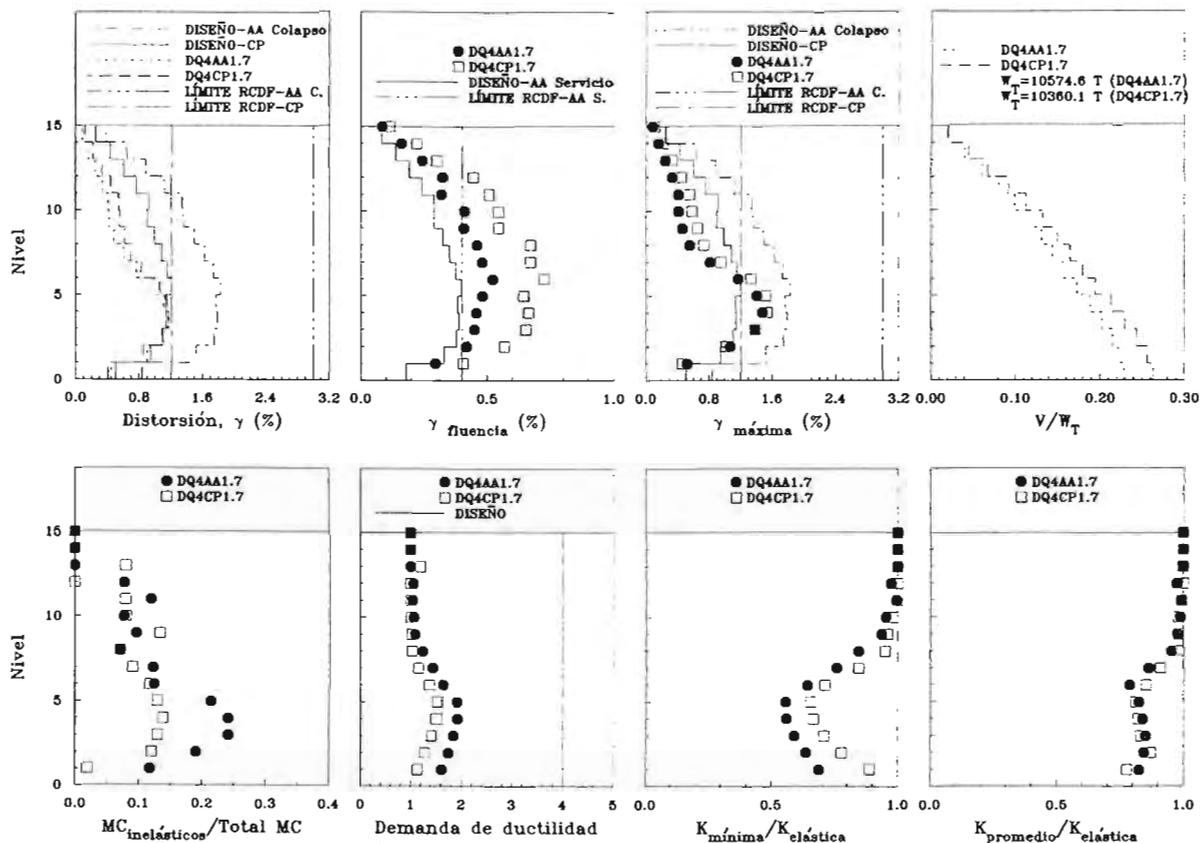


Figura 8.58 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP1.7 y DQ4AA1.7 en dirección x ante el acelerograma SCT-EW; considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

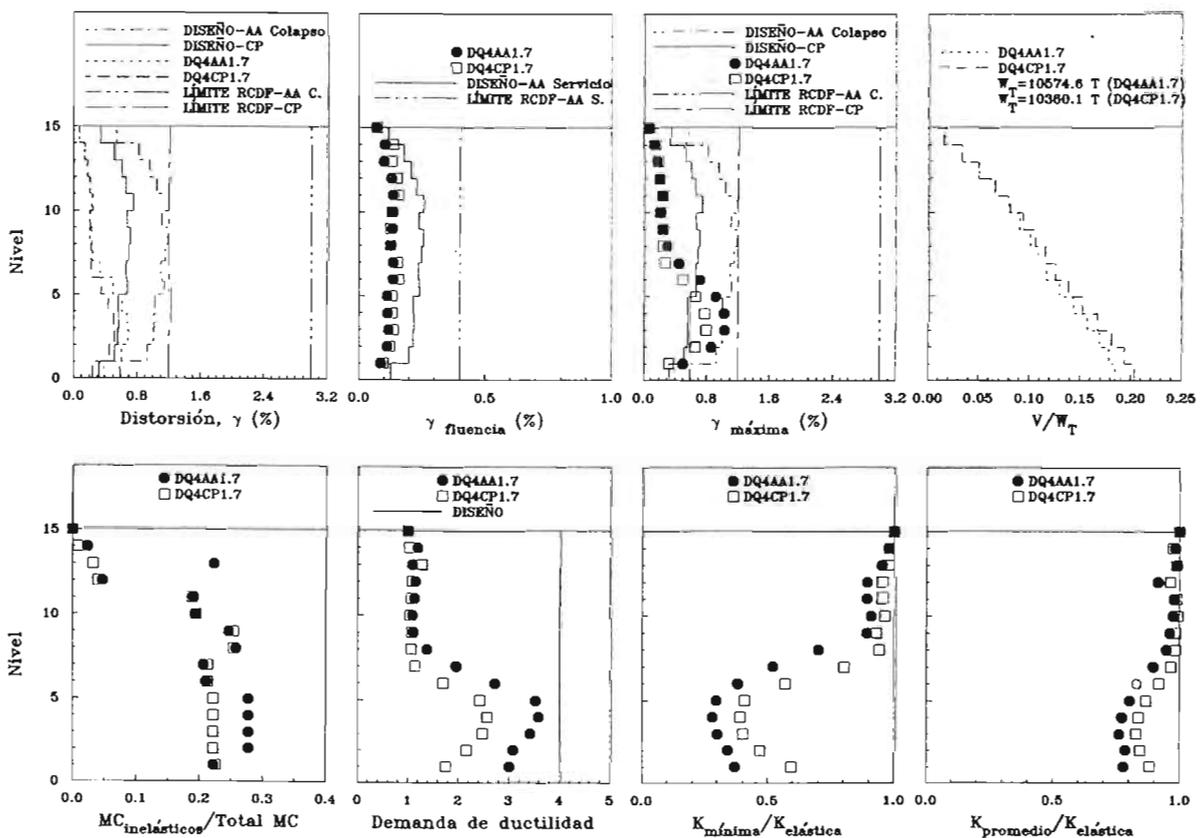


Figura 8.59 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP1.7 y DQ4AA1.7 en dirección y ante el acelerograma SCT-EW; considerando resistencias nominales

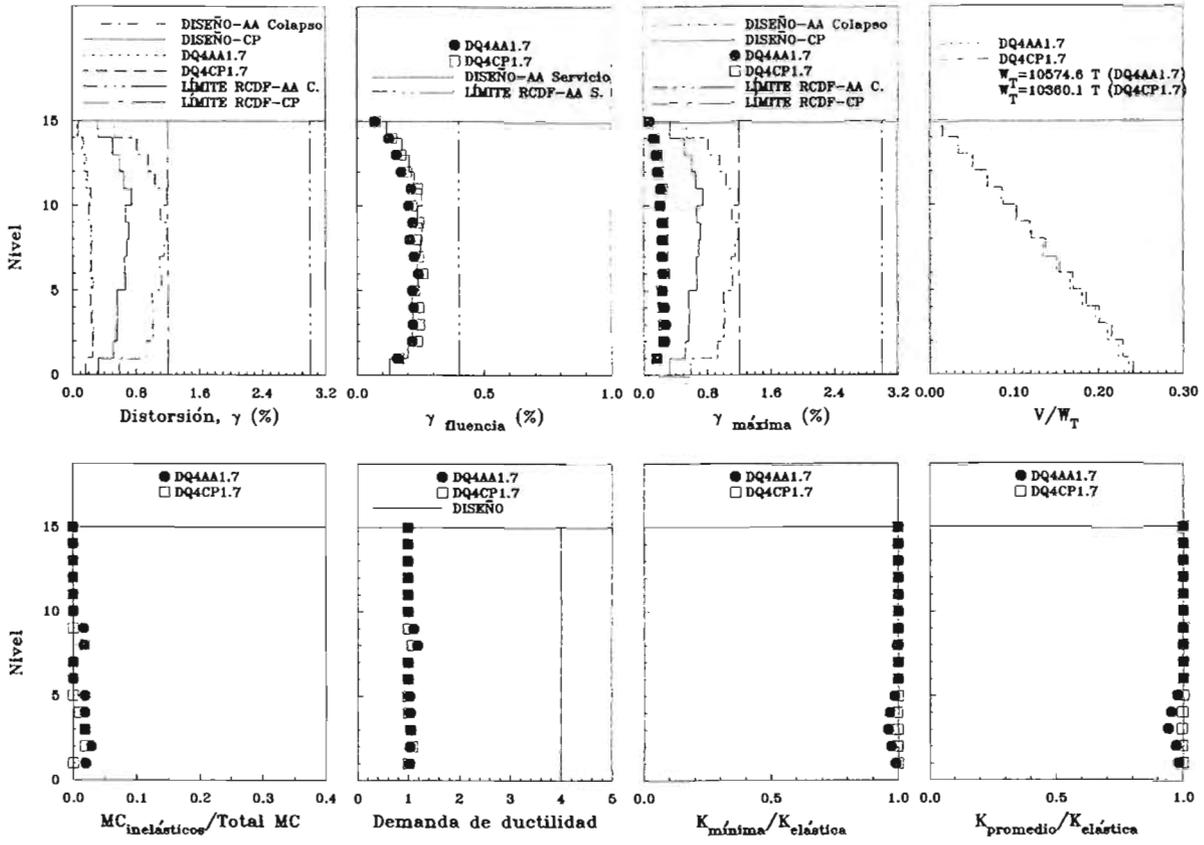


Figura 8.60 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP1.7 y DQ4AA1.7 en dirección y ante el acelerograma SCT-EW; considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

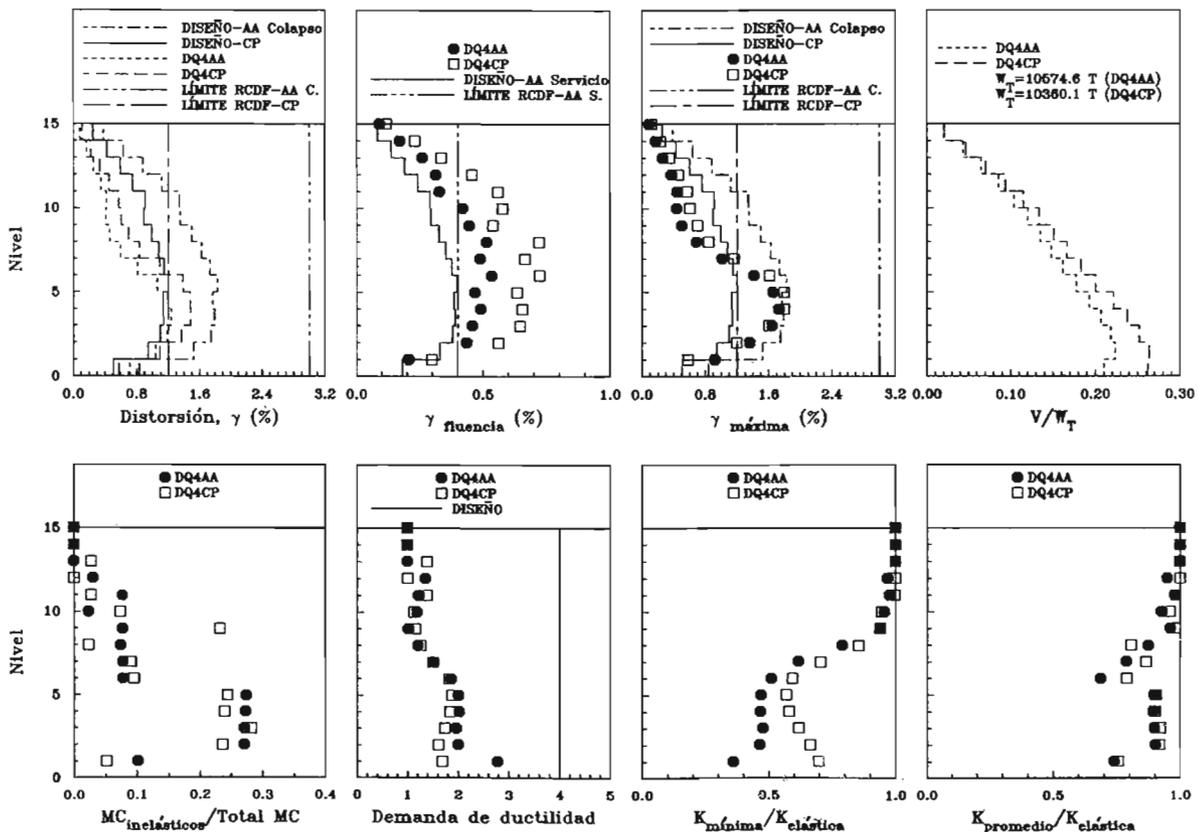


Figura 8.61 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4AA en dirección x ante el acelerograma de la estación 56; considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

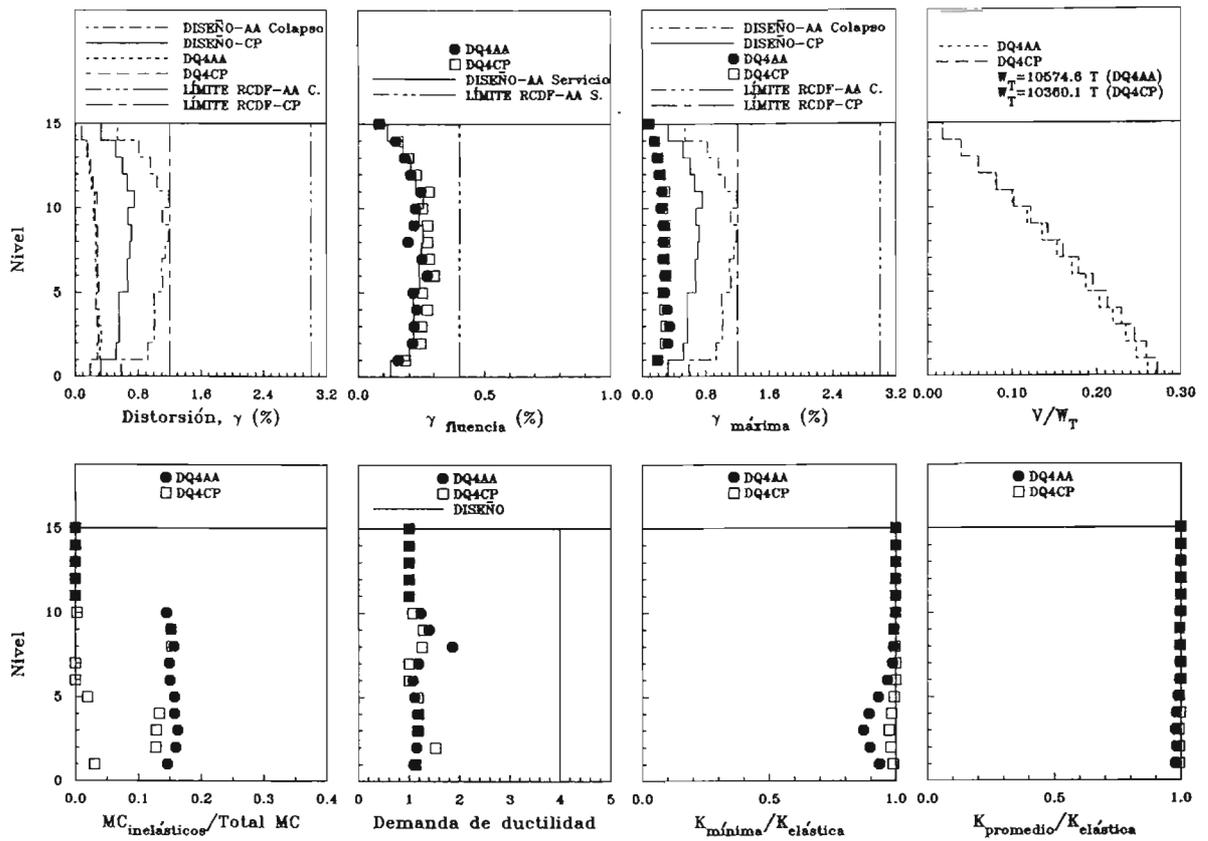


Figura 8.62 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4AA en dirección y ante el acelerograma de la estación 56; considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

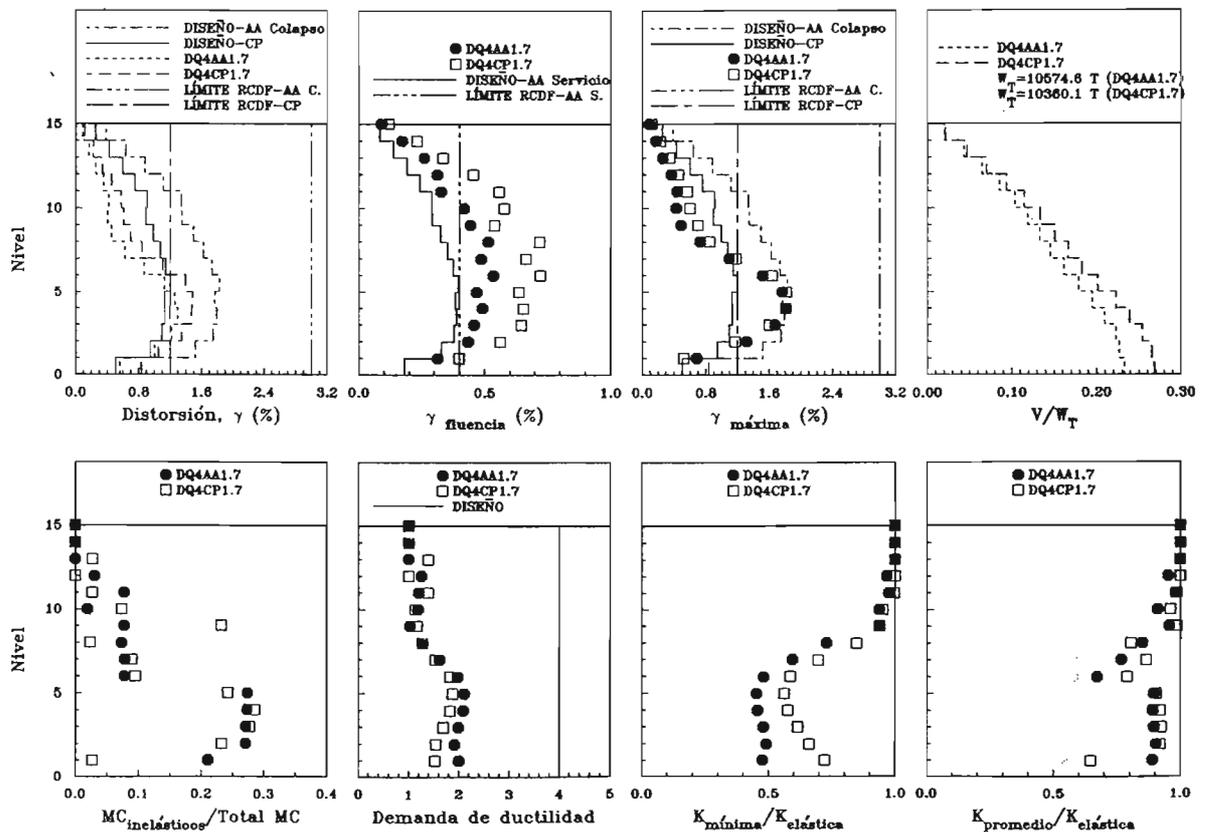


Figura 8.63 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP1.7 y DQ4AA1.7 en dirección x ante el acelerograma de la estación 56; considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

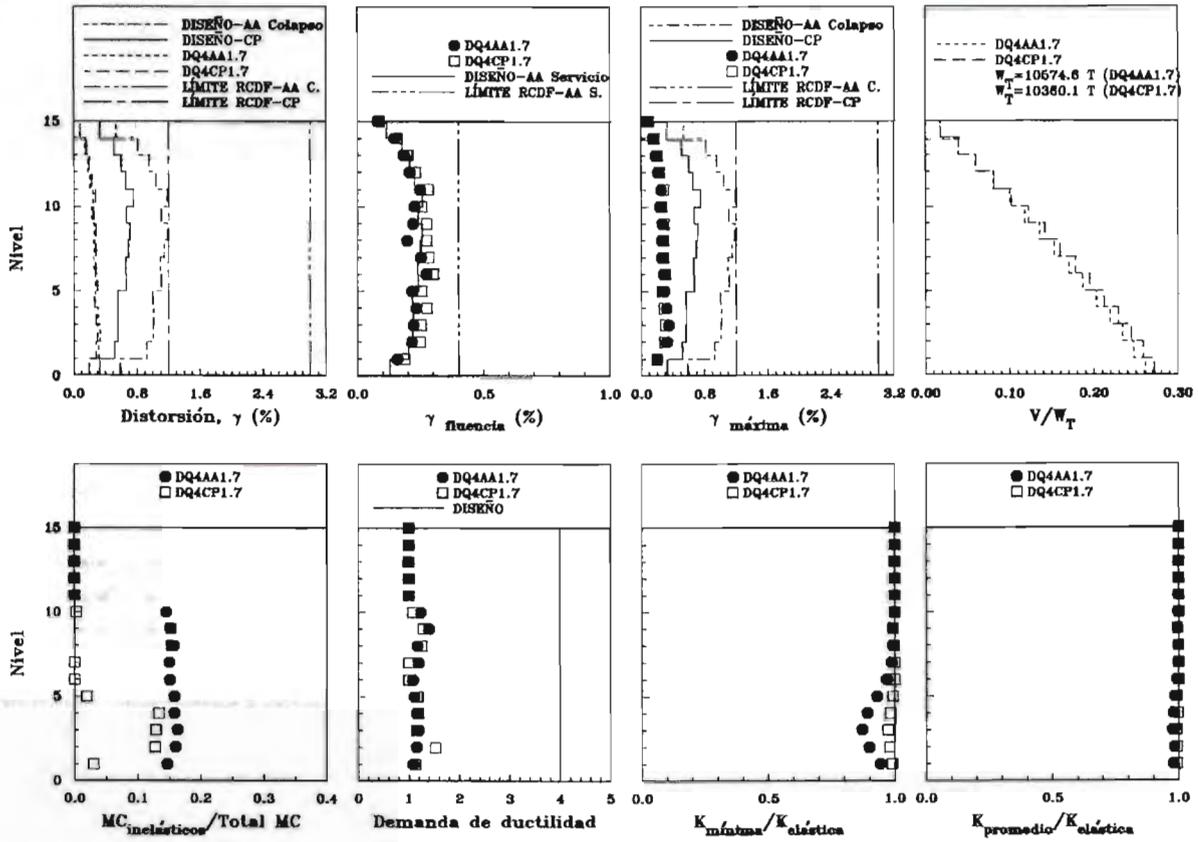


Figura 8.64 Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP1.7 y DQ4AA1.7 en dirección y ante el acelerograma de la estación 56; considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

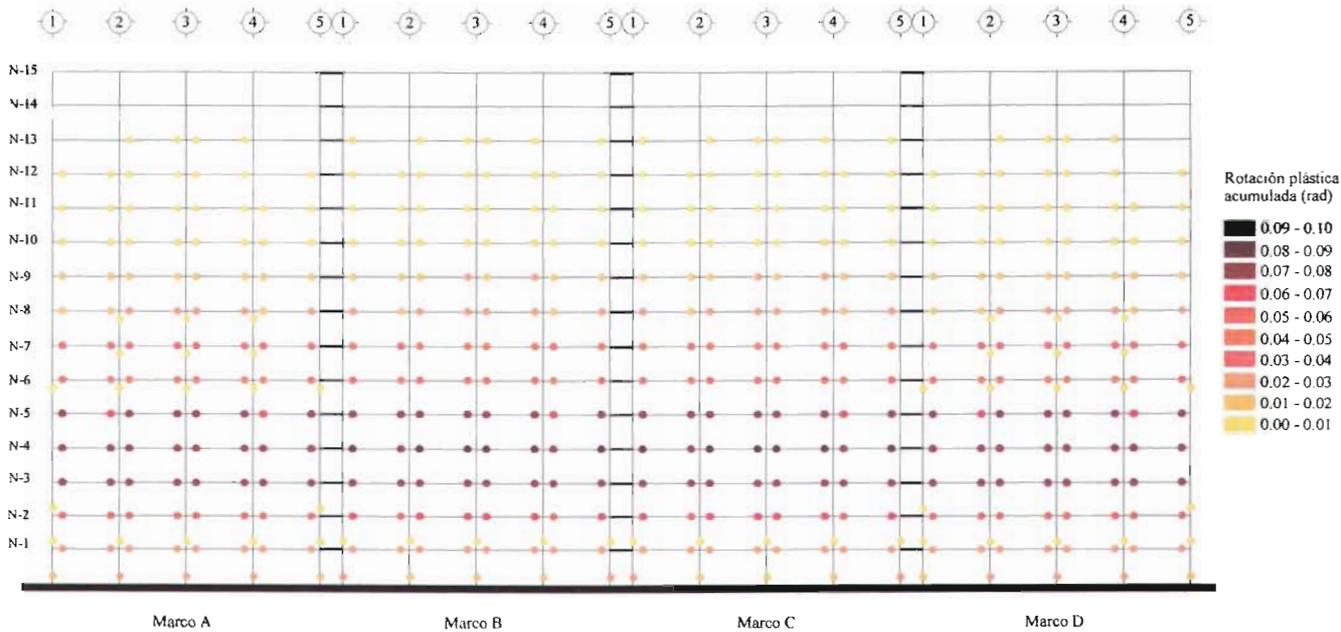


Figura 8.65a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

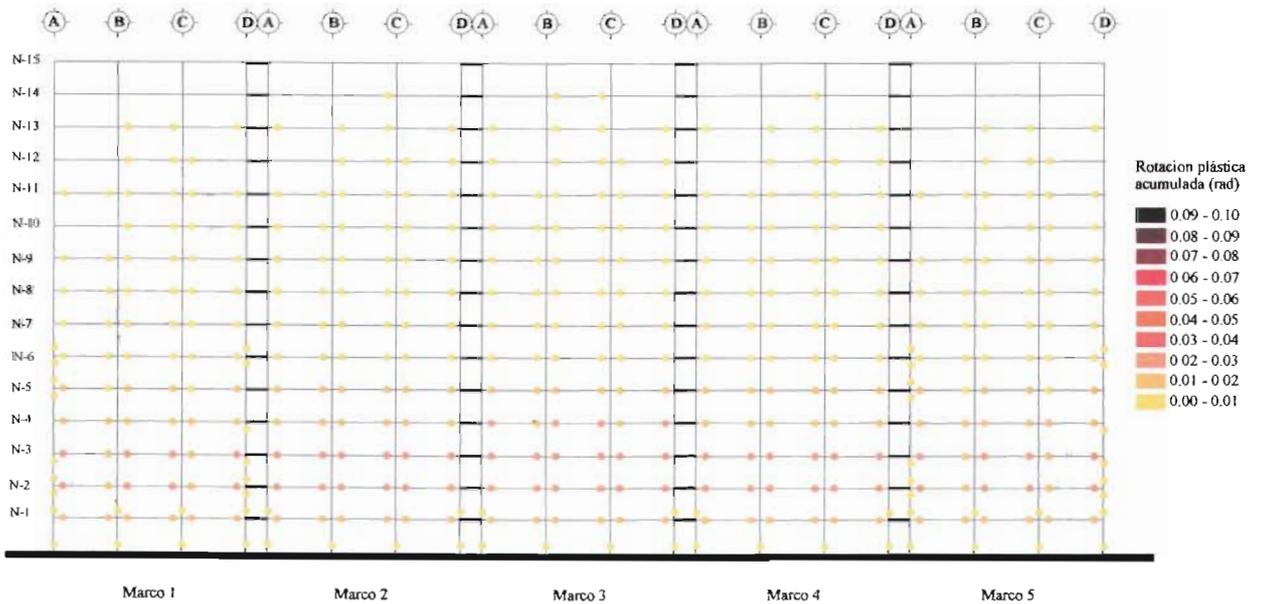


Figura 8.65b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

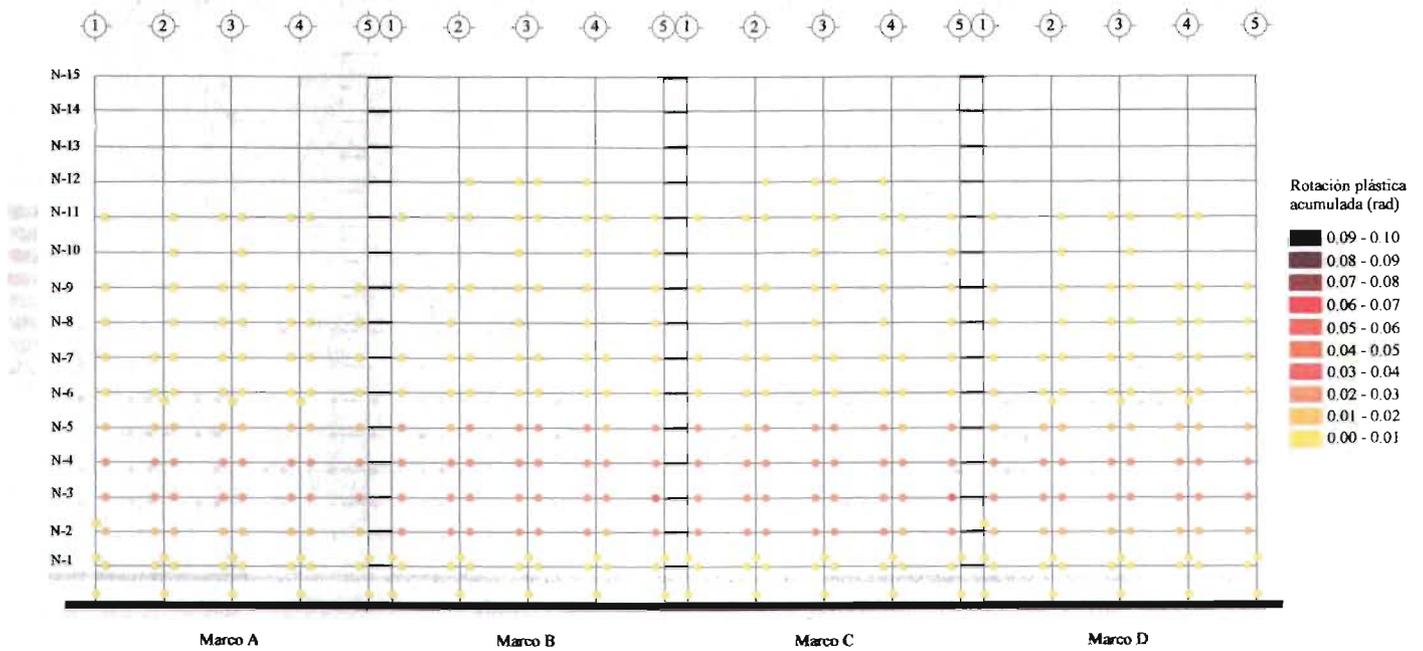


Figura 8.66a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

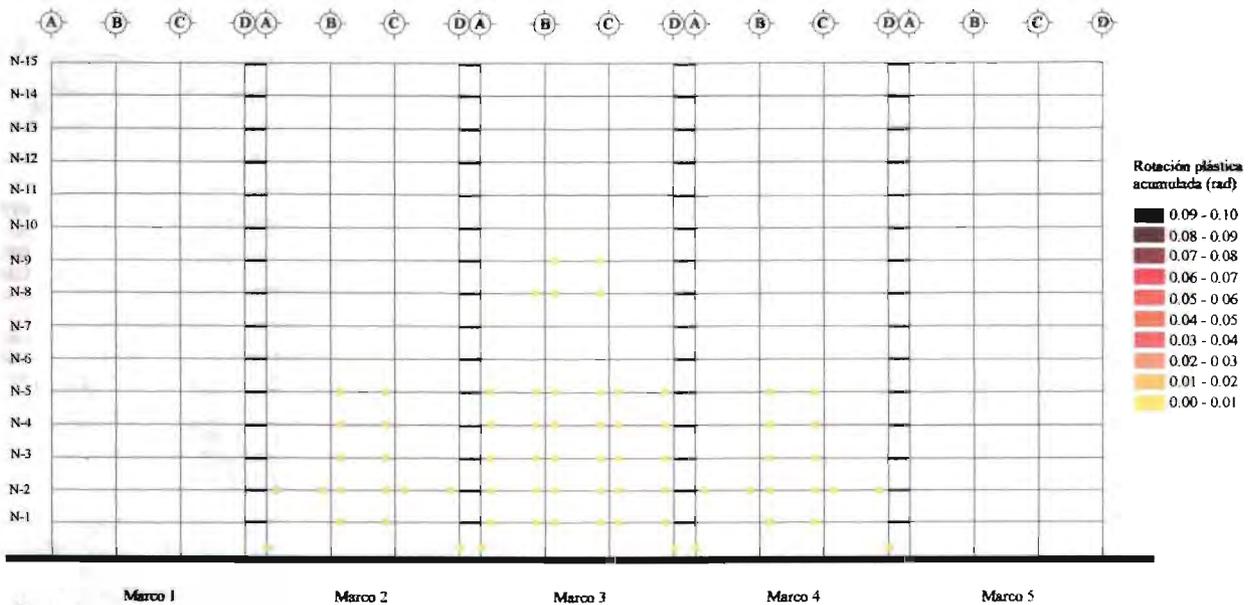


Figura 8.66b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

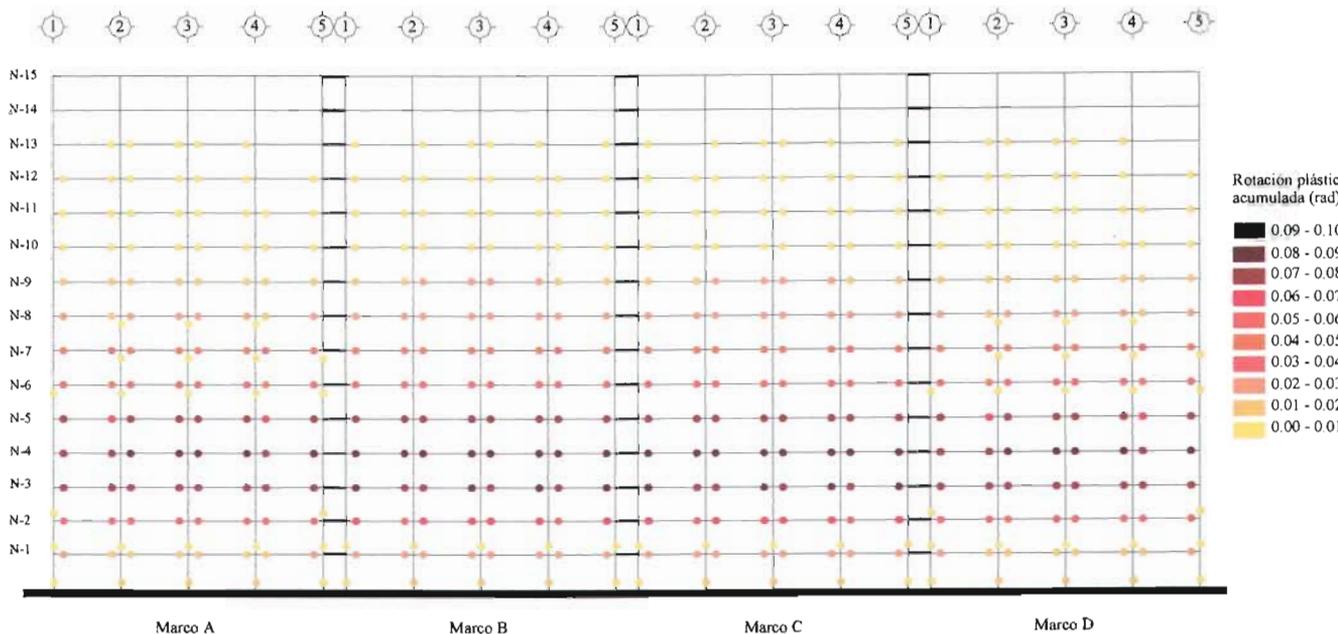


Figura 8.67a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA1.7 en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

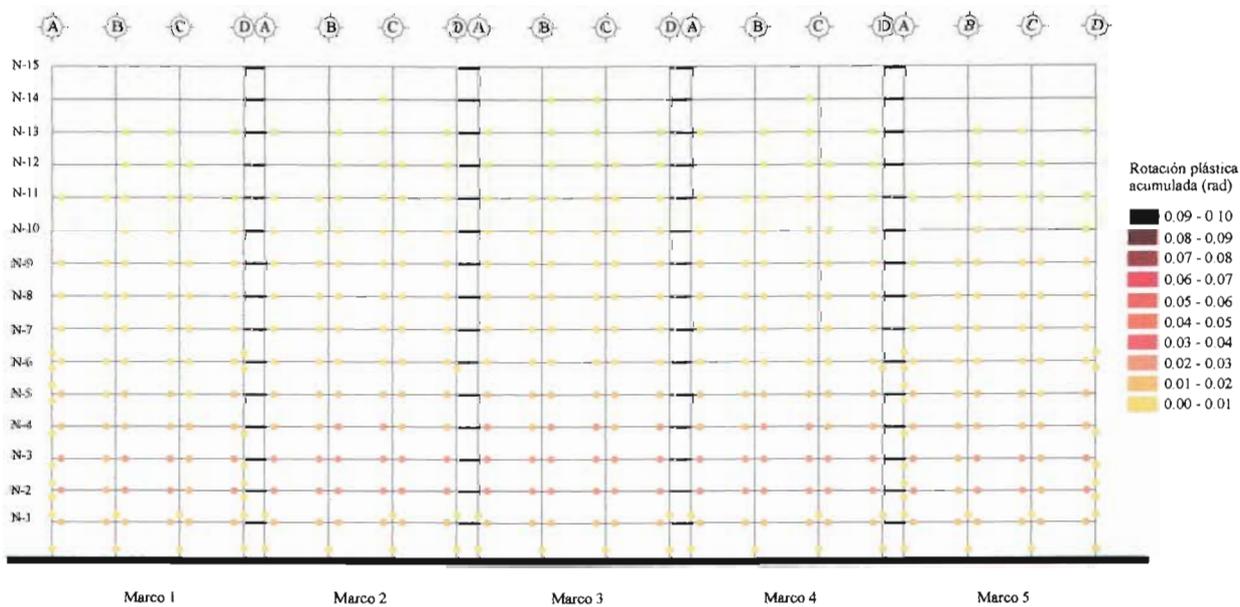


Figura 8.67b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA1.7 en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

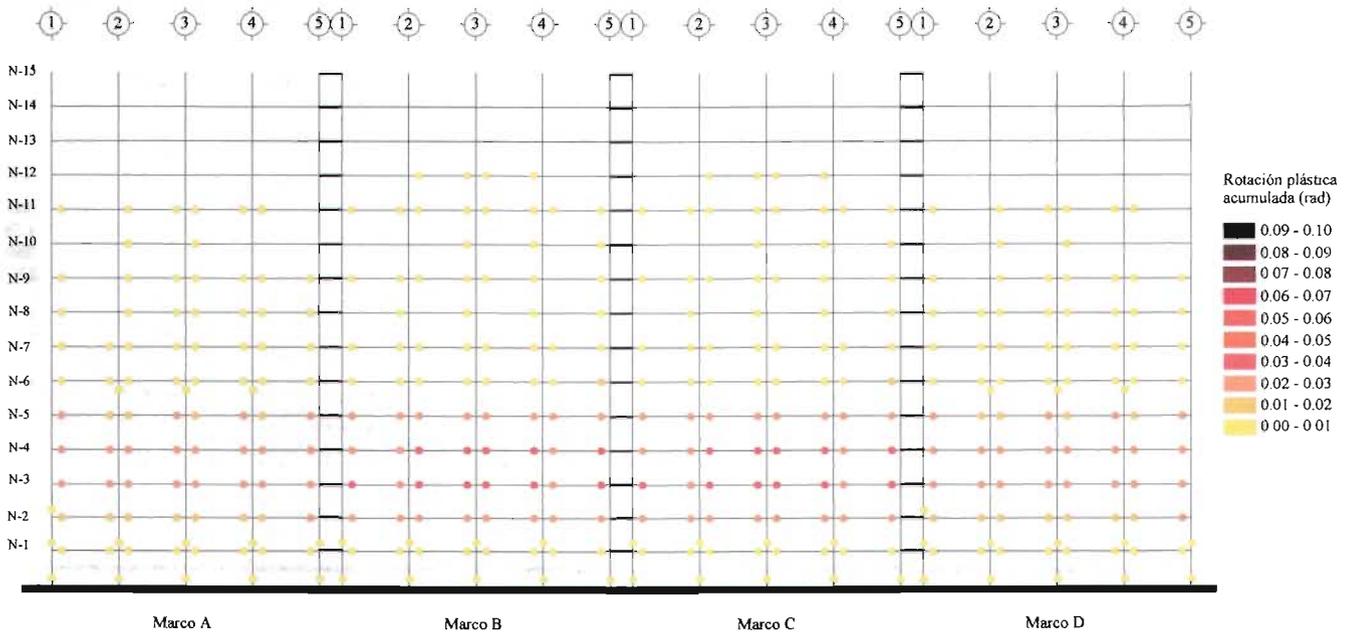


Figura 8.68a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA1.7 en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

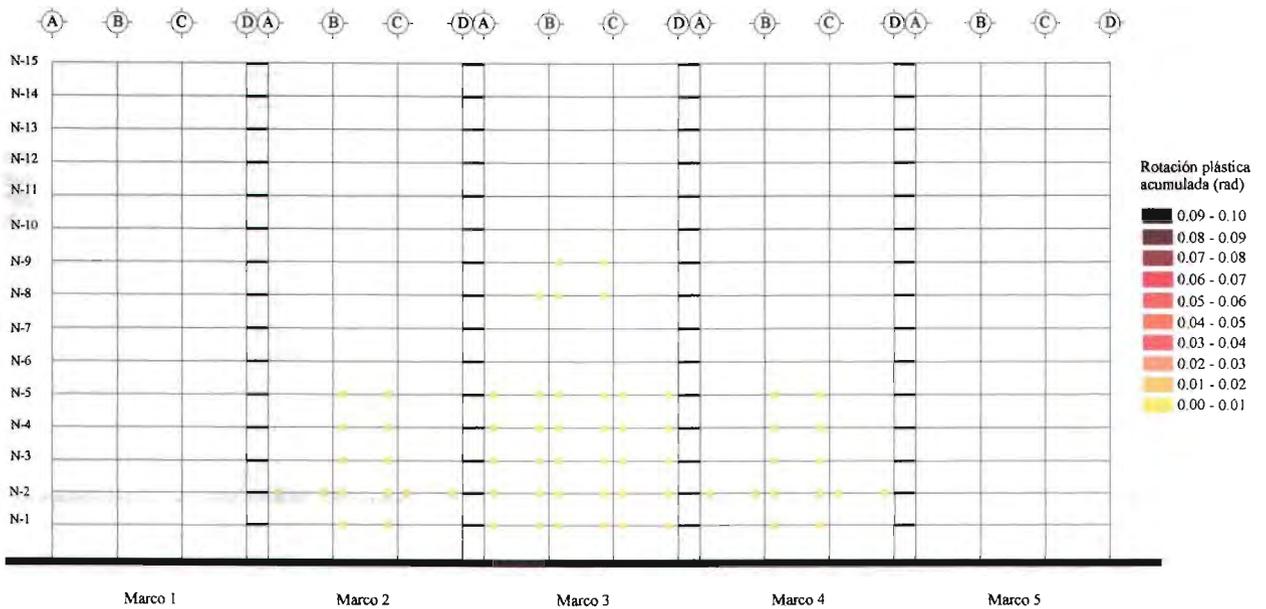


Figura 8.68b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA1.7 en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

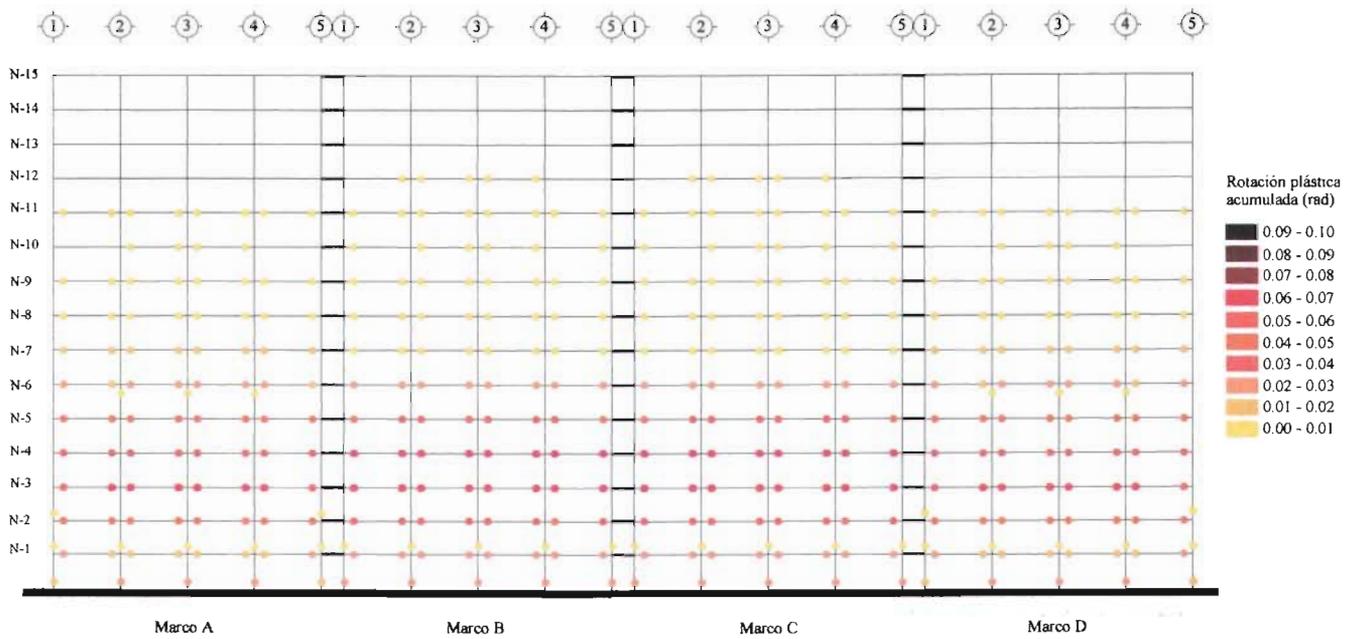


Figura 8.69a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

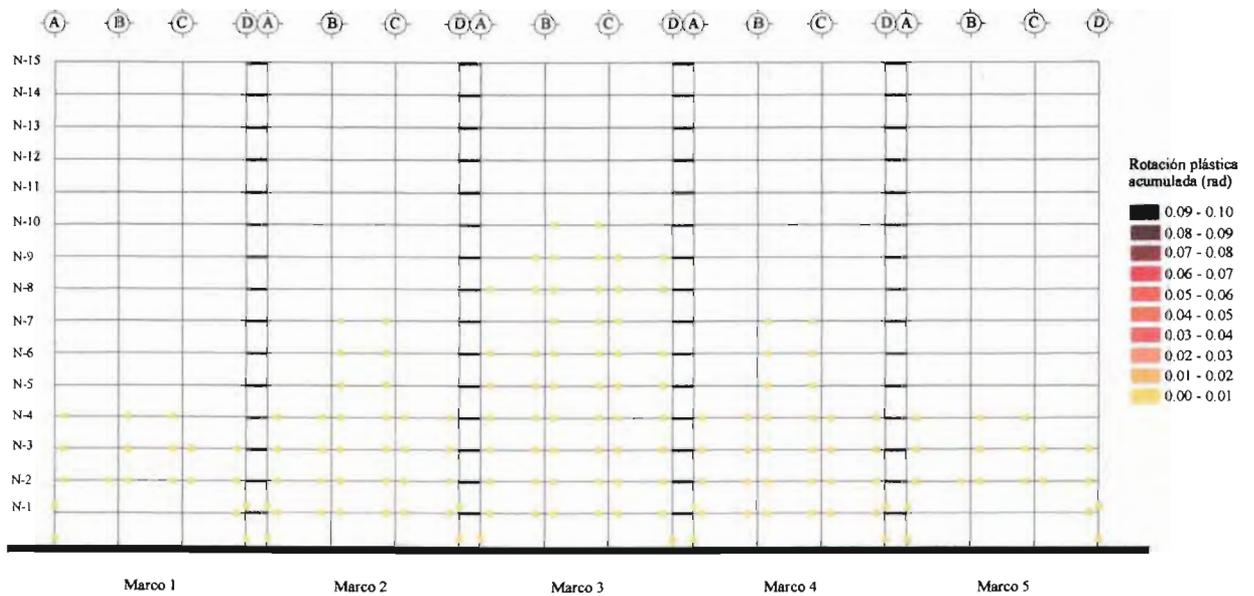


Figura 8.69b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

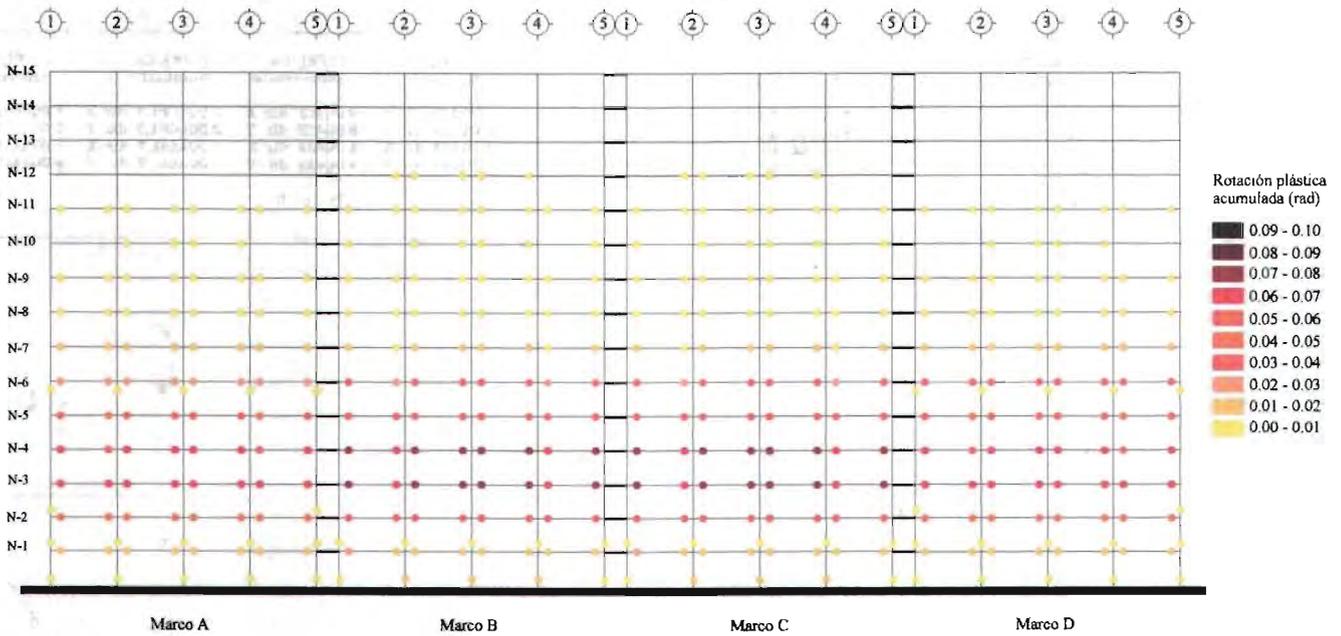


Figura 8.70a Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA1.7 en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

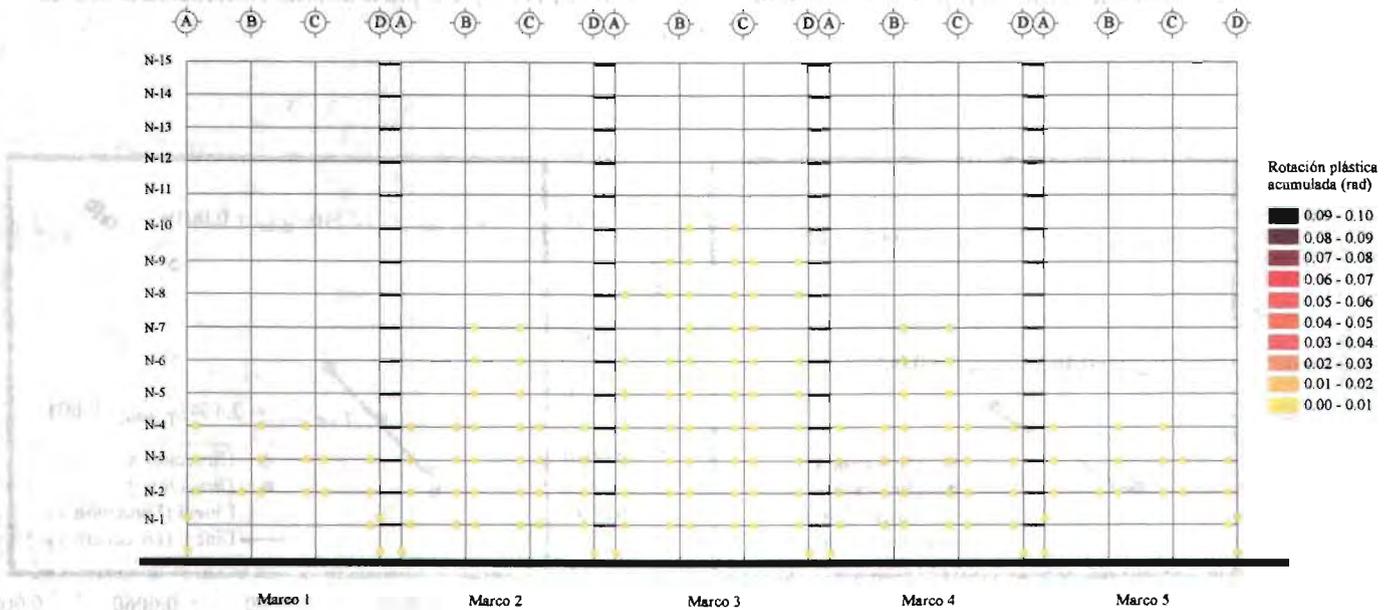


Figura 8.70b Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA1.7 en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

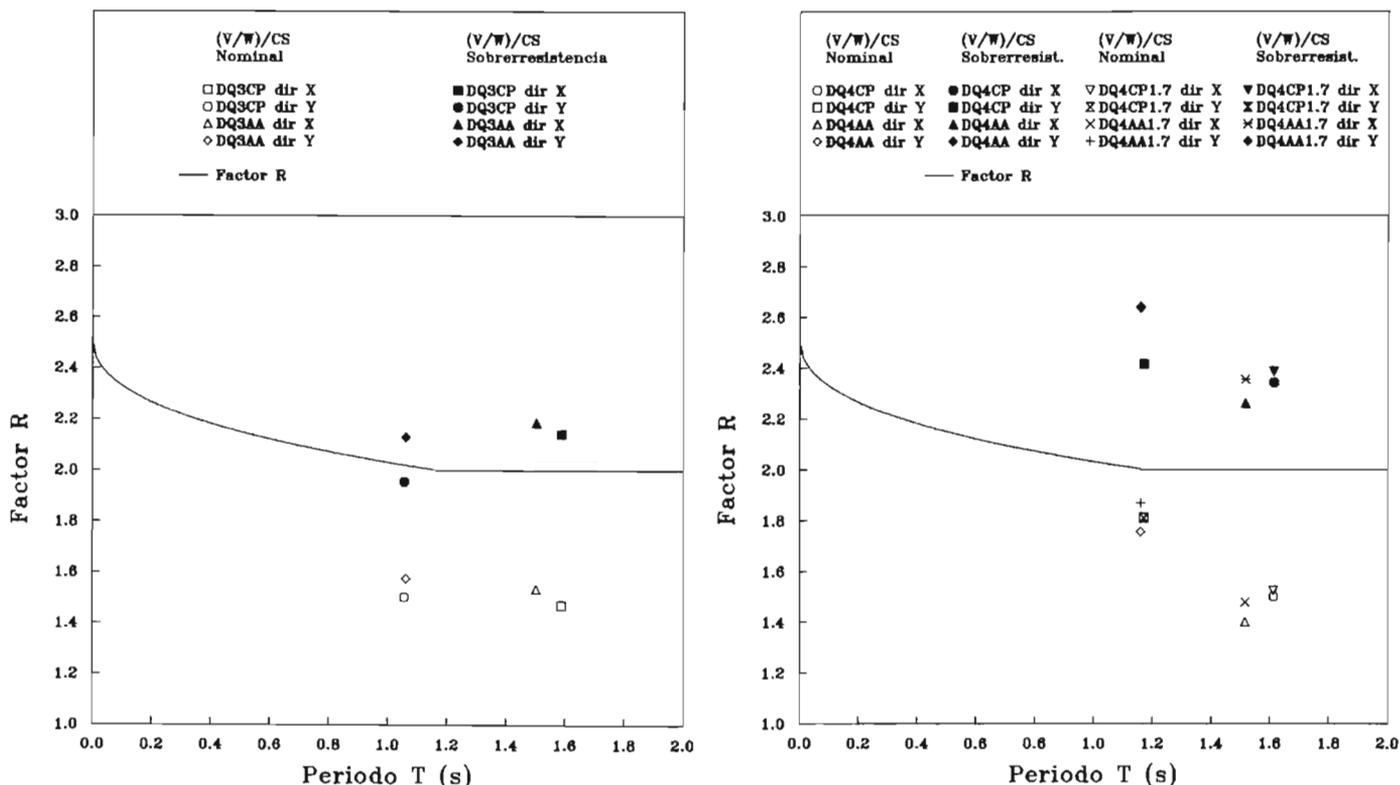


Figura 8.71 Factor de reducción por sobrerresistencia R y valores $(V/W)/CS$ para ambas consideraciones de resistencia

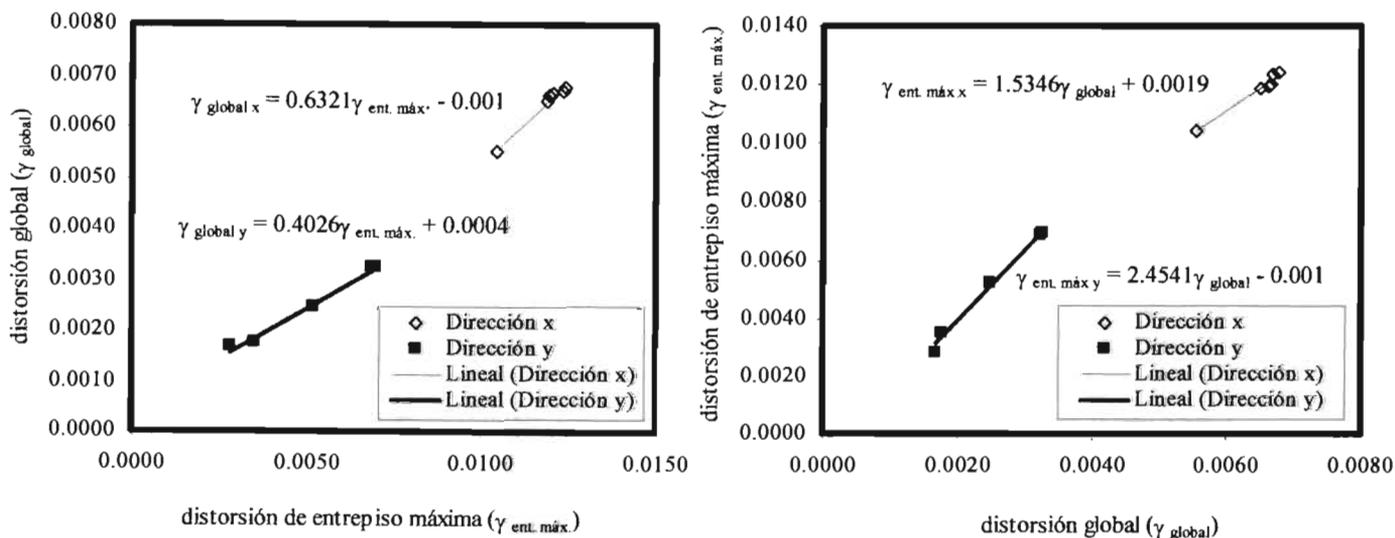


Figura 8.72 Relación entre distorsión global (γ_{global}) y distorsión de entrepiso máxima ($\gamma_{ent. máx.}$) para los modelos con resistencia nominal ante el acelerograma SCT-EW

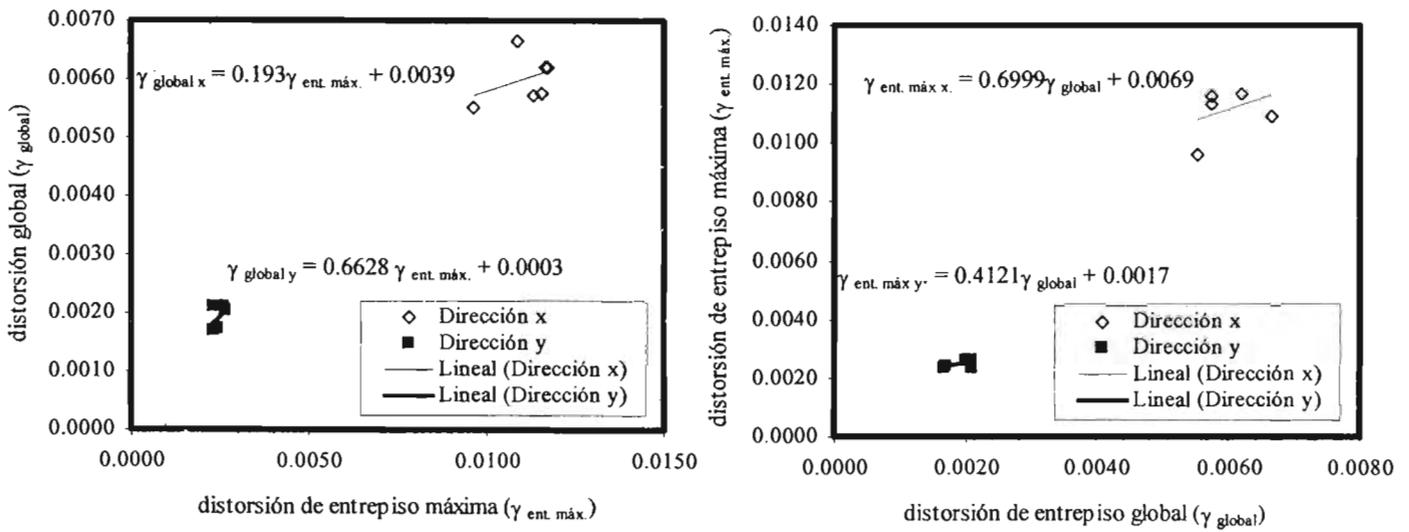


Figura 8.73 Relación entre distorsión global (γ_{global}) y distorsión de entepiso máxima ($\gamma_{ent.\ máx.}$) para los modelos con sobrerresistencia ante el acelerograma SCT-EW

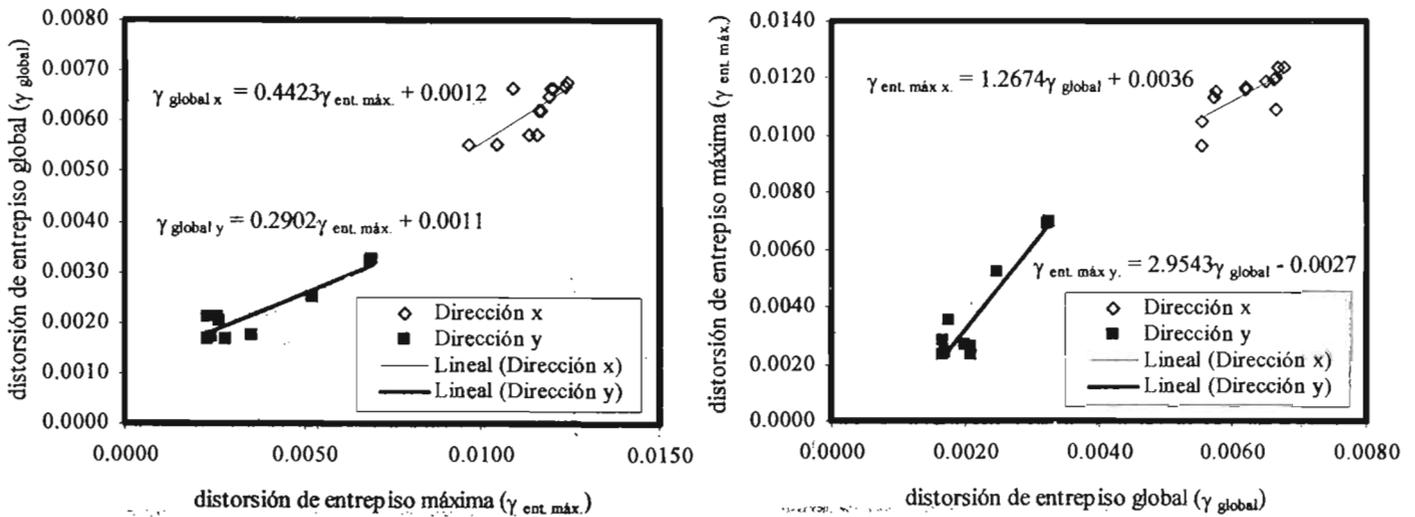


Figura 8.74 Relación entre distorsión global (γ_{global}) y distorsión de entepiso máxima ($\gamma_{ent.\ máx.}$) para ambas consideraciones de resistencia (resistencia nominal y sobrerresistencia) ante el acelerograma SCT-EW

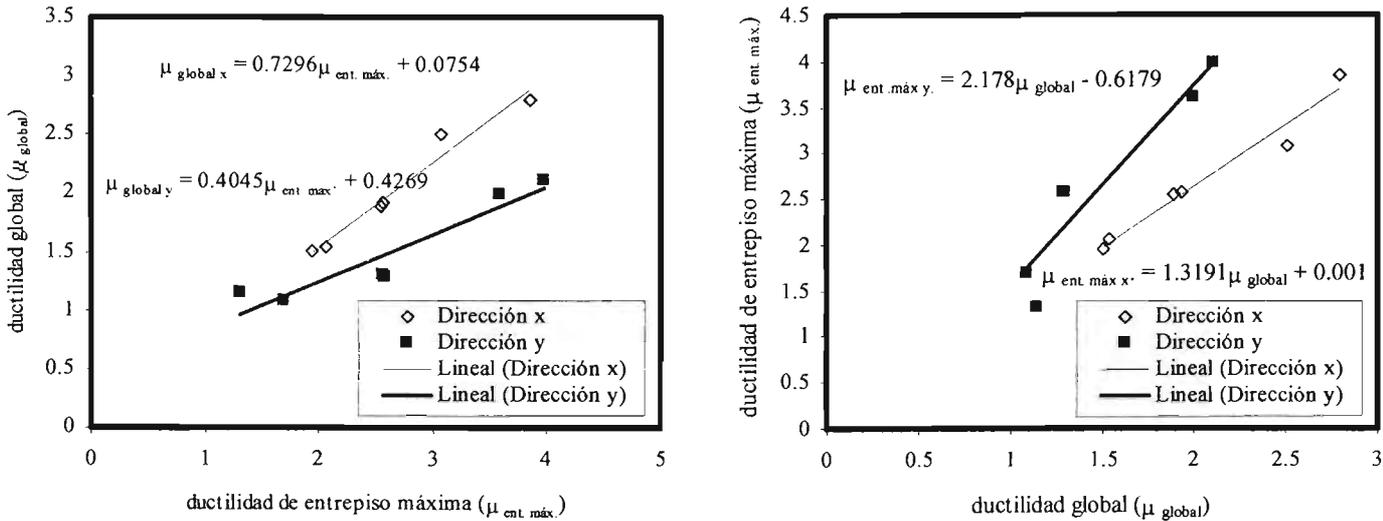


Figura 8.75 Relación entre la demanda de ductilidad global (μ_{global}) y la demanda de ductilidad de entepiso máxima ($\mu_{ent. máx.}$) para los modelos con resistencia nominal ante el acelerograma SCT-EW

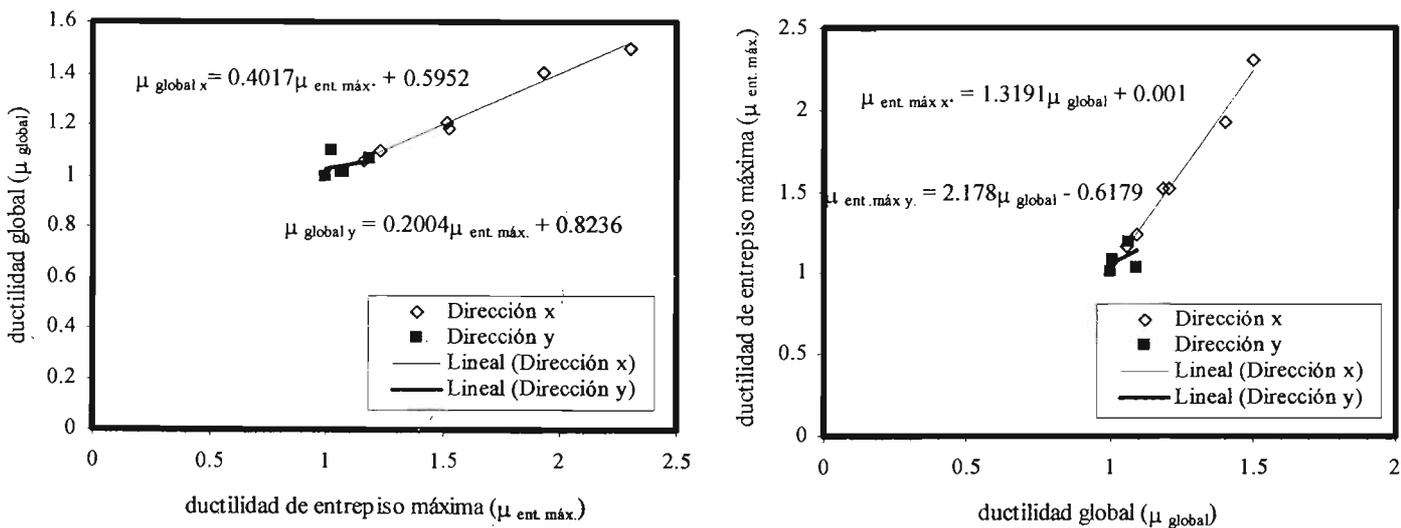


Figura 8.76 Relación entre la demanda de ductilidad global (μ_{global}) y la demanda de ductilidad de entepiso máxima ($\mu_{ent. máx.}$) para los modelos con sobrerresistencia ante el acelerograma SCT-EW

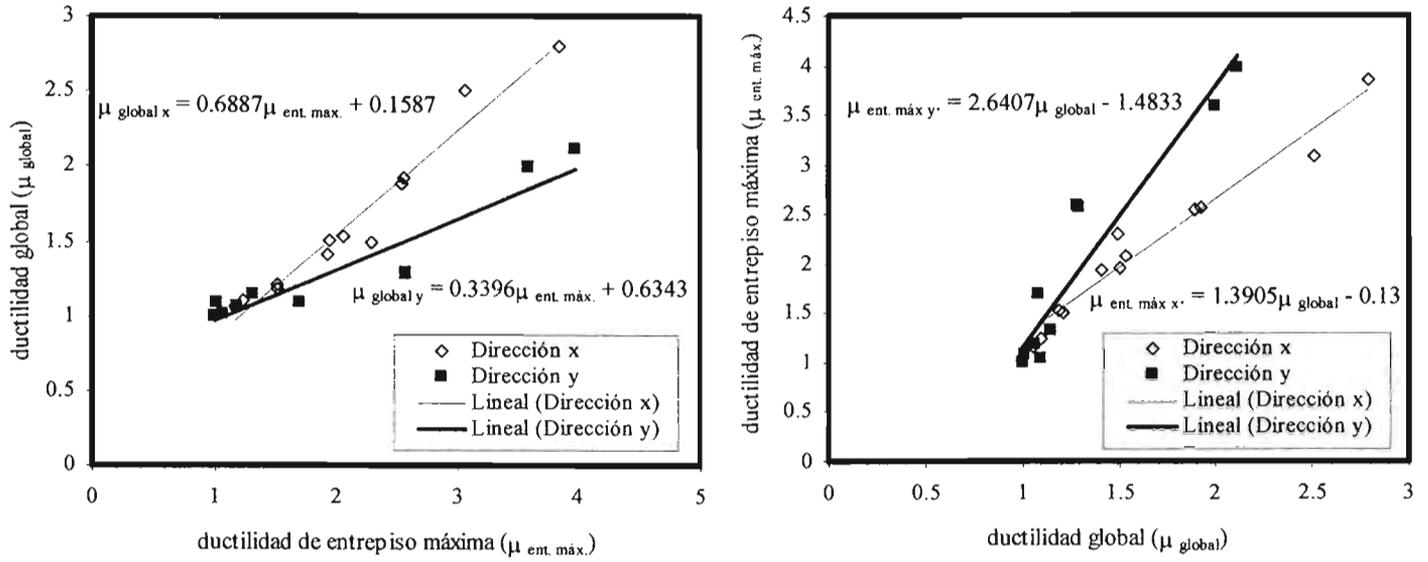


Figura 8.77 Relación entre la demanda de ductilidad global (μ_{global}) y la demanda de ductilidad de entrepiso máxima ($\mu_{ent. máx.}$) para los modelos con ambas consideraciones de resistencia (nominal y sobrerresistencia) ante el acelerograma SCT-EW

CAPÍTULO 9

RESUMEN Y CONCLUSIONES

En el presente estudio se revisó si las disposiciones de diseño de la propuesta del RCDF-01 (2001) y sus normas técnicas complementarias NTCC-01 (2001) y NTCS-01 (2001) son adecuadas, suficientes y confiables para el diseño de estructuras regulares con base en marcos dúctiles de concreto reforzado; reconociendo que una revisión rigurosa del Reglamento implicaría necesariamente realizar estudios en una gran diversidad de estructuras y no únicamente en un edificio.

Fundamentalmente, los aspectos que se evaluaron fueron:

- a) Si diseñar la rigidez lateral de la estructura cumpliendo el límite de distorsiones de entrepiso $\gamma = 0.012$ del cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) lleva a un comportamiento sísmico adecuado de la estructura.
- b) Si el cumplimiento de los límites $\gamma = 0.004$ y $\gamma = 0.030$ para las distorsiones de entrepiso de diseño establecidos en el Apéndice normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para la limitación de daños a elementos no estructurales y para seguridad contra colapso respectivamente, implica un comportamiento sísmico adecuado de la estructura.
- c) Si los factores de comportamiento sísmico $Q = 3$ y $Q = 4$ empleados para diseñar estructuras con base en marcos dúctiles son razonables.
- d) Las diferencias que se tienen entre la aplicación y omisión de las disposiciones de la propuesta de NTCC-01 (2001) relacionadas con el incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo para la determinación de la carga axial de diseño a utilizar en el dimensionamiento de las columnas de marcos dúctiles diseñados con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$.
- e) Las diferencias que se tienen entre la adopción del cuerpo principal y el Apéndice normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) para el análisis sísmico.
- f) El factor de sobrerresistencia global ante cargas laterales de los modelos en estudio.

Para evaluar los aspectos arriba descritos, se estudió el comportamiento sísmico de los modelos efectuando análisis dinámicos no lineales. Los diseños obtenidos y los resultados de los análisis dinámicos no lineales permiten concluir lo siguiente:

En la revisión de rigidez lateral de la estructura conforme al Apéndice Normativo A para los modelos DQ3AA, DQ4AA y DQ4AA1.7 rige la revisión para evitar el daño a elementos no estructurales sobre la de seguridad contra el colapso. De hecho se observa que el límite para el sismo intenso asociado al estado límite de seguridad $\gamma_{QR} = 0.03$ correspondiente a marcos dúctiles de concreto reforzado luce muy alto.

La forma de estructurar un edificio, en particular la localización de los miembros colectores de carga, repercute tanto en el diseño como en el comportamiento sísmico de la estructura. En los modelos estudiados, la orientación de las vigas secundarias provocó que las trabes paralelas a la dirección y resultaran con una sección importante. Esto a su vez le confirió al edificio una rigidez lateral mayor en este sentido que en el largo, lo cual provocó que las distorsiones de entrepiso que sufre la estructura con las secciones elegidas sean menores en esta dirección

que en teoría lucía débil por lo reducido de su ancho. El comportamiento inelástico fue también menor en esta dirección.

Para la revisión de la resistencia a flexión mínima de las columnas se tomó la carga axial correspondiente a la combinación que rigió para el diseño. Es importante mencionar que las NTCC-04 (2004) o versiones anteriores no indican qué carga axial debe adoptarse para realizar esta revisión. Como es bien sabido, la resistencia a flexión de una columna depende de la fuerza axial actuante, por lo que es muy importante fijar un criterio razonable en cuanto a qué carga axial tomar para realizar esta revisión. Como se observó a lo largo de este trabajo, aunque en general el mecanismo de falla último exhibido por los modelos tendió a cumplir con la filosofía de columna fuerte viga débil, se observaron algunas fluencias adicionales a la base de las columnas de planta baja en columnas de entresijos superiores. Tena (2004) comenta que un criterio práctico y conservador sería establecer que la resistencia a flexión de una columna se evalúe ante ausencia de carga axial.

Otro criterio para determinar de una manera más razonable la carga axial de diseño de columnas podría consistir en realizar una sumatoria de los cortantes elásticos y plásticos de las vigas que se encuentran arriba de la columna en cuestión, aunque el problema sería establecer cuántas vigas se plastifican. En el caso de los modelos estudiados se observa que esto varía de una dirección a otra y de un marco a otro, y que al menos intervendrían las vigas comprendidas en la mitad de la altura del edificio.

Las columnas de los modelos diseñados conforme al planteamiento del Apéndice Normativo A presentaron una mayor tendencia con respecto a las columnas de los modelos diseñados conforme al cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) a requerir sólo el refuerzo mínimo para las columnas de los entresijos superiores pues para estos modelos rigieron los criterios de rigidez lateral sobre los de resistencia para el establecimiento de las dimensiones de las secciones transversales. Esto parece lógico al recordar que además las ordenadas espectrales reducidas con el Apéndice Normativo A eran menores a las correspondientes al cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001).

La ubicación en elevación y en planta de las columnas repercute en el diseño y por ende en la resistencia a flexión de las mismas. Las columnas ubicadas en los entresijos superiores resultan con secciones pequeñas y cuantías de refuerzo longitudinal cercanas o iguales a la mínima $\rho = 0.01$ pues ni son muy exigidas para el cumplimiento de las distorsiones de entresijo ni están sometidas a esfuerzos importantes. Además, si se encuentran en la periferia presentan cargas axiales actuantes bajas, lo cual provoca que tengan una resistencia a flexión reducida, inferior a la mínima necesaria para intentar garantizar la filosofía de columna fuerte-viga débil lo que hace necesario aumentar la cuantía de refuerzo longitudinal para cumplir con este requisito.

Las columnas de los primeros entresijos cumplen holgadamente con el requisito de resistencia mínima a flexión, ya que tienden a ser más robustas para cumplir con las distorsiones de entresijo permisibles y por su ubicación en elevación, al estar sometidas a esfuerzos importantes, presentan porcentajes de acero altos; todo lo cual deriva en un momento flexionante resistente mayor ya que además la carga axial actuante también es alta.

Las secciones transversales de las columnas de los modelos diseñados con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ fueron definidas por los requisitos de deformación en su totalidad, mientras que para los modelos en que se utilizó $Q = 3$ al menos en los primeros entresijos rigió el criterio de resistencia.

Como para la adopción de las secciones de las columnas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, y DQ4AA y DQ4AA1.7 rigió el cumplimiento de la distorsión de entresijo permisible no fue necesario incrementar la sección de las columnas de los modelos en que se incrementó la carga axial debida a sismo en 70 por ciento, limitándose así las diferencias entre las columnas de uno y otro modelo a la cuantía de refuerzo longitudinal

Las diferencias entre los diseños DQ4CP y DQ4CP1.7 se presentan fundamentalmente en las columnas ubicadas en los primeros entresijos y en la periferia del edificio. Las columnas del modelo DQ4CP1.7 situadas en los lugares comentados demandan de mayores cantidades de acero. Si bien existían algunas diferencias en las demandas de refuerzo longitudinal en otras columnas ubicadas en entresijos superiores, éstas eran tan pequeñas

que se desvanecían al diseñar las columnas sujetándose a los diámetros de varilla comerciales. Las últimas columnas del primer grupo (columnas C1) de ambos modelos, que se encuentran del entrepiso tres al cinco, están reforzadas por flexocompresión con la cuantía mínima por lo cual no se observan diferencias entre el modelo DQ4CP y DQ4CP1.7. Las columnas centrales permanecen sin cambio en estos modelos, aún con cuantías de refuerzo longitudinal superiores a la mínima. Esto se debe a que en los marcos sísmo resistentes la deformación ante carga lateral es tal que las trabes se deforman en curvatura doble, lo que implica la aparición de cortantes con dirección contraria en los extremos de las trabes. De esta manera en las columnas ubicadas en la periferia del edificio (columnas a las cuales se les conecta la trabe sólo por un lado) se va acumulando el cortante de las trabes que se conectan allí, de tal forma que las columnas que se encuentran en los niveles inferiores presentan carga axial debida a sismo más alta y consecuentemente pinta más el factor 1.7. Para las columnas que se encuentran en el centro (columnas a las cuales se conectan trabes por ambos extremos) los cortantes de las trabes a uno y otro lado tienden a anularse, lo que hace que la carga axial debida a sismo tienda a ser baja, inclusive en los niveles inferiores y por ende no influya el factor 1.7.

El hecho que en los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 rigieran los requisitos de deformación lateral de una manera más clara con respecto a los modelos correspondientes al cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001) llevó a que la mayoría de las columnas (todas aquéllas del entrepiso dos y hacia arriba) demandaran únicamente el refuerzo mínimo, por lo cual las diferencias entre los refuerzos de las columnas de los modelos DQ4AA y DQ4AA1.7 fueran todavía menos notorias que aquéllas detectadas entre las columnas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7. Las columnas de la periferia del primer entrepiso del modelo DQ4AA1.7 son las únicas que resultaron con armados distintos a las respectivas columnas del modelo DQ4AA.

Las diferencias entre los modelos que incorporan e ignoran la disposición de la propuesta de NTCC-01 (2001) relacionada con el incremento en 70 % de la fracción de carga axial debida a sismo, tanto los diseñados sísmicamente conforme al Apéndice Normativo A como con el cuerpo principal, se limitan a los primeros dos o tres entrepisos, por lo que son de carácter local, ya que además se hacen presentes casi exclusivamente en la dirección x y no se observan en la dirección y . Los modelos en que se incrementa la fracción de carga axial debida a sismo en 70 por ciento tienden a retrasar su fluencia en estos entrepisos, sufren menores distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de carga máxima, toman más cortante, presentan un menor número de medios ciclos inelásticos, experimentan menores demandas de ductilidad y menores niveles de “degradación de rigidez” por trabajo inelástico, y en algunos casos, no fluyen algunas columnas que resultaron con diseños distintos tras aplicar esta disposición. Sin embargo, como se ha mencionado, estas diferencias son de carácter local y no tienen un impacto relevante en el comportamiento global de la estructura.

Los resultados de este estudio en relación al incremento en 70 por ciento de la fracción de carga axial debida a sismo, aunados a observaciones de estudios previos, refuerzan la idea de que no era adecuado establecer esta disposición en las normas para diseñar columnas de concreto de marcos dúctiles, haciéndola obligatoria para todas las columnas sin importar su ubicación en planta o elevación ni que no pertenecieran a marcos esbeltos, condiciones bajo las cuales sí podría justificarse su adopción. Además el comportamiento sísmico de las estructuras así diseñadas, como se acaba de ver, no mejora sustancialmente por lo que no vale la pena complicar el proceso de diseño por la obligatoriedad de realizar prediseños prácticamente de forma manual por ser esta disposición exclusiva de nuestro Reglamento y no estar contemplada por los principales software utilizados en México y que son en su mayoría de procedencia extranjera.

Para todos los modelos, en dirección x el comportamiento no lineal fue mucho más pronunciado que el correspondiente a la dirección y . Además, se observaron las siguientes tendencias en el comportamiento:

- a) Los marcos interiores tienden a fluir a niveles de distorsión menores a los de los marcos exteriores.
- b) Los marcos exteriores tienden a tomar más cortante que los interiores.
- c) Las demandas de comportamiento inelástico son más altas para los marcos interiores.
- d) Las mayores demandas de ductilidad están asociadas a los marcos interiores.
- e) Los marcos interiores presentan mayor “degradación de rigidez” de entrepiso que los marcos exteriores.

Estas observaciones hacen pensar que los marcos interiores, donde en su diseño rigen generalmente las combinaciones por cargas verticales, presentan cierto grado de subdiseño por sismo cuando éstos diseños se basan en los resultados de análisis con modelos elásticos tridimensionales, como lo permiten las normas.

Al incorporar los efectos de las fuentes adicionales de sobrerresistencia en los análisis no lineales, se observó que los modelos sufren niveles de distorsión dinámica de entrepiso muy similares a cuando se tomaron en cuenta las resistencias nominales. La distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia aumenta, las distorsiones máximas se abaten notablemente, la estructura aumenta su capacidad para tomar cortante y la respuesta inelástica disminuye, por lo que disminuyen las demandas de ductilidad y la “degradación de rigidez” por trabajo inelástico. El número de fluencias también disminuye, así como las demandas de rotación plástica acumulada.

Para todos los modelos se observó que las distorsiones de entrepiso de diseño y los límites de distorsión establecidos en el Reglamento no se rebasaron más que ligeramente y en algunos casos, lo cual hace pensar que los límites son adecuados e inclusive el relacionado con el Apéndice Normativo A para el sismo de colapso $\gamma = 0.030$ luce alto. Aunque las demandas de ductilidad de entrepiso están casi en todos los casos por debajo de los factores de comportamiento sísmico $Q = 3$ y 4 , no podemos asegurar que estos factores sean adecuados o razonables puesto que esta es una revisión indirecta y sólo es válida si las estructuras hubieran estado sometidas a un solo ciclo. Para poder asegurar que los factores Q son adecuados tendríamos que estar seguros de que la estructura tiene la capacidad de acomodar todos los ciclos a que es sometida durante la excitación sísmica caracterizada por el acelerograma seleccionado y que no va a presentar fallas por fatiga, ya que como es bien sabido, las propiedades estructurales de los edificios de concreto reforzado sufren un deterioro a medida que se les introduce a su rango de comportamiento plástico (Terán, 2003). Por otra parte, cómo se puede saber si el detallado de las normas garantiza que sea correcto suponer $\mu = 4$ para un marco dúctil.

El mapeo de fluencias y las diferencias entre las magnitudes de las rotaciones plásticas máximas observadas en las vigas y columnas de todos los modelos indican que el comportamiento inelástico observado corresponde en efecto al asociado a un diseño con mecanismo de falla último de viga débil-columna fuerte.

Al comparar los modelos diseñados sísmicamente conforme al cuerpo principal y Apéndice Normativo A de la propuesta de NTCS-01 (2001) se observan las siguientes tendencias en el comportamiento:

- Los modelos diseñados conforme al Apéndice A tienden a fluir a niveles de distorsión menores a los de los modelos diseñados con el cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001)
- Los modelos diseñados conforme el Apéndice A tienden a tomar menos cortante que los modelos diseñados sísmicamente con el cuerpo principal
- Los modelos del Apéndice A tienden a sufrir mayores niveles de distorsión que los modelos diseñados con el cuerpo principal
- El número de medios ciclos inelásticos para los modelos del Apéndice Normativo A es más alto que para los modelos del cuerpo principal
- Las mayores demandas de ductilidad están asociadas a los modelos del Apéndice Normativo A
- Los modelos del Apéndice Normativo A presentan mayor “degradación de rigidez” de entrepiso que los modelos diseñados conforme el cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01 (2001)

Si se compara el comportamiento de los modelos ante los dos acelerogramas seleccionados se tiene que:

- Los modelos analizados sufren menores distorsiones de entrepiso con el registro SCT-EW que con el acelerograma sintético de la estación 56
- El cortante que se induce en la estructura es mayor cuando se analizan los modelos con el acelerograma sintético de la estación 56
- El número de medios ciclos inelásticos en los entrepisos que rebasan el intervalo de comportamiento elástico es mayor ante el acelerograma sintético de la estación 56
- La demanda de ductilidad de los modelos es más alta ante el registro sintético de la estación 56

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- e) La "degradación de rigidez" por trabajo inelástico es mayor cuando se considera el acelerograma sintético de la estación 56

Para el análisis efectuado con el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando resistencias nominales de los miembros estructurales, el modelo DQ3CP (en dirección x) y el modelo DQ4CP1.7 (en ambas direcciones) exhiben un comportamiento totalmente inestable evidenciado por los resultados matemáticos arrojados por el software utilizado, lo que lleva a concluir que una estructura con las características de estos modelos se colapsaría ante un sismo que le impusiera demandas de energía similares a las simuladas con el acelerograma sintético de la estación 56. Al incorporar las fuentes adicionales de sobrerresistencia se observan resultados numéricos lógicos y razonables, lo que lleva a concluir que estructuras con características similares a las de estos modelos en los que se incluyen los efectos de sobrerresistencia no se colapsarían y sobrevivirían de manera satisfactoria la excitación sísmica, caracterizada por el registro sintético de la estación 56.

Esto es una muestra de la importancia de garantizar en la construcción de edificios el detallado sísmico para marcos dúctiles tal y como lo estipula el Reglamento a través de sus Normas Técnicas Complementarias, pues como se mencionó anteriormente, uno de los efectos de sobrerresistencia considerados es el asociado al confinamiento del núcleo de concreto por los estribos.

De acuerdo con Ordaz y Pérez Rocha (Tena, 2004), el acelerograma sintético de la estación 56 está contemplado por el Reglamento, pues es uno generado para el sismo de $M_s = 8.2$ que se espera de la brecha de Guerrero. En este rubro puede concluirse sin embargo que el Reglamento y en particular la propuesta de NTCS-01 (2001) está correcta pues sólo sufren "colapso" los modelos cuando no se considera en la determinación de la resistencia de las columnas y trabes de concreto el aporte del detallado sísmico que se estipula en la propuesta de NTCC-01 (2001).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería (DEPFI) de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) por darme la oportunidad de formarme integralmente.

A mis profesores: Ernesto Heredia Zavoni, Amador Terán Gilmore, Neftalí Rodríguez Cuevas, Raúl Jean Perrilliat y Arturo Tena Colunga, por su vocación y ejemplo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca que me proporcionó para realizar mis estudios de maestría.

A mis familiares por su apoyo.

REFERENCIAS

1. Alcocer, S. (2003), notas de clase, Posgrado de Ingeniería, UNAM.
2. Bazán E. y Meli R. (2000), "Diseño Sísmico de Edificios", Primera edición, Limusa, D.F. México.
3. Corona G. (2003), "ECOgcW versión 2.06, Análisis y diseño de edificios de concreto. Guía rápida de uso", www.gcingenieria.com
4. Esteva L. (2004), comunicación personal.
5. Fuentes L.R. (2000), "Modelos calibrados de un edificio instrumentado", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre.
6. González, O. (2003), comunicación personal.
7. González, O., Robles, F. (2000), "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", tercera edición, Limusa, D.F., México.
8. Luaces F.L. (1995), "Sobrerresistencia en estructuras a base de marcos de concreto reforzado", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre.
9. Luna, J.L. (1999), "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 de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, julio.
10. Luna, J.L., Tena, A. (2002), "Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de concreto reforzado", Revista de Ingeniería Sísmica No. 66, enero, pp. 1- 43.
11. Meli, R. (2000), "Actualización de las Normas Técnicas Complementarias para diseño sísmico", memorias del VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, Qro., México, septiembre, pp. 39-51.
12. Meli, R. (2003), notas de clase, Posgrado de Ingeniería, UNAM.
13. Rodríguez, N. (2004), comunicación personal.
14. Rodríguez, M. y Botero J. C. (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.
15. Meli, R. y Reyes, C. (2002), "Criterios de diseño sísmico por desempeño y su aplicación en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", memorias del VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Mor., México, noviembre.
16. NTCC-01 (2001), "Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", <http://www.smie.org.mx/articulos>, abril.
17. NTCC-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Distrito Federal, octubre.

18. NTCC-87 (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, noviembre.
19. NTCC-96 (1996), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, marzo.
20. NTCS-01 (2001), "Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", <http://www.smie.org.mx/articulos>, abril.
21. NTCS-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, octubre.
22. NTCS-87 (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, noviembre.
23. NTCS-95 (1995), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, febrero.
24. Ordaz, M., Miranda, E., Avilés, J. (2000), "Propuesta de espectros de diseño por sismo para el D.F.", memorias del VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, Qro., México, septiembre, pp. 52-66.
25. Pantazopoulou, S.J., French, C.W. (2001), "Slab Participation in Practical Earthquake Design of Reinforced Concrete Frames" ACI Structural Journal, Title No. 98-S46, Julio-agosto.
26. Park, R. y Paulay, T. (1996), "Estructuras de Concreto Reforzado", Octava reimpresión, Limusa, D.F., México.
27. Prakash, V., G.H. Powell y F. Fillipou (1992), "DRAIN-2DX: Base program user guide", Report No. UBC/SEMM-92/29, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
28. RCDF-93 (1993), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Diario oficial de la federación, agosto.
29. Stark, R. (2000), "Experiencias de la aplicación de las Normas Técnicas Complementarias de Concreto – 1995", memorias del VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, Qro., México, septiembre, pp. 67-71.
30. Tena, A. (2003), comunicación personal.
31. Tena, A. (2004), comunicación personal.
32. Terán, A. (1998), "Características mecánicas y desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado", memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, N.L., México, I, pp. 564 – 573.
33. Terán, A. (2002), "Diseño por desempeño: Antecedentes, conceptos generales y Perspectivas", memorias del VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Mor., México, noviembre.
34. Terán, A. (2003), notas de clase, Posgrado de Ingeniería, UNAM.

35. Varela, J.L. (1996), "Evaluación del comportamiento de un edificio alto de concreto reforzado, diseñado con los reglamentos de México y el Japón", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

ANEXO A

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

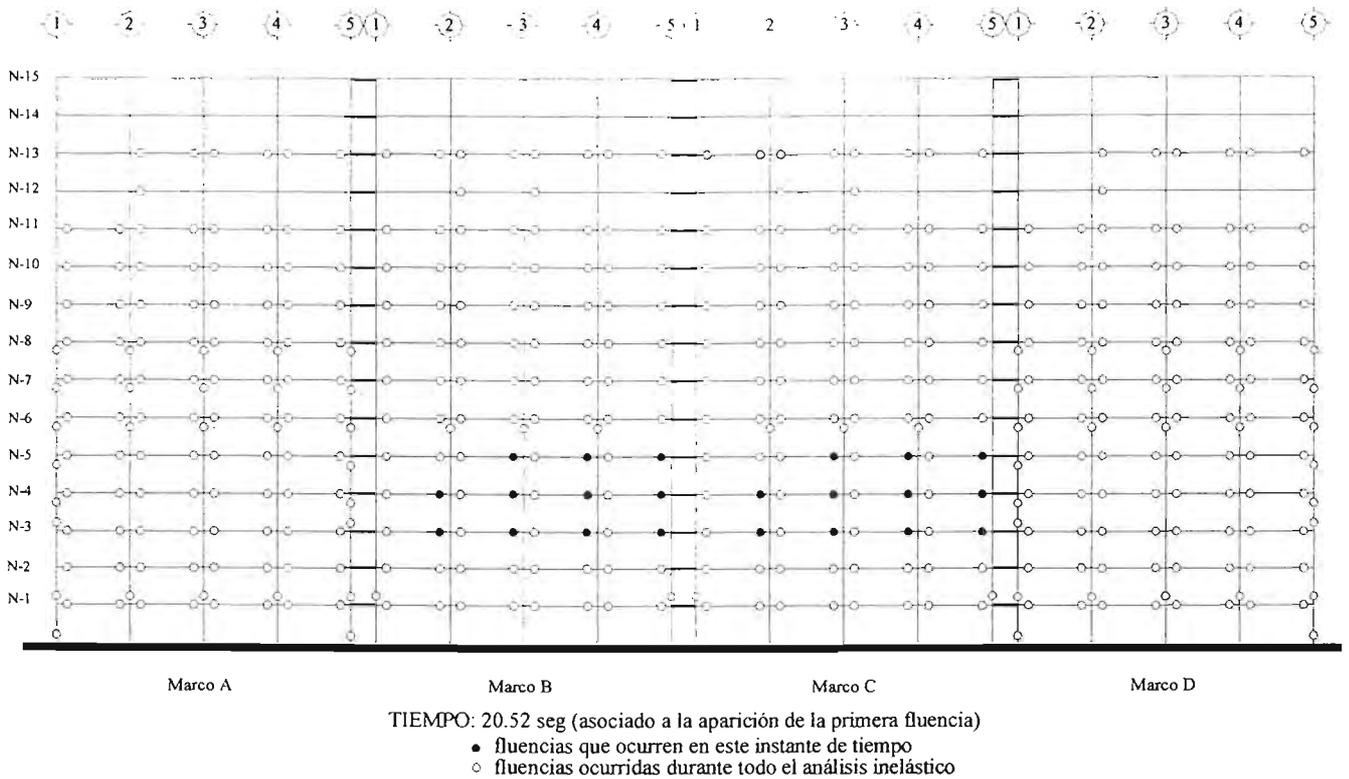


Figura A.1a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

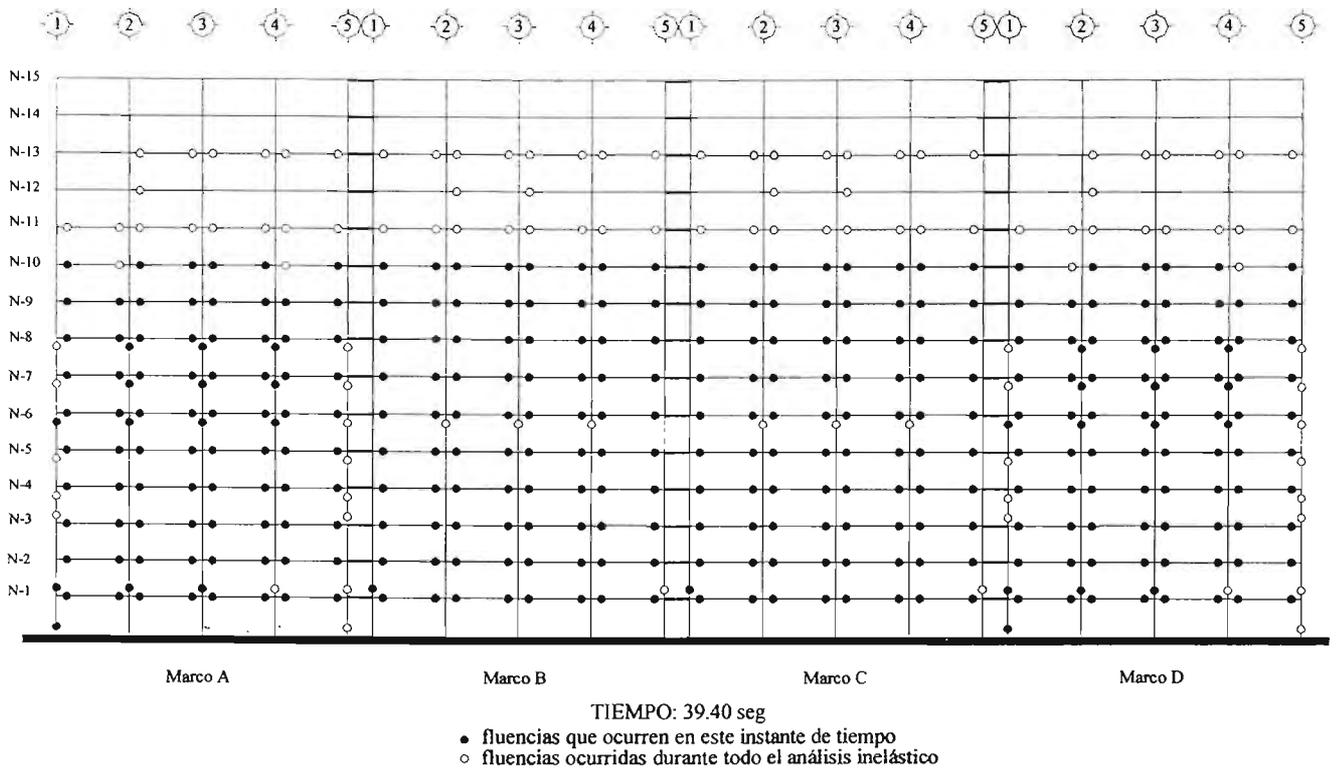


Figura A.1b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

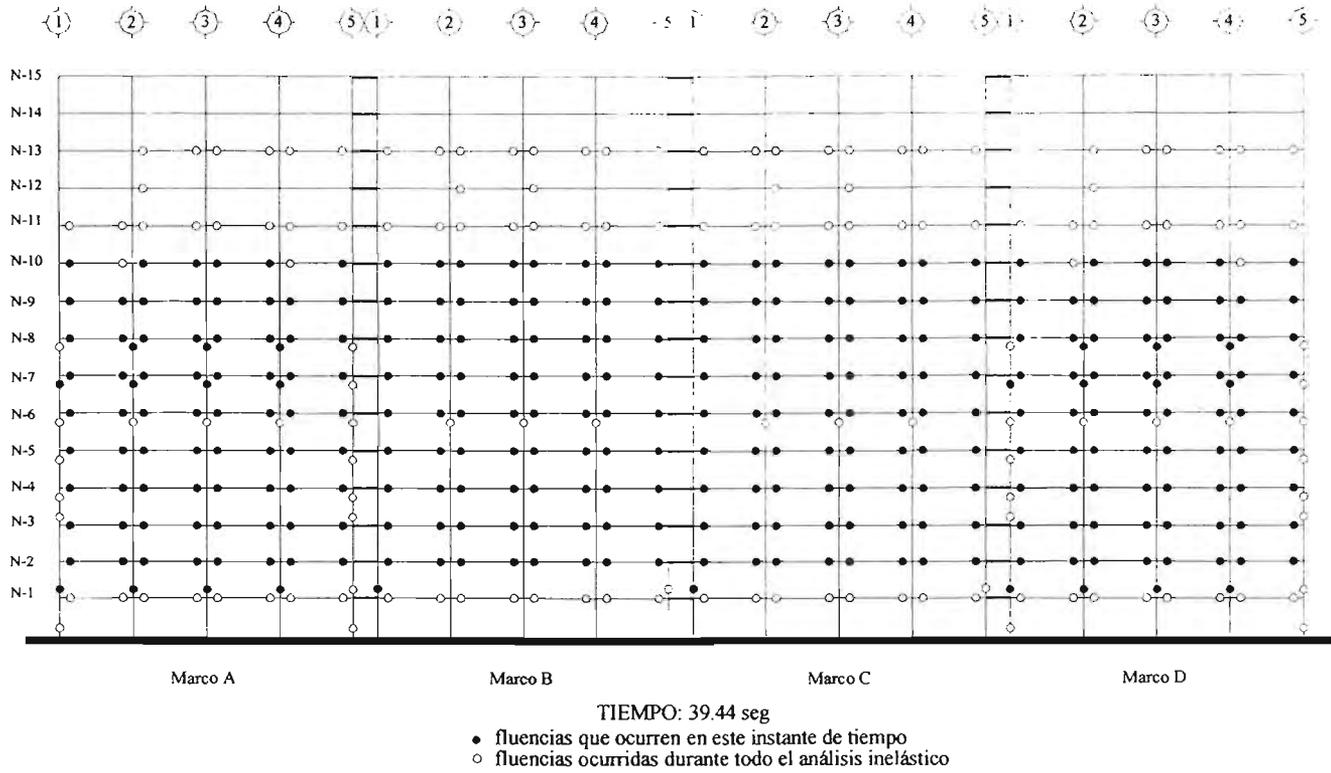


Figura A.1c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

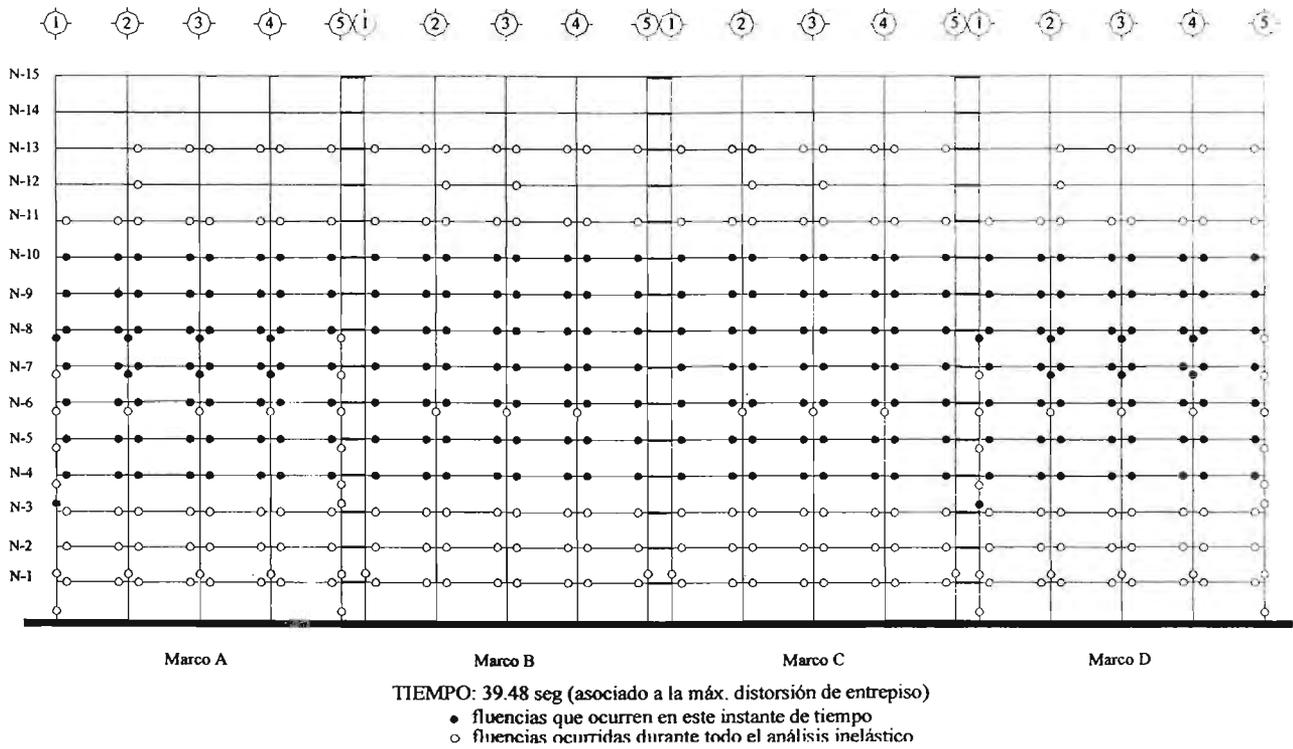


Figura A.1d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

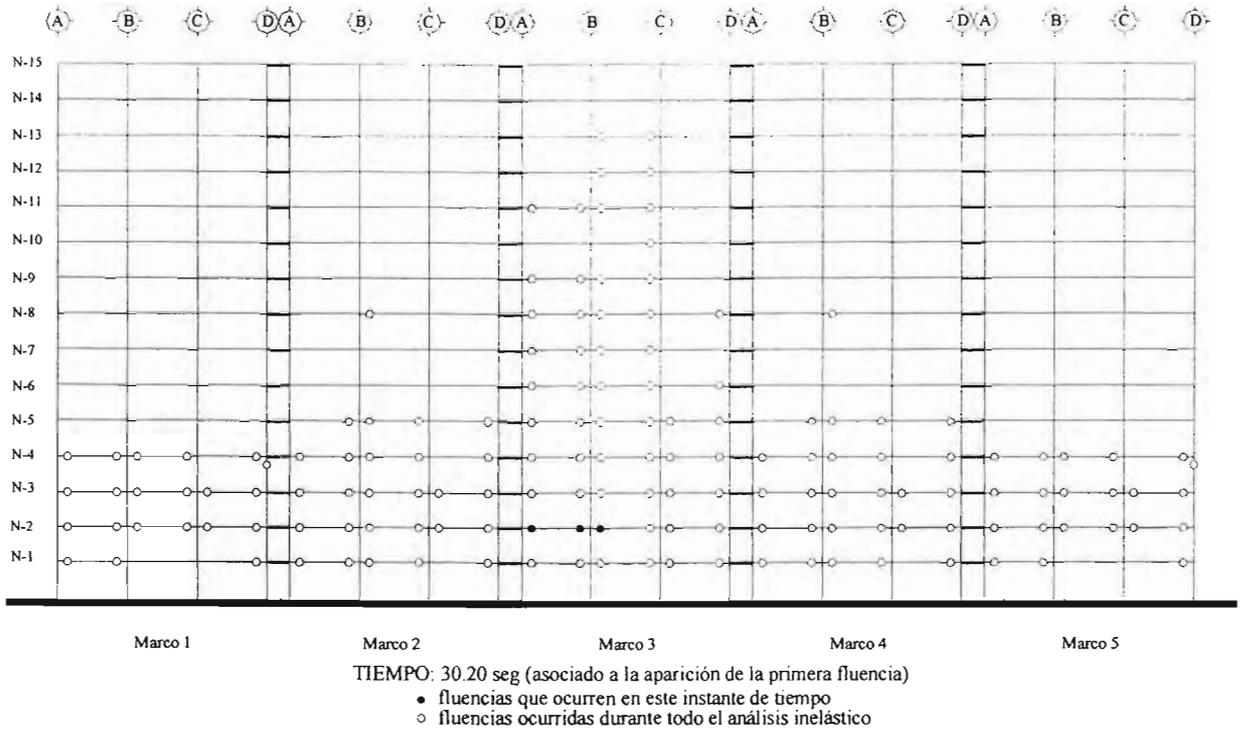


Figura A.1e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

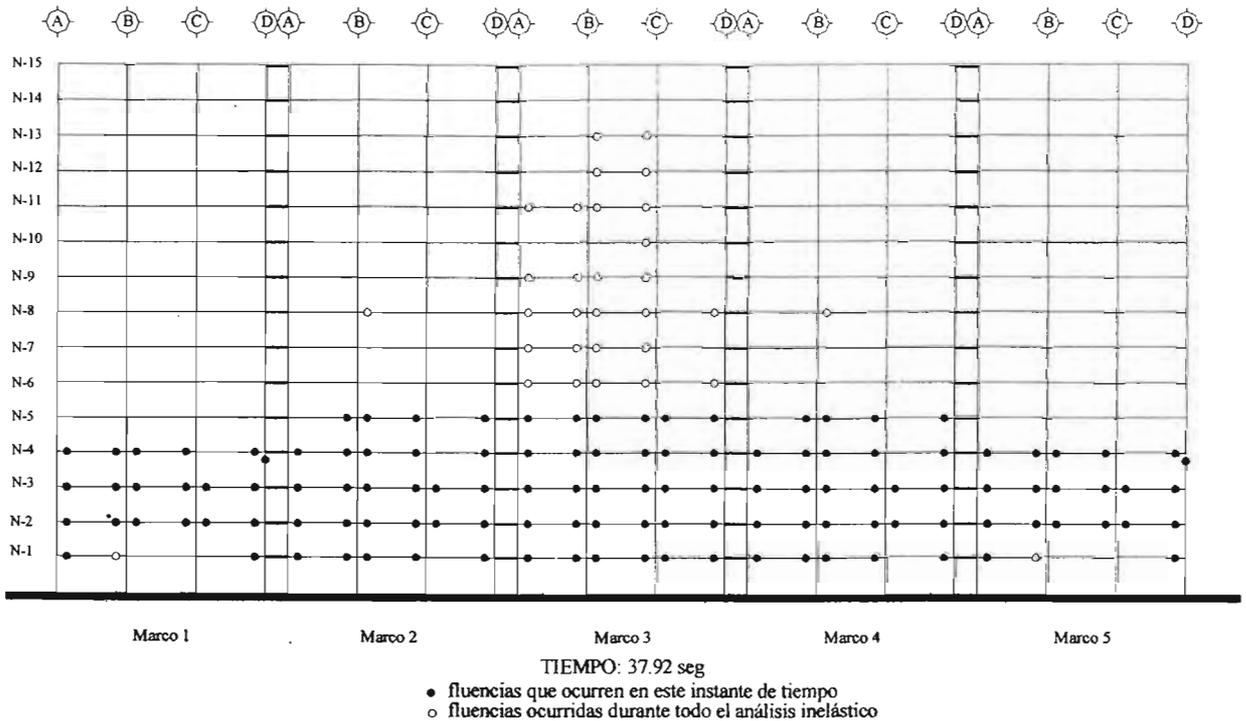


Figura A.1f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

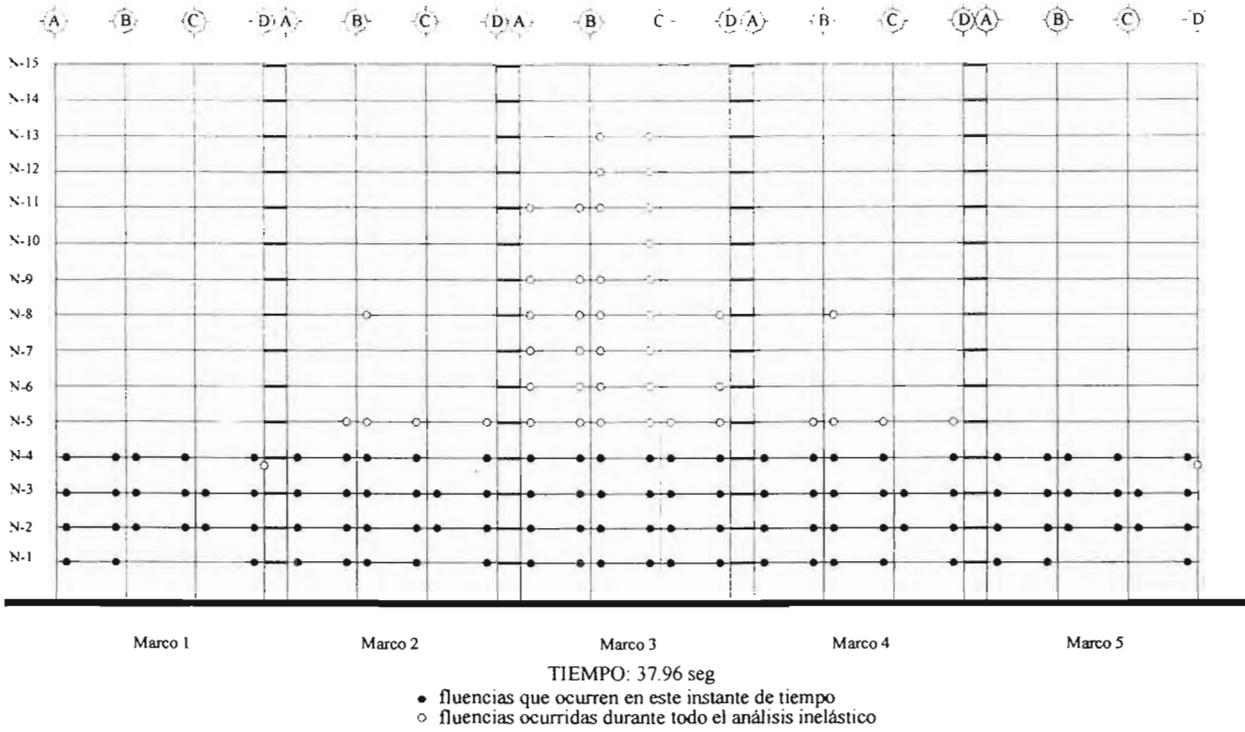


Figura A.1g Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

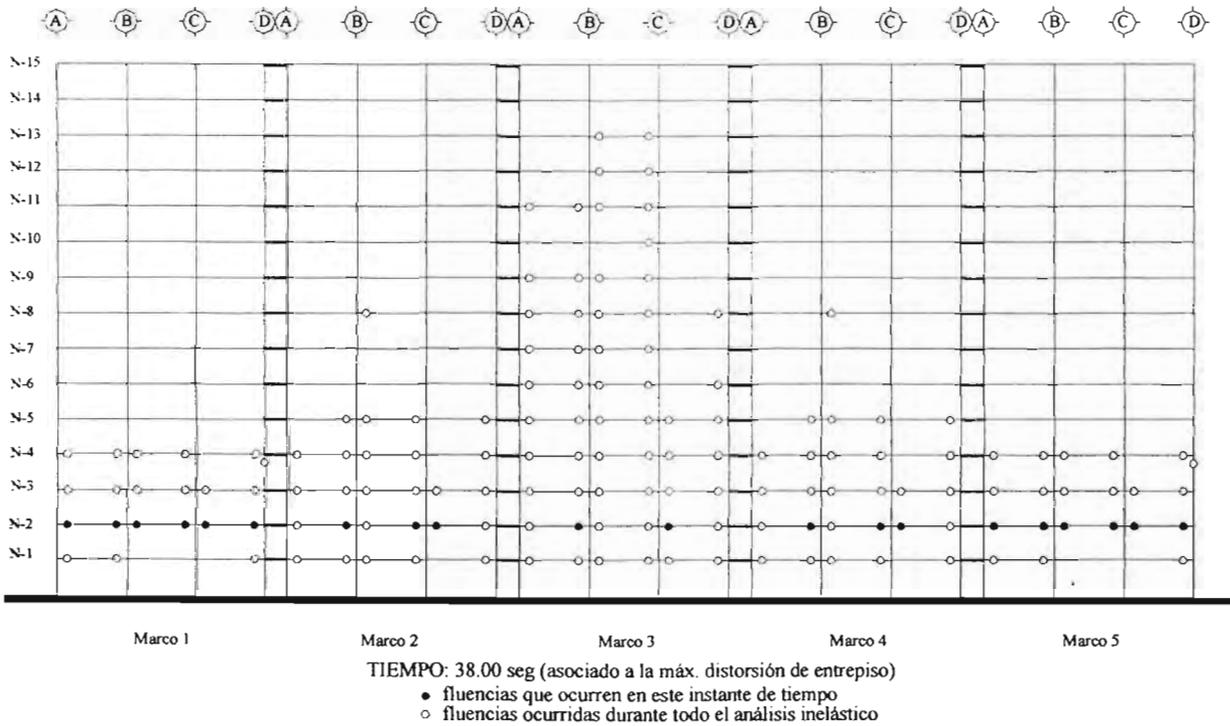


Figura A.1h Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

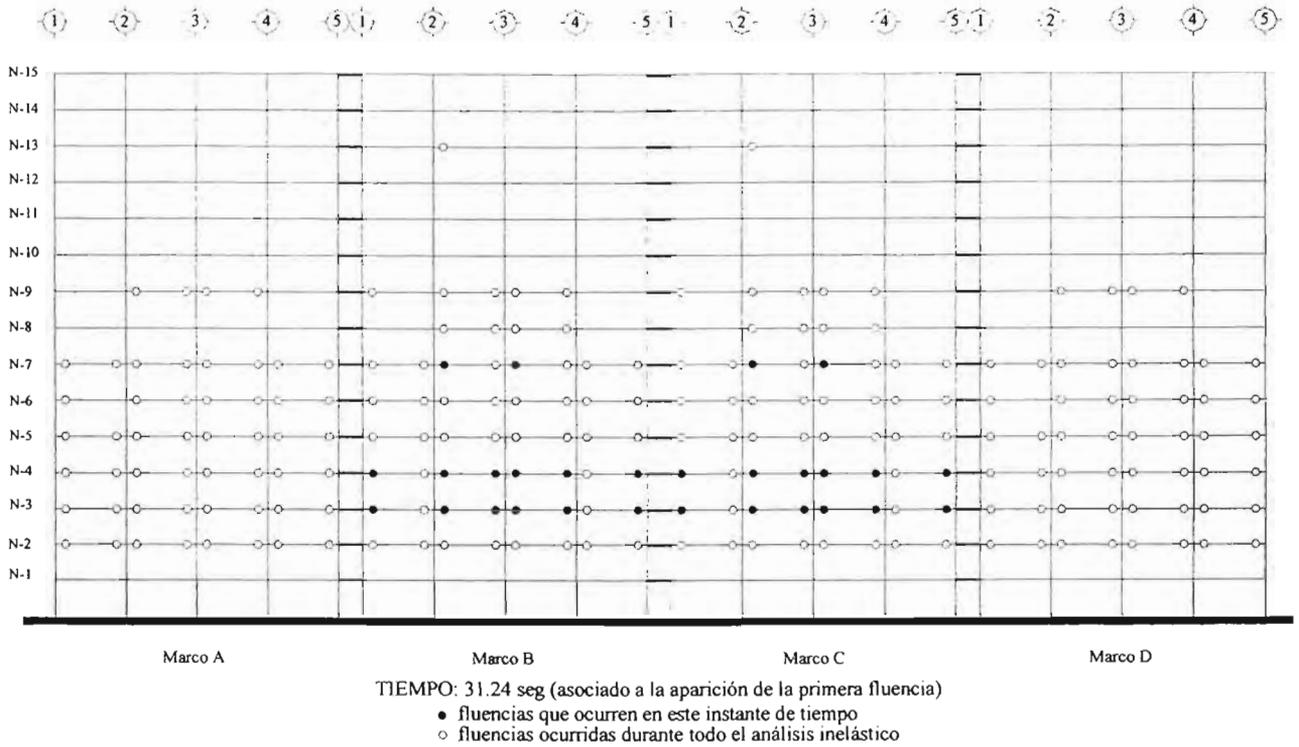


Figura A.2a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

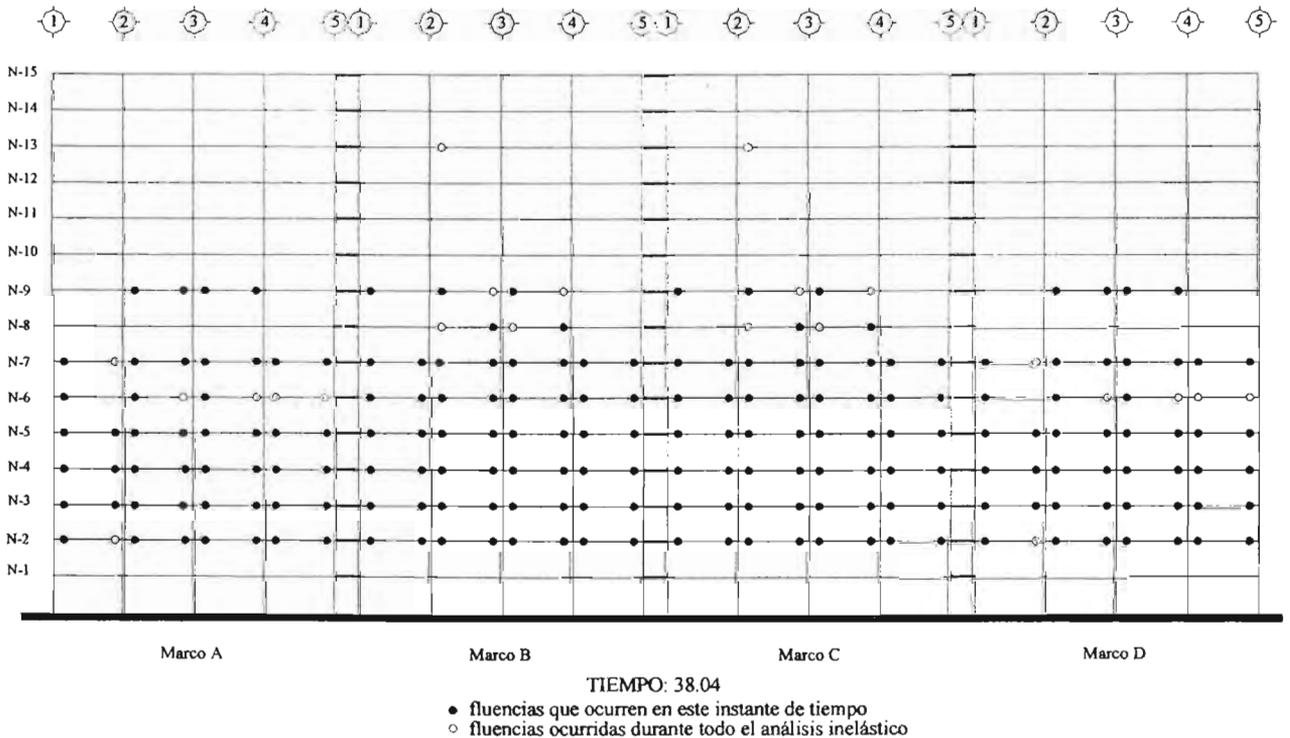


Figura A.2b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

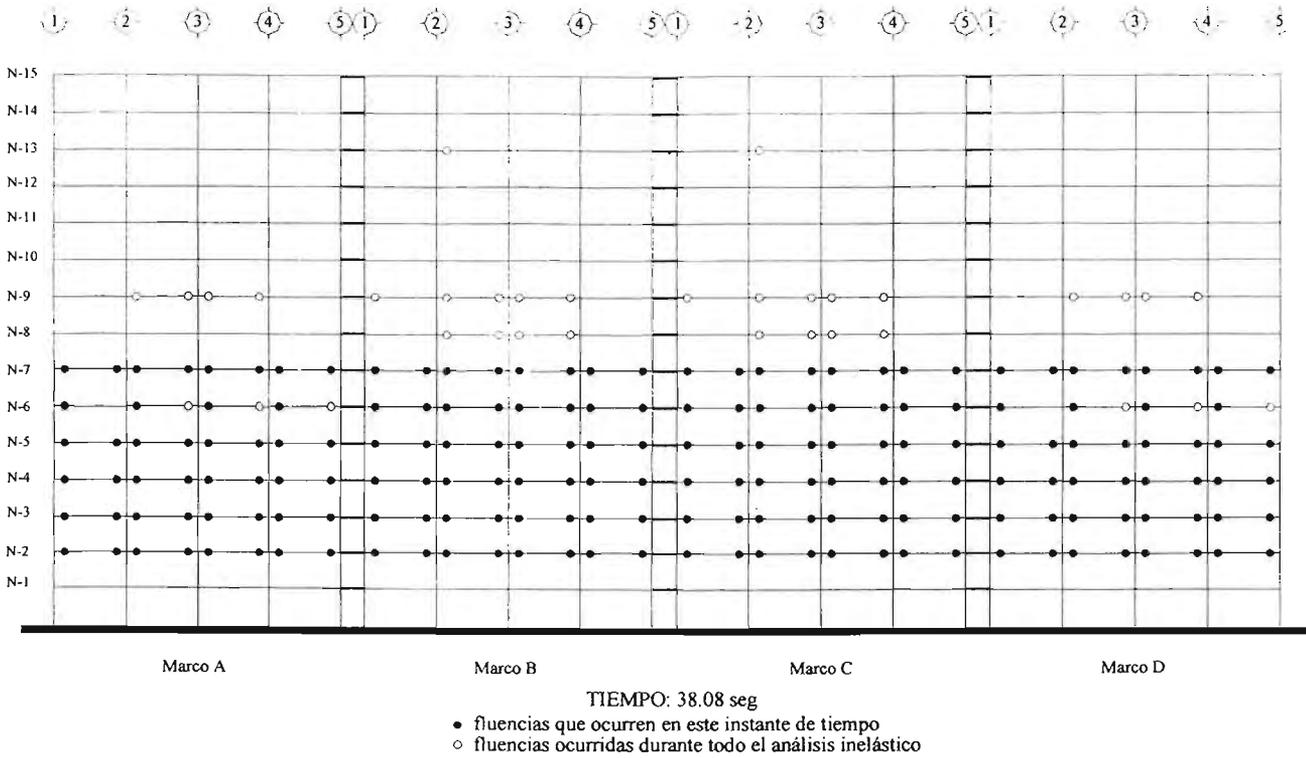


Figura A.2c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

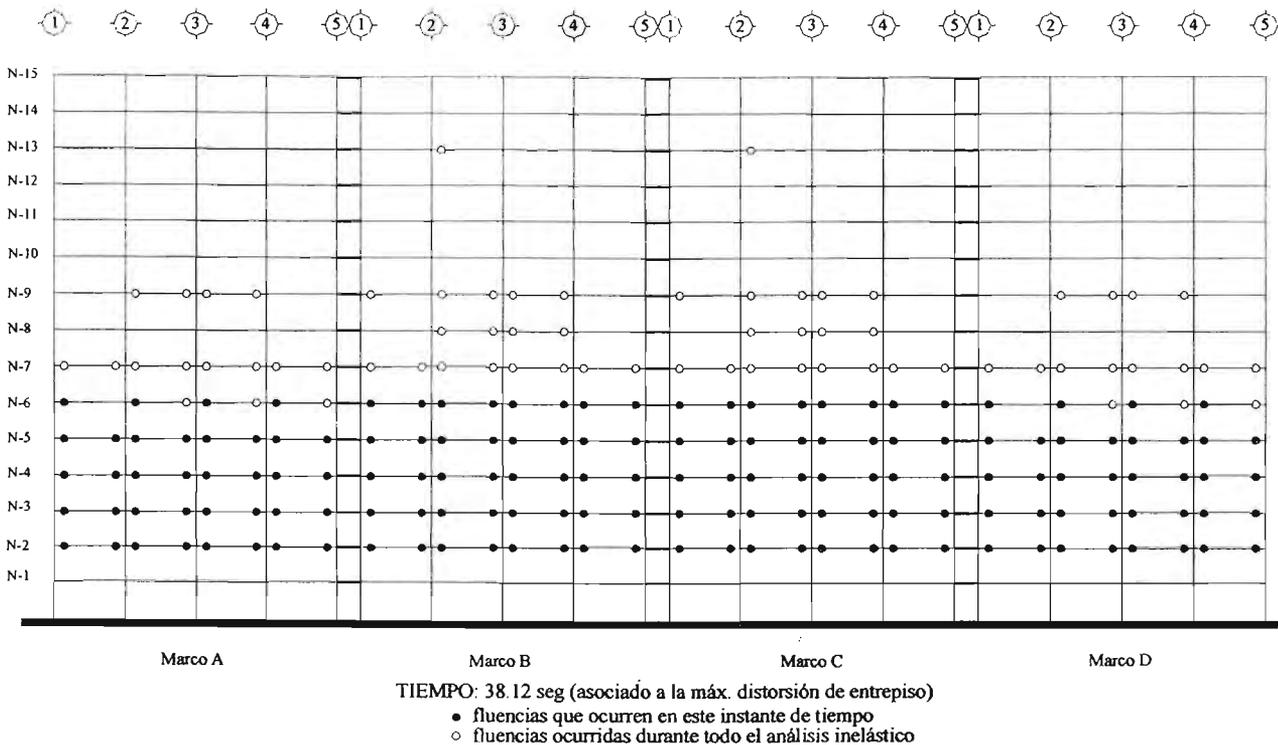


Figura A.2d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

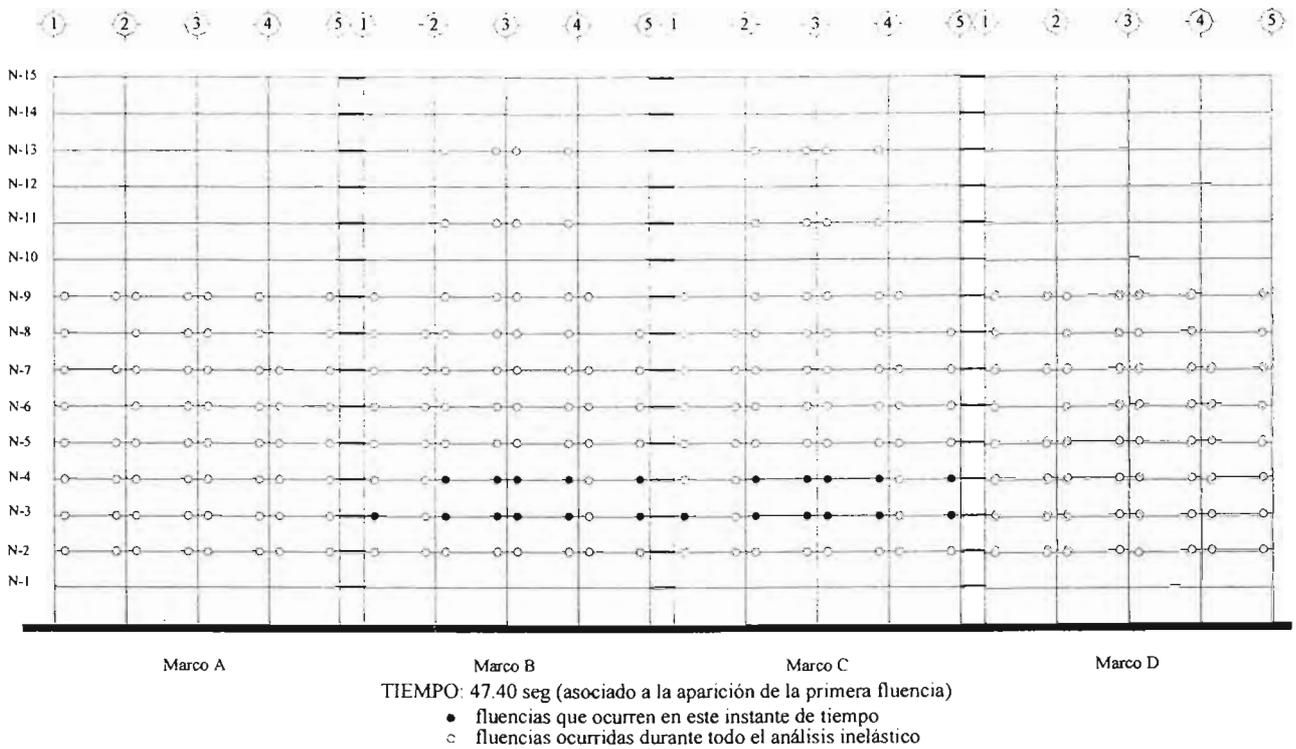


Figura A.3a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección x para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

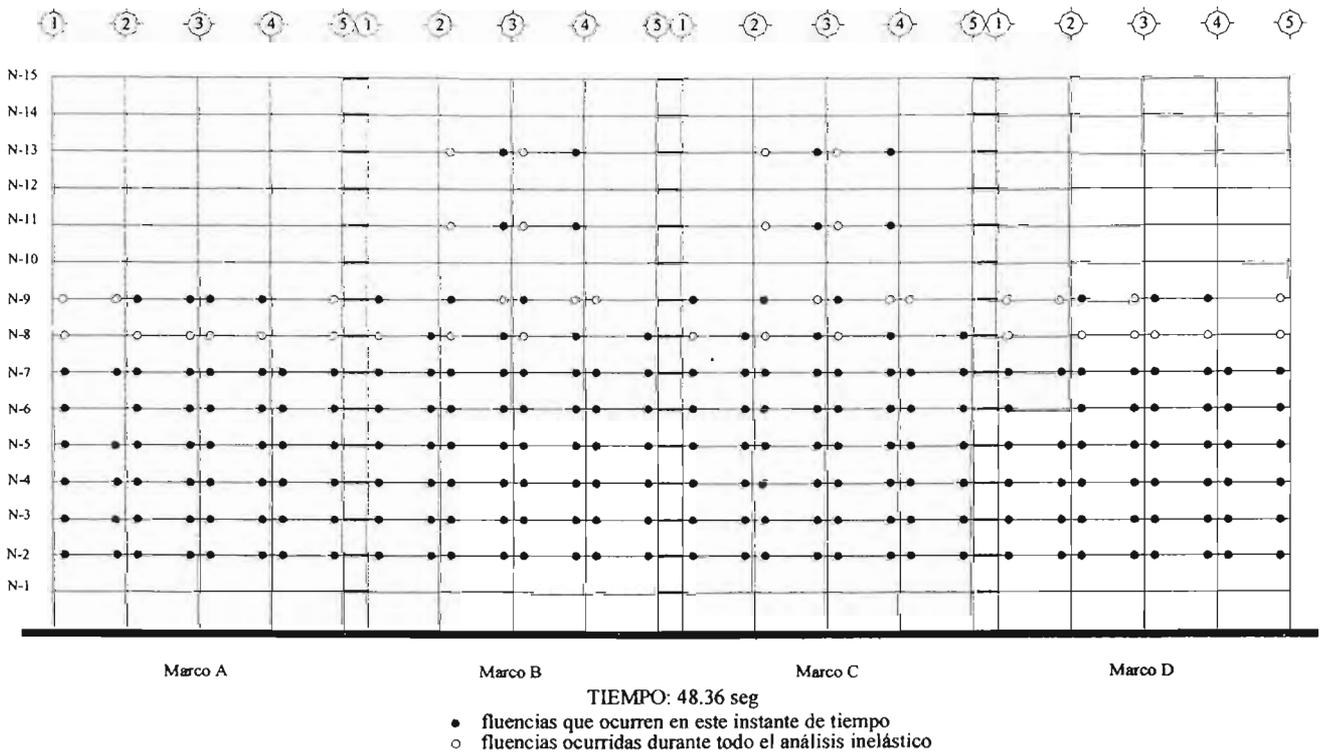


Figura A.3b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección x para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

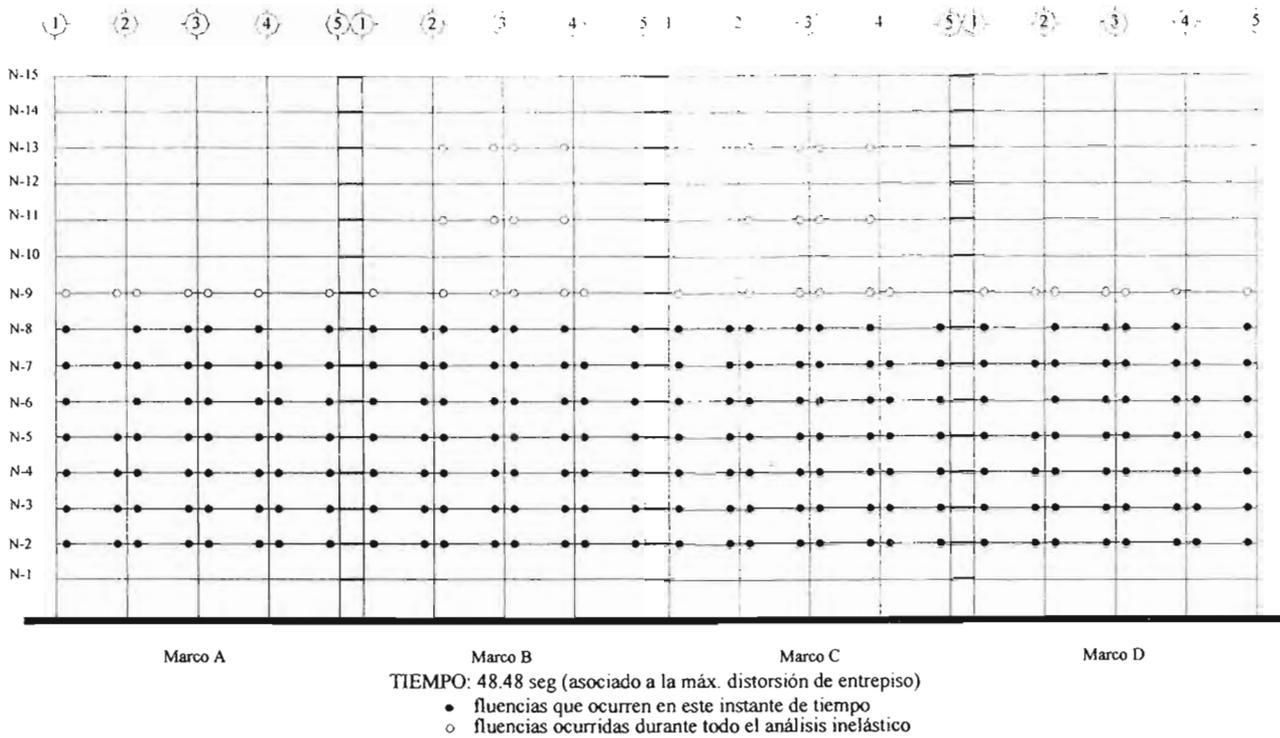


Figura A.3c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección x para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

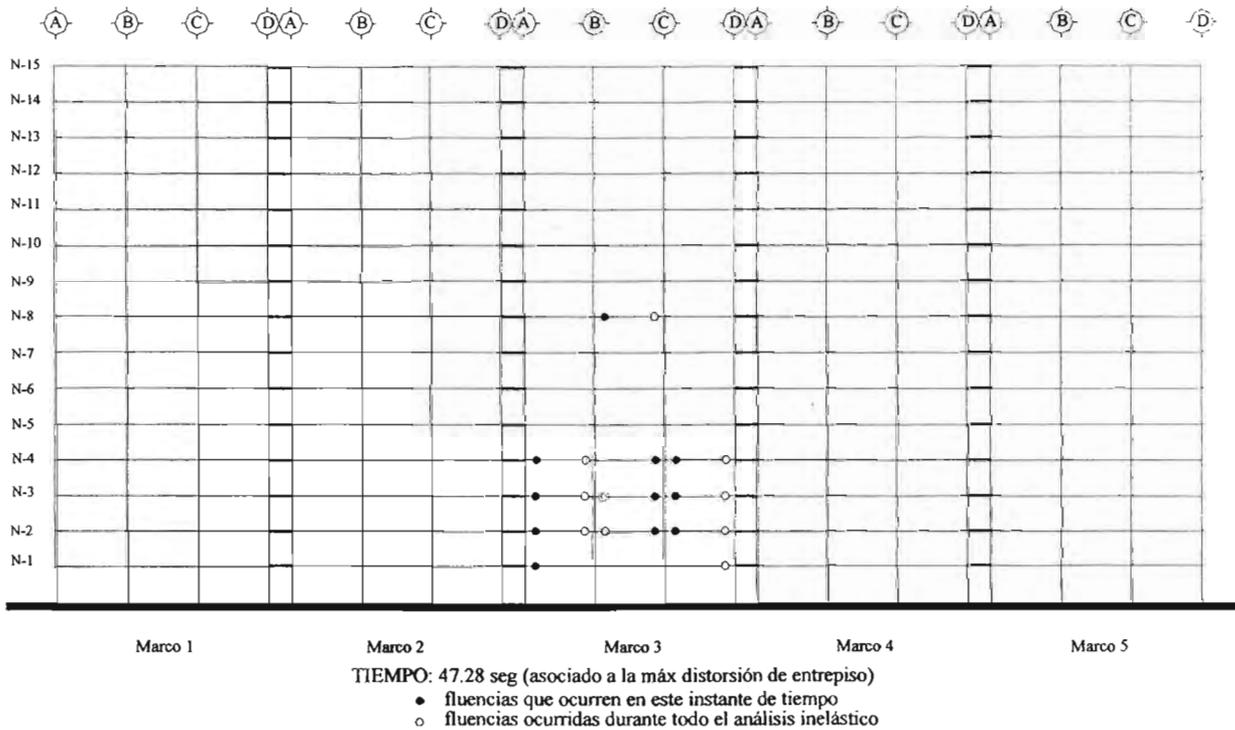


Figura A.3d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3CP en dirección y para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

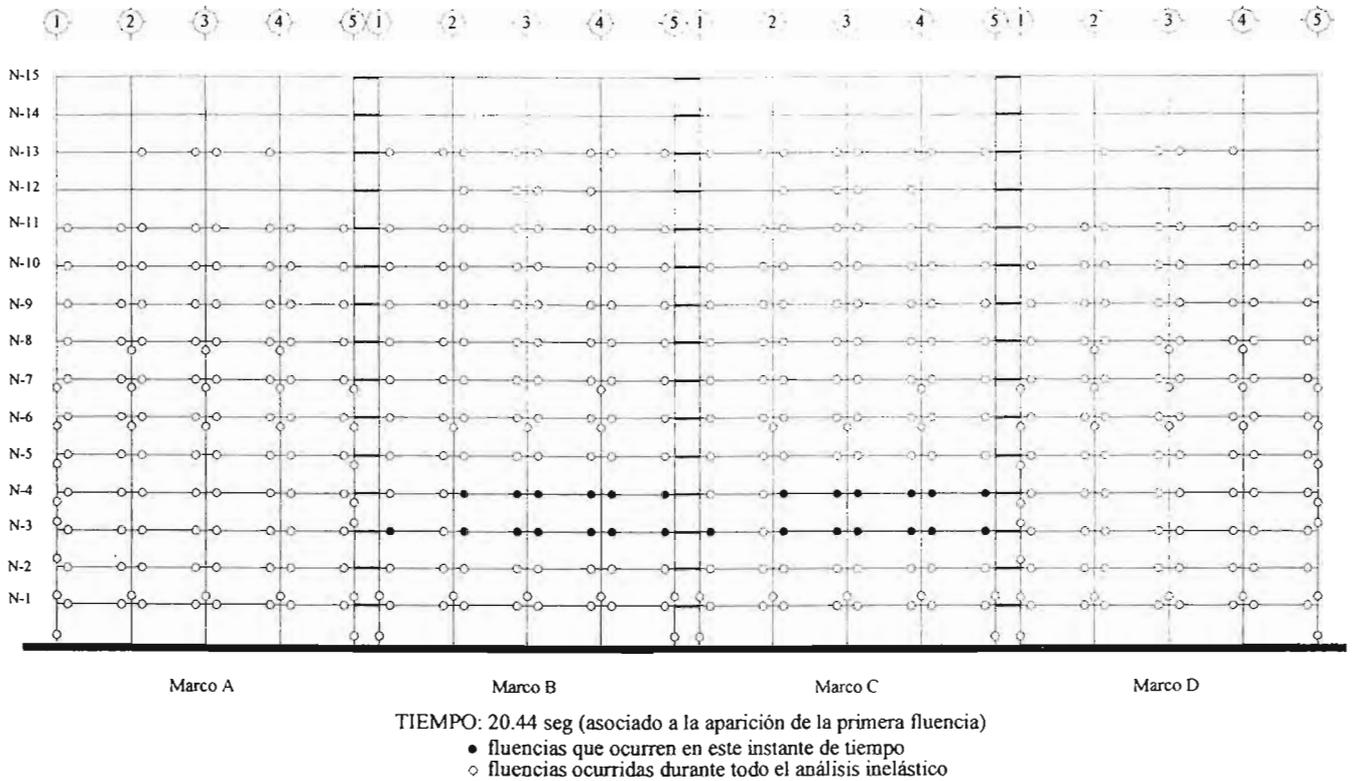


Figura A.4a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

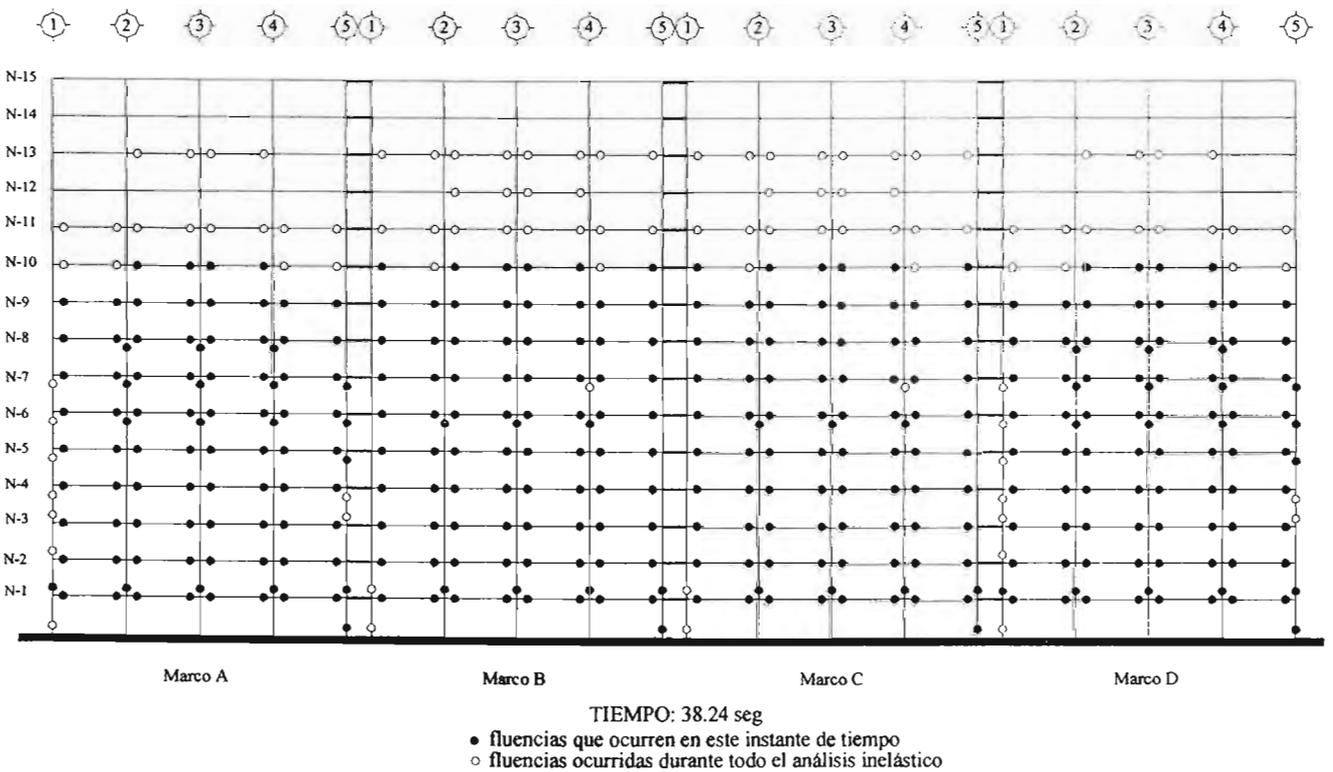


Figura A.4b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

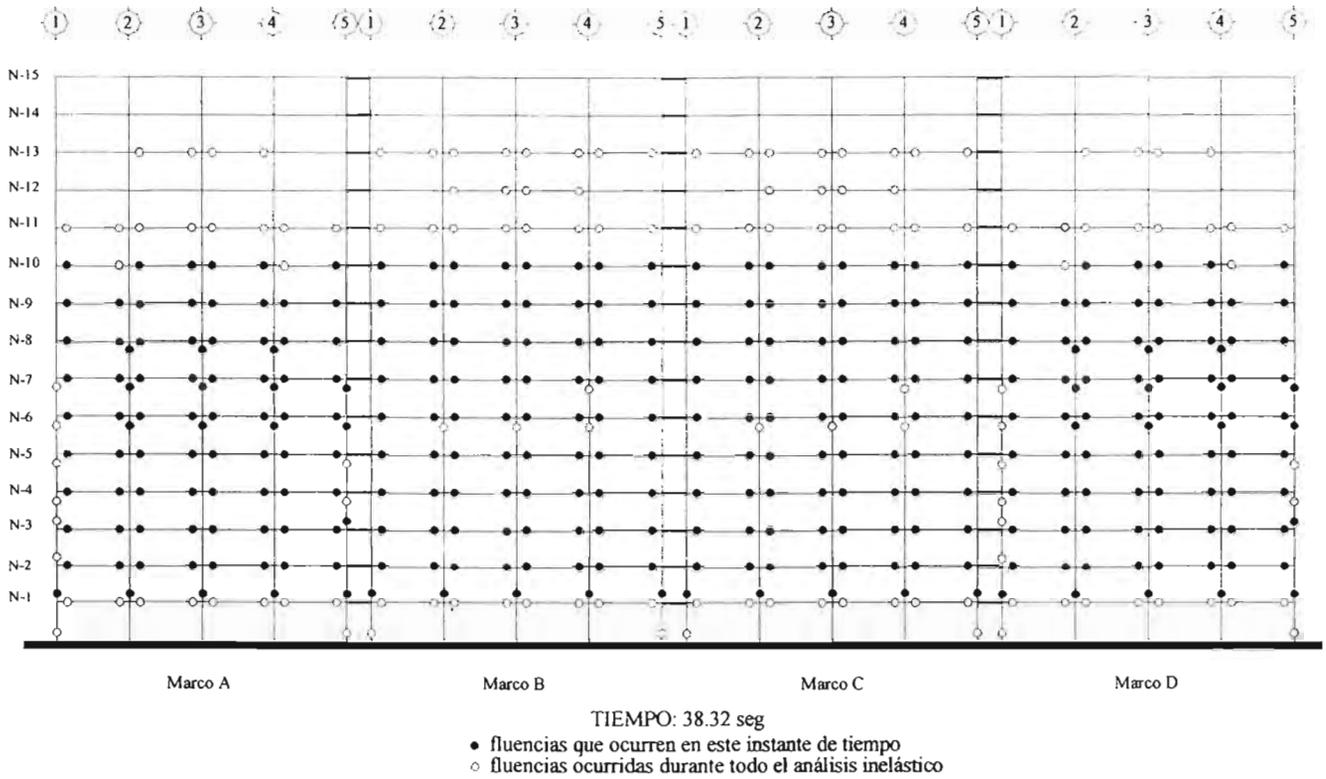


Figura A.4c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

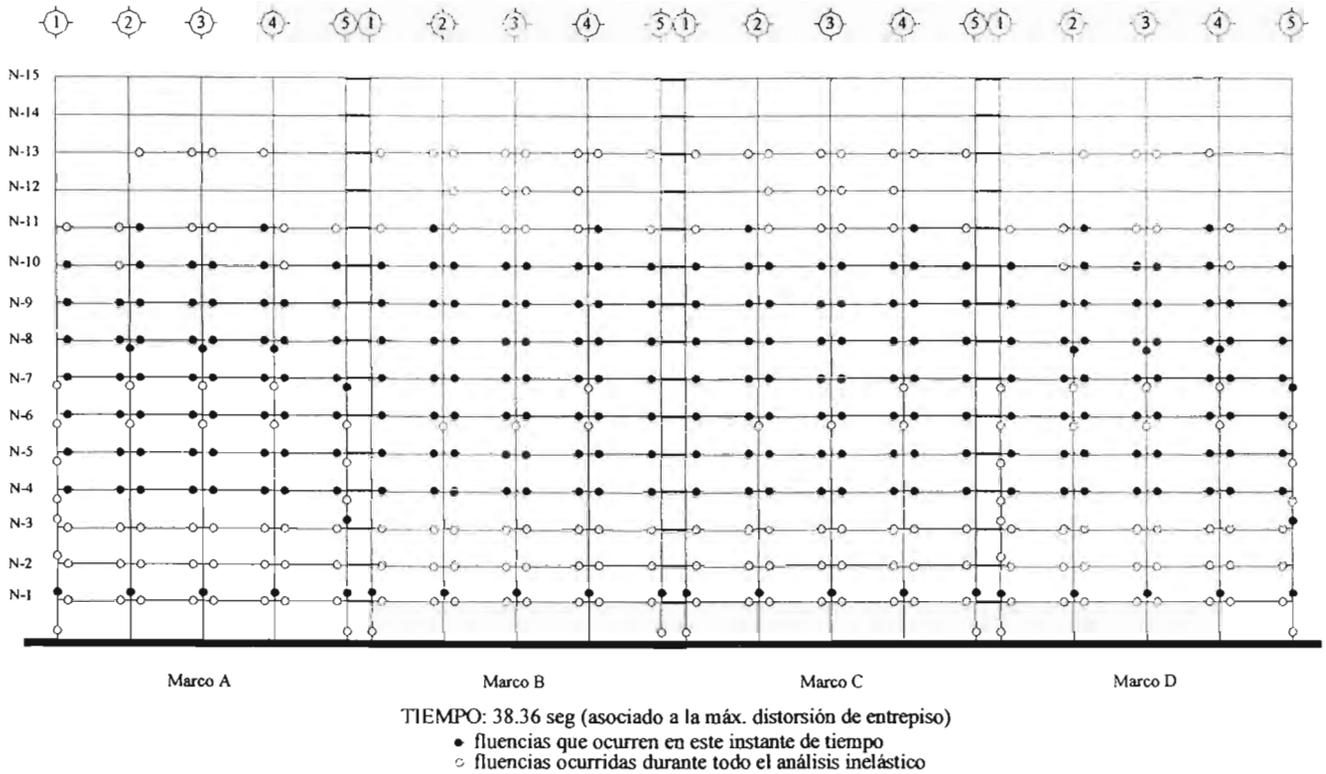


Figura A.4d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

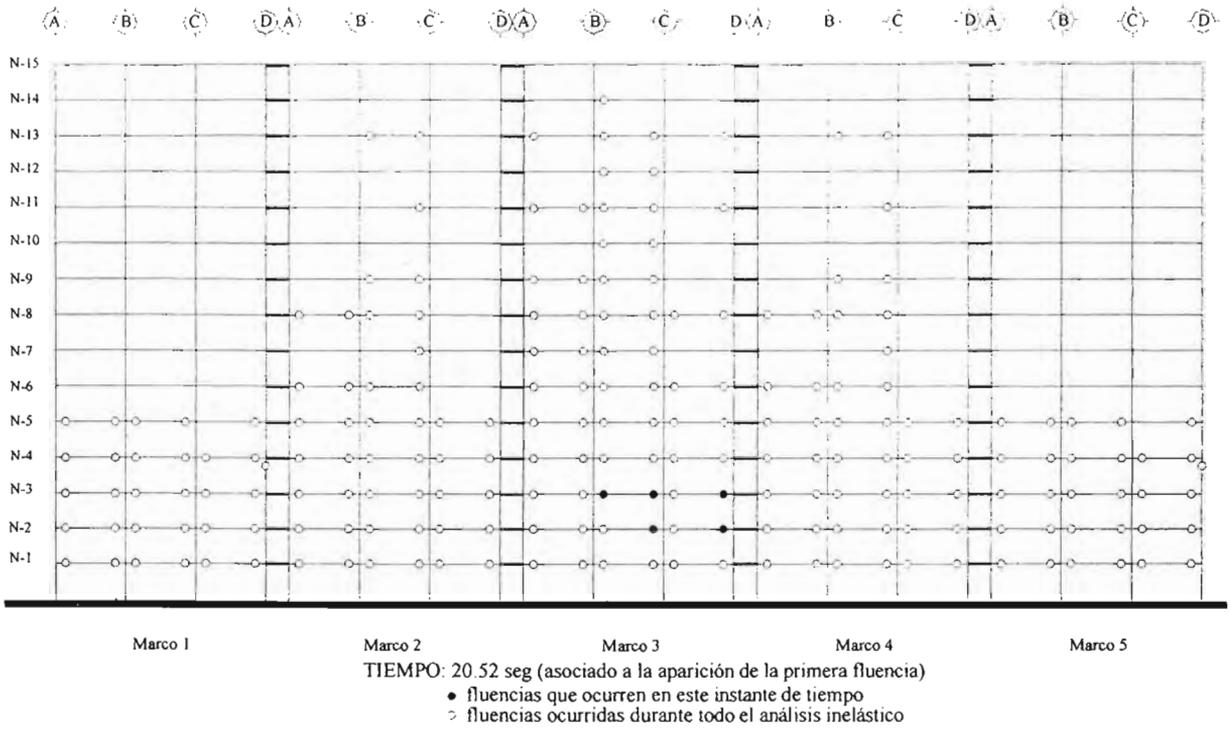


Figura A.4e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

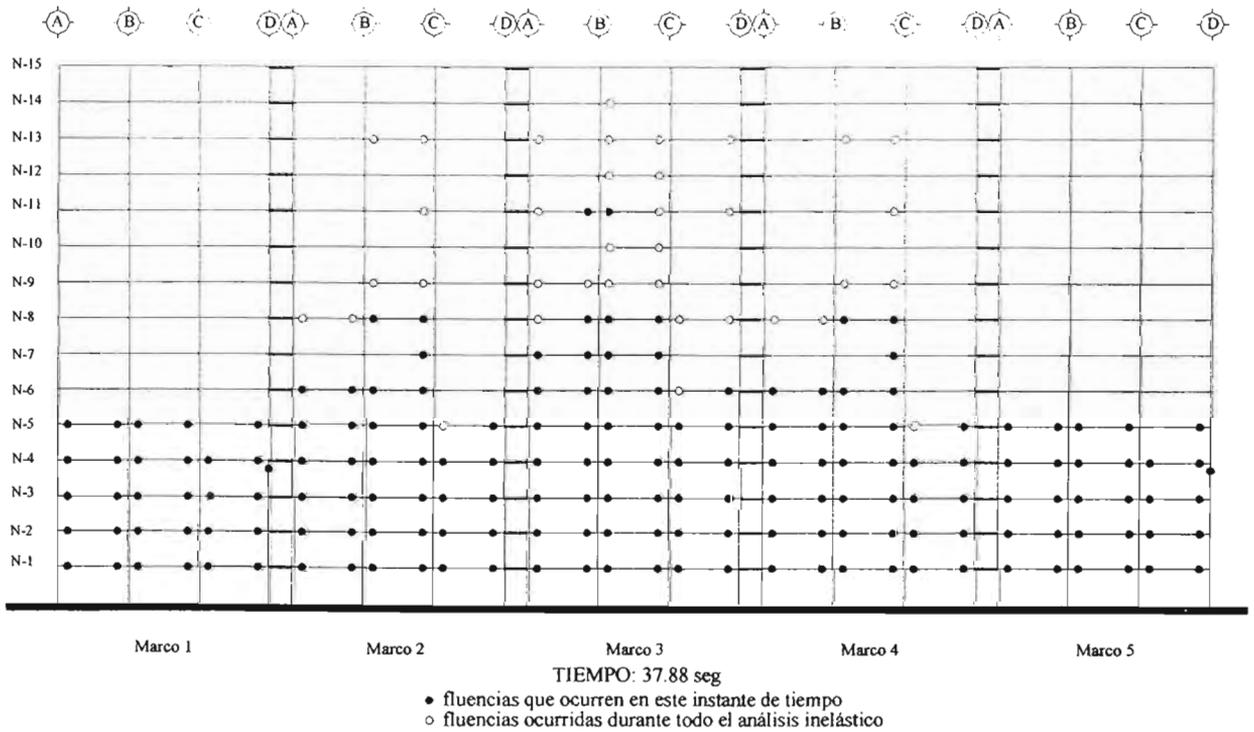


Figura A.4f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

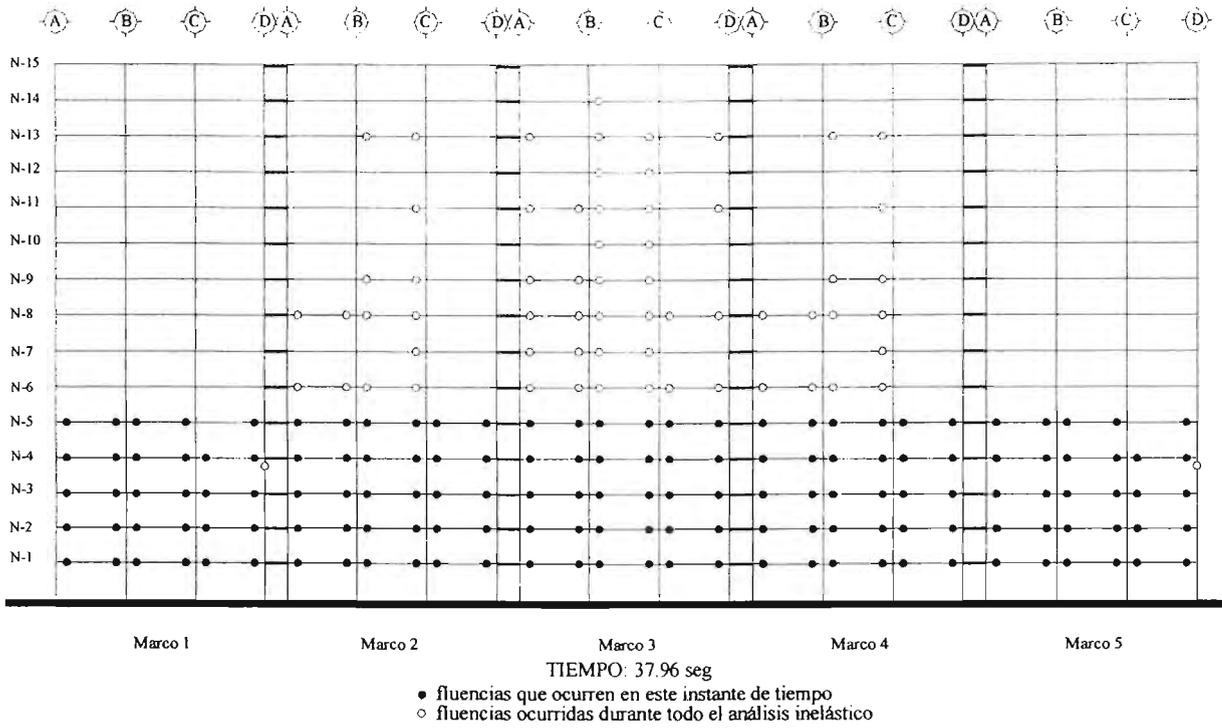


Figura A.4g Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

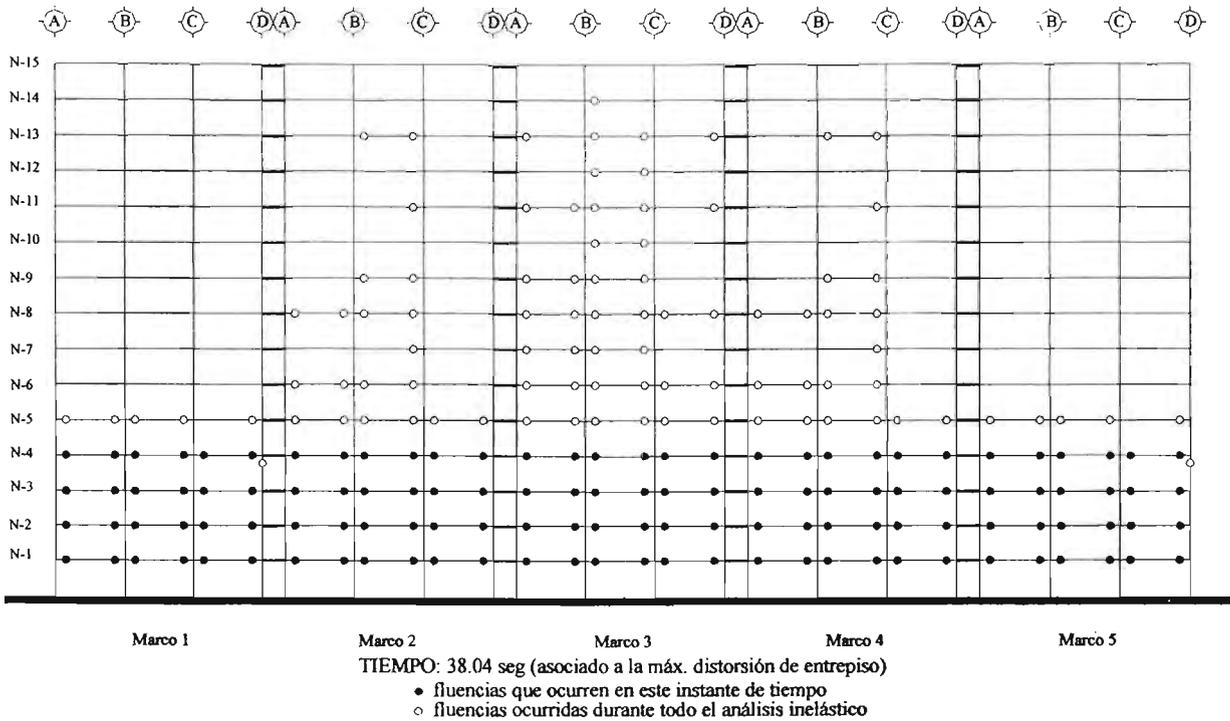


Figura A.4h Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

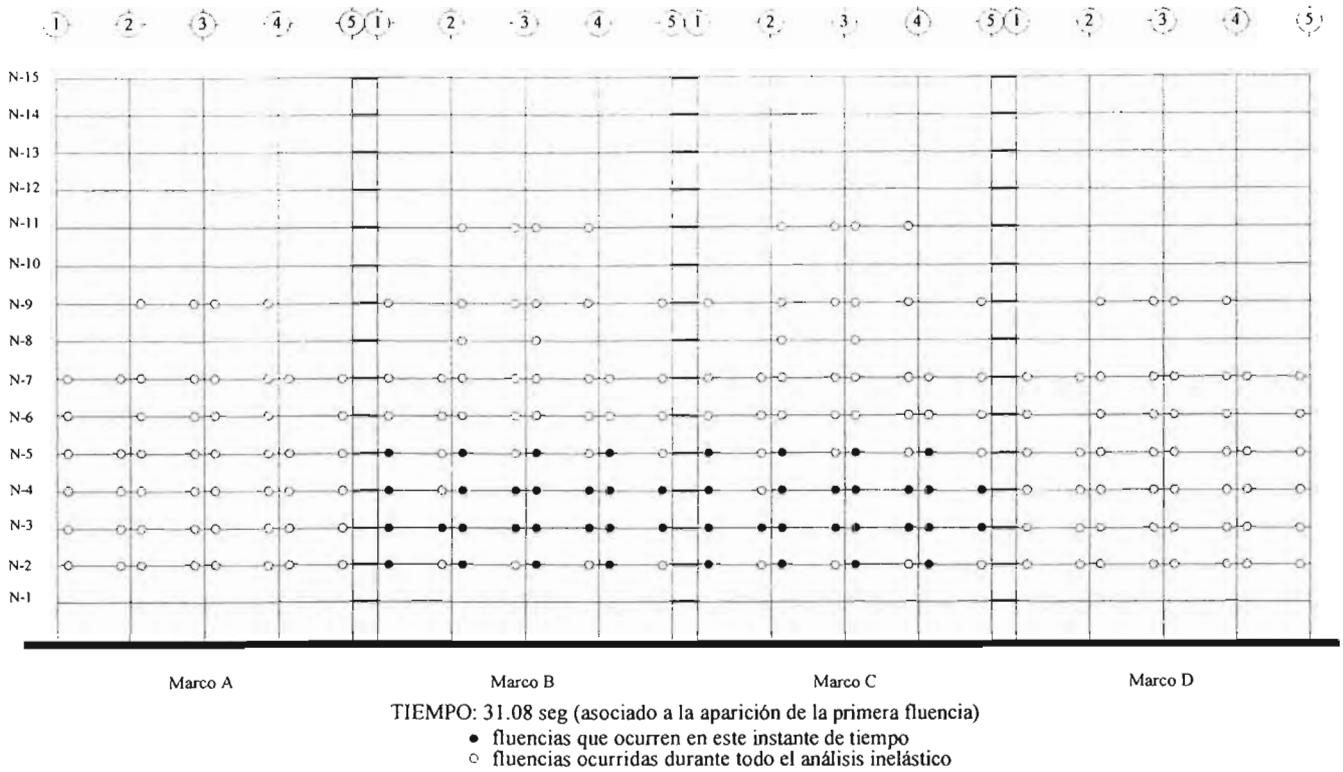


Figura A.5a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

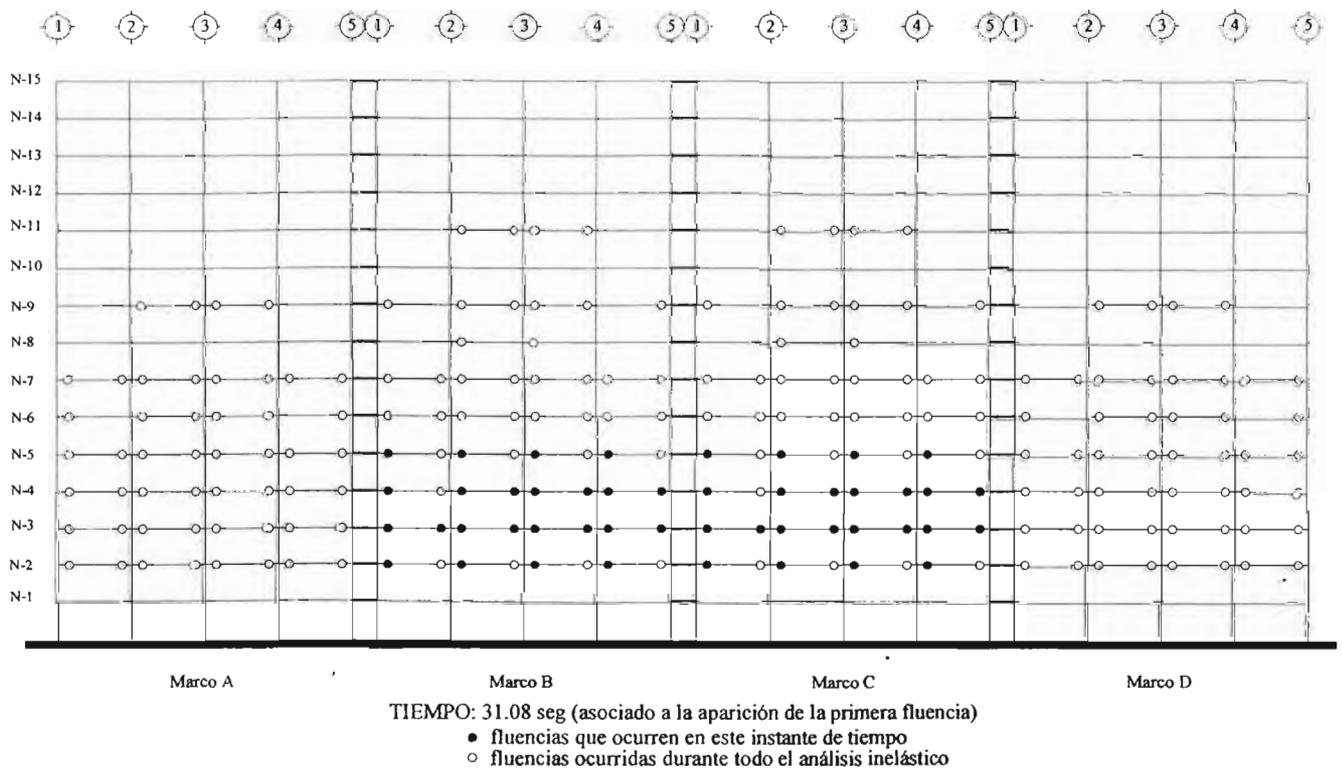


Figura A.5b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

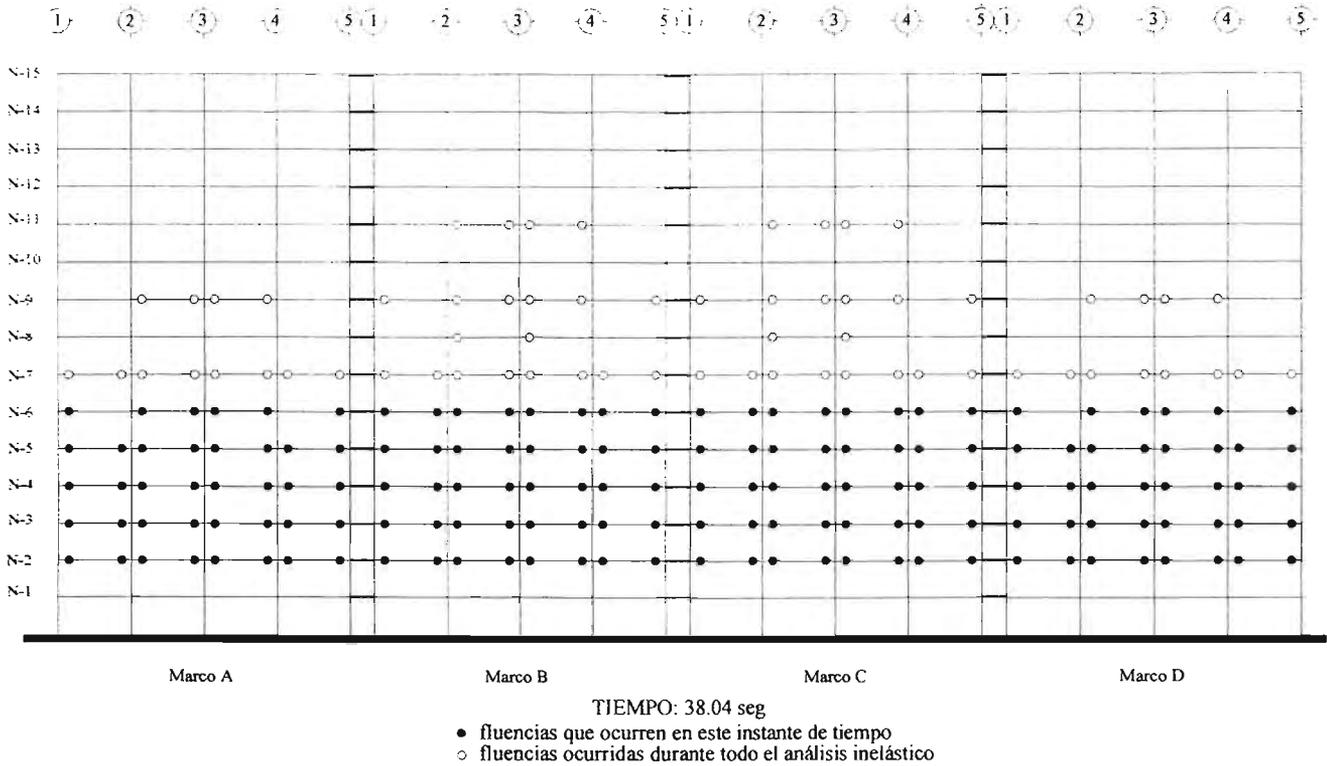


Figura A.5c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

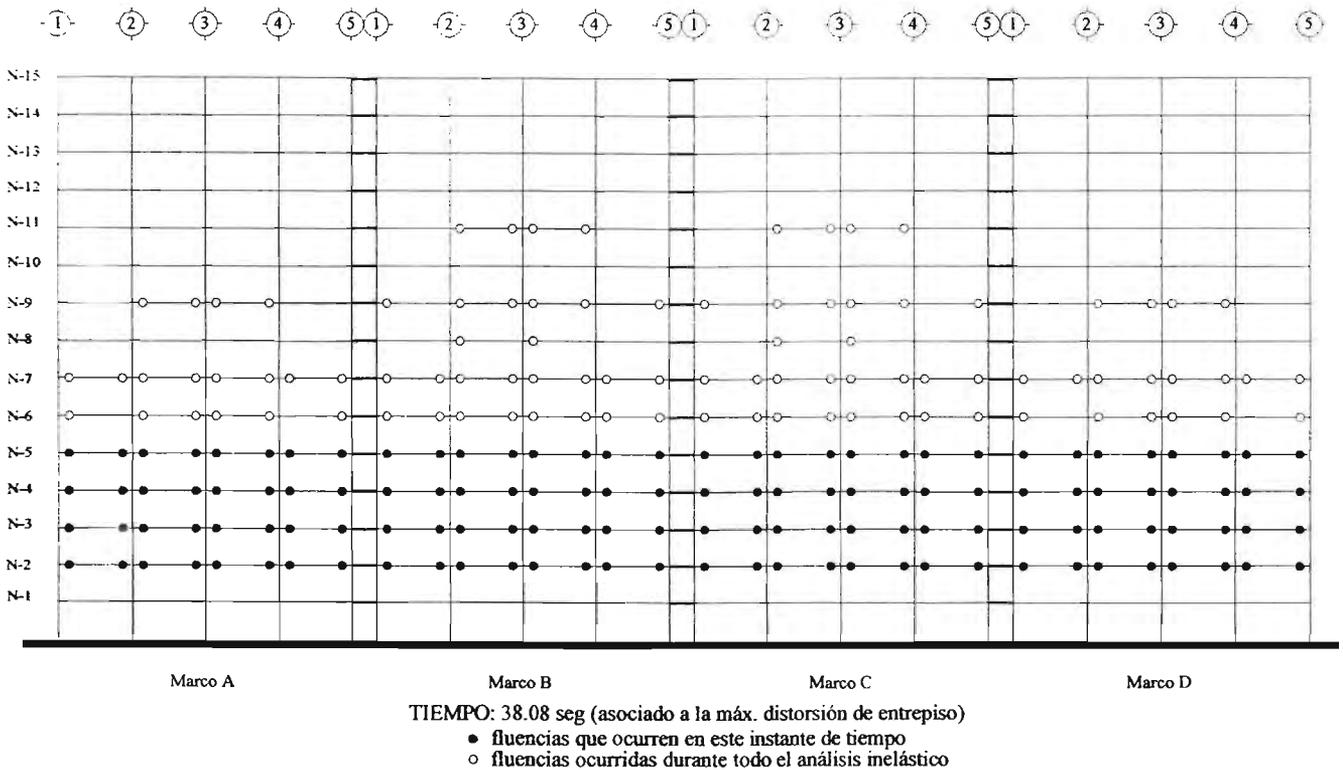


Figura A.5d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

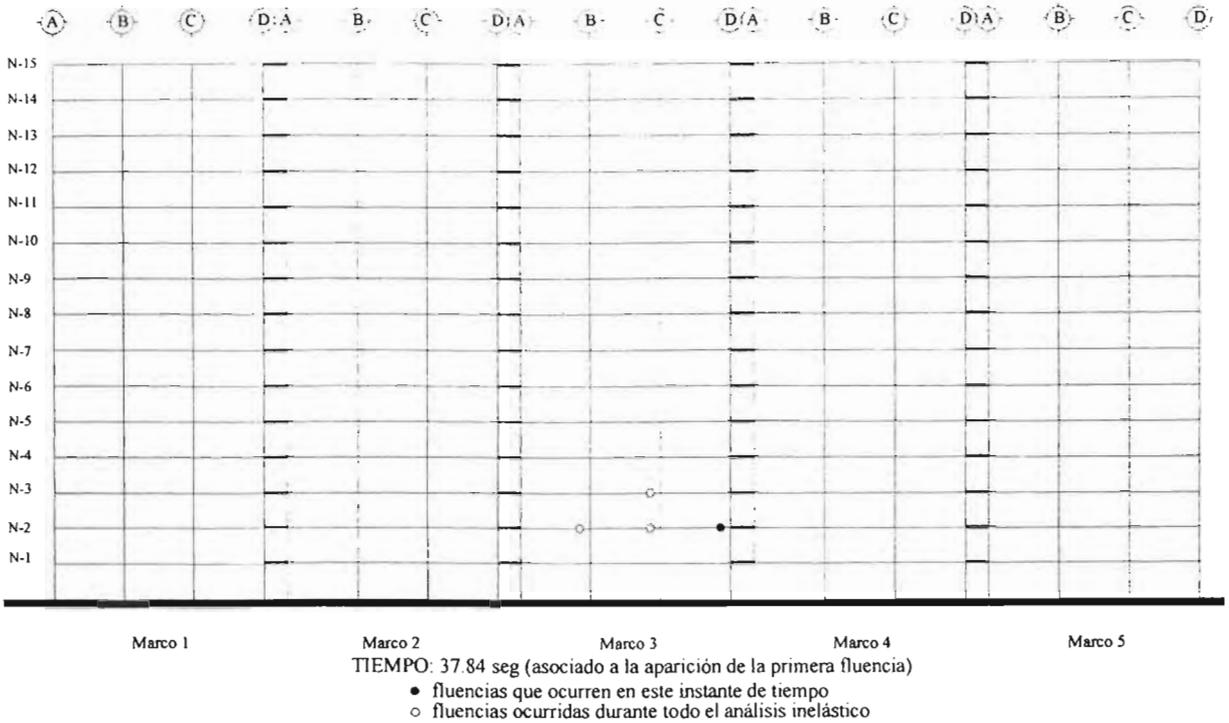


Figura A.5e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

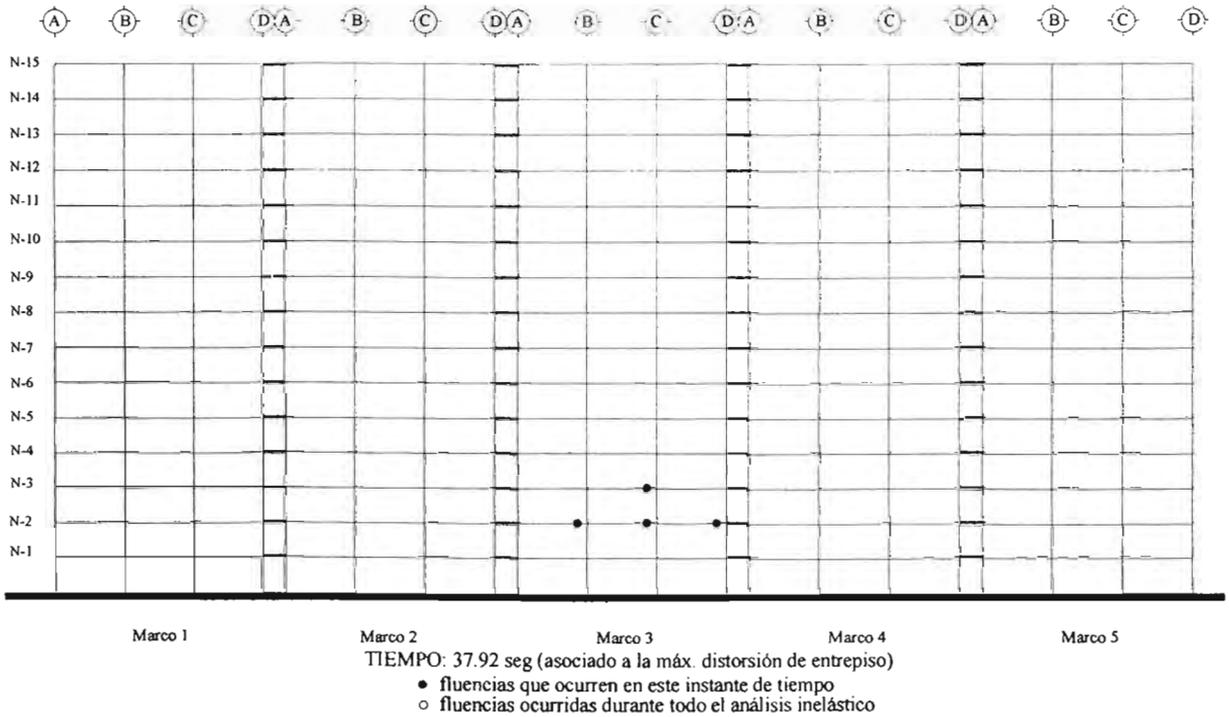


Figura A.5f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

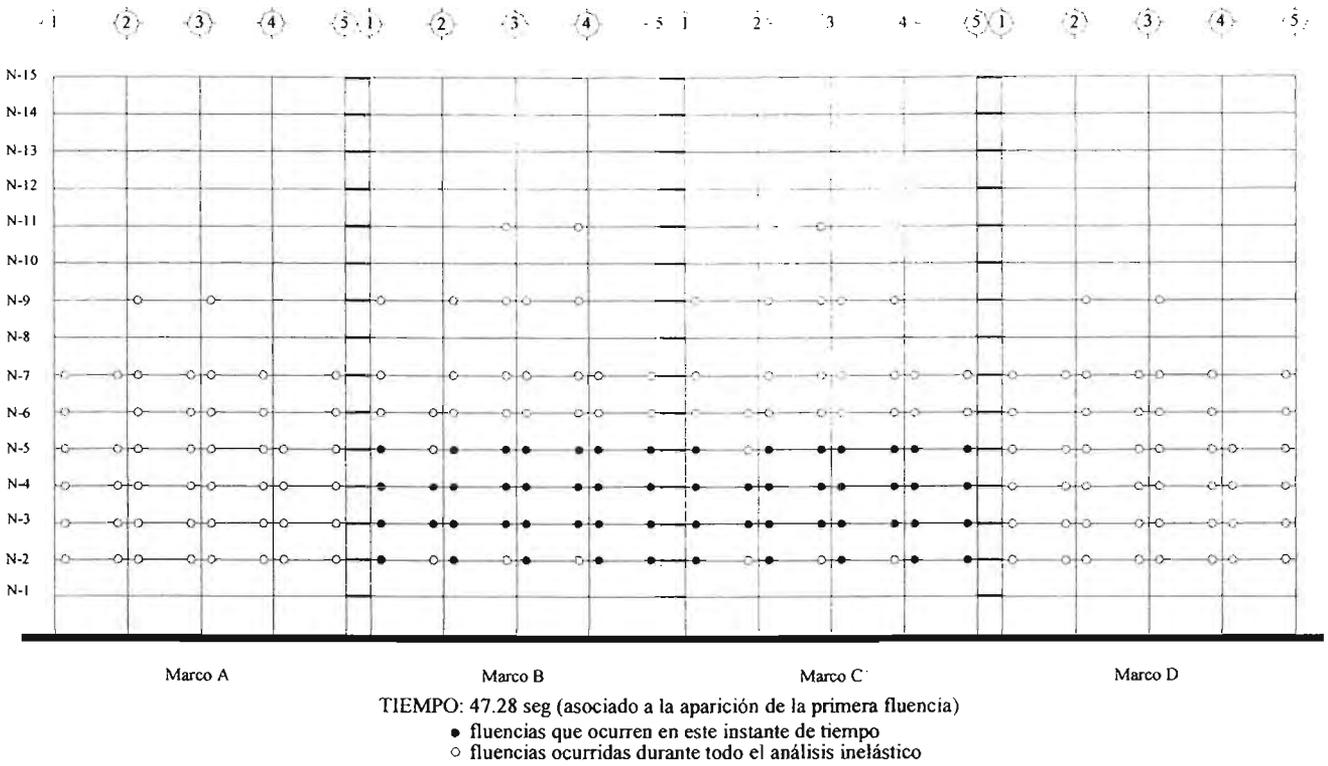


Figura A.6a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección x para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

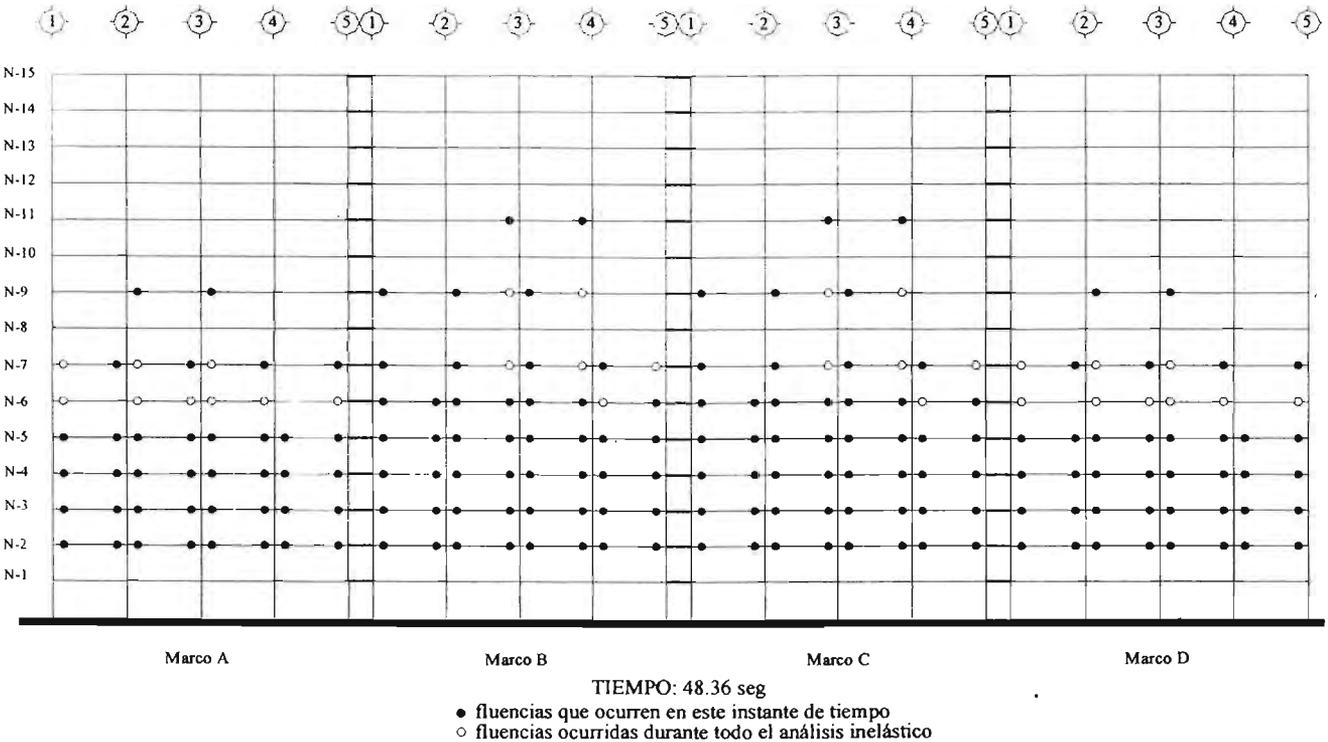


Figura A.6b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección x para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

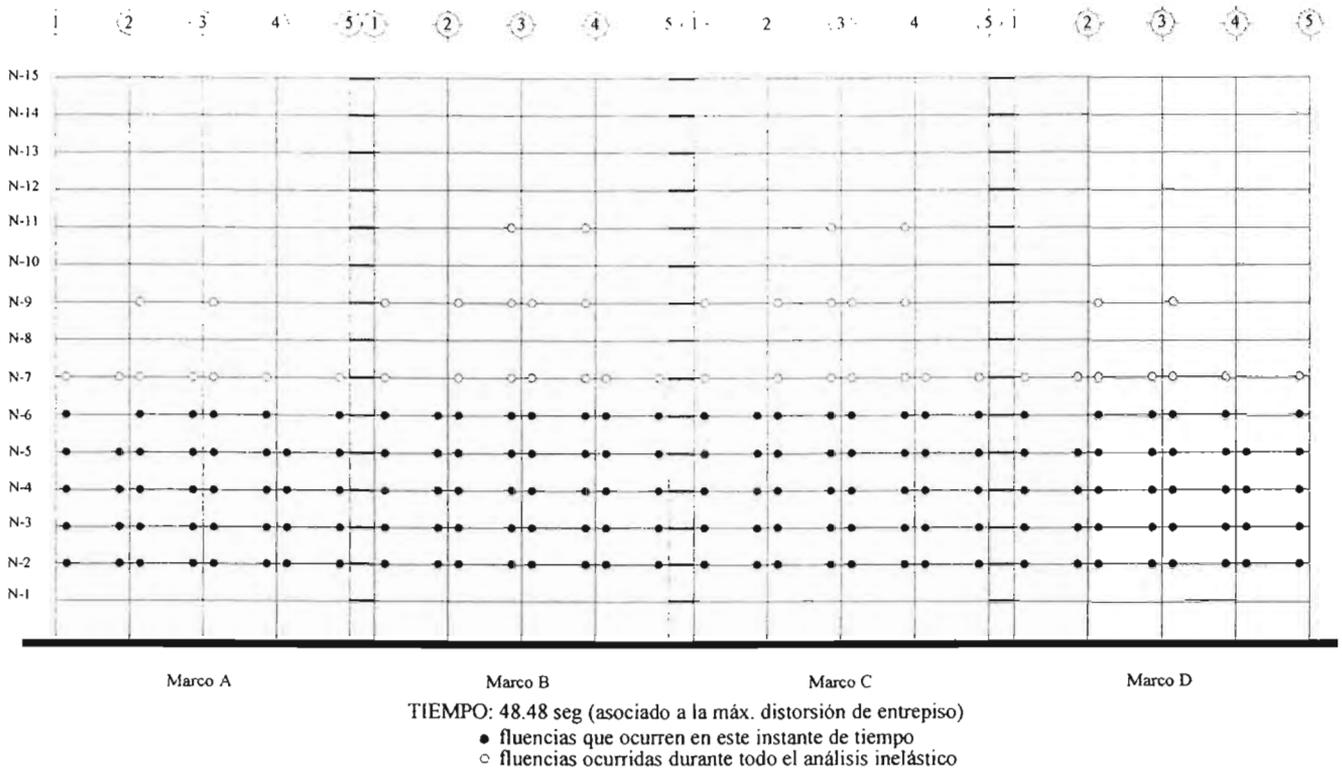


Figura A.6c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección x para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

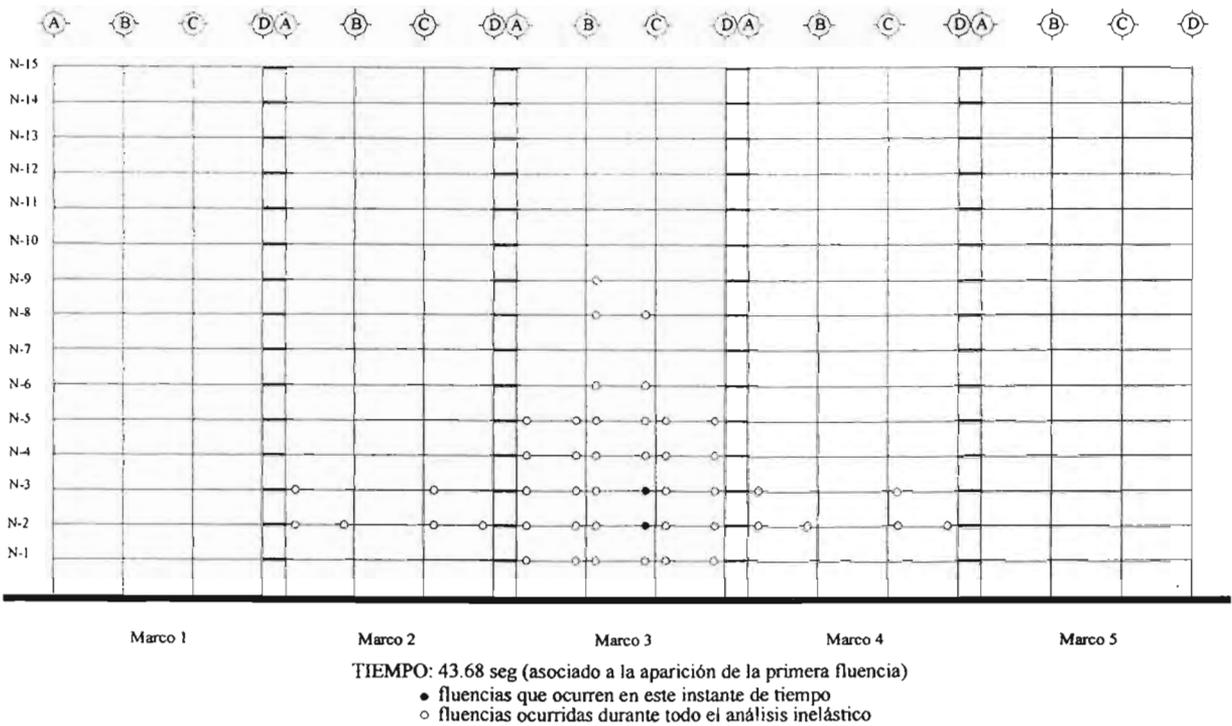


Figura A.6d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección y para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

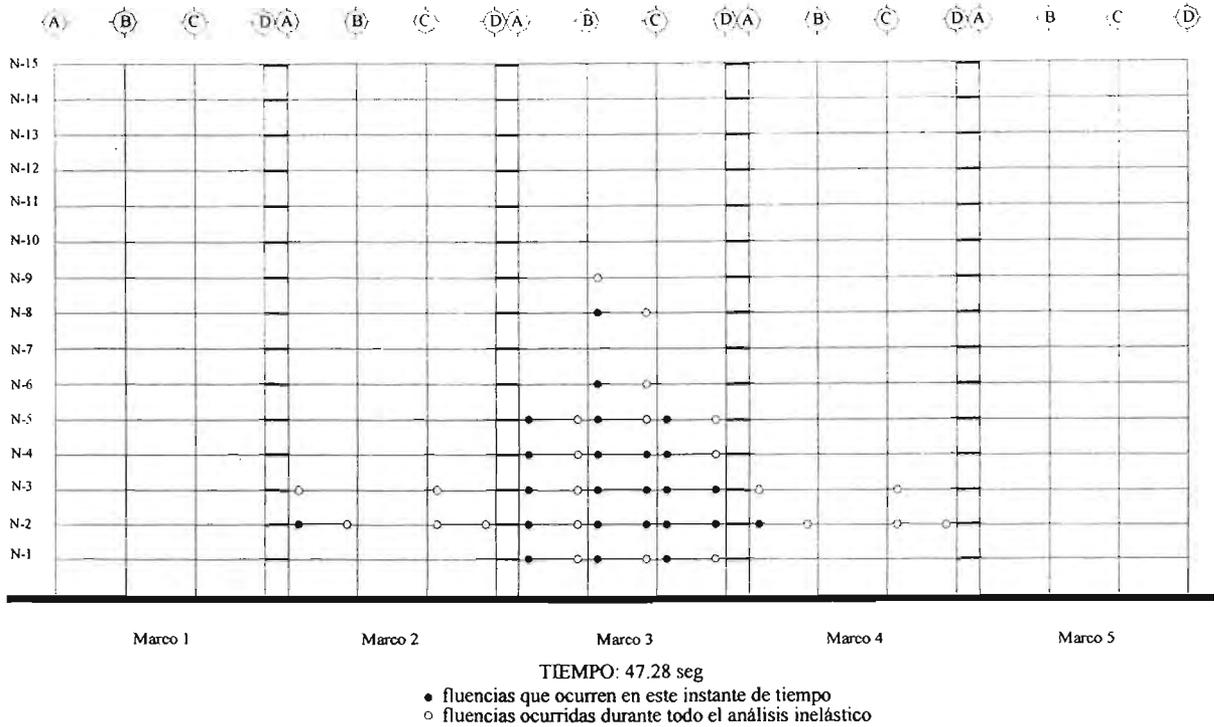


Figura A.6e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección y para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

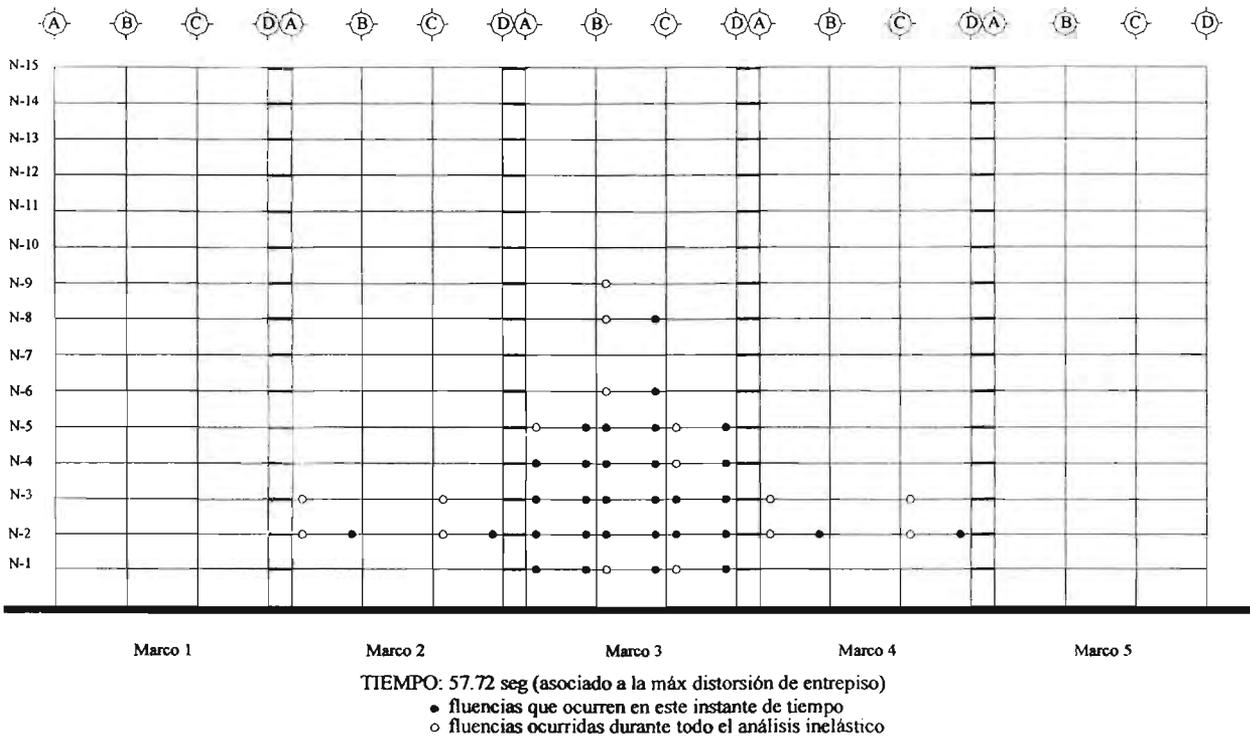


Figura A.6f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ3AA en dirección y para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

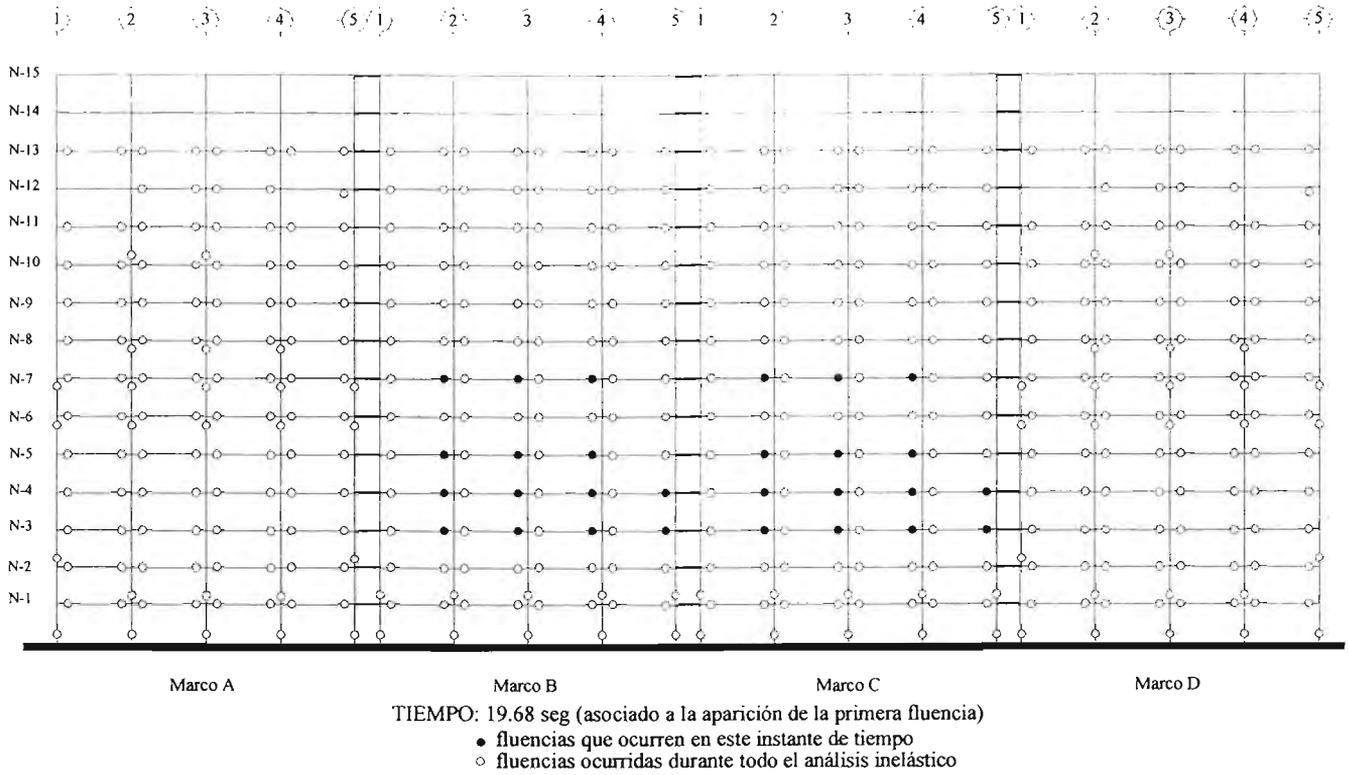


Figura A.7a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

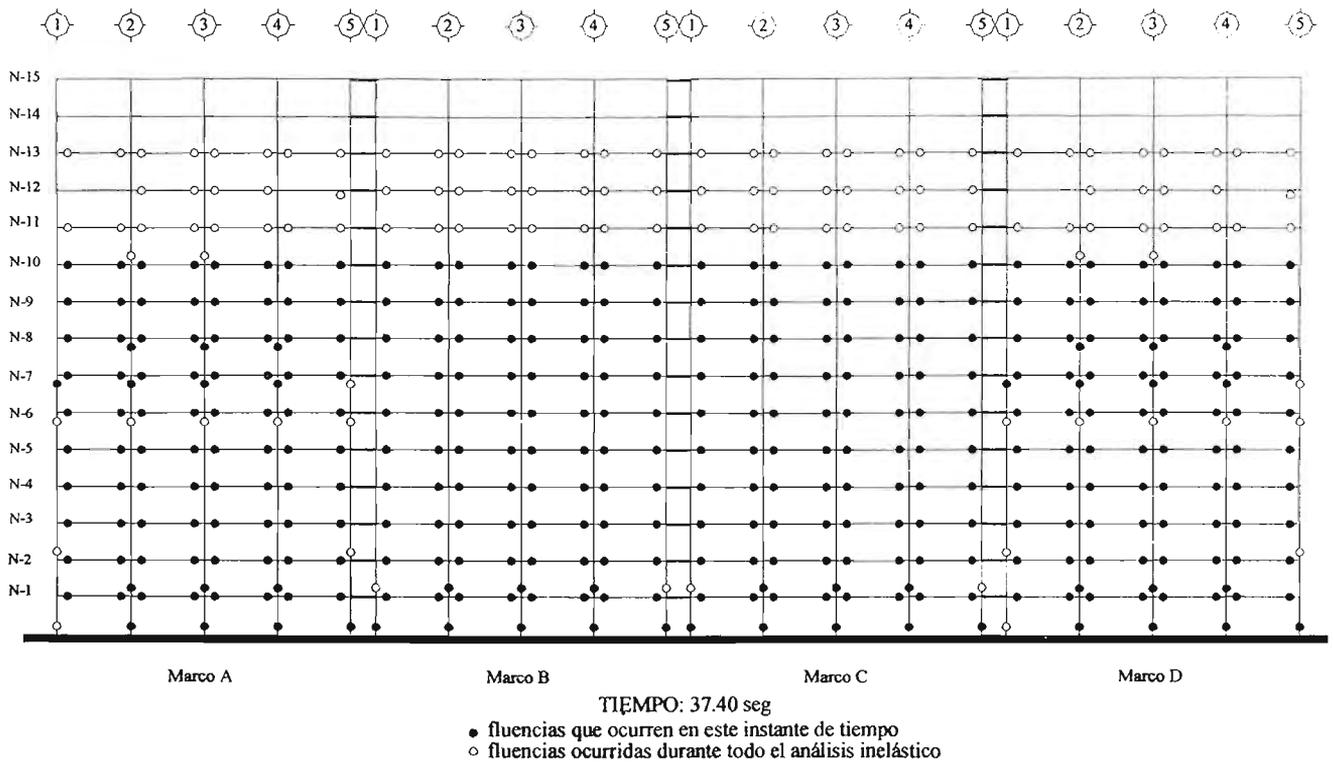


Figura A.7b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

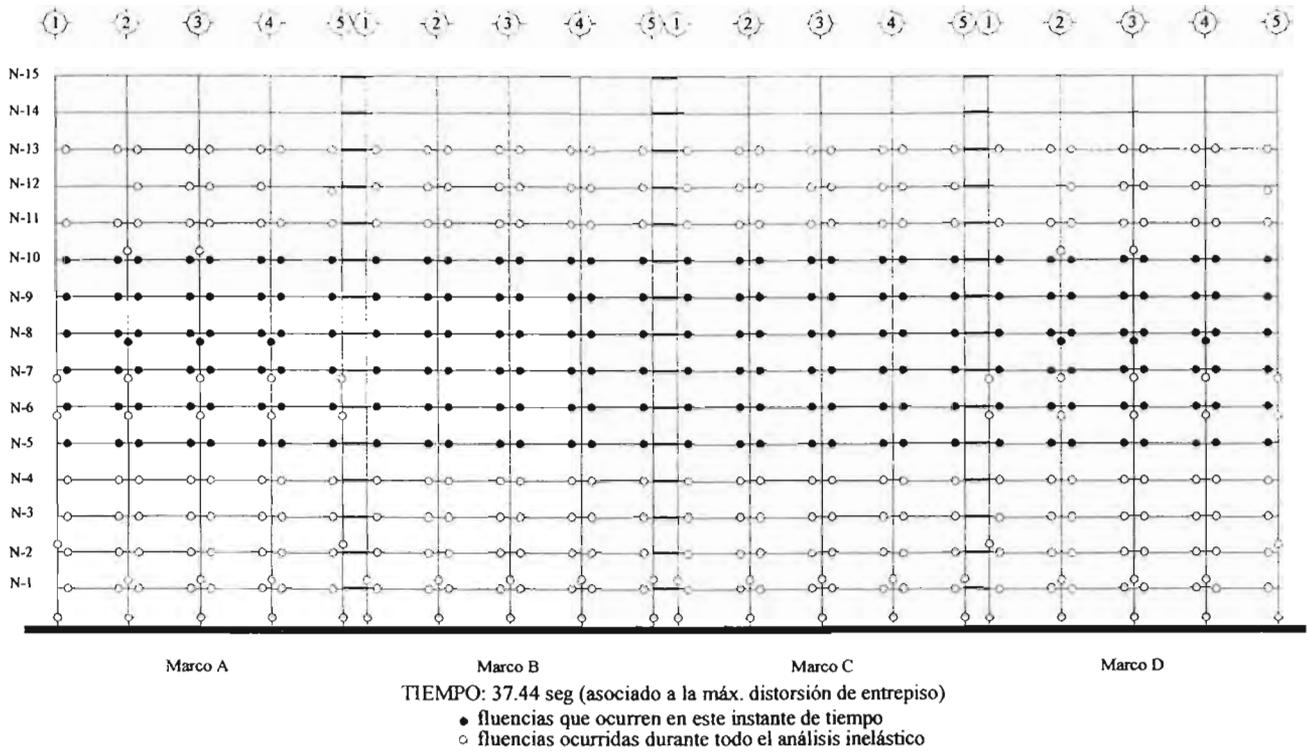


Figura A.7c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

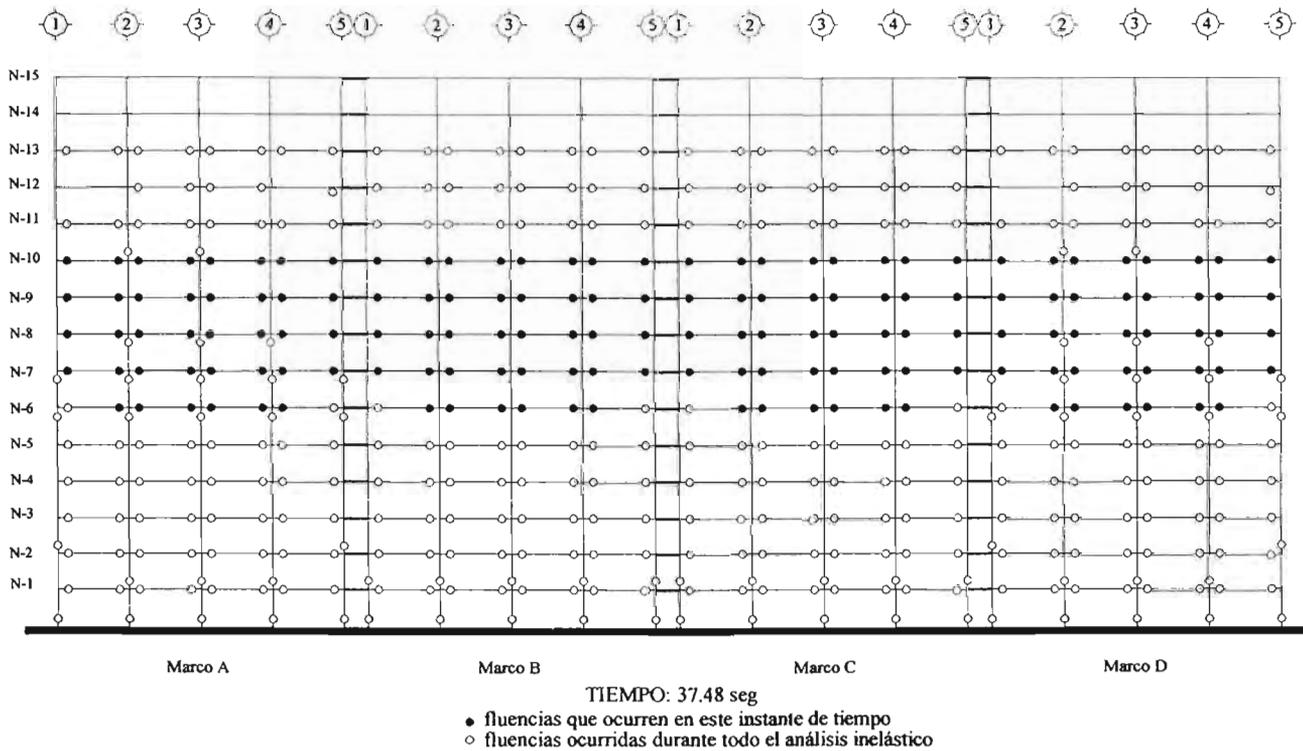


Figura A.7d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

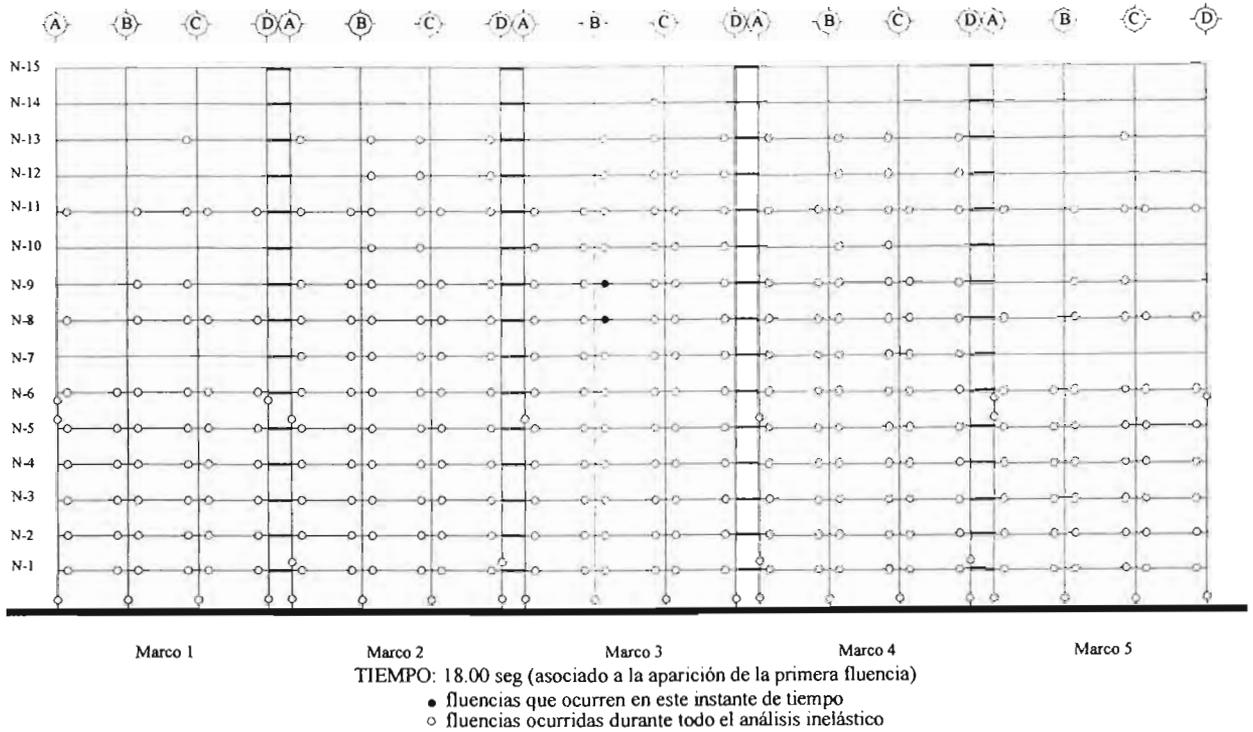


Figura A.7e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

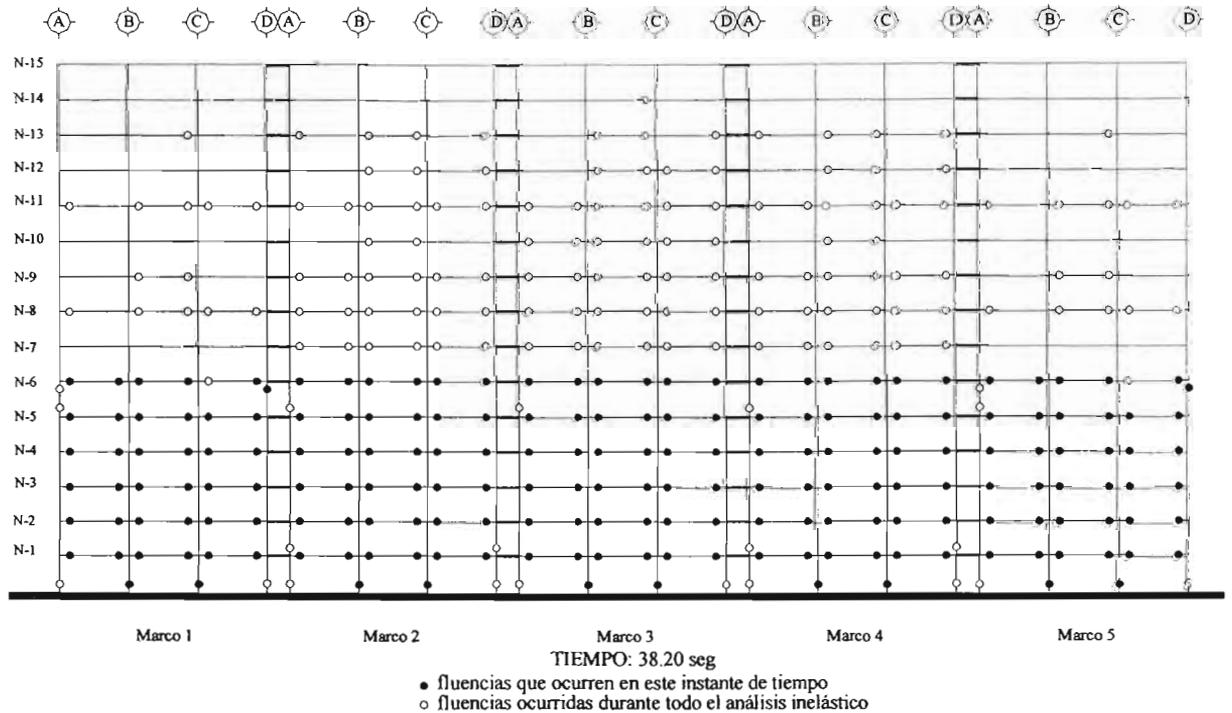


Figura A.7f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

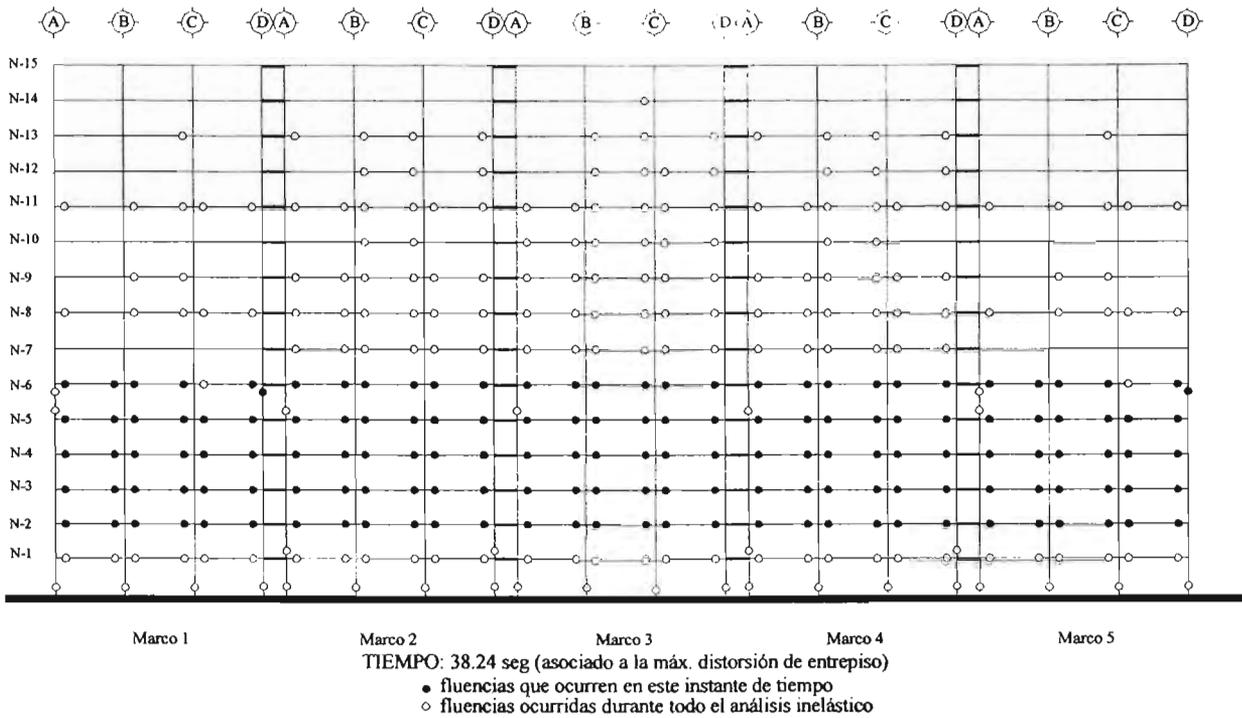


Figura A.7g Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

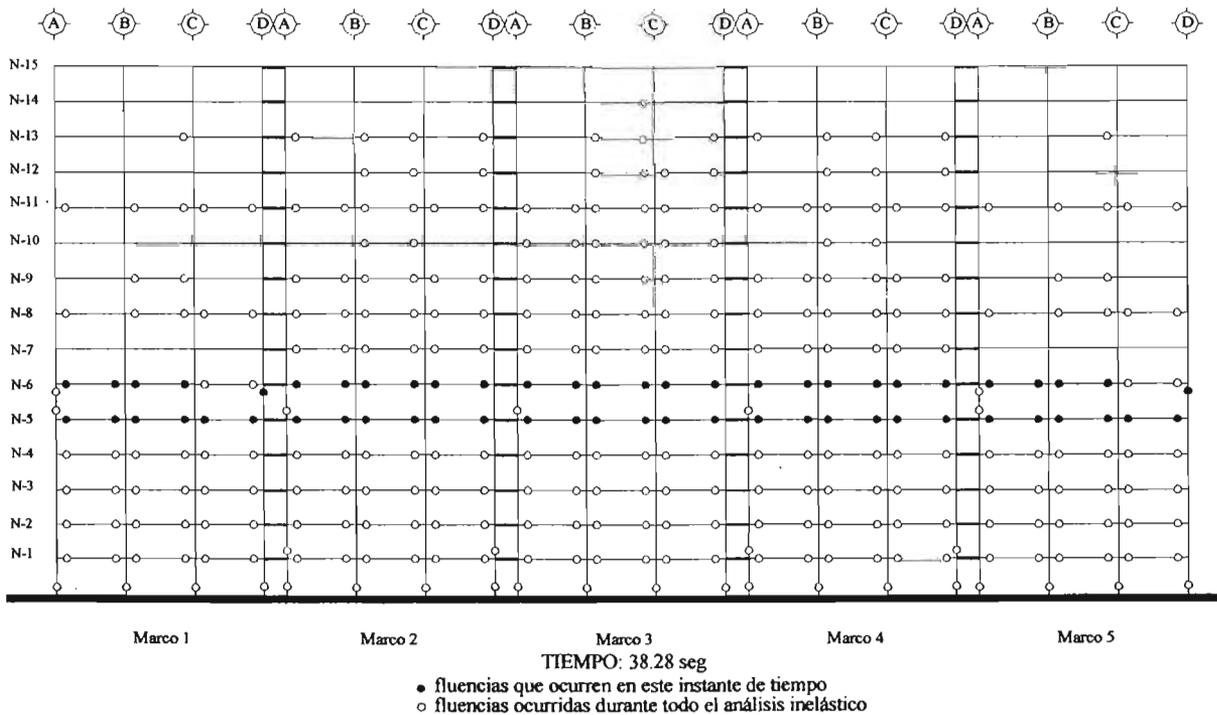


Figura A.7h Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

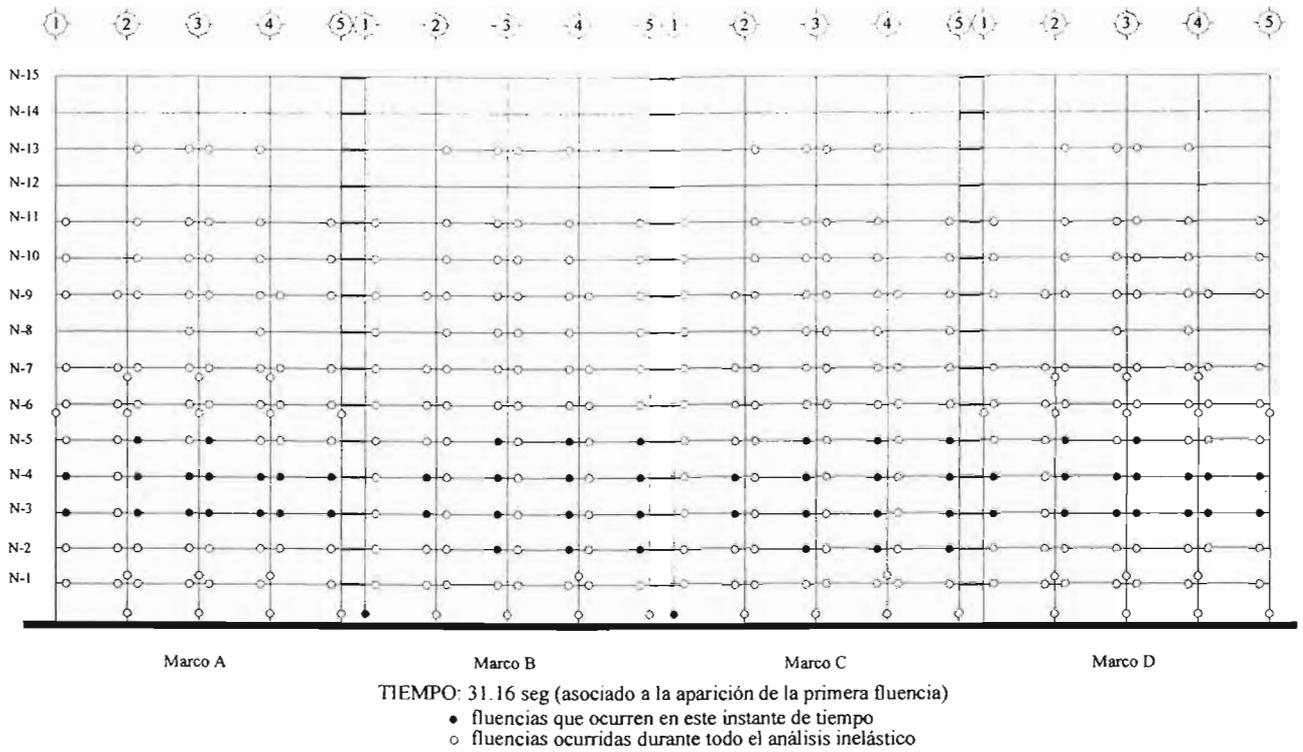


Figura A.8a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

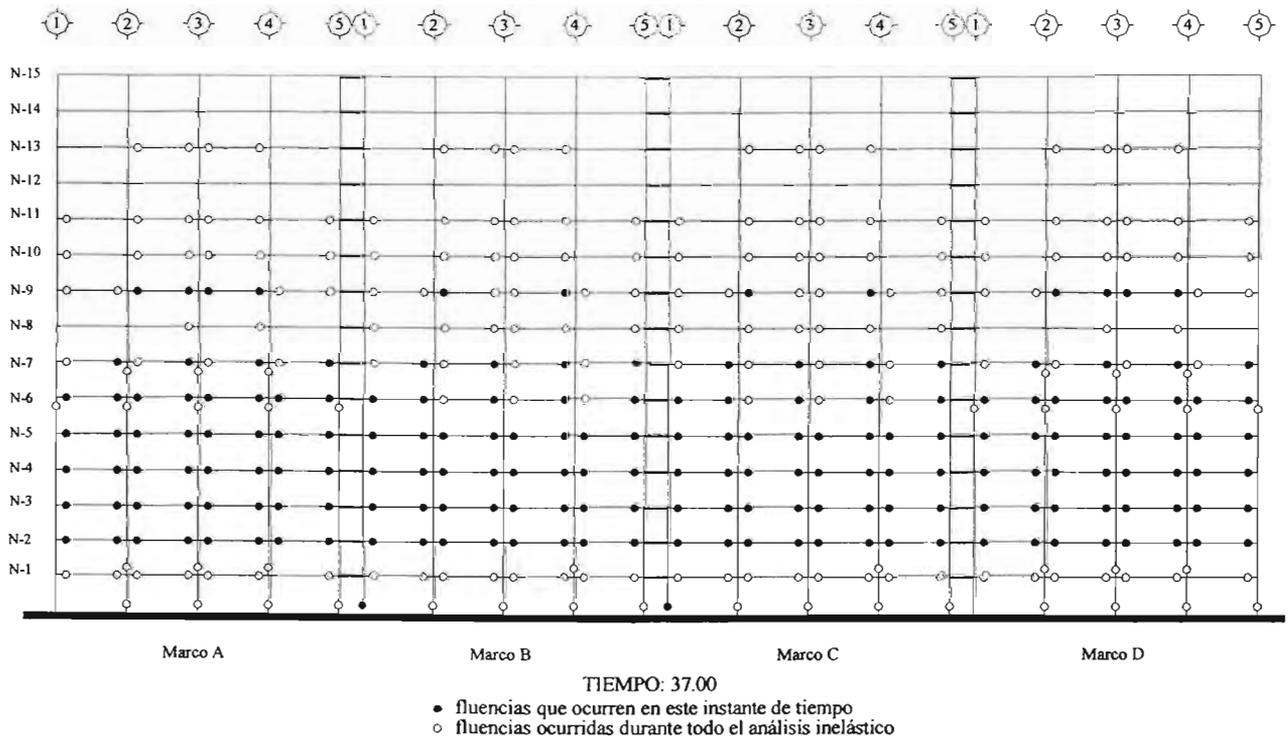


Figura A.8b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

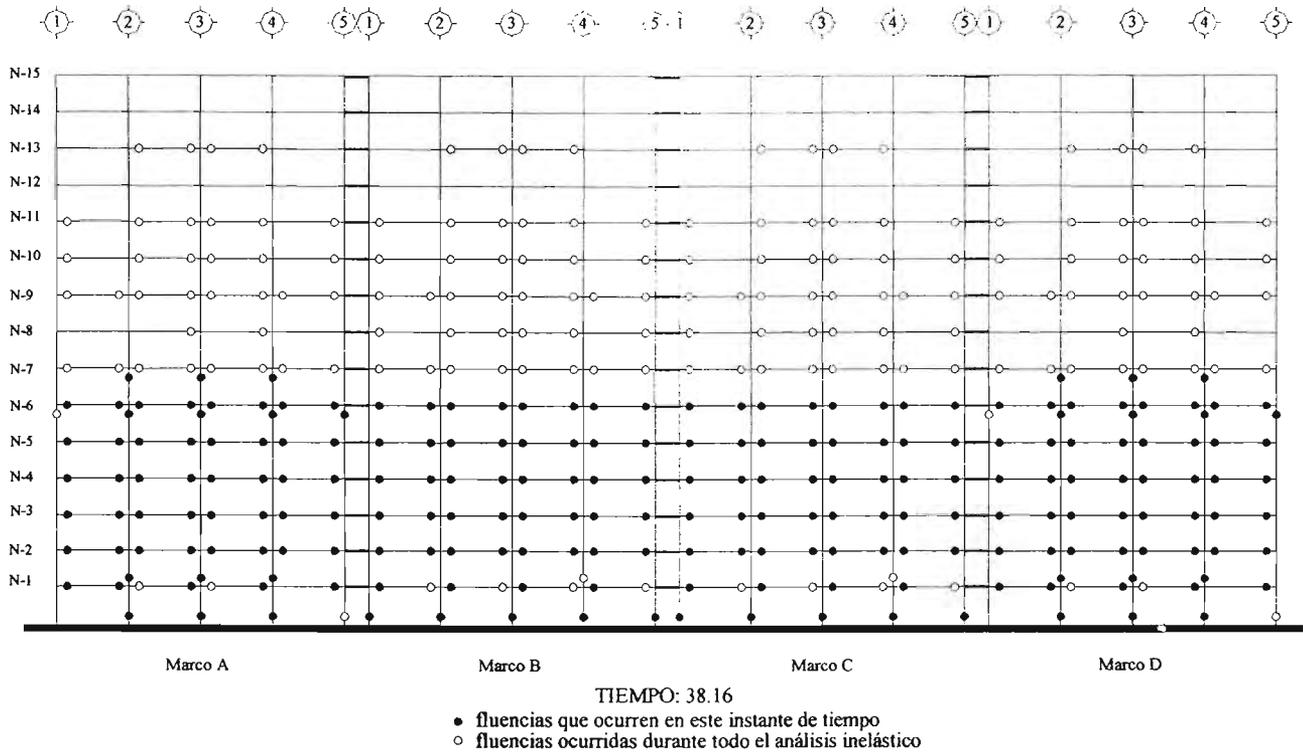


Figura A.8c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

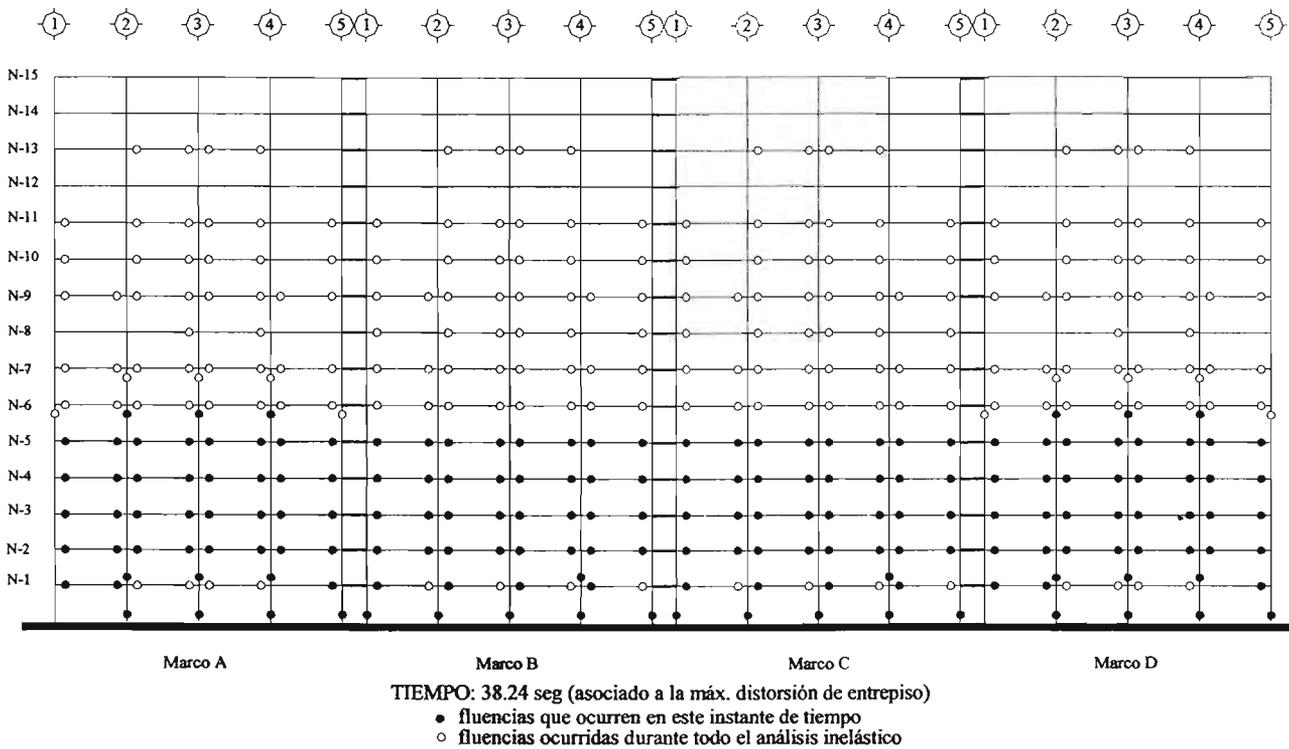


Figura A.8d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

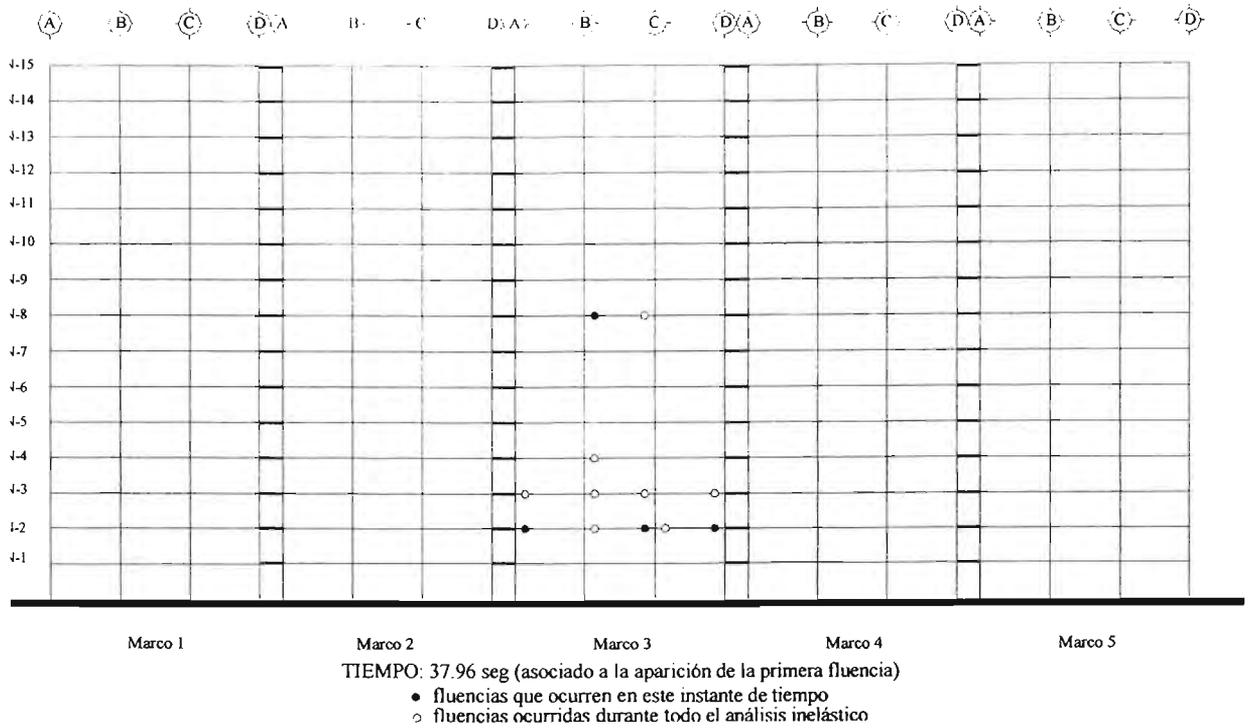


Figura A.8e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

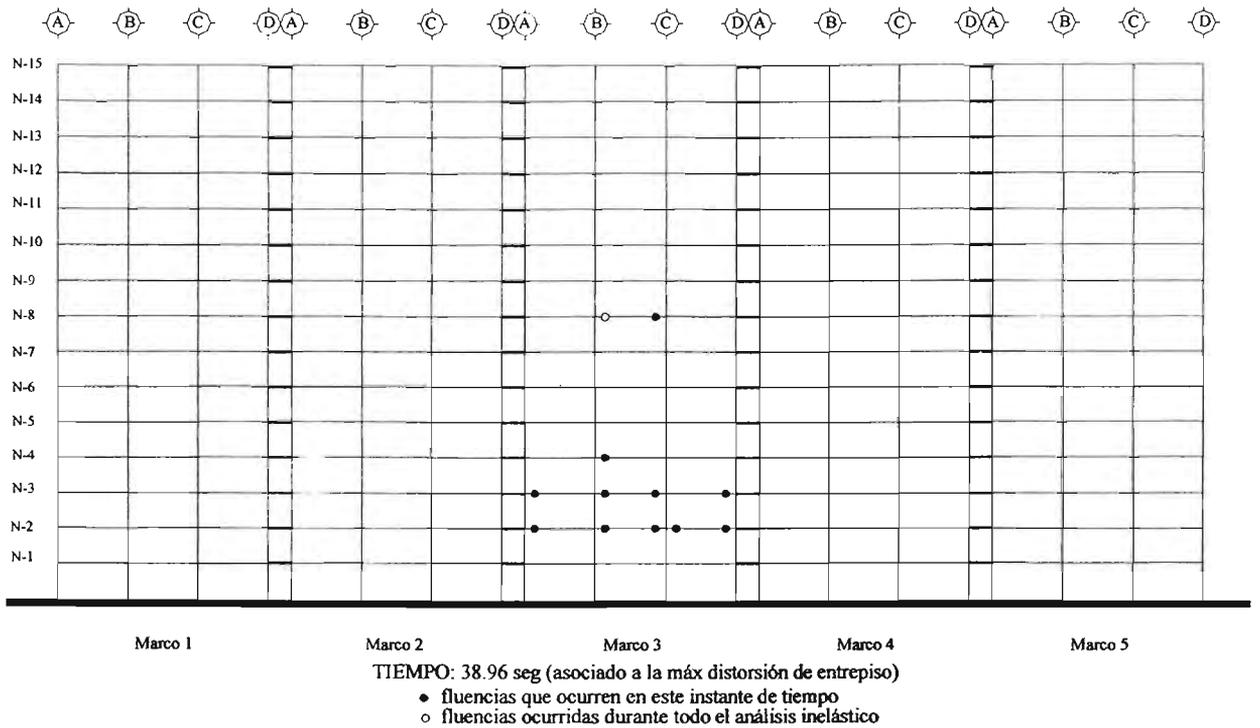


Figura A.8f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

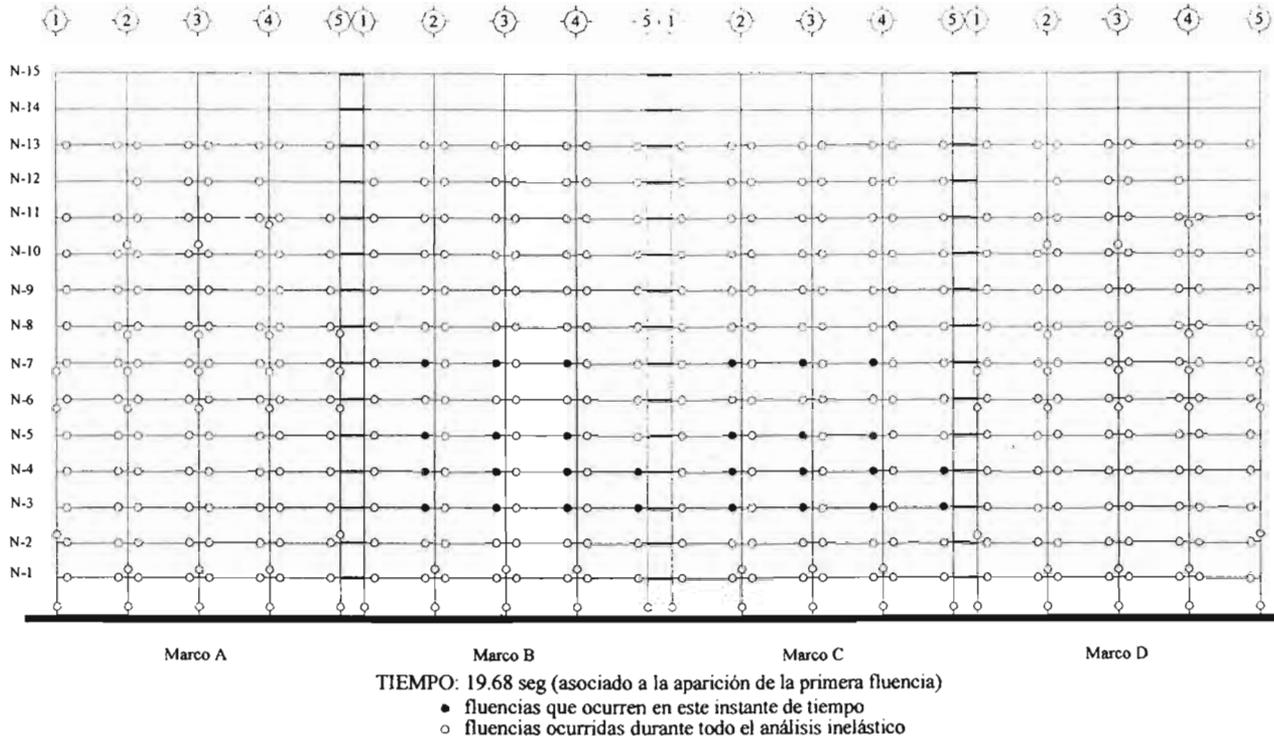


Figura A.9a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

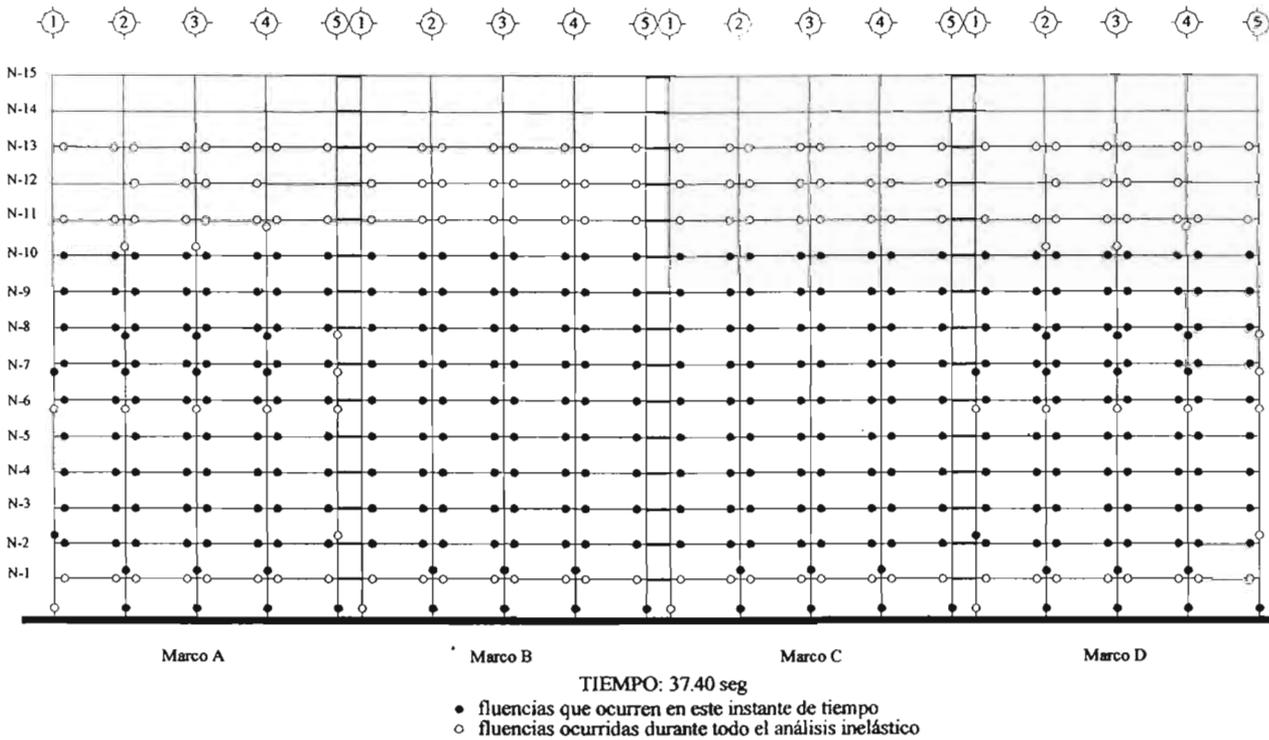


Figura A.9b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

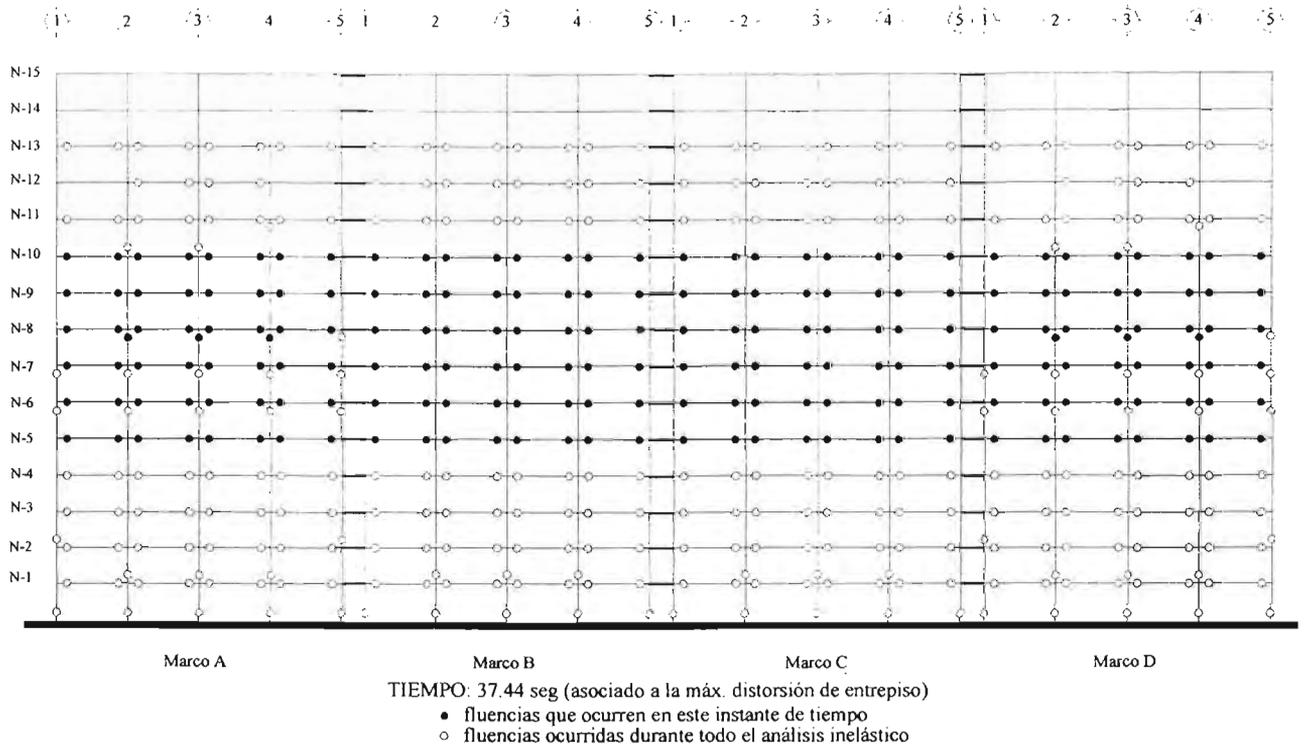


Figura A.9c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

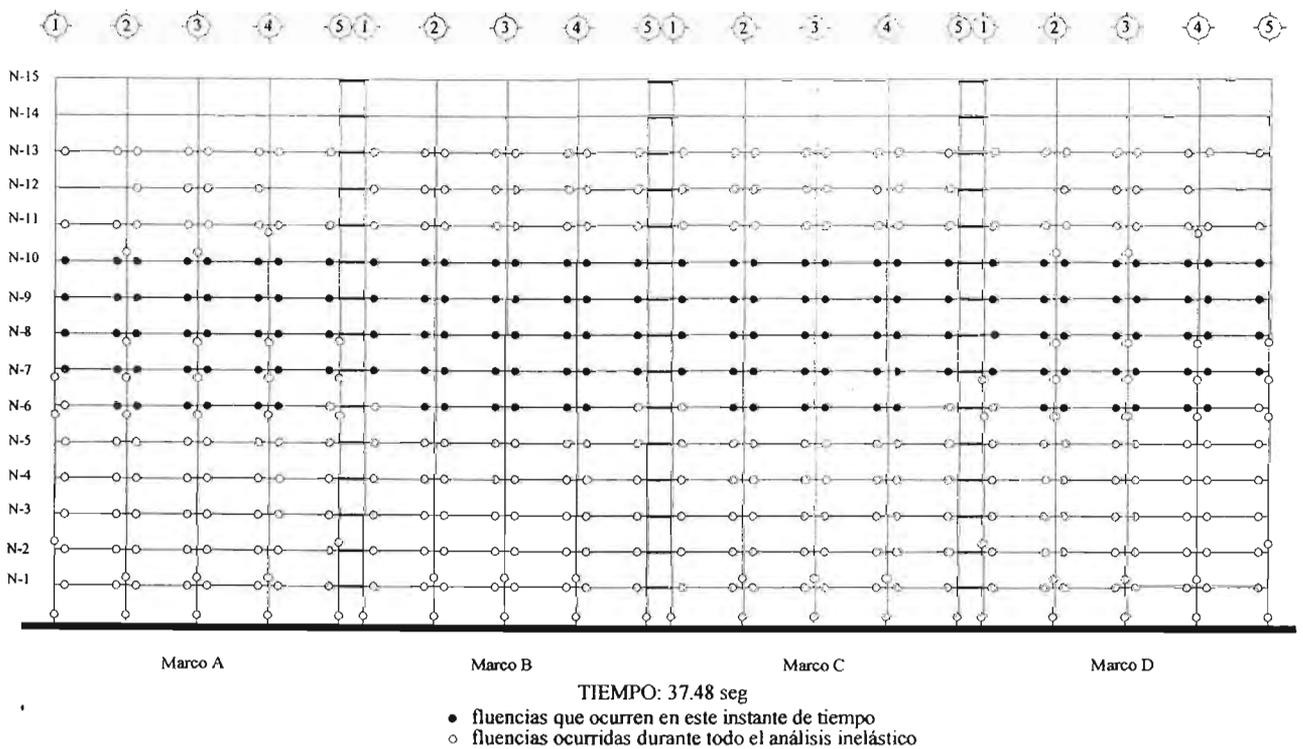


Figura A.9d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

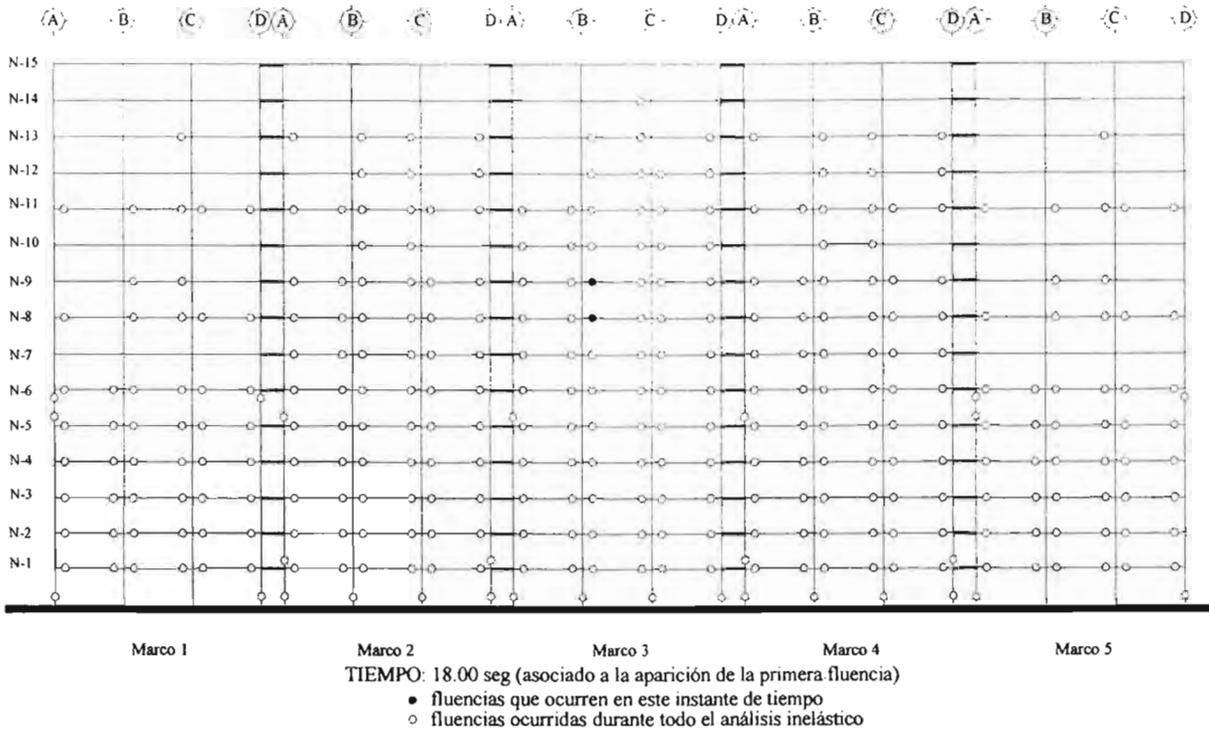


Figura A.9e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

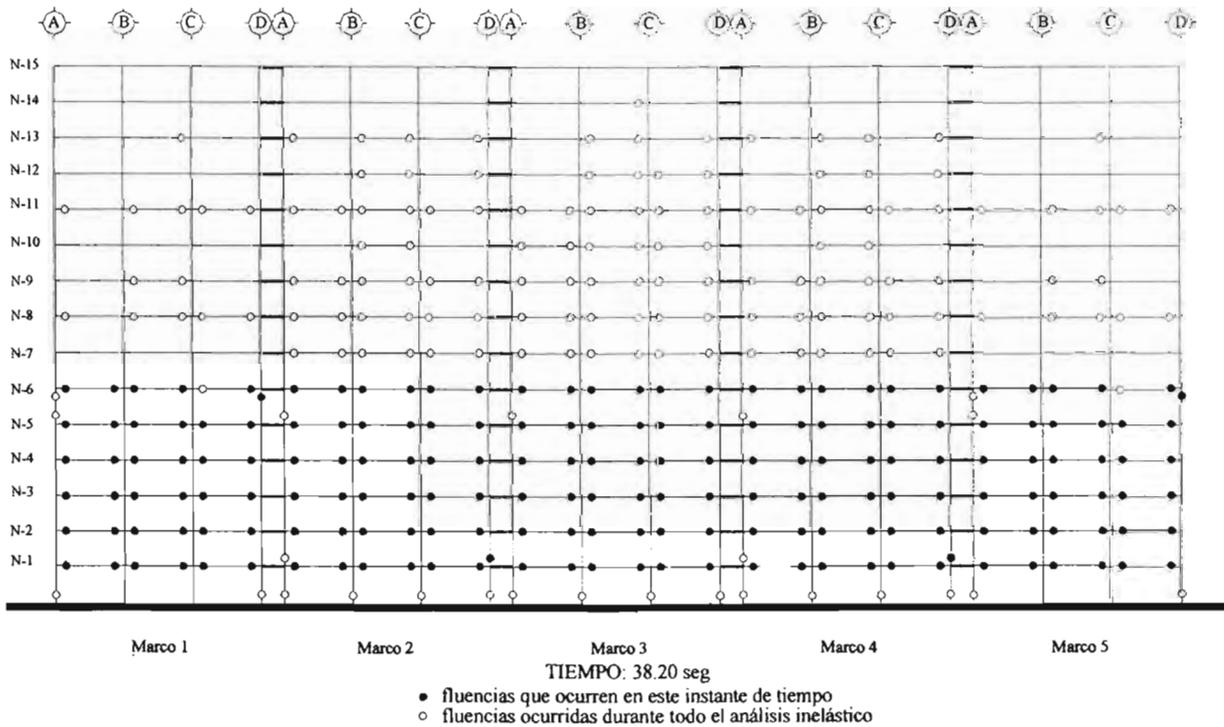


Figura A.9f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

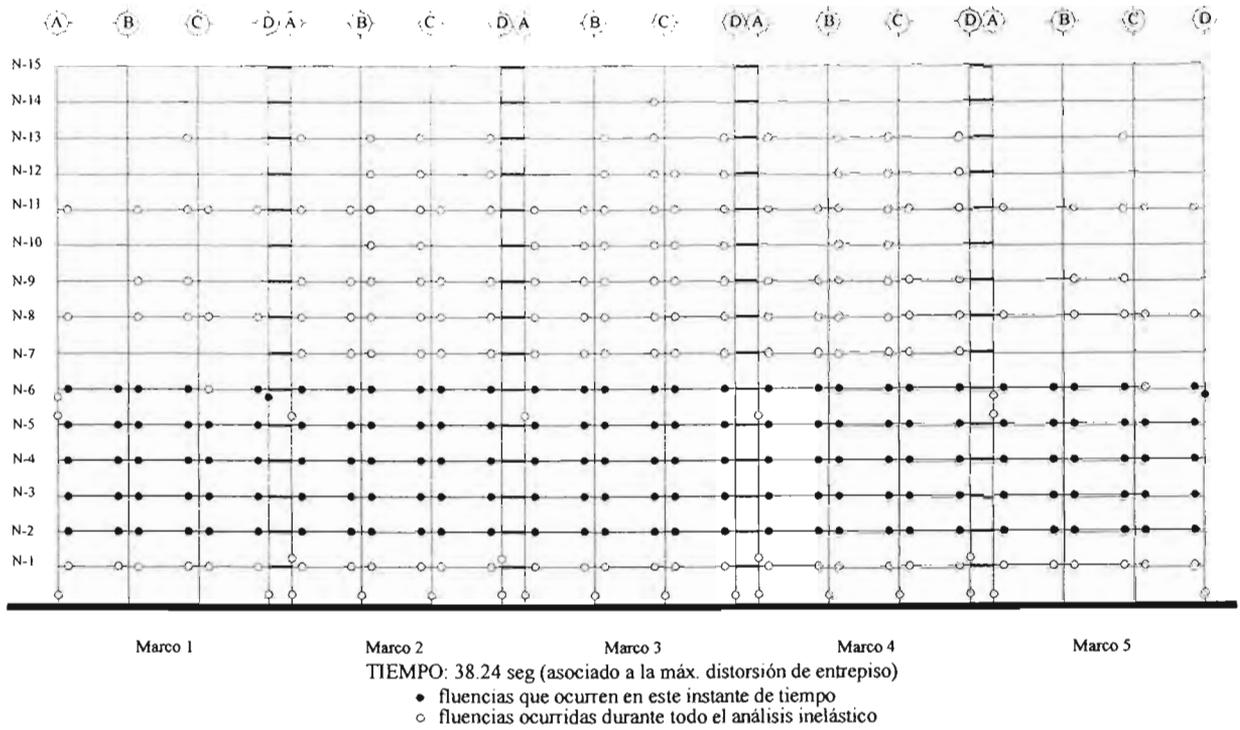


Figura A.9g Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección X y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

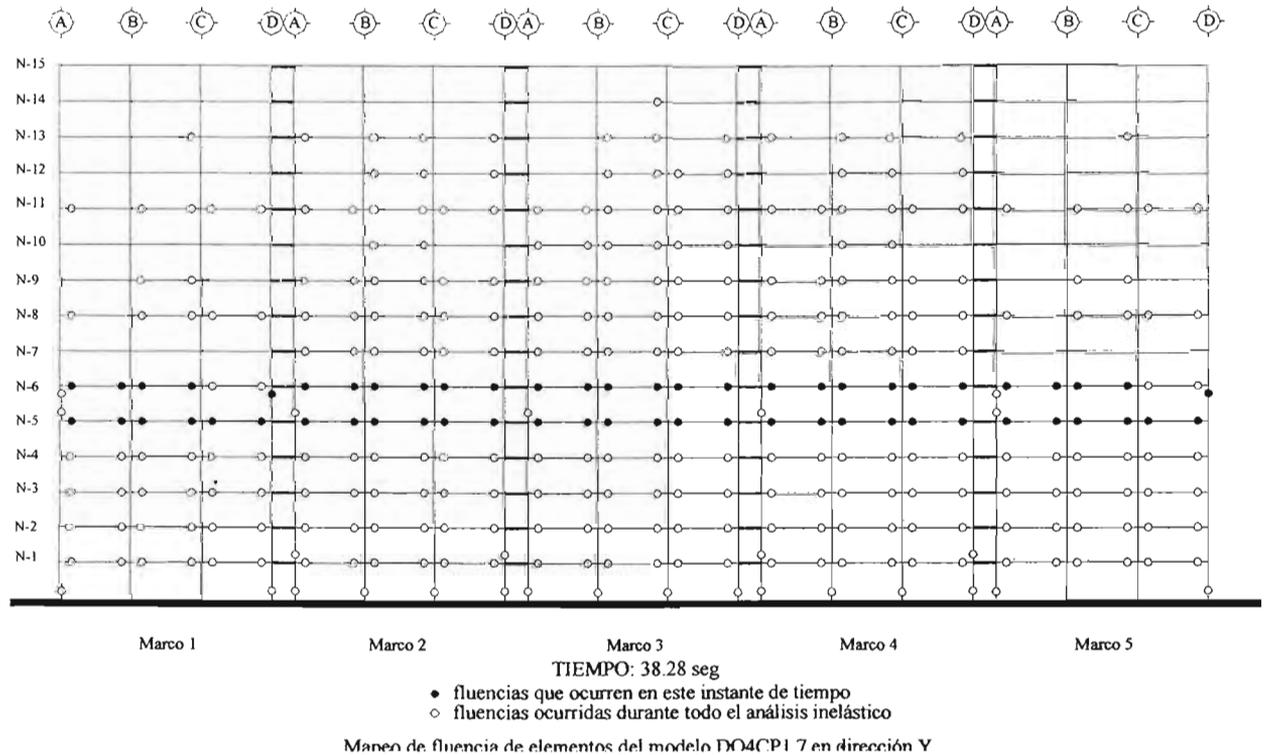


Figura A.9h Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección Y y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

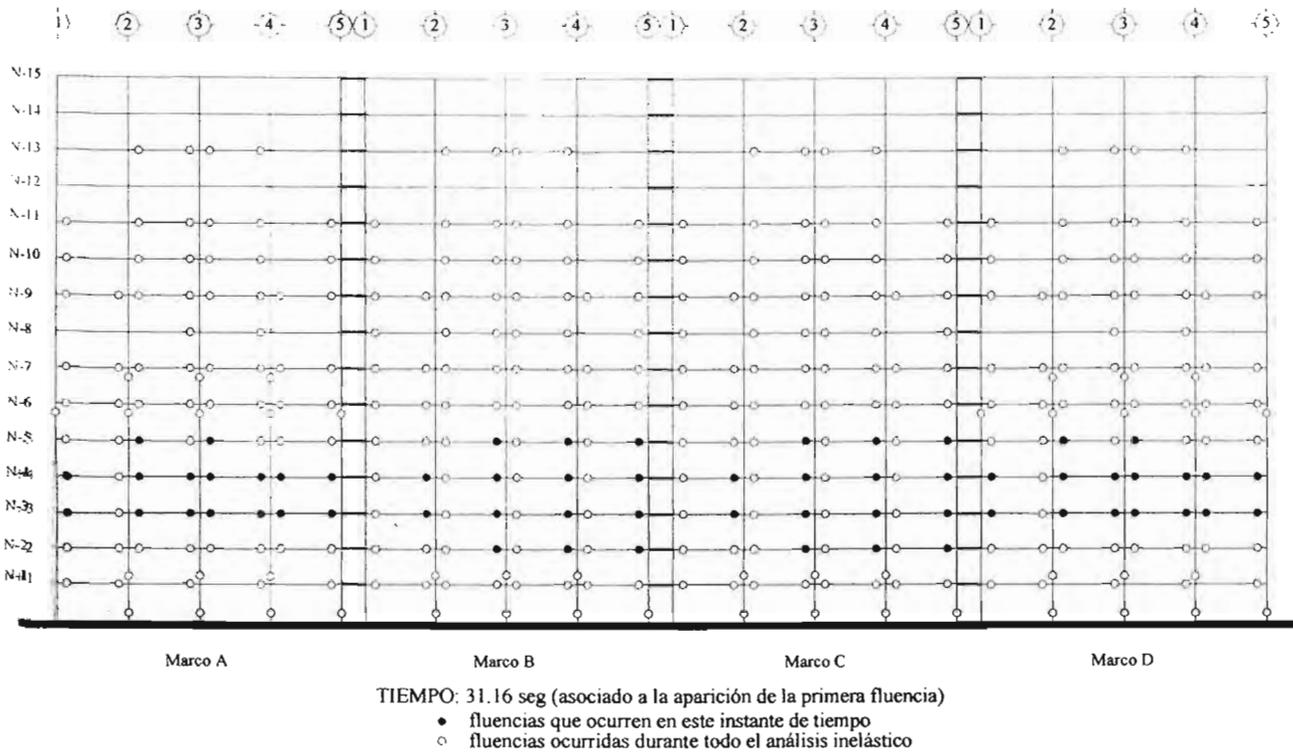


Figura A.10a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

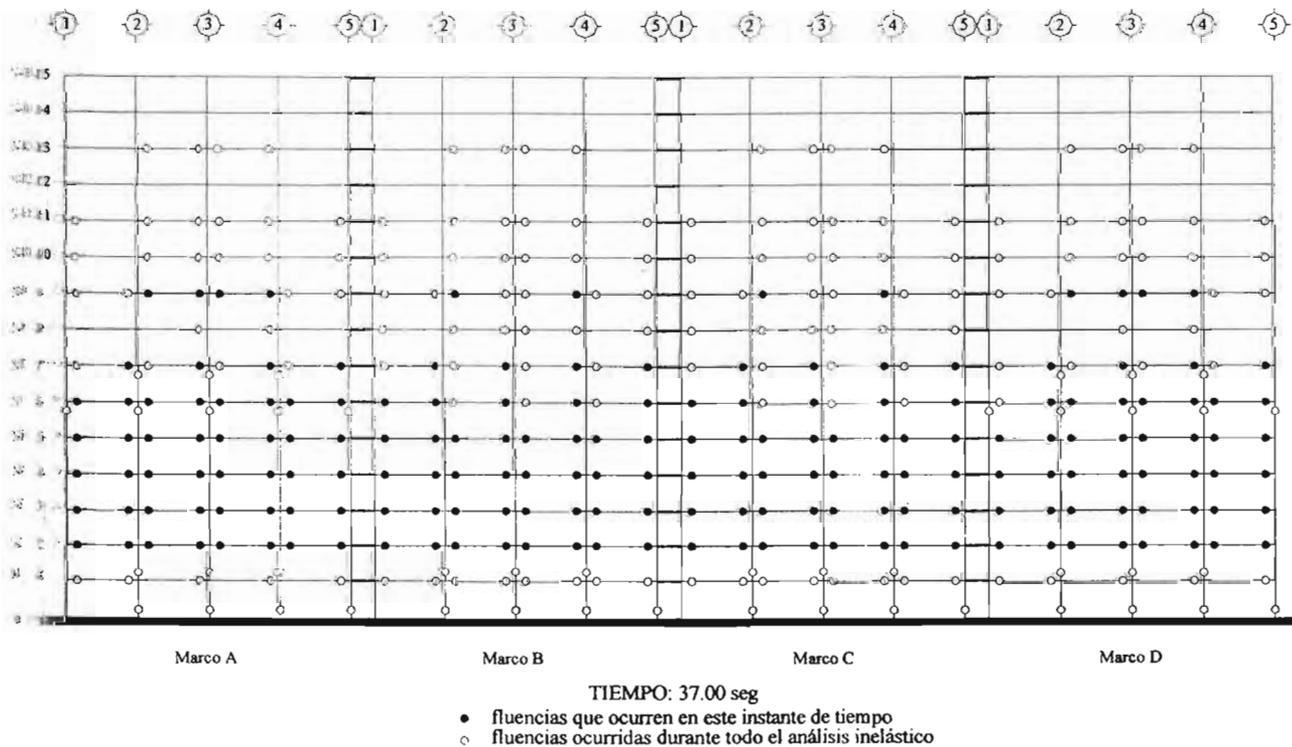


Figura A.10b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

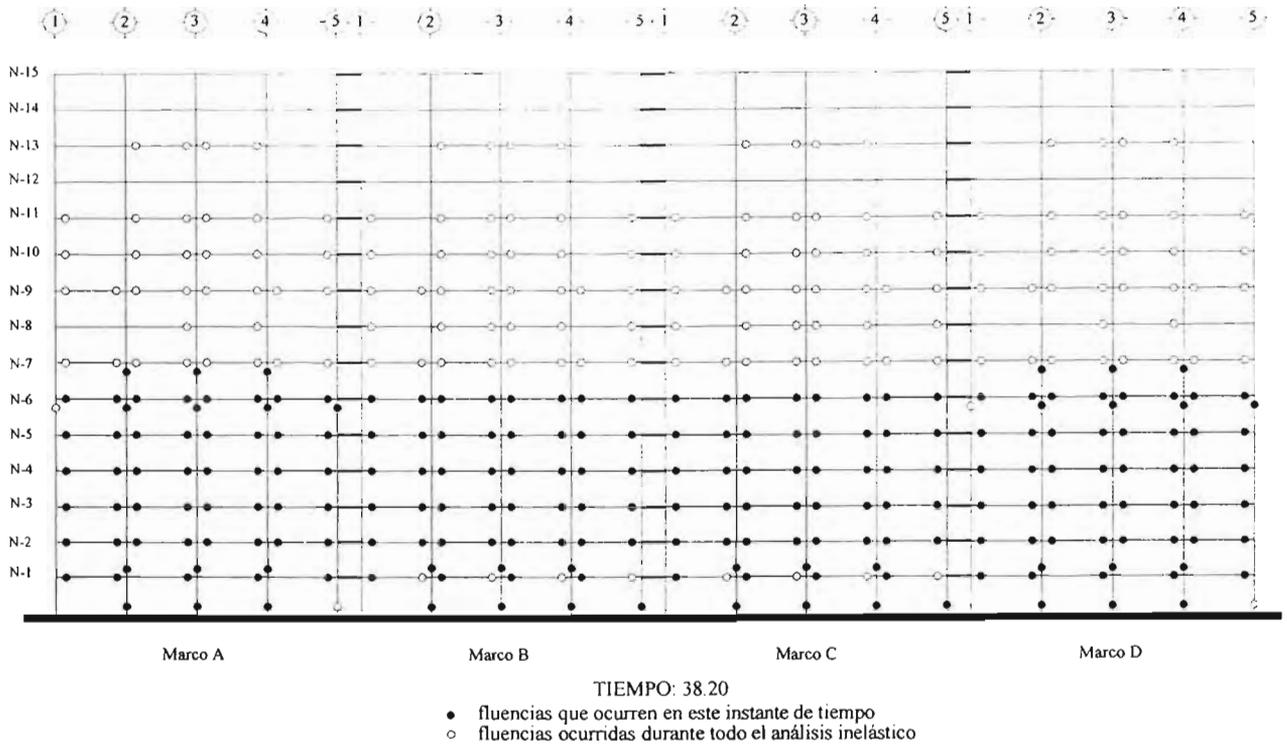


Figura A.10c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

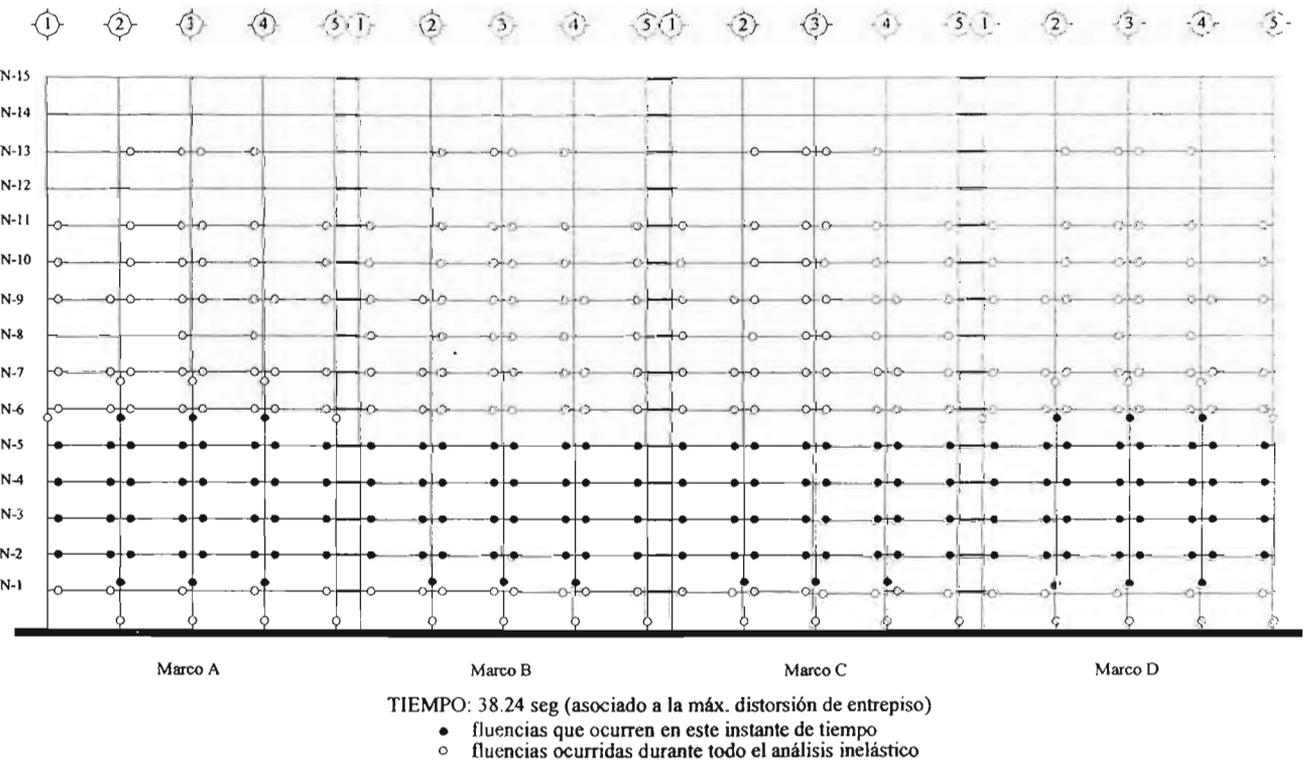


Figura A.10d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

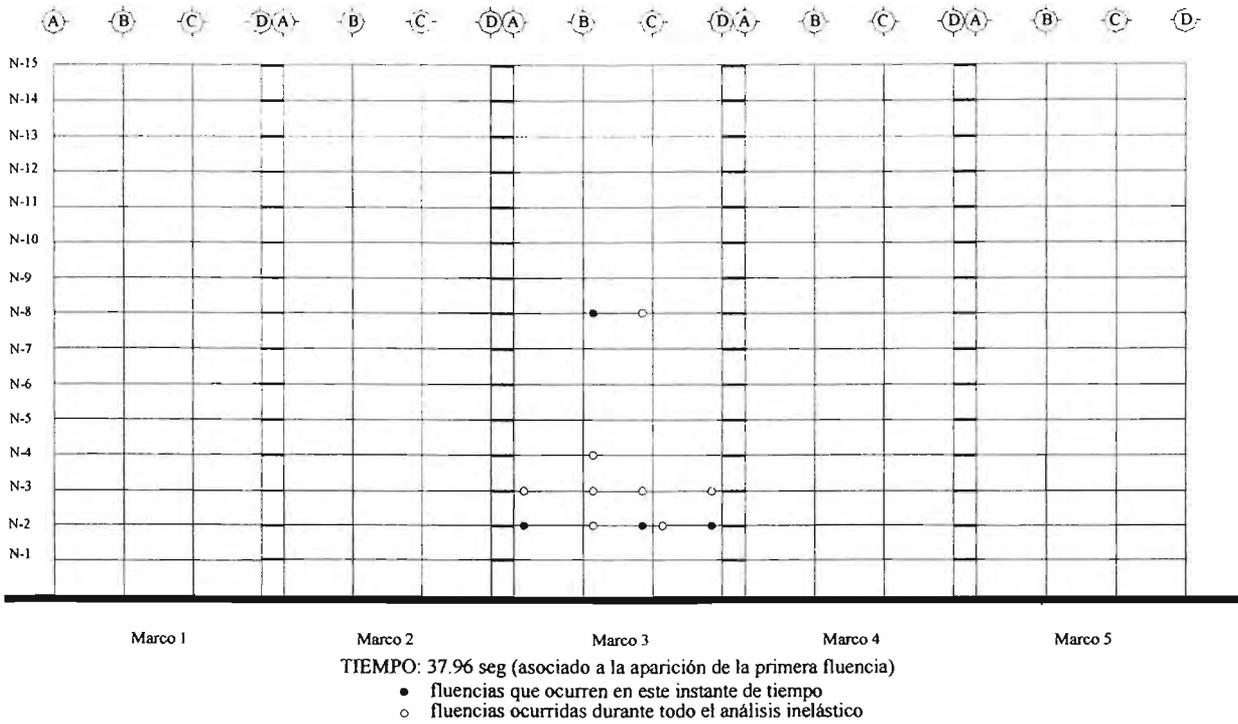


Figura A.10e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

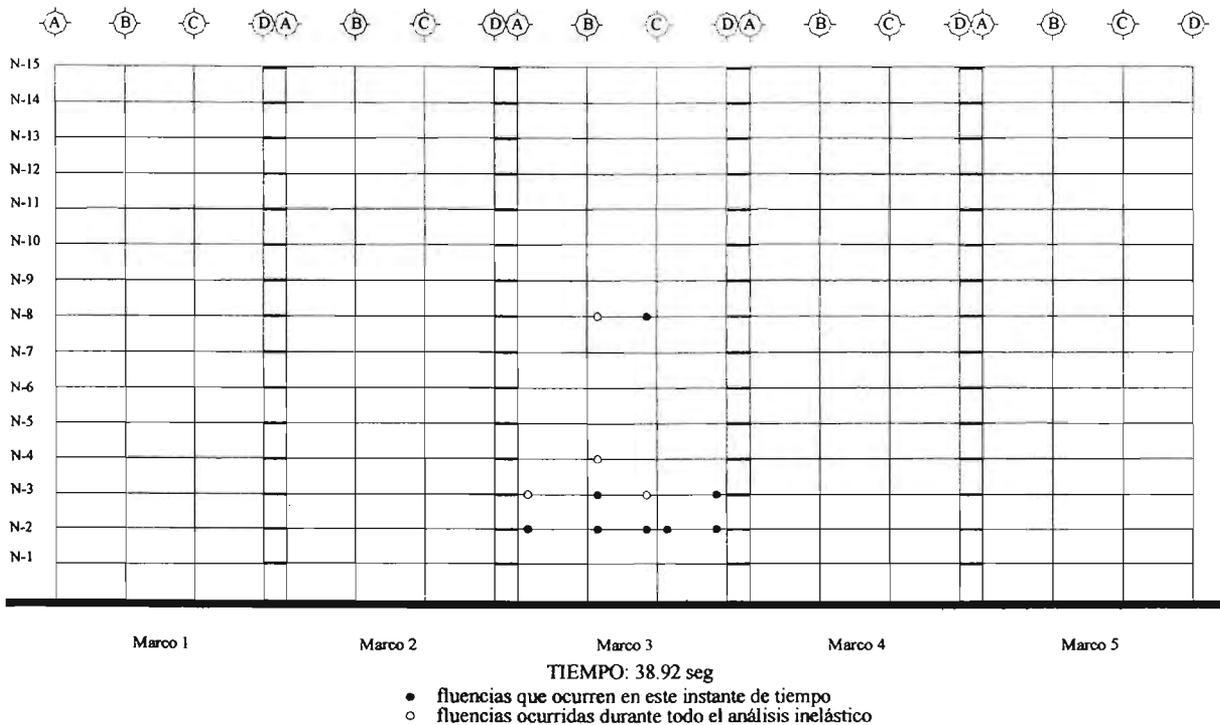


Figura A.10f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

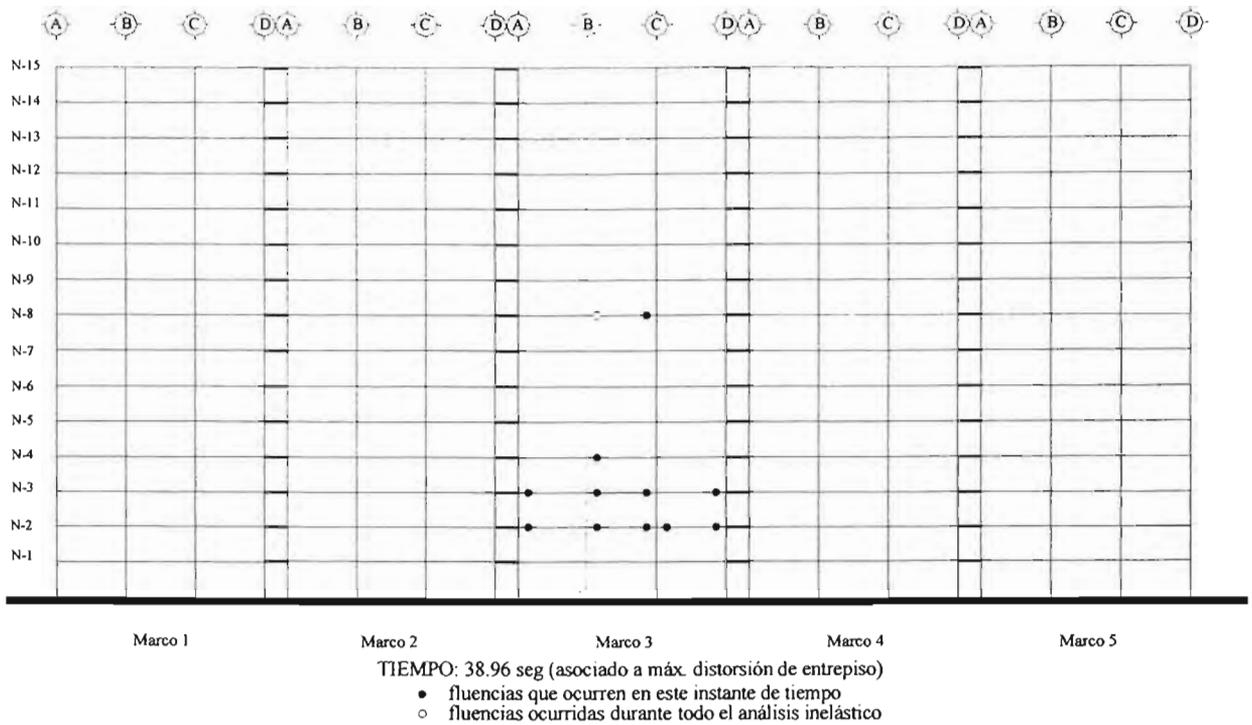


Figura A.10g Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

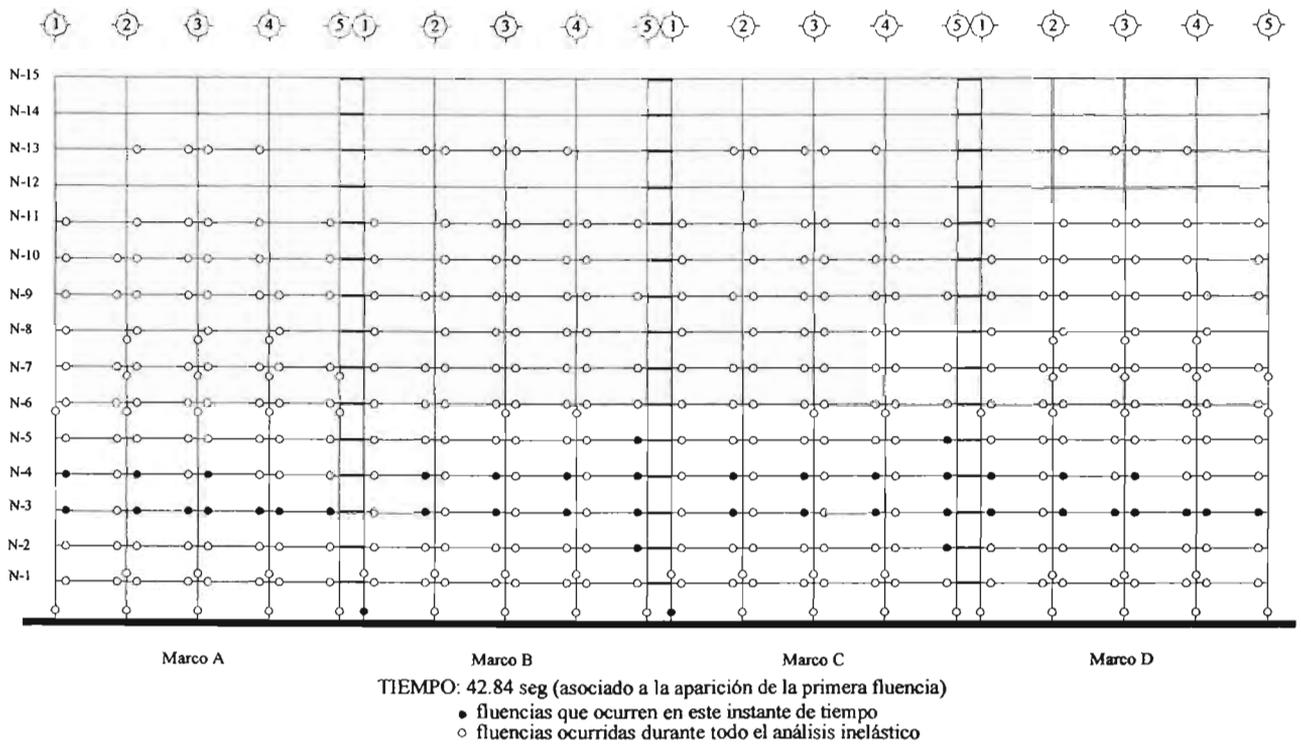


Figura A.11a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

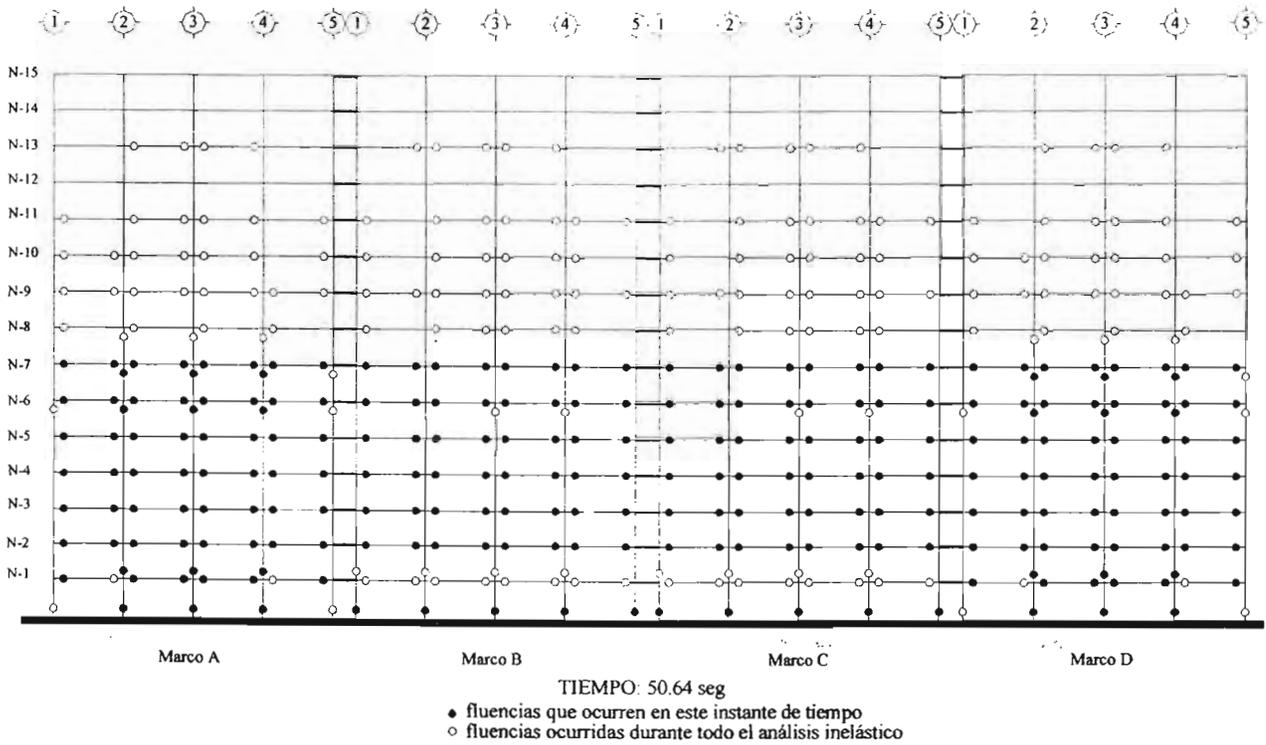


Figura A.11b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

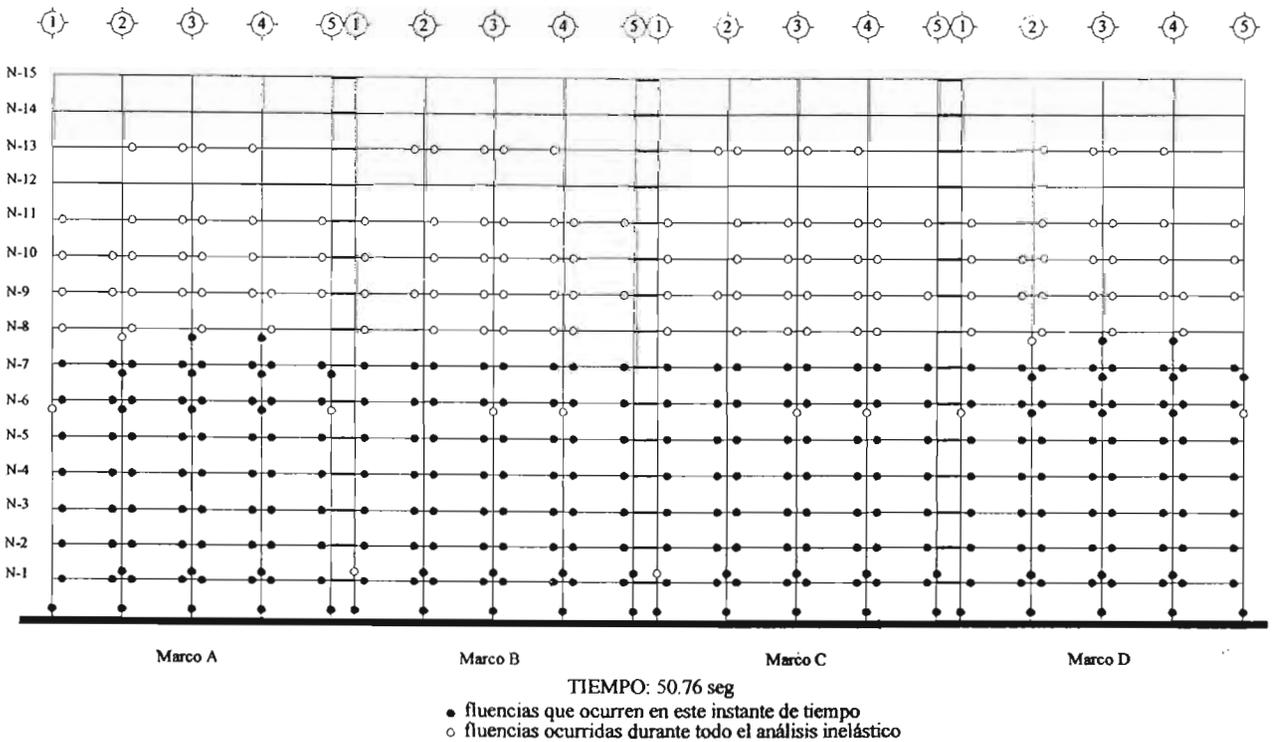


Figura A.11c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

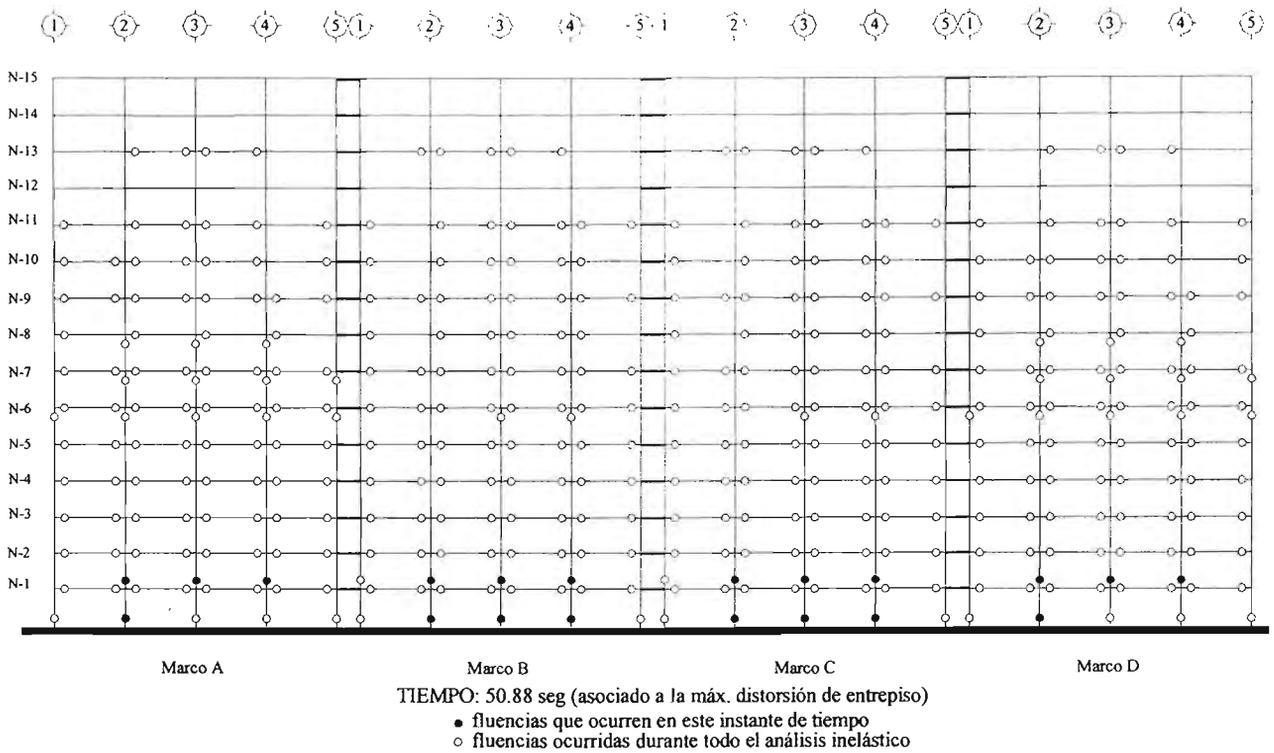


Figura A.11d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

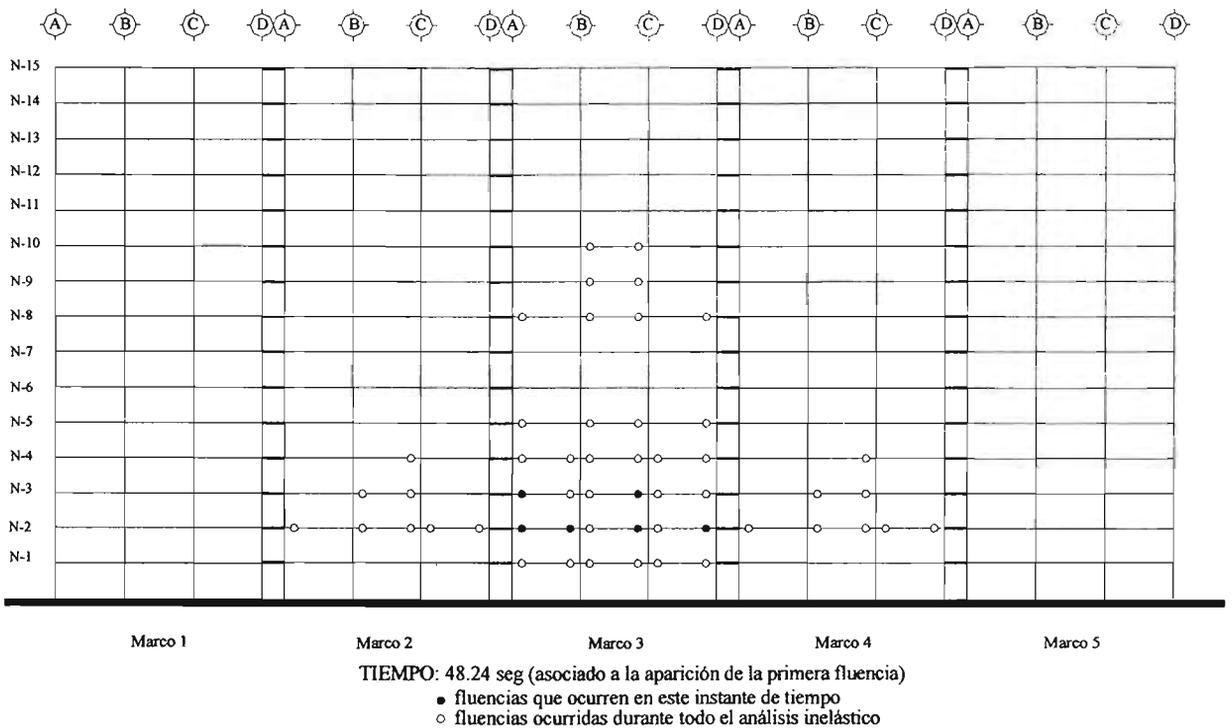


Figura A.11e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

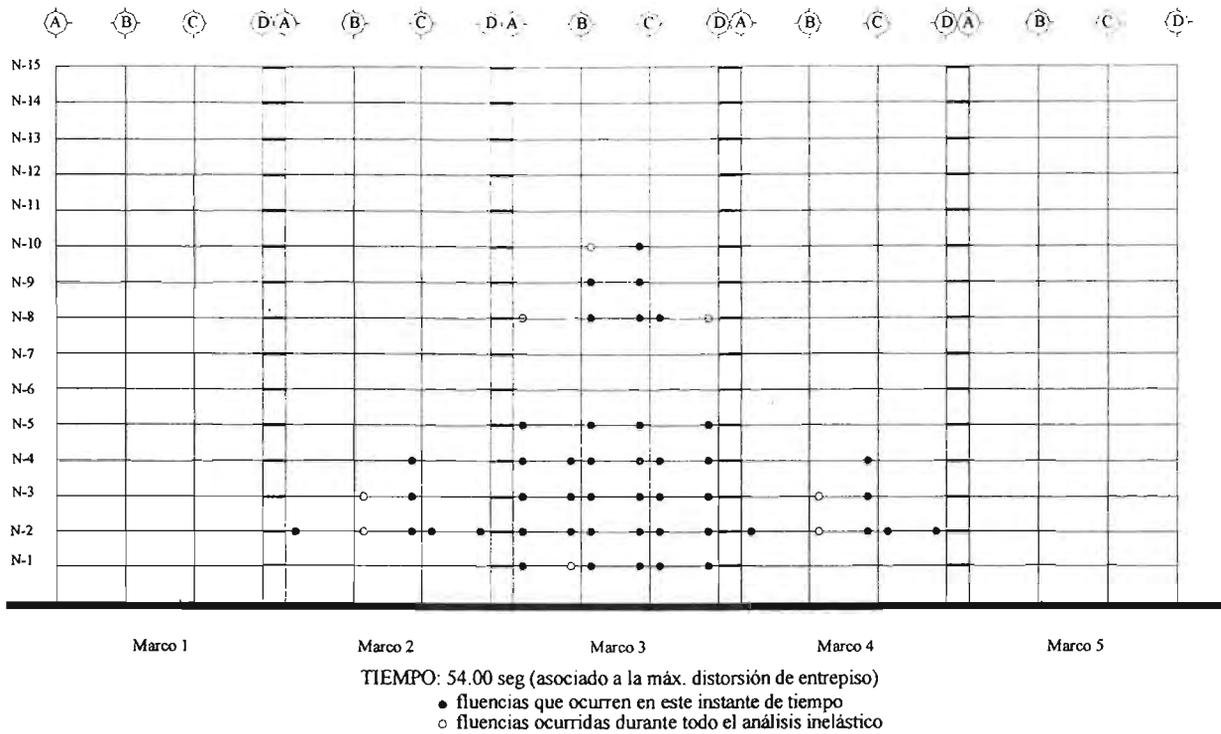


Figura A.11f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

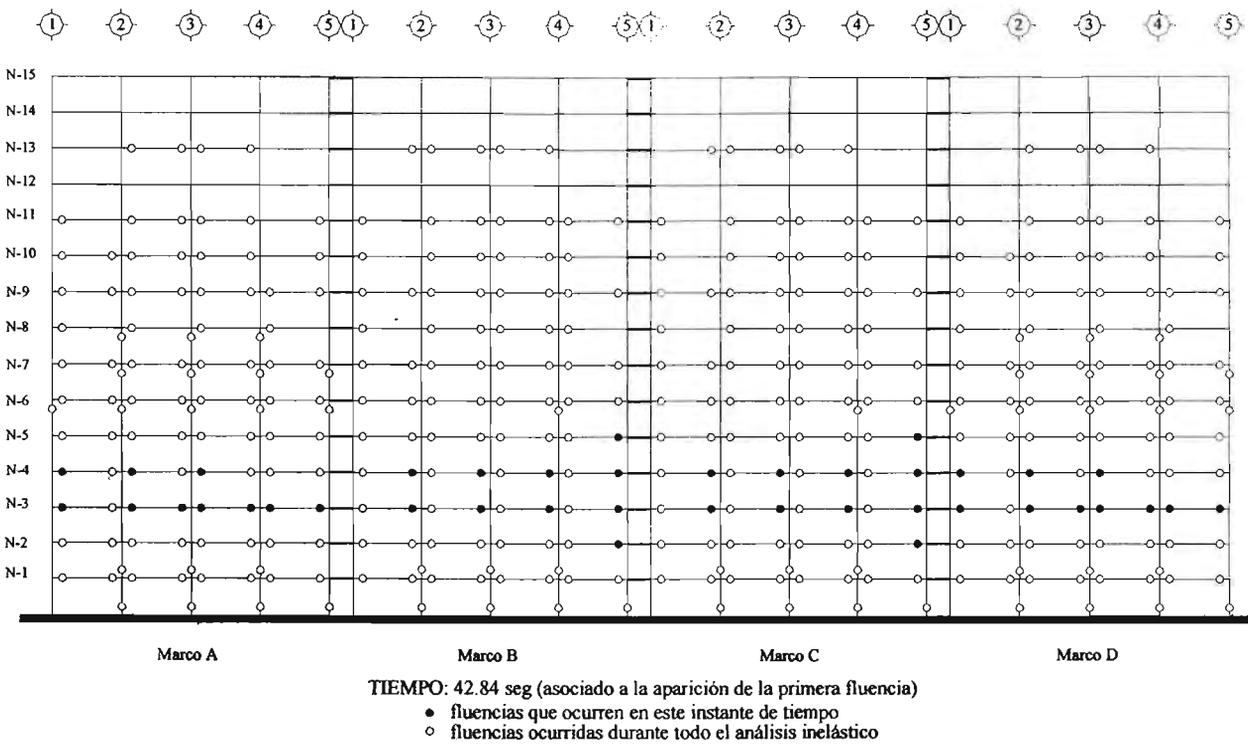


Figura A.12a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

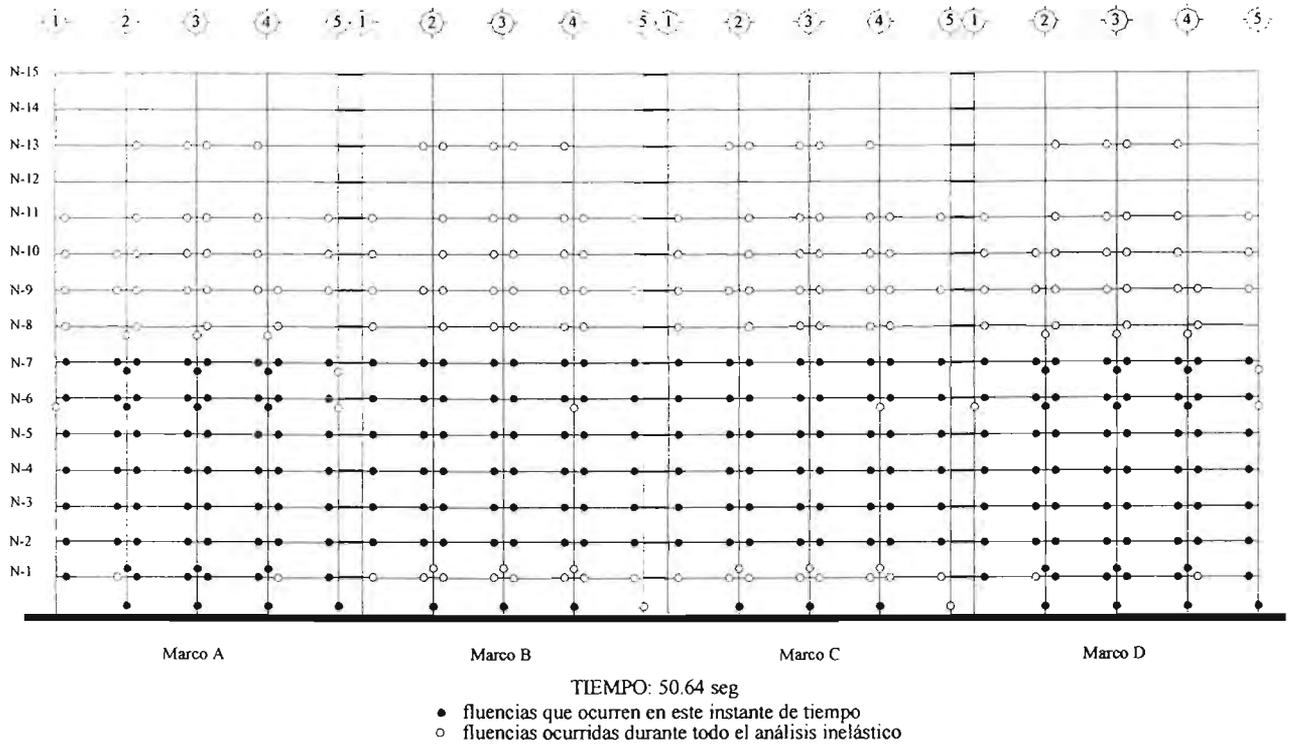


Figura A.12b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

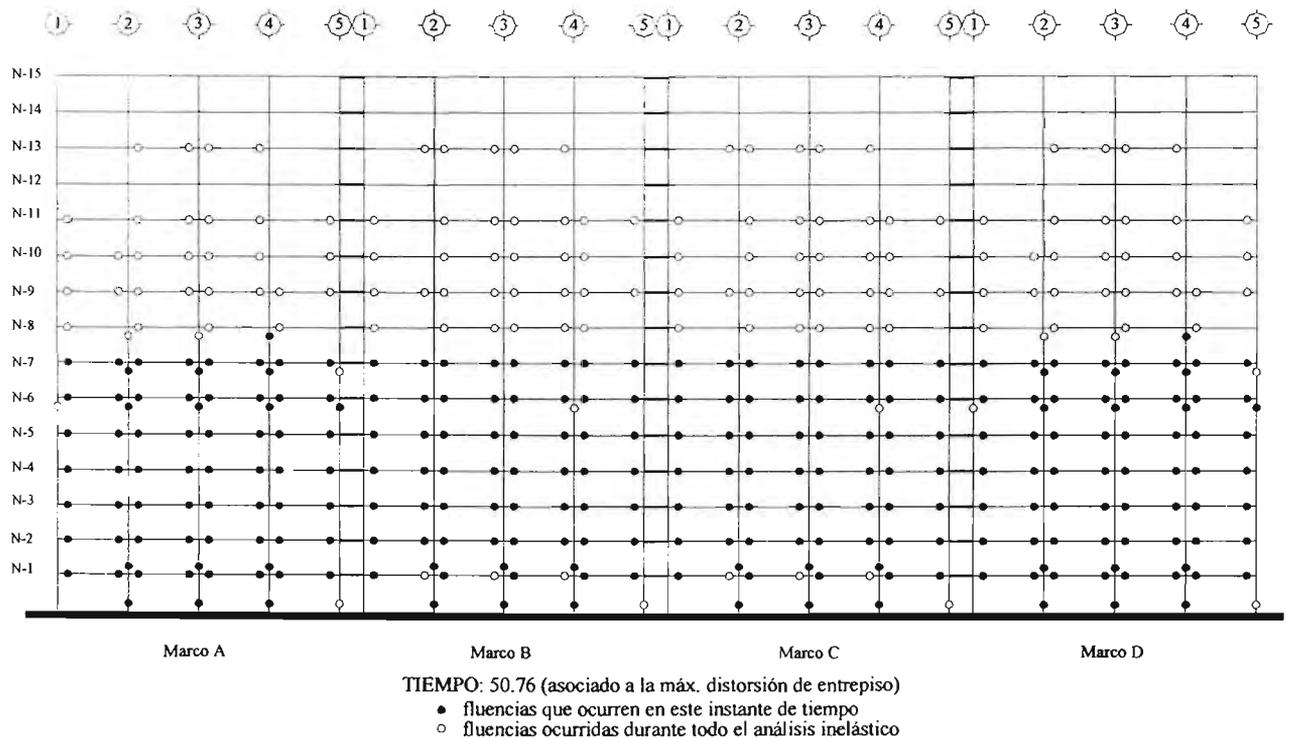


Figura A.12c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

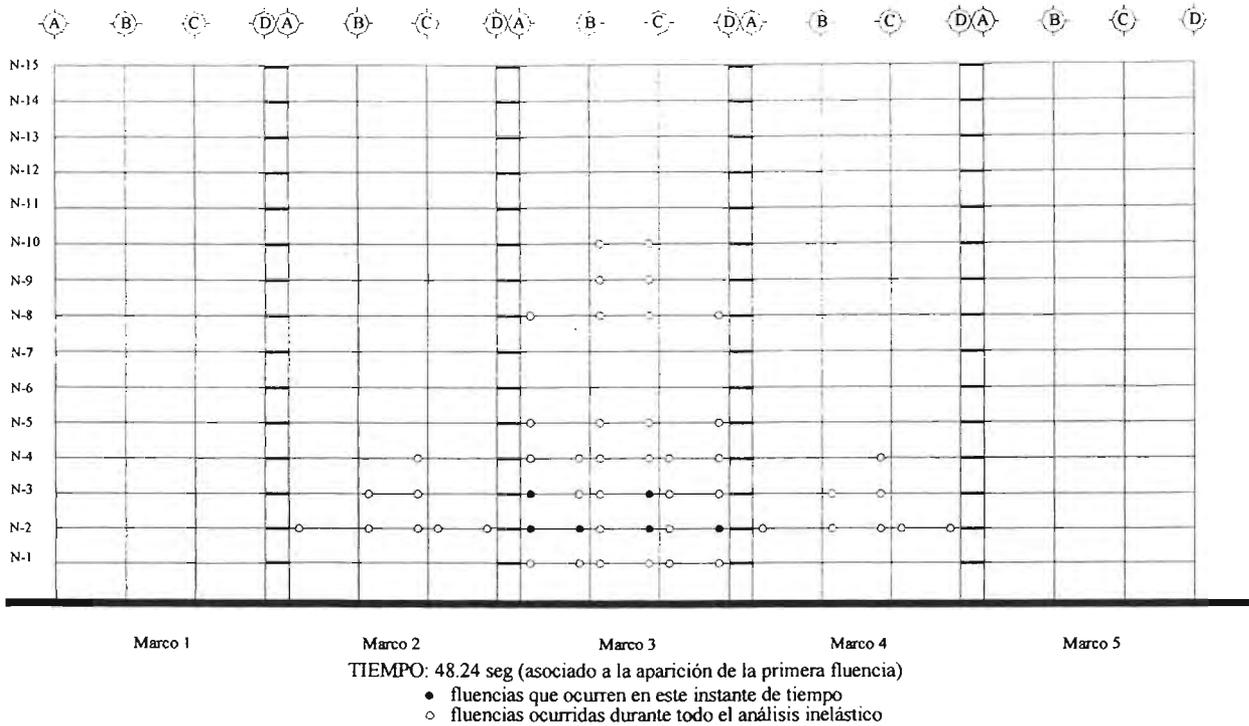


Figura A.12d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

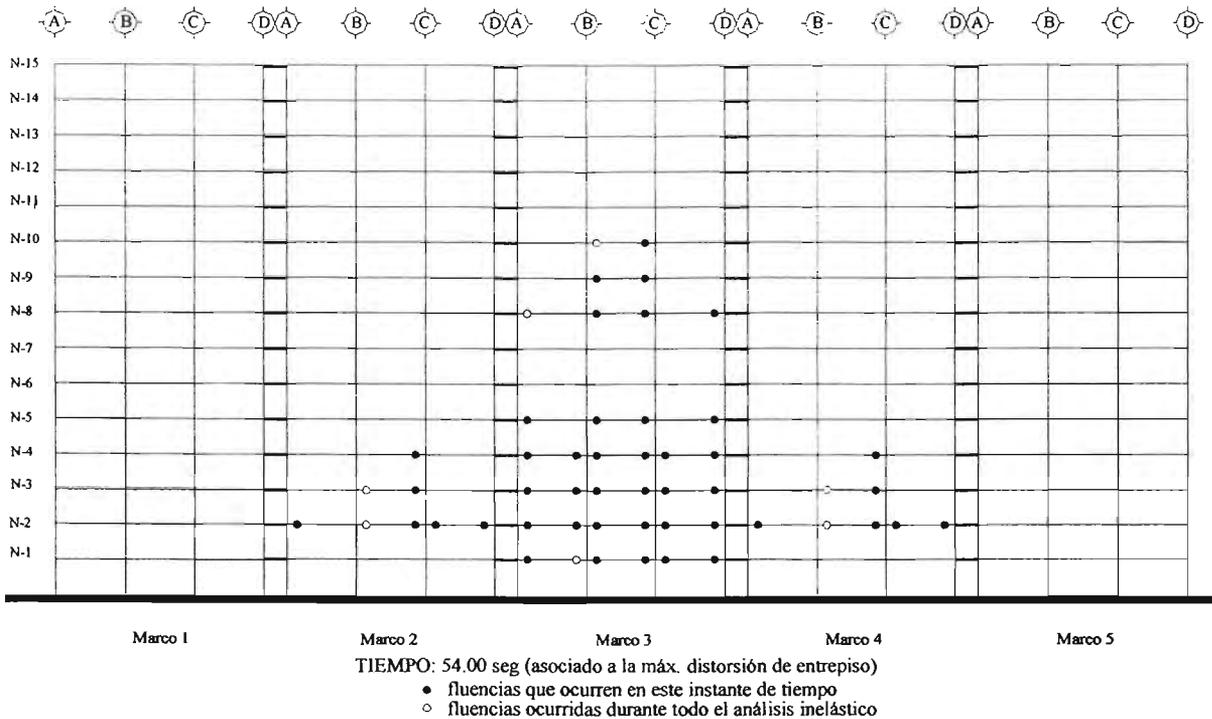


Figura A.12e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4CP1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

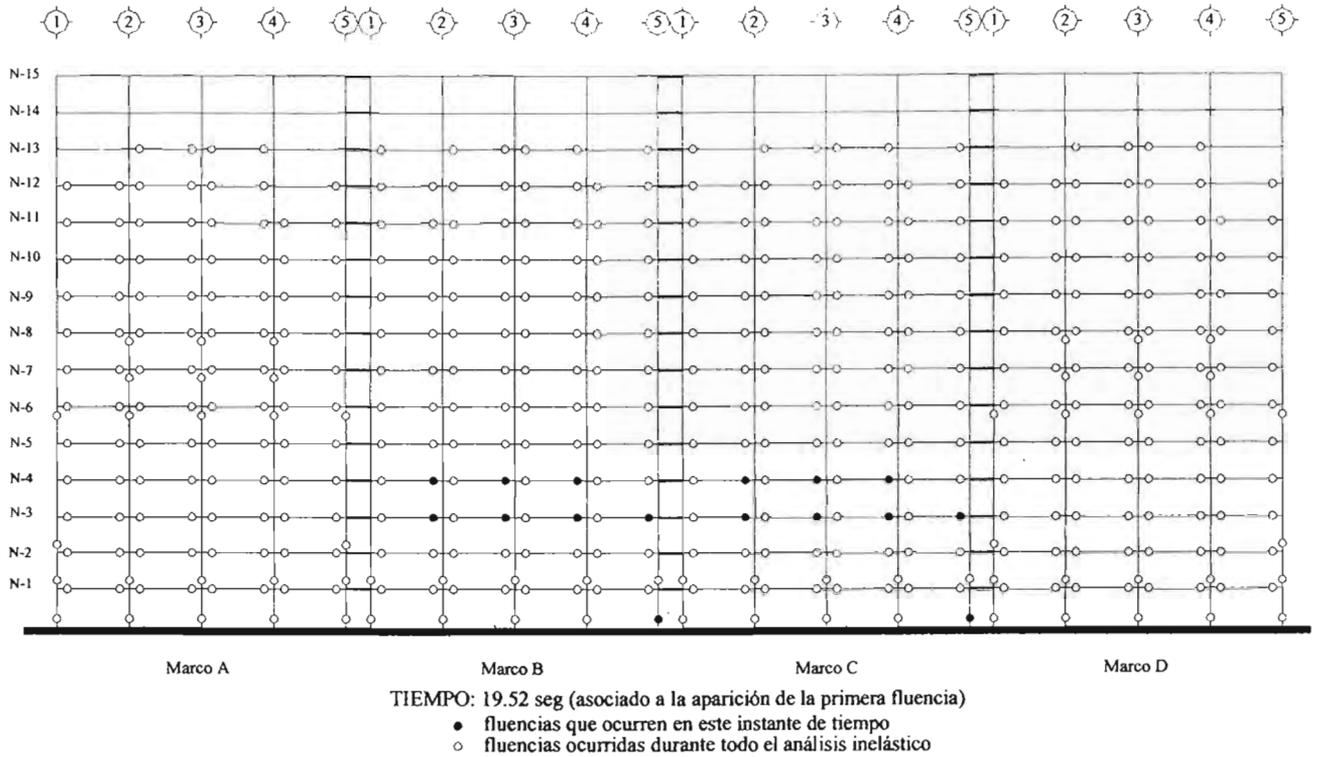


Figura A.13a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

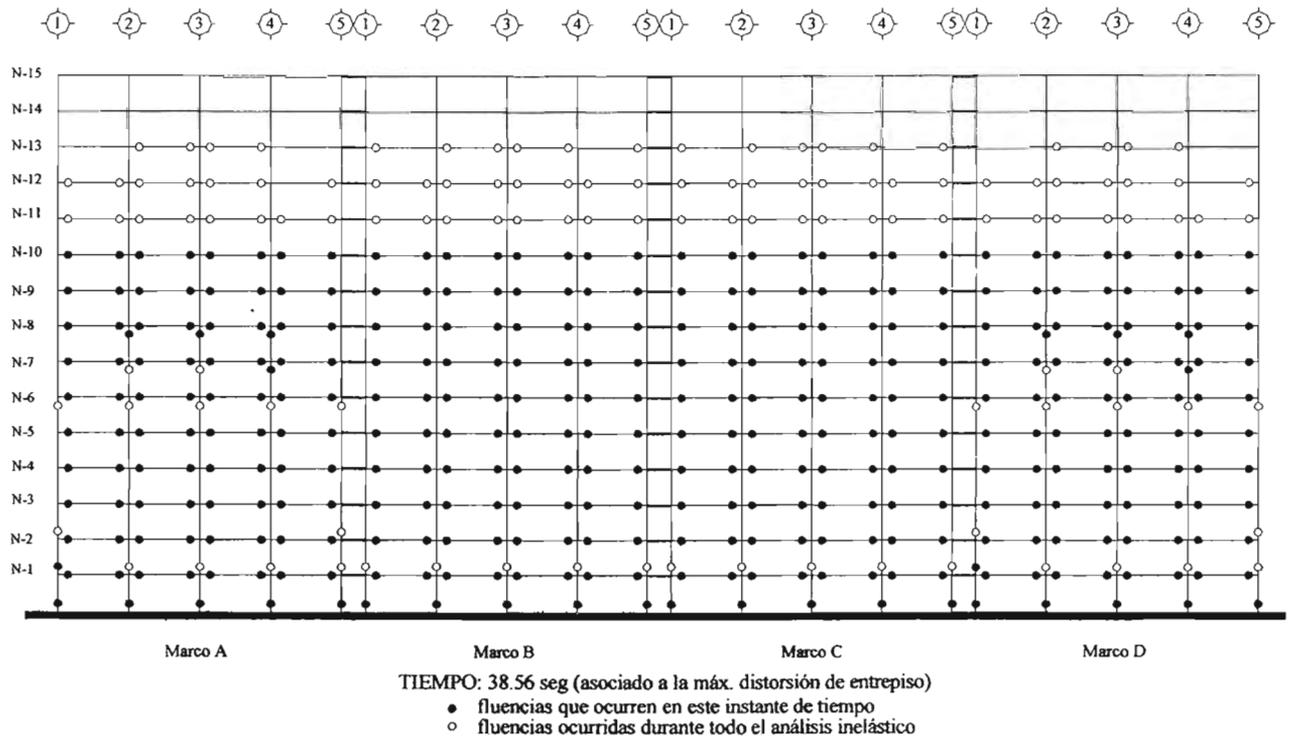


Figura A.13b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

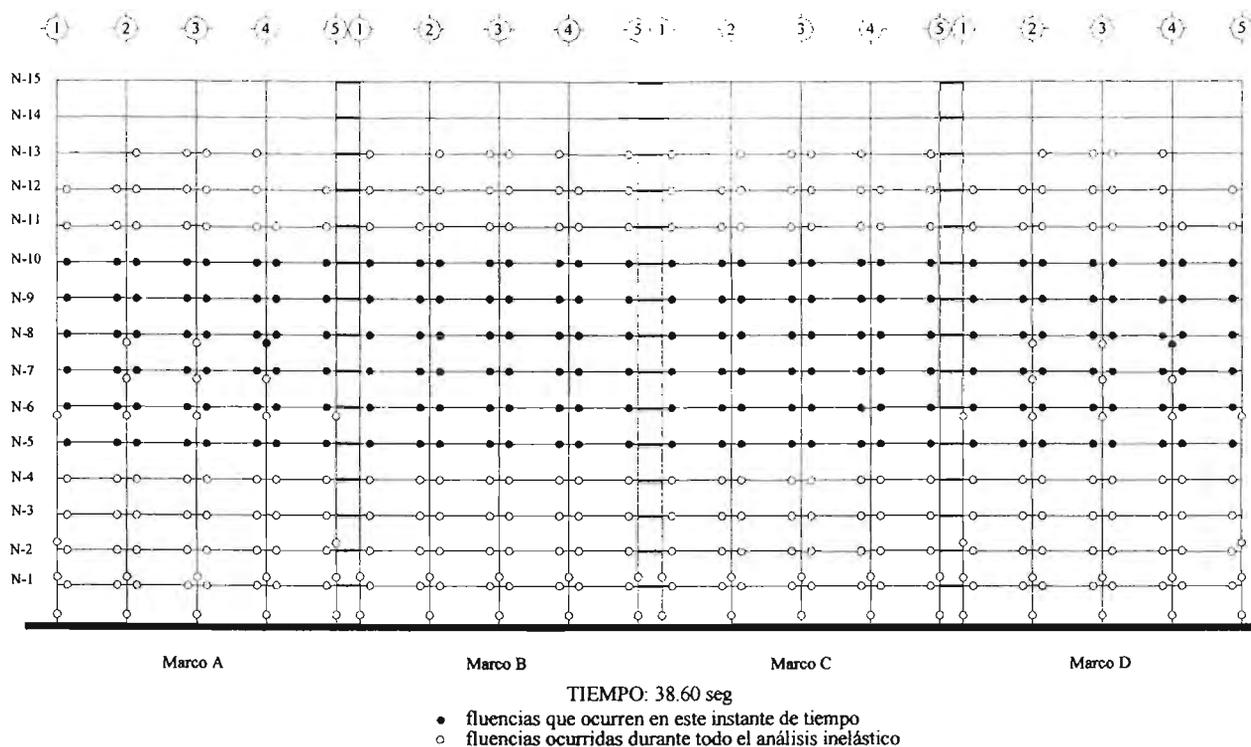


Figura A.13c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

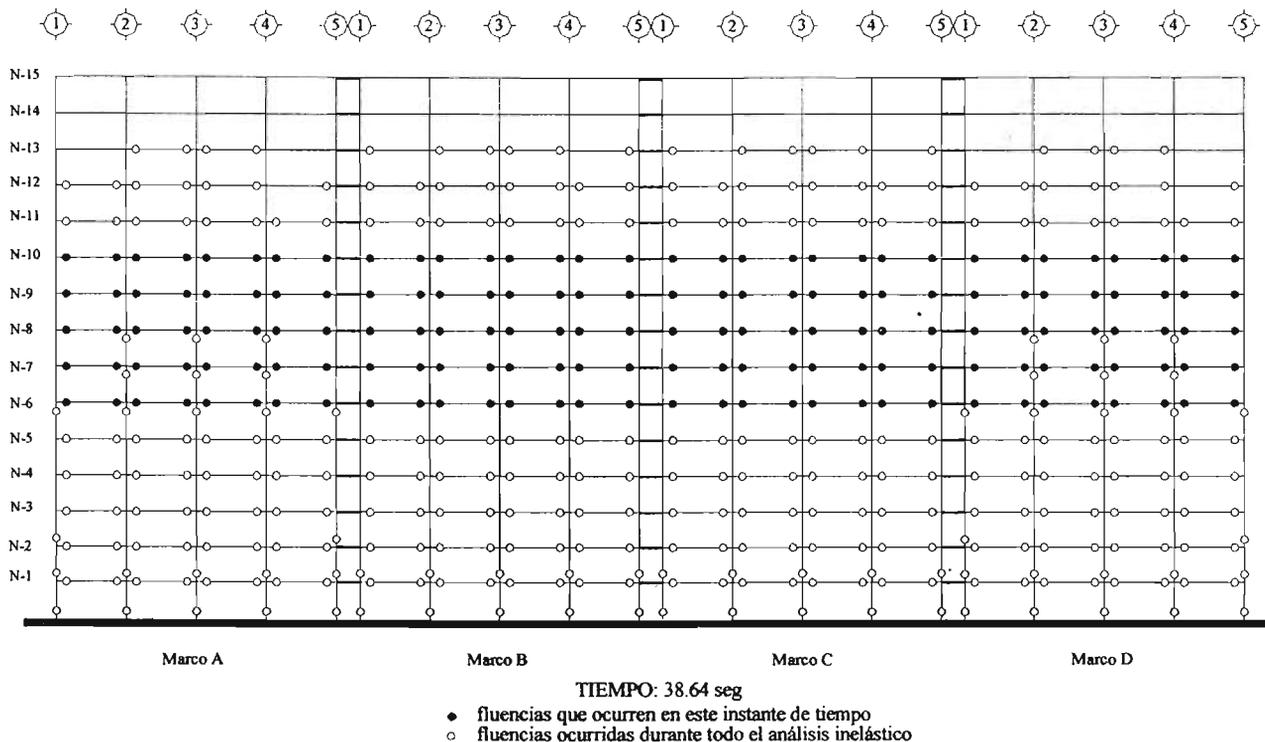


Figura A.13d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

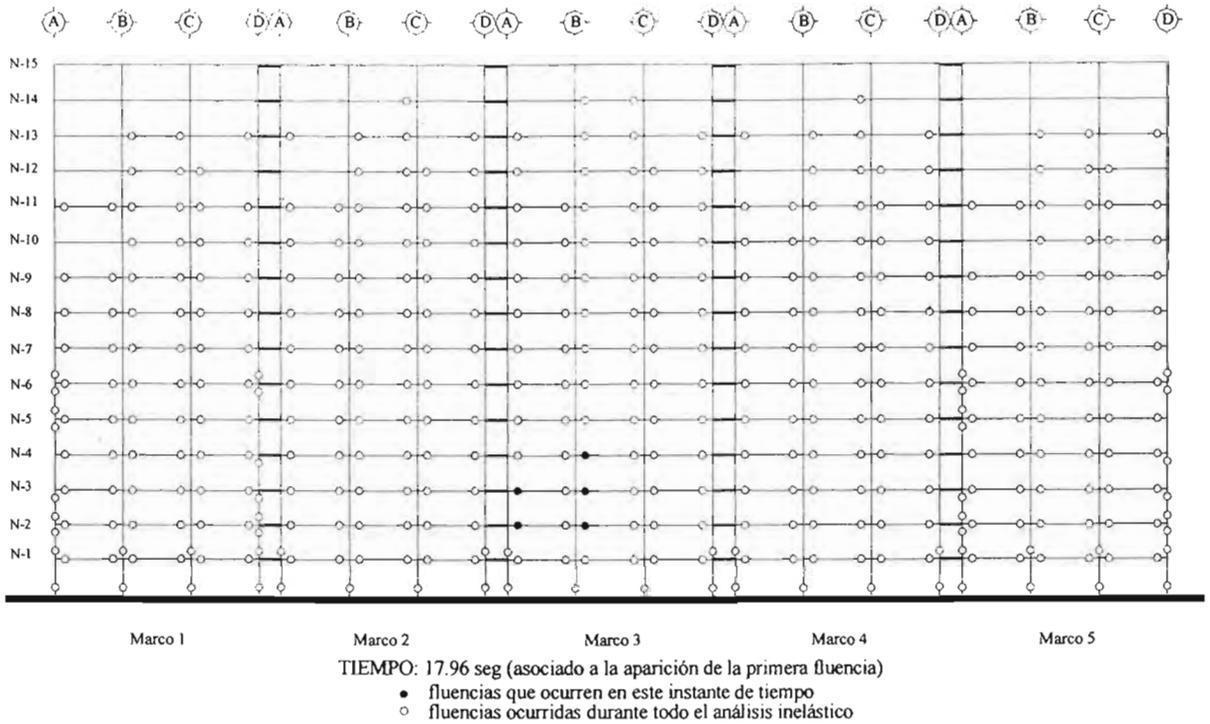


Figura A.13e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

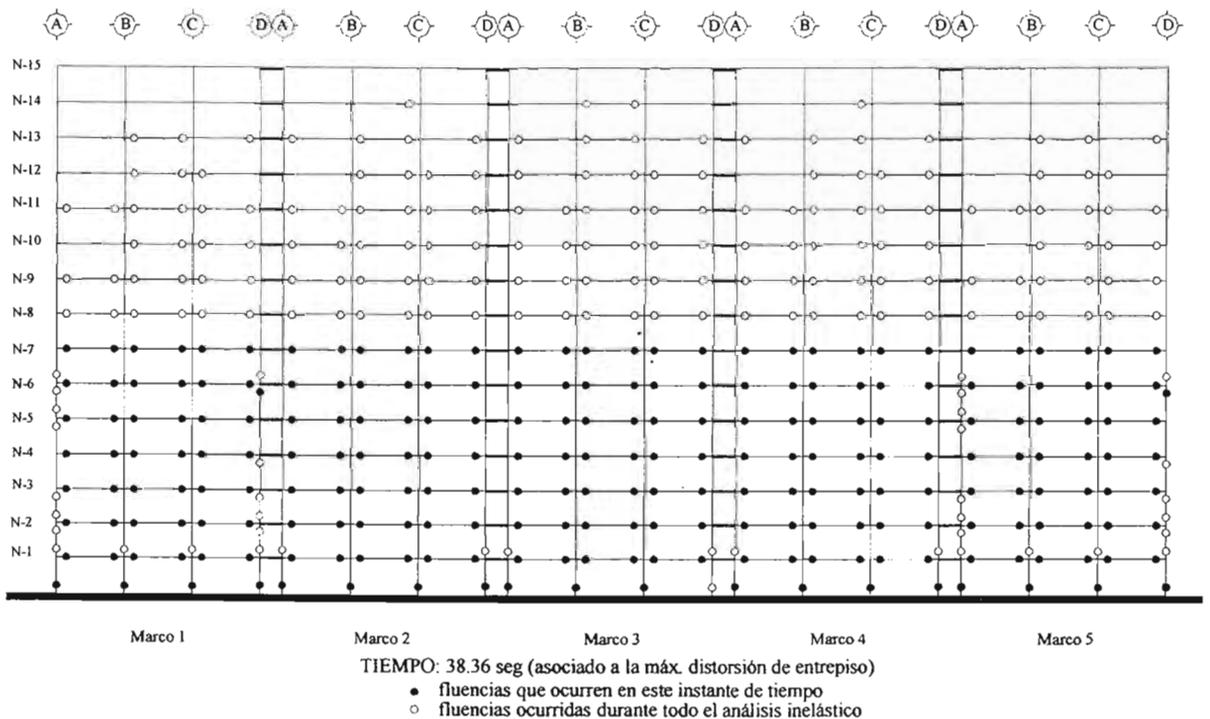


Figura A.13f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

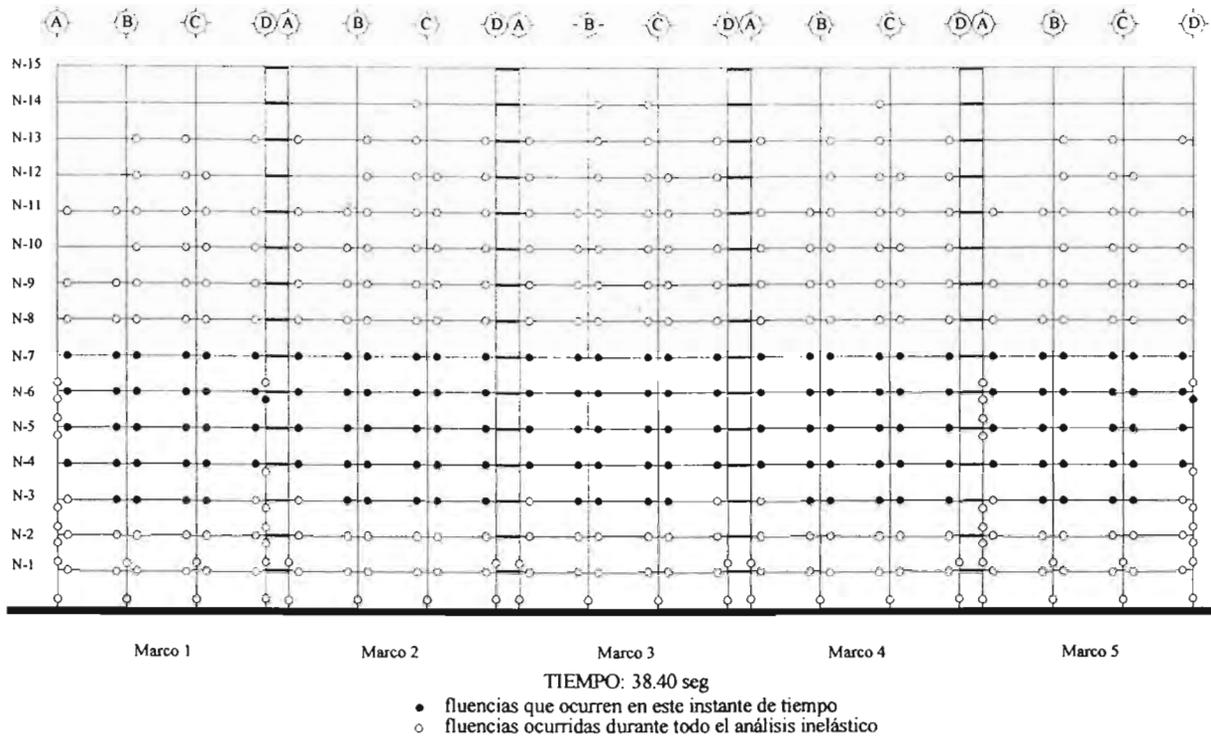


Figura A.13g Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

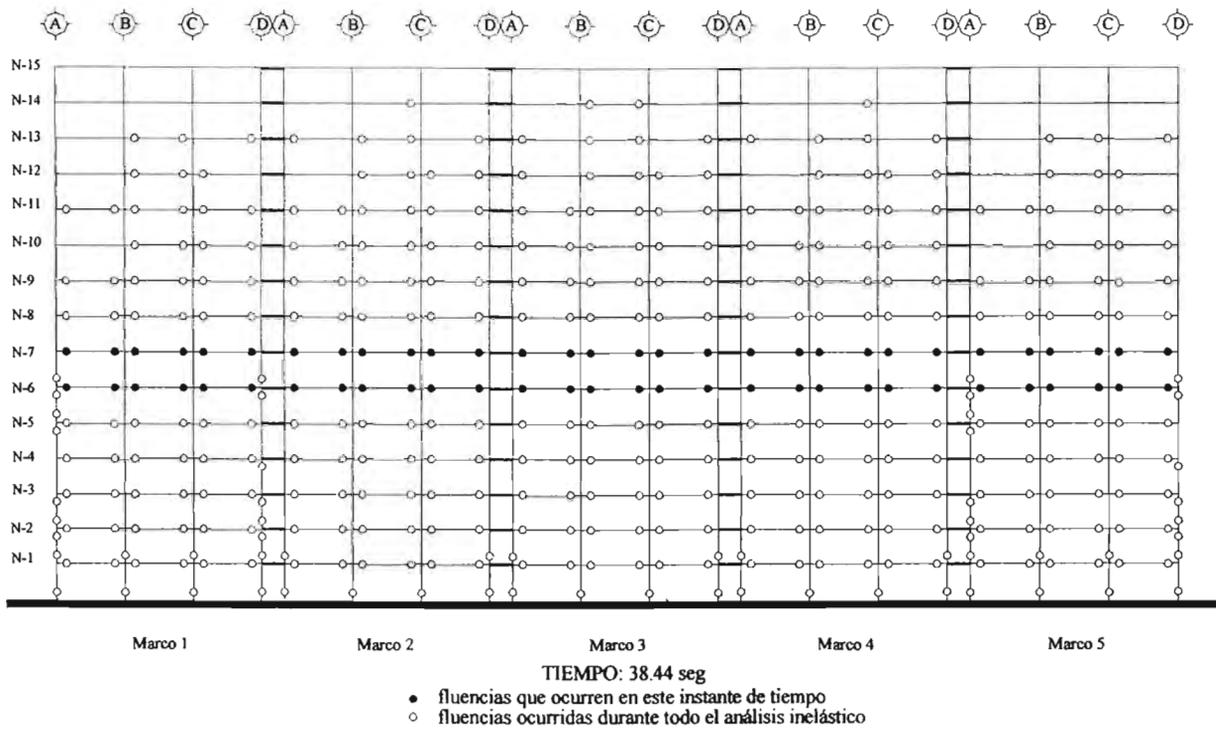


Figura A.13h Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

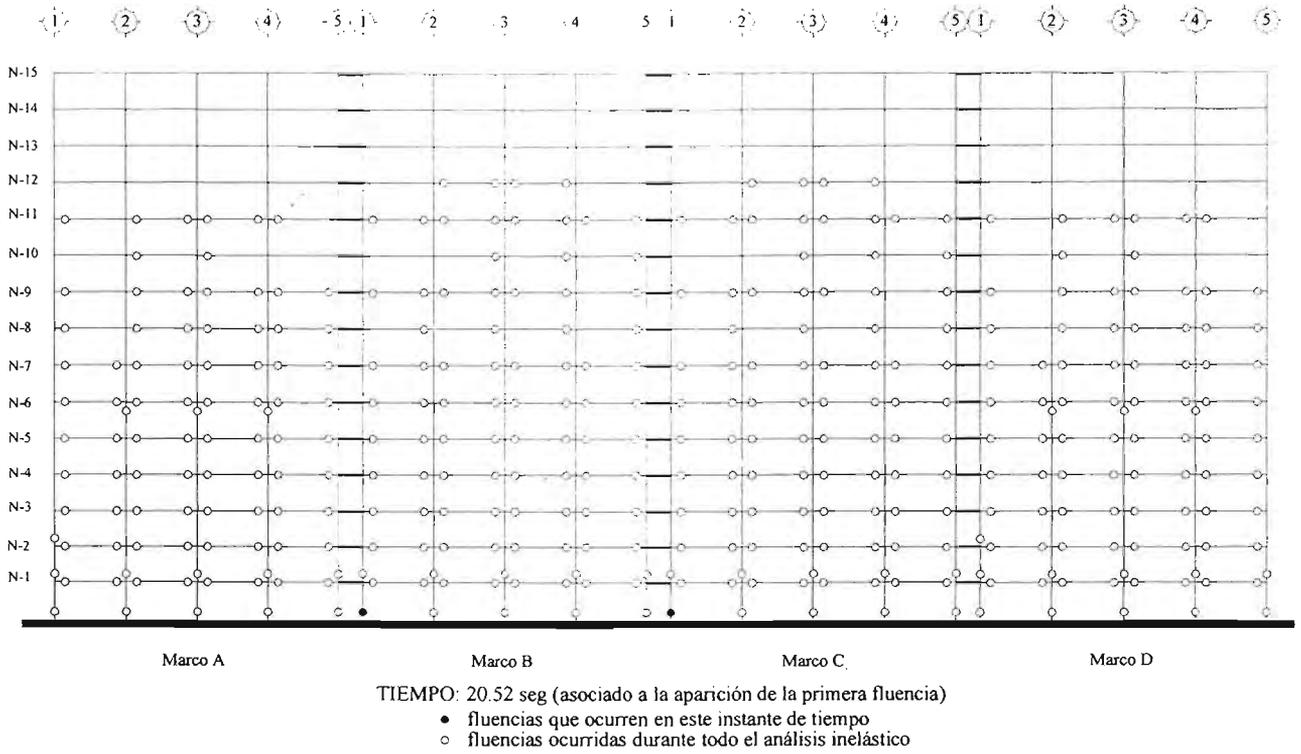


Figura A.14a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

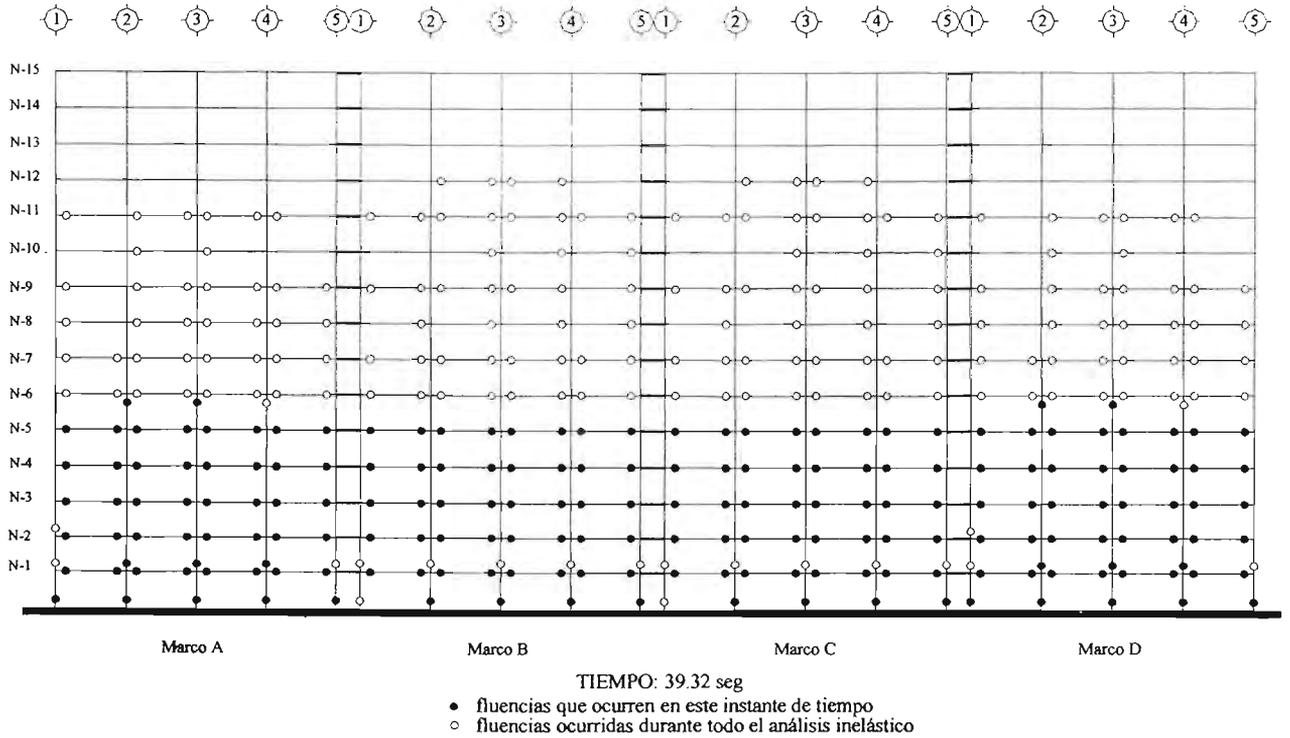


Figura A.14b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

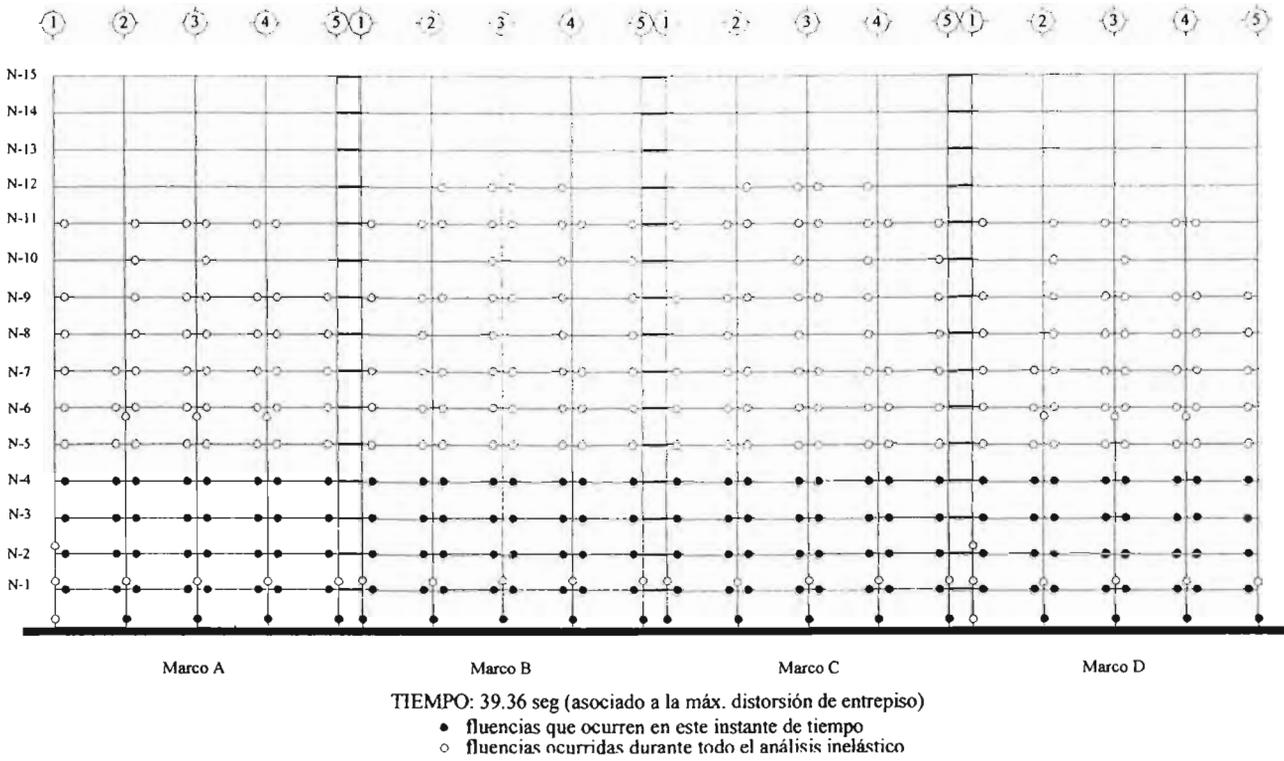


Figura A.14c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

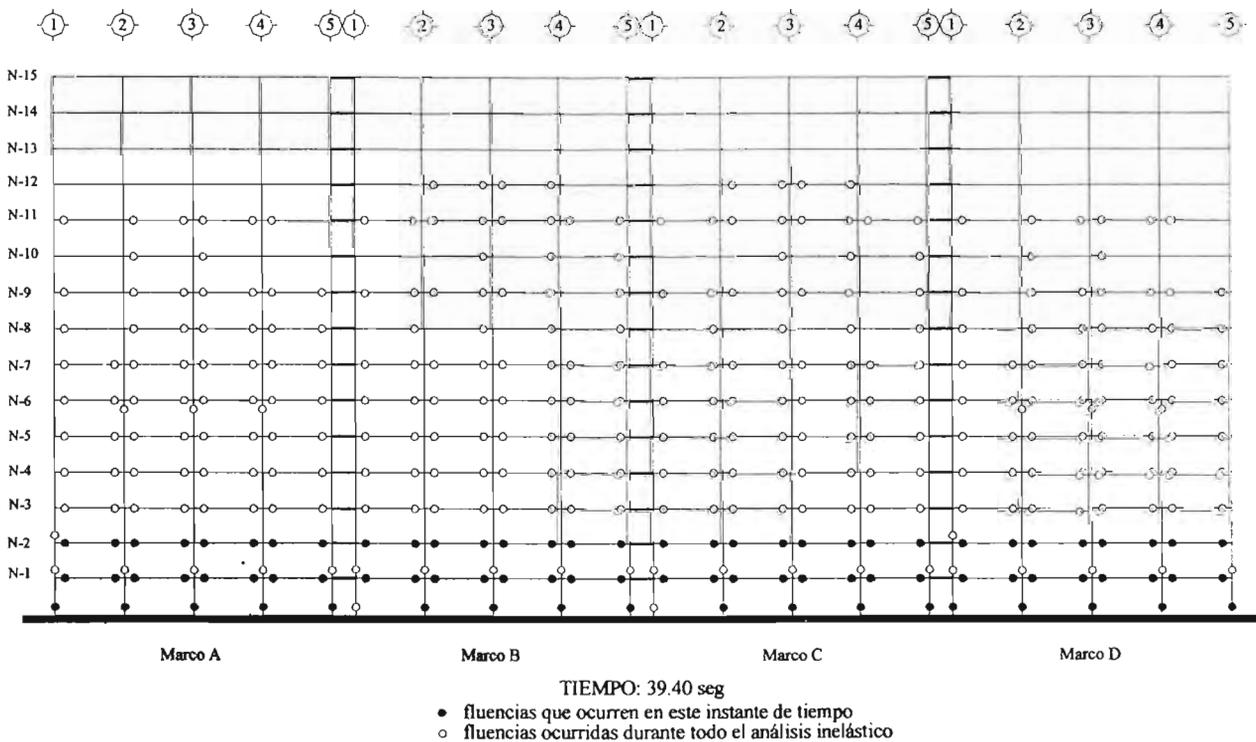


Figura A.14d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

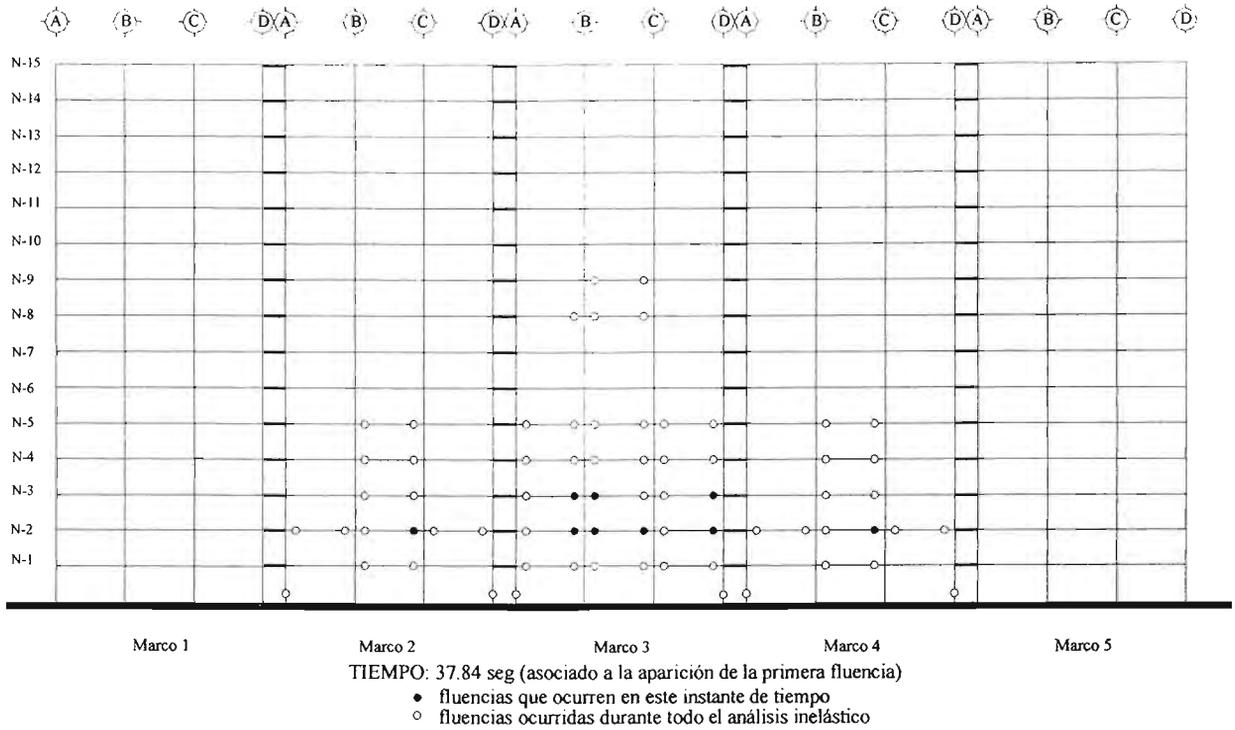


Figura A.14e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

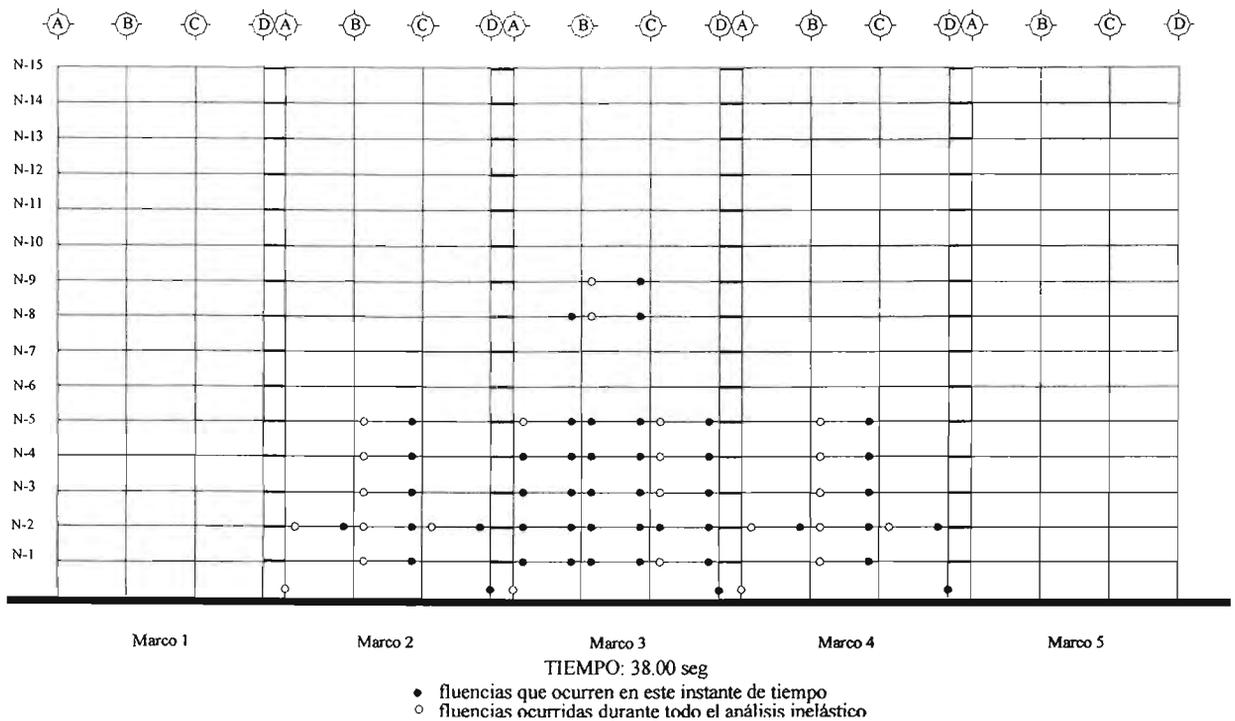


Figura A.14f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

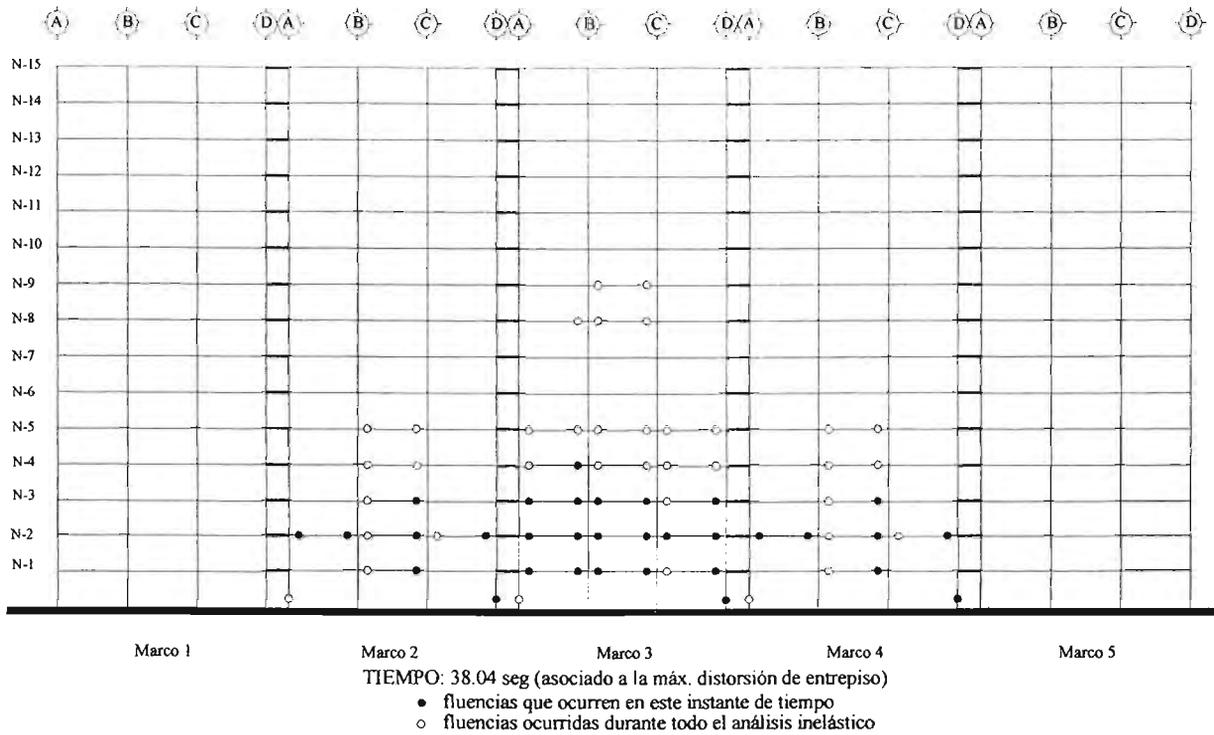


Figura A.14g Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

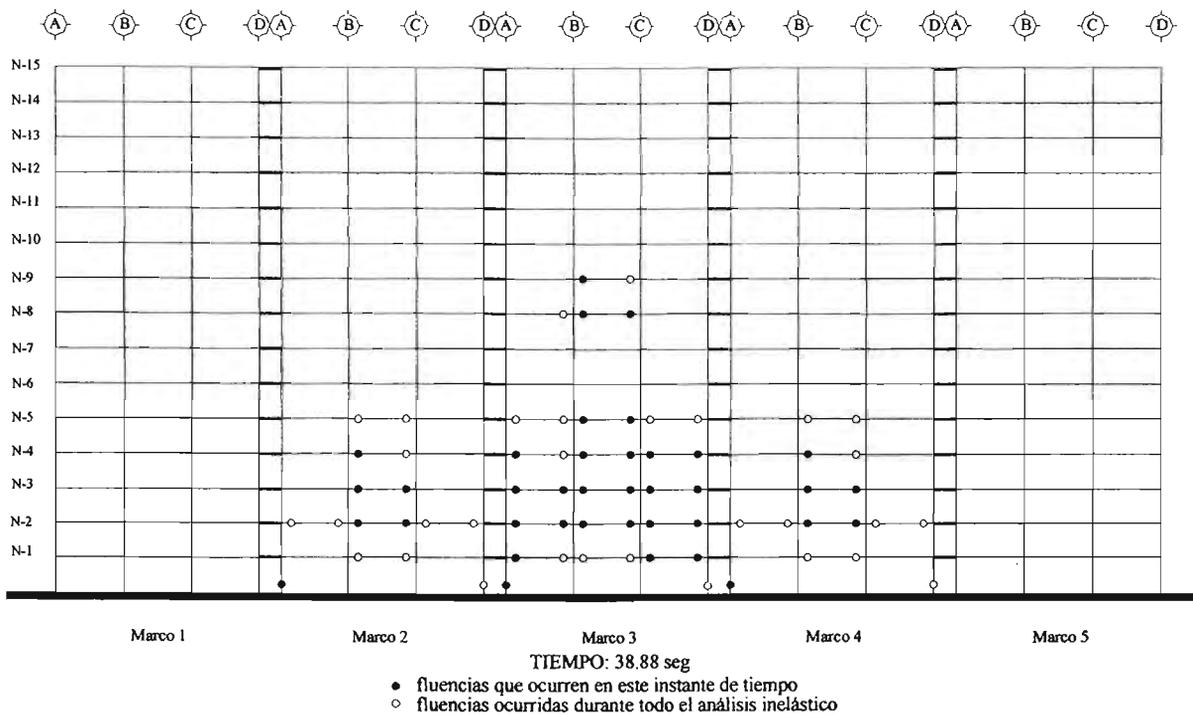


Figura A.14h Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

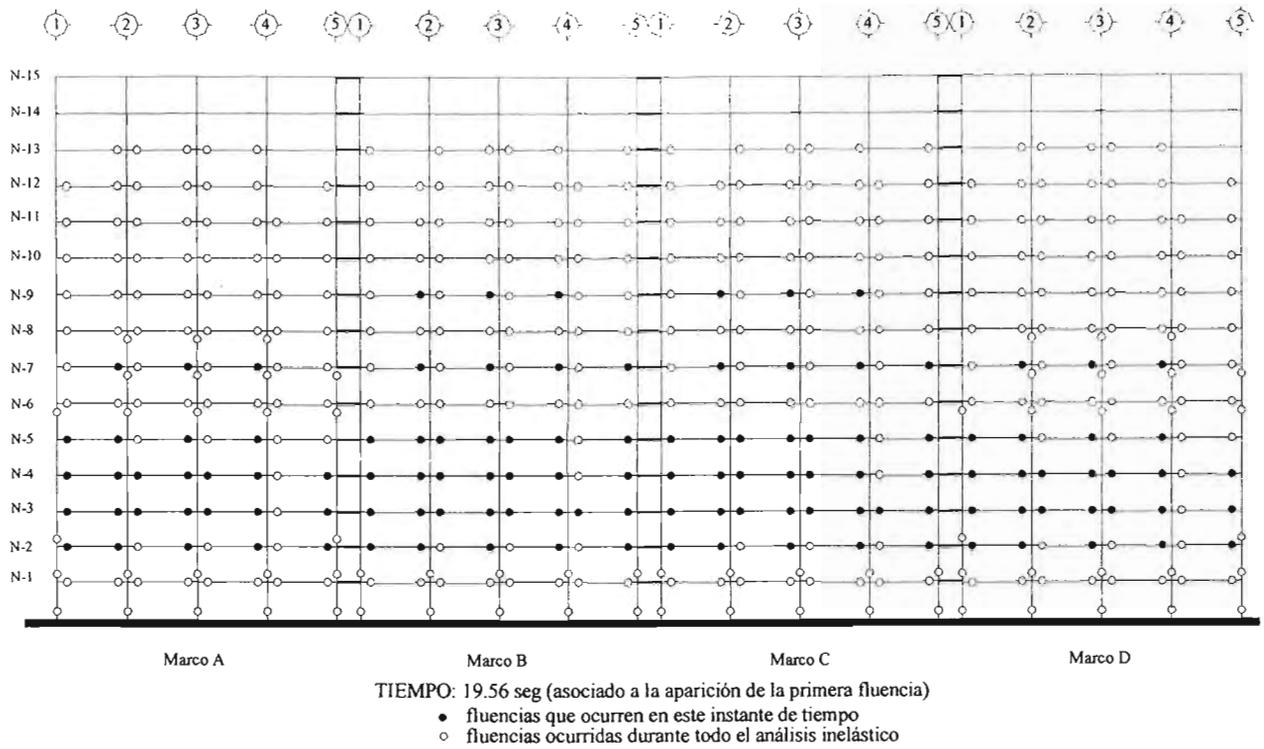


Figura A.15a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

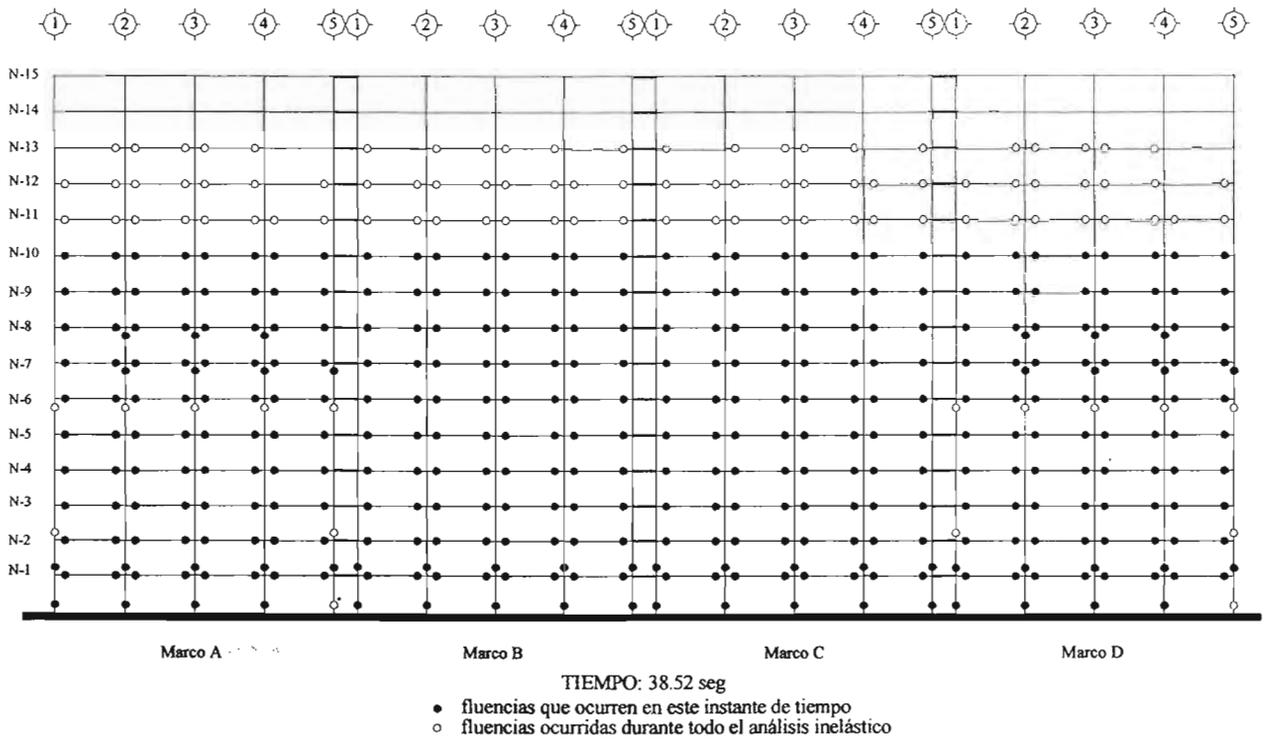


Figura A.15b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

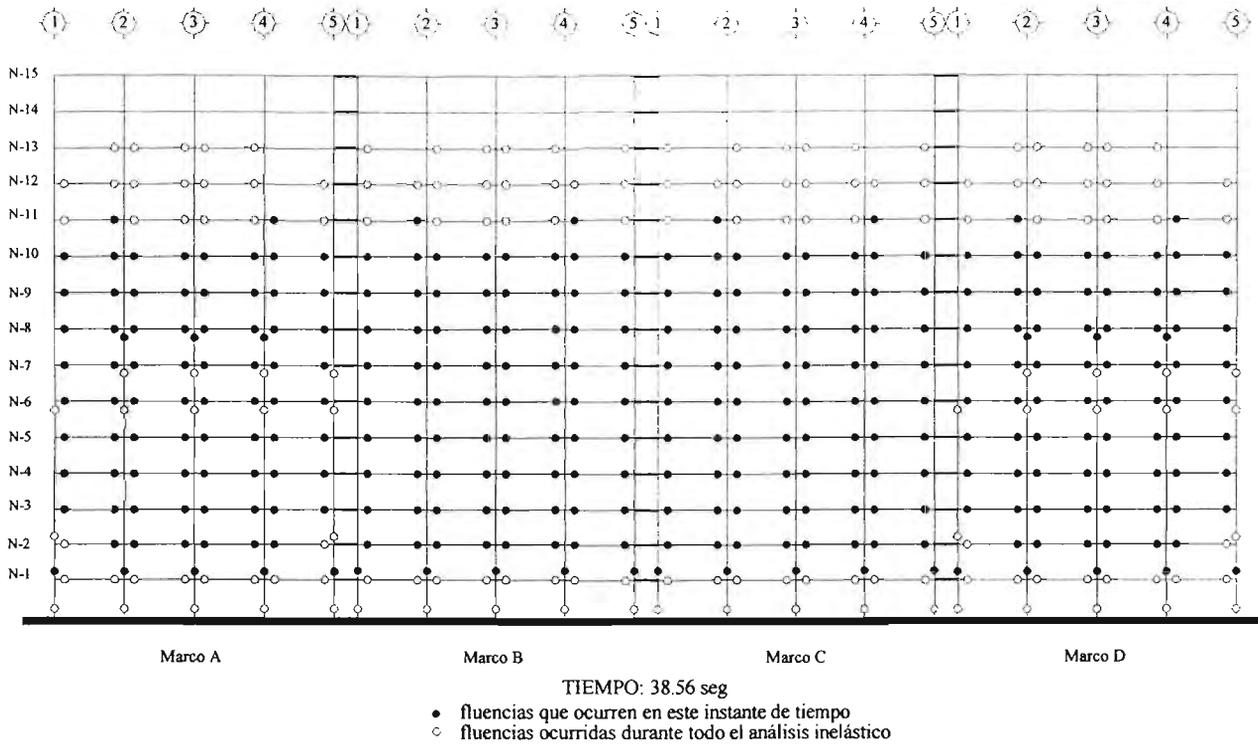


Figura A.15c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

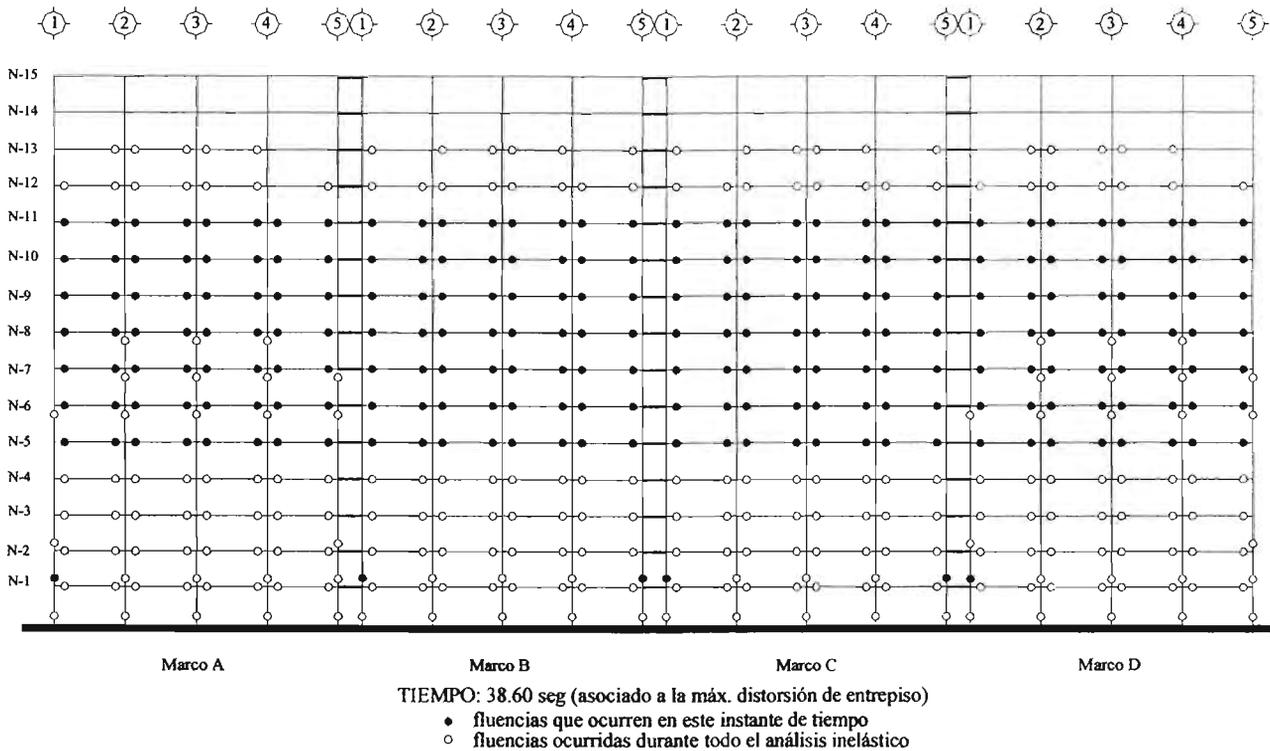


Figura A.15d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

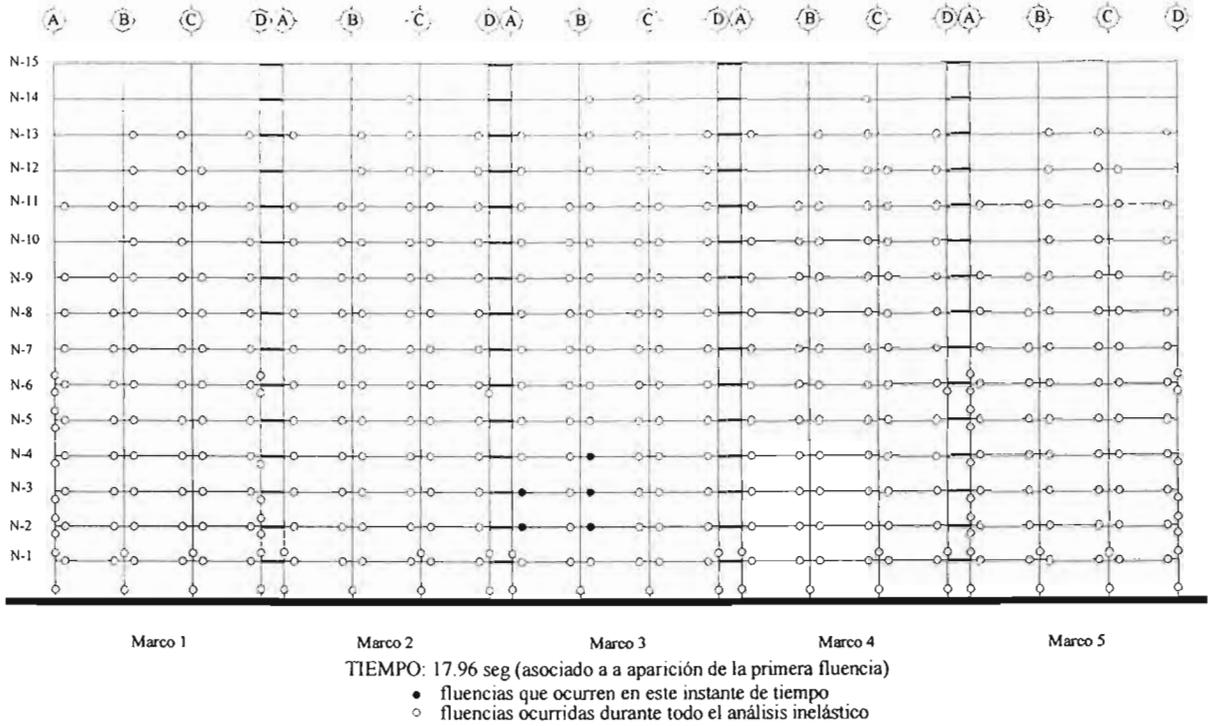


Figura A.15e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

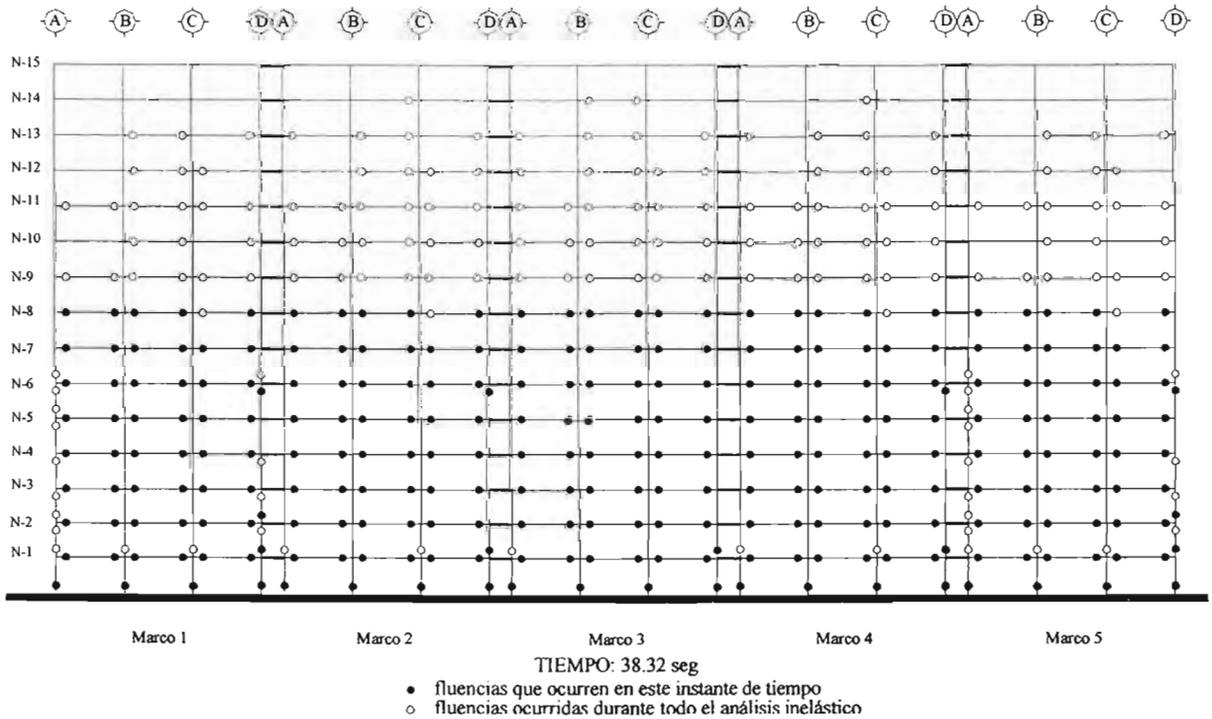


Figura A.15f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

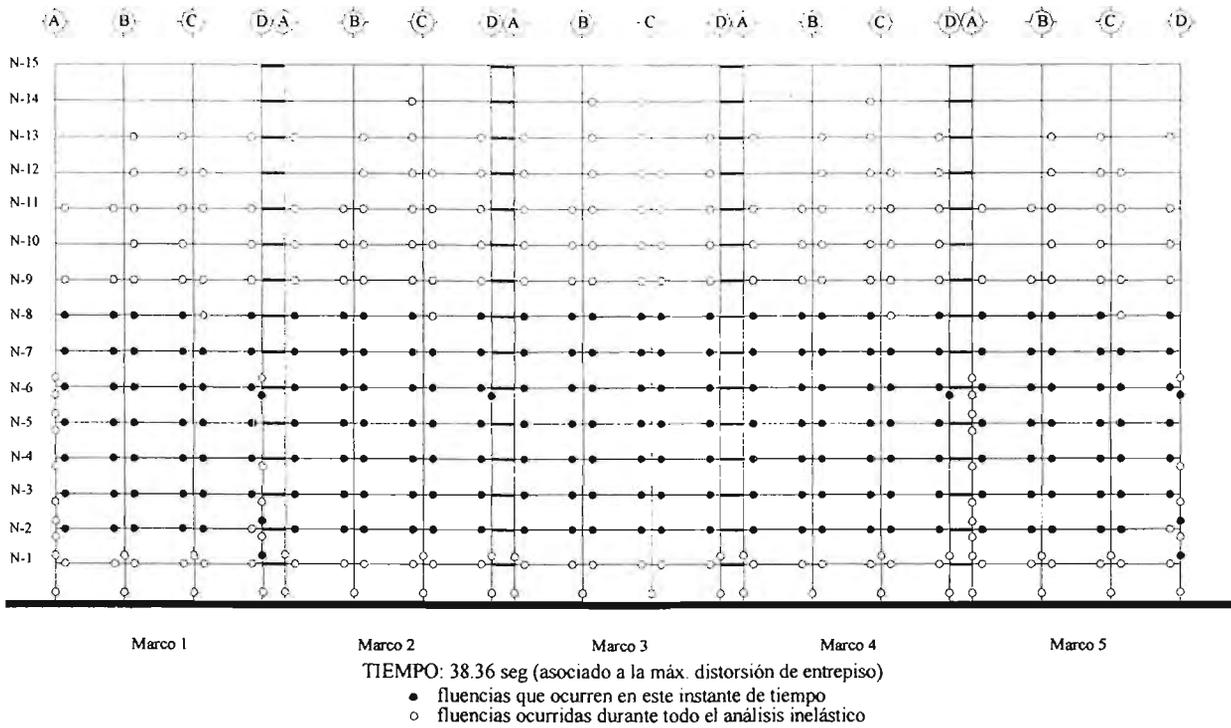


Figura A.15g Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

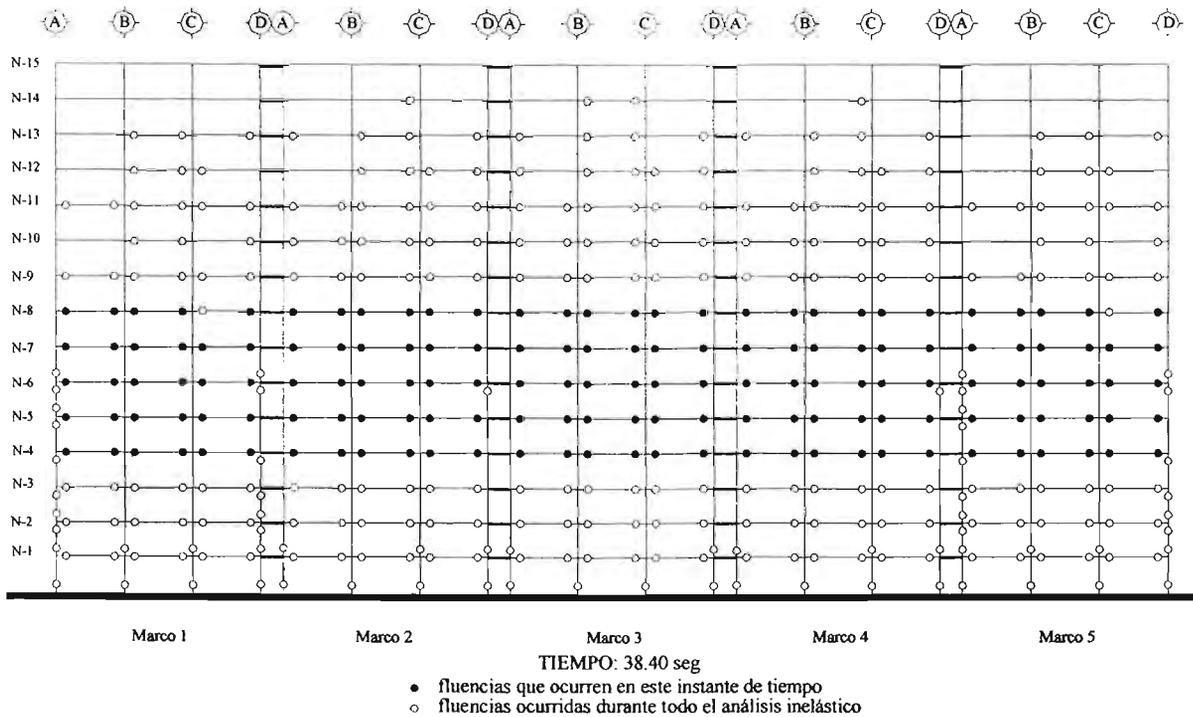


Figura A.15h Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

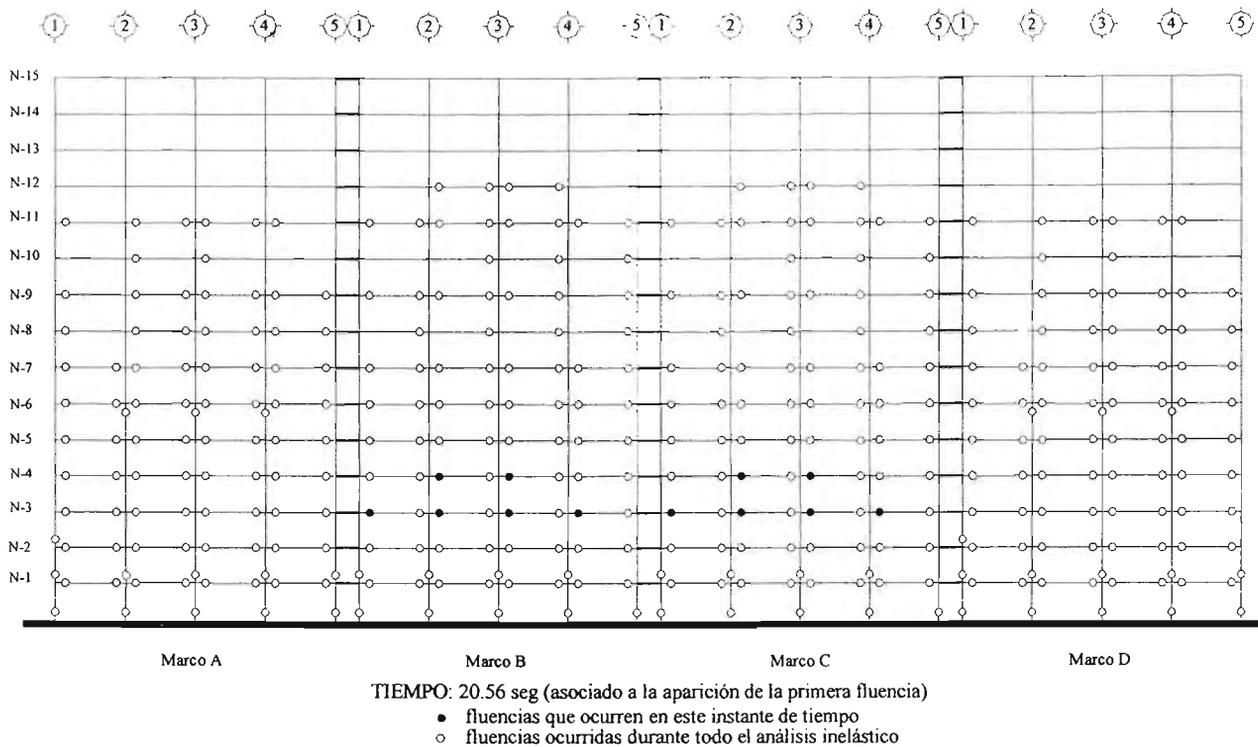


Figura A.16a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

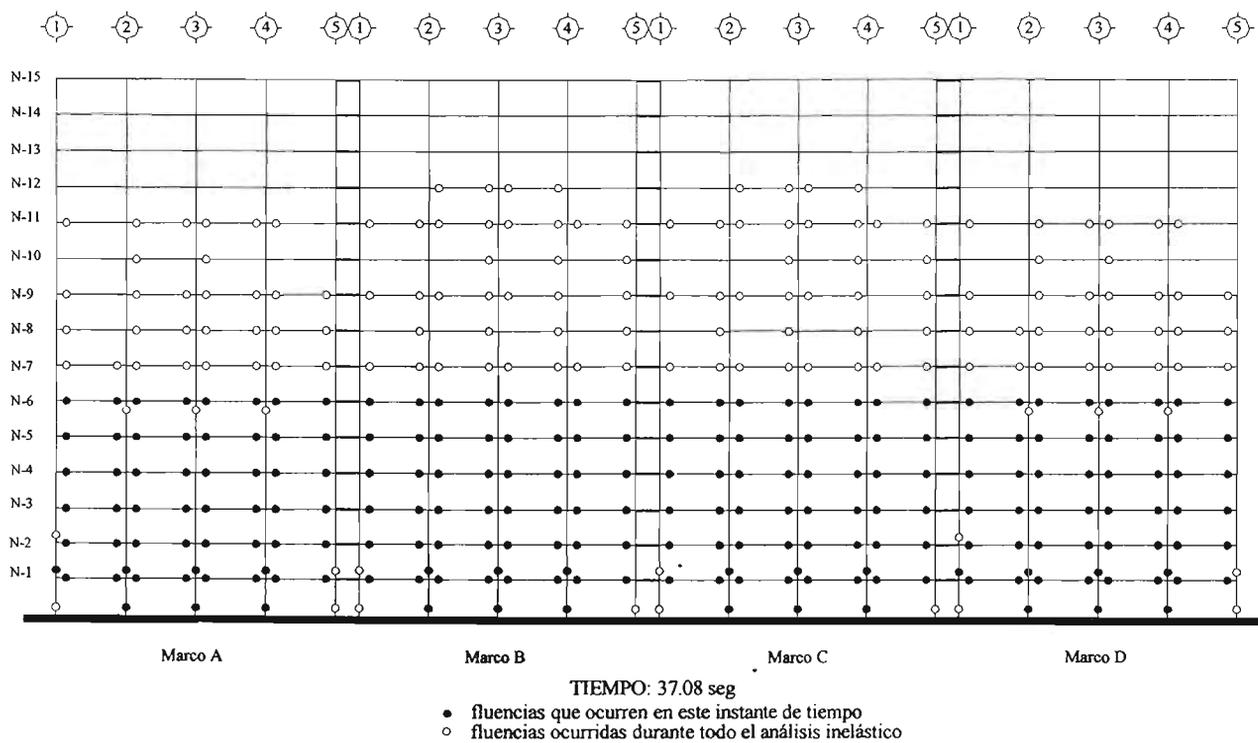


Figura A.16b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

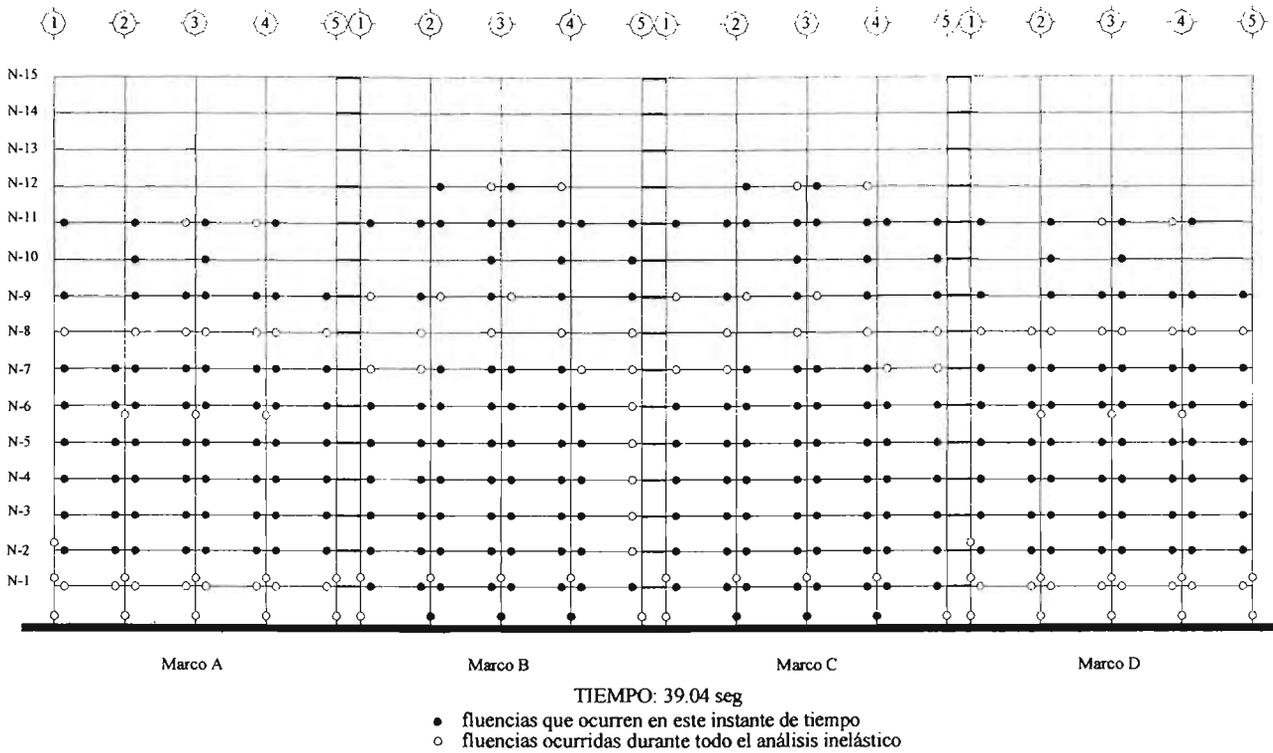


Figura A.16c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

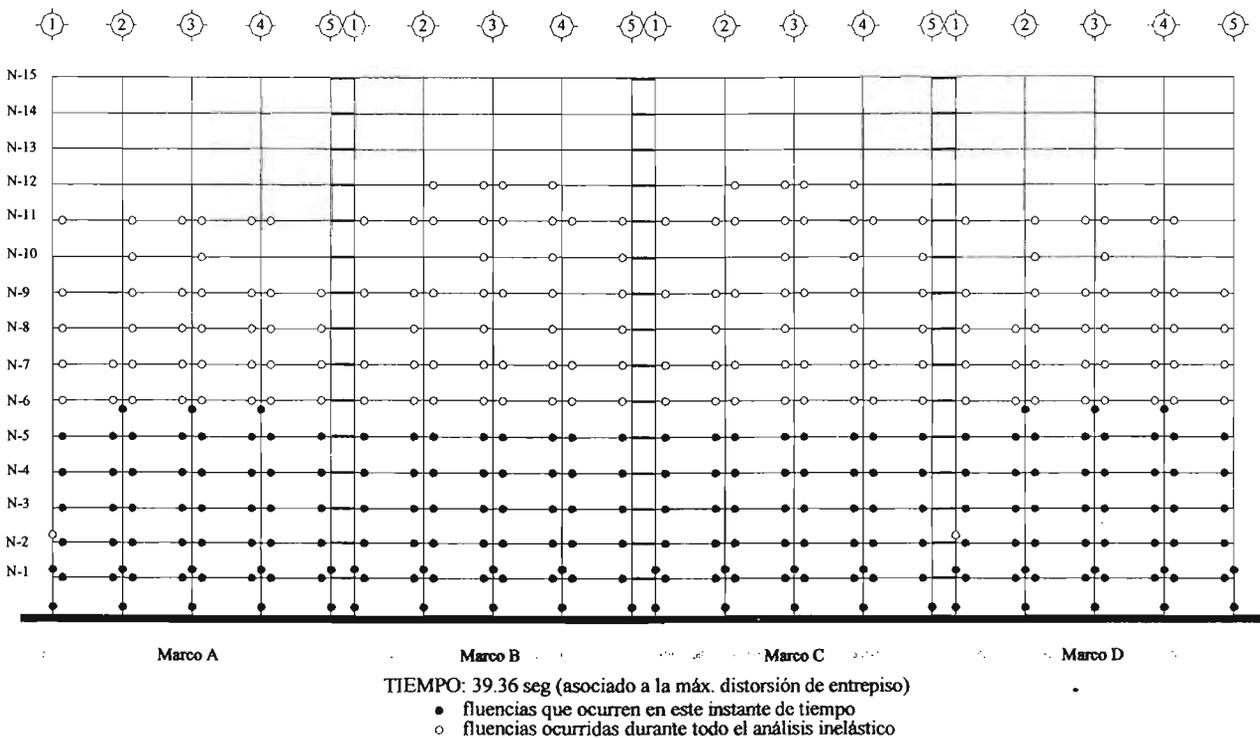


Figura A.16d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

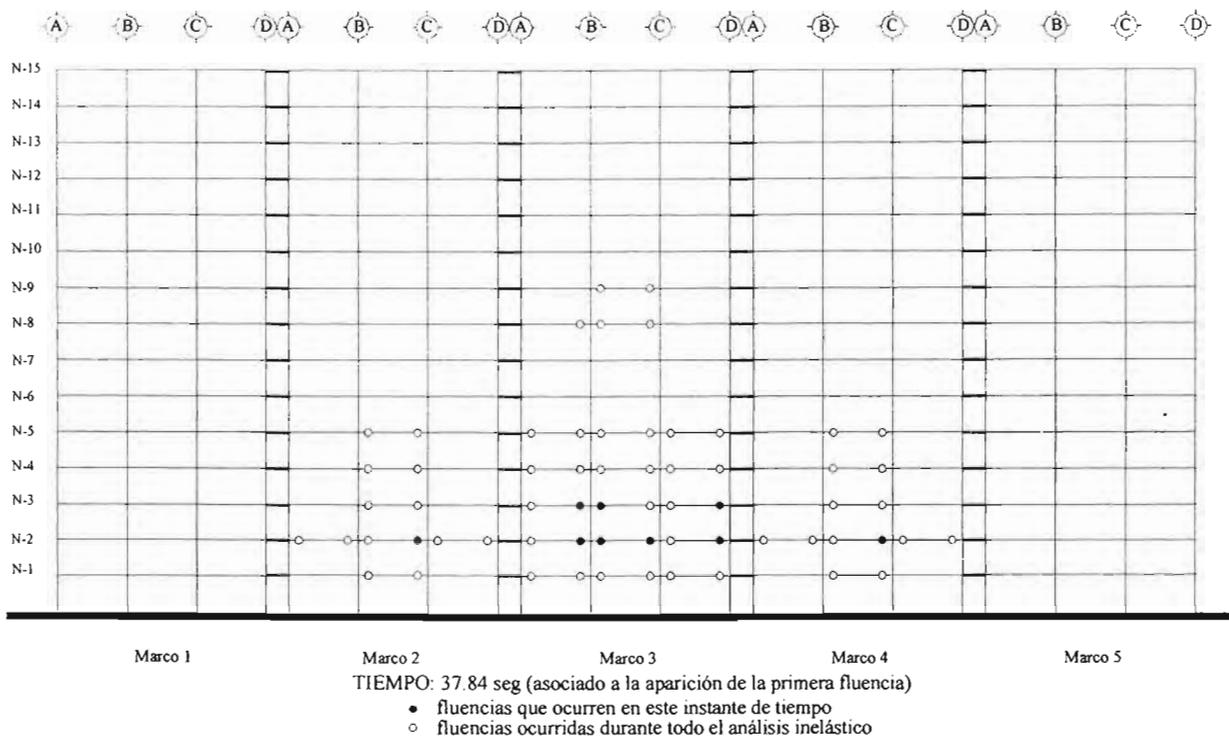


Figura A.16e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

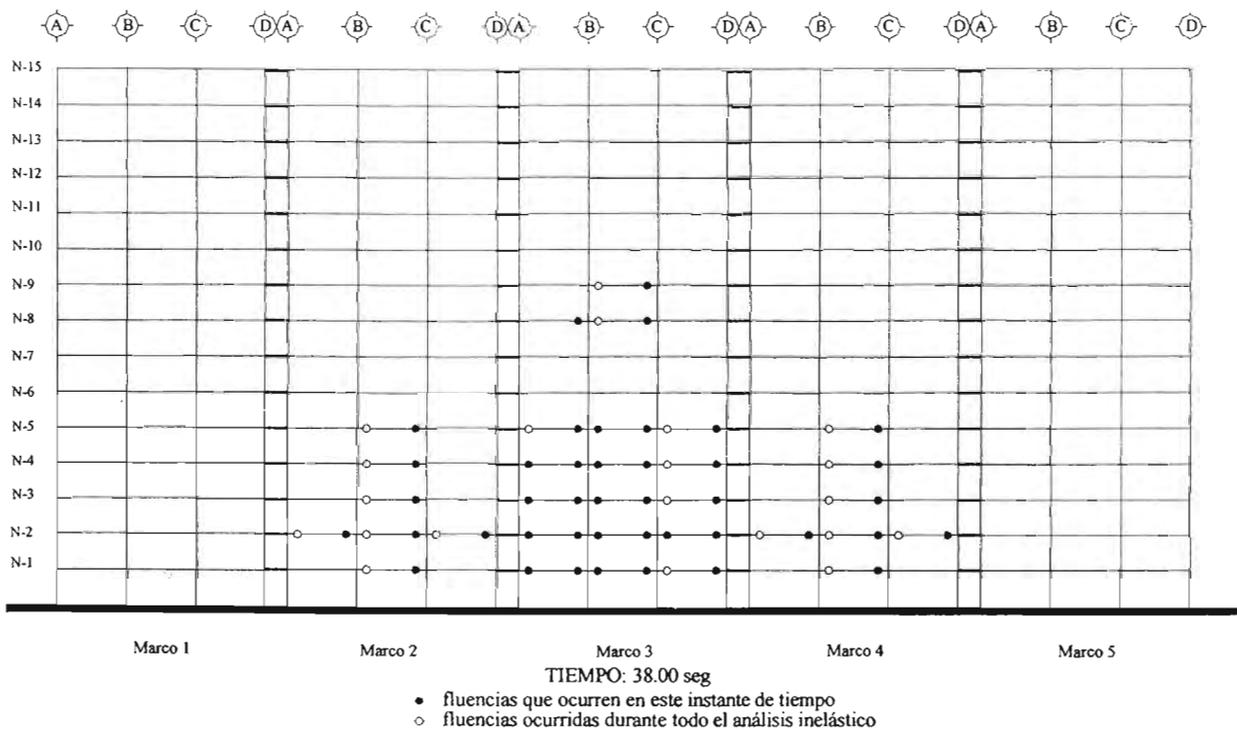


Figura A.16f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

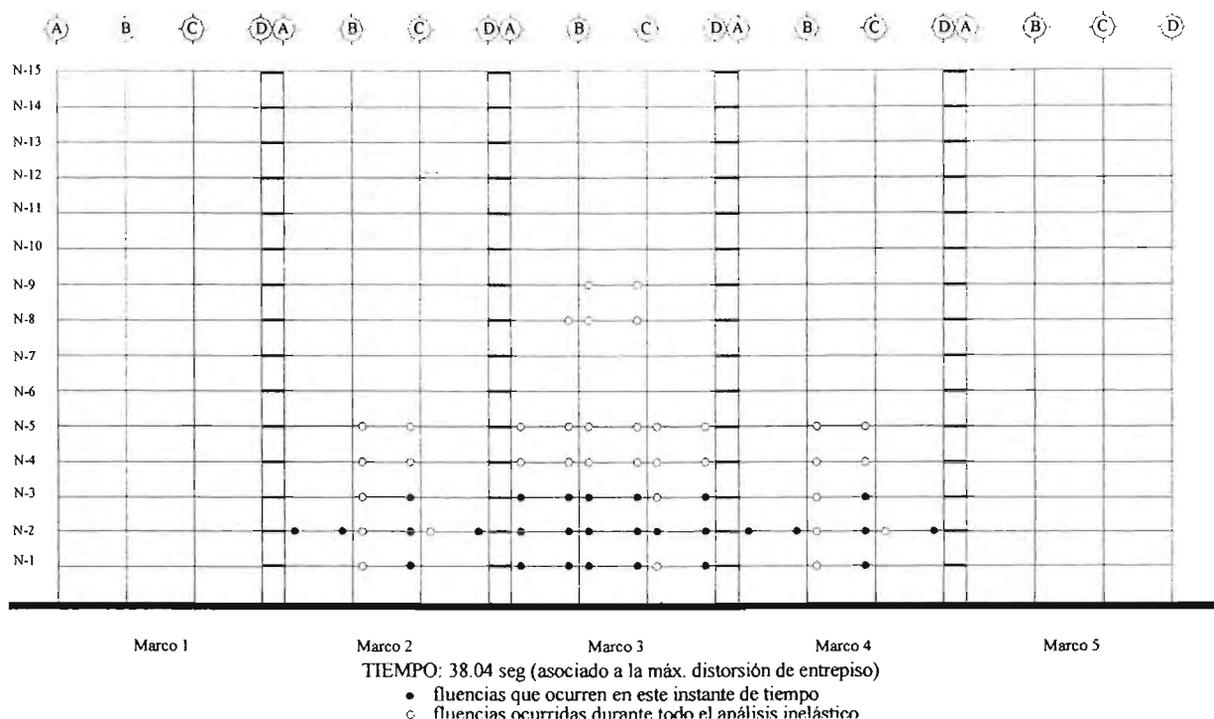


Figura A.16g Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

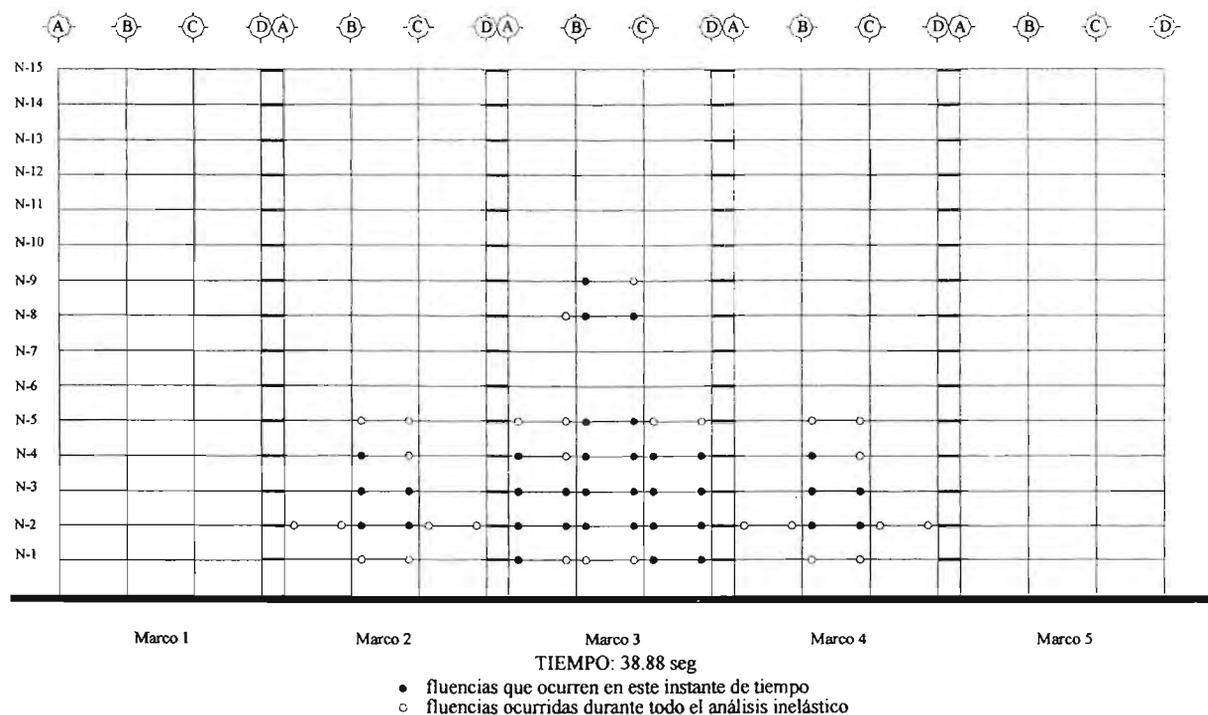


Figura A.16h Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

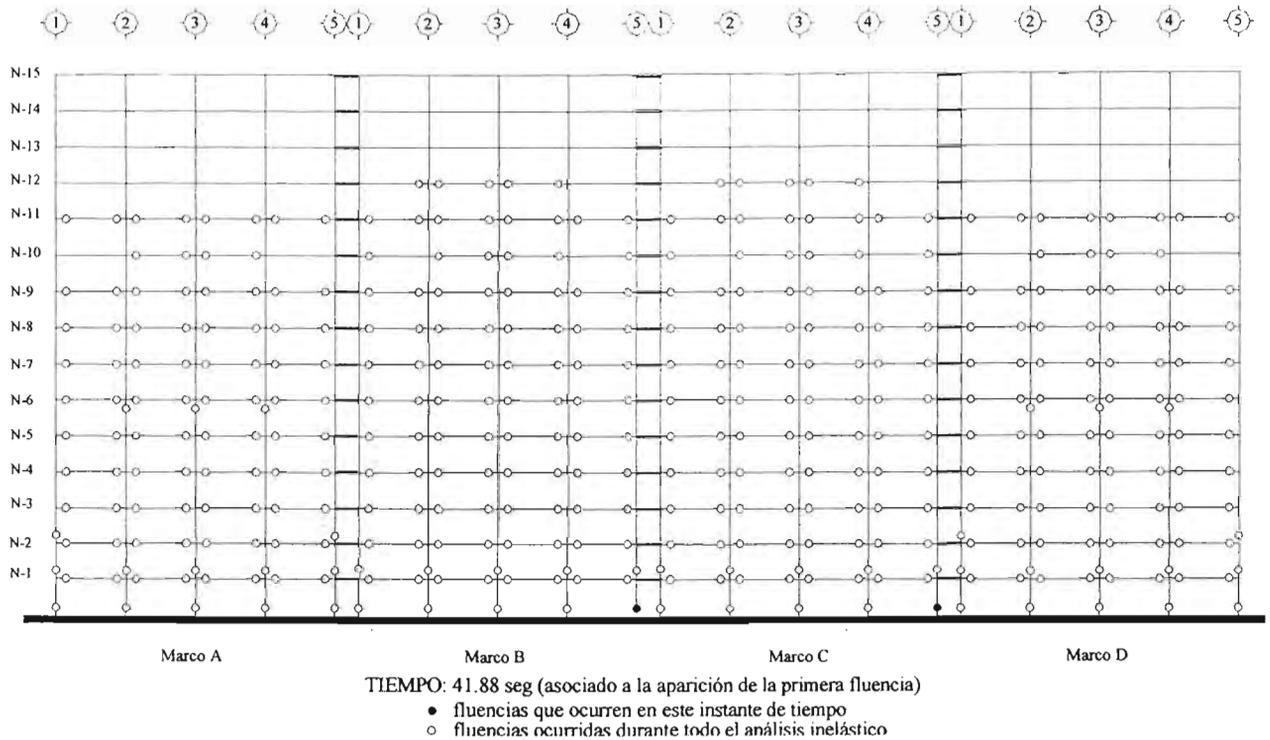


Figura A.17a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

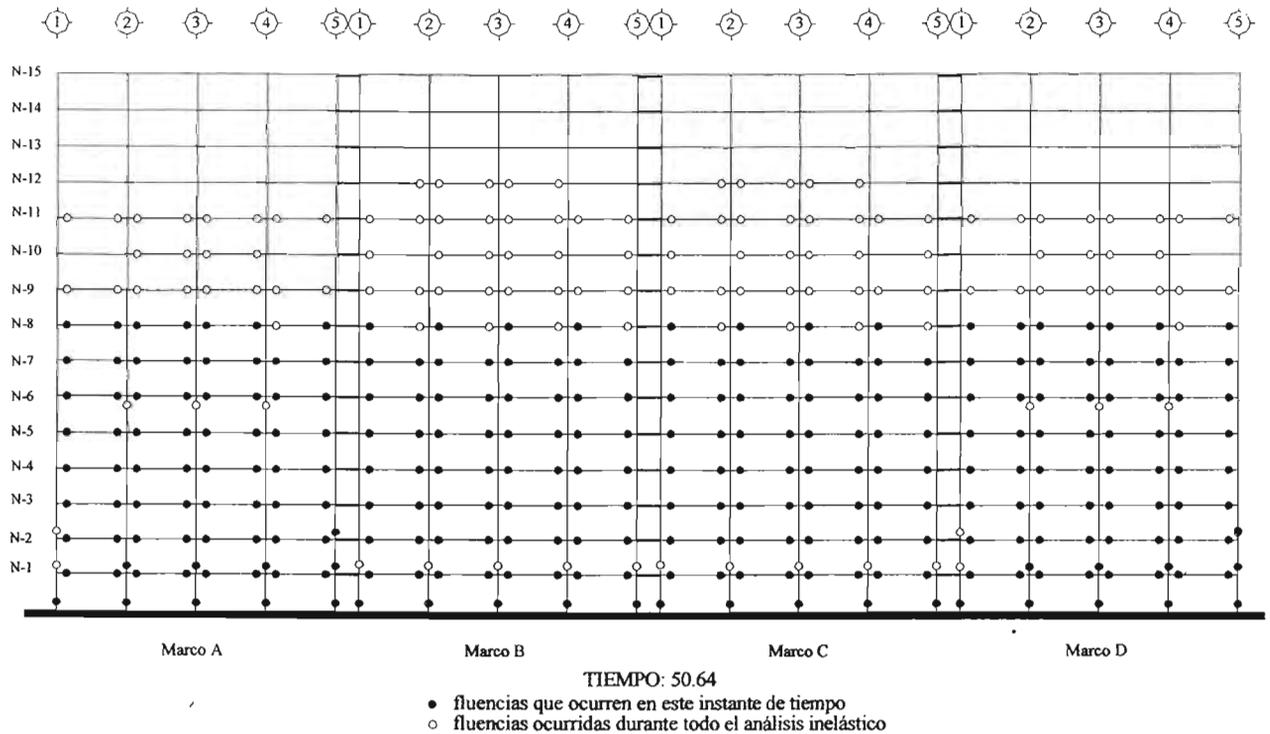


Figura A.17b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

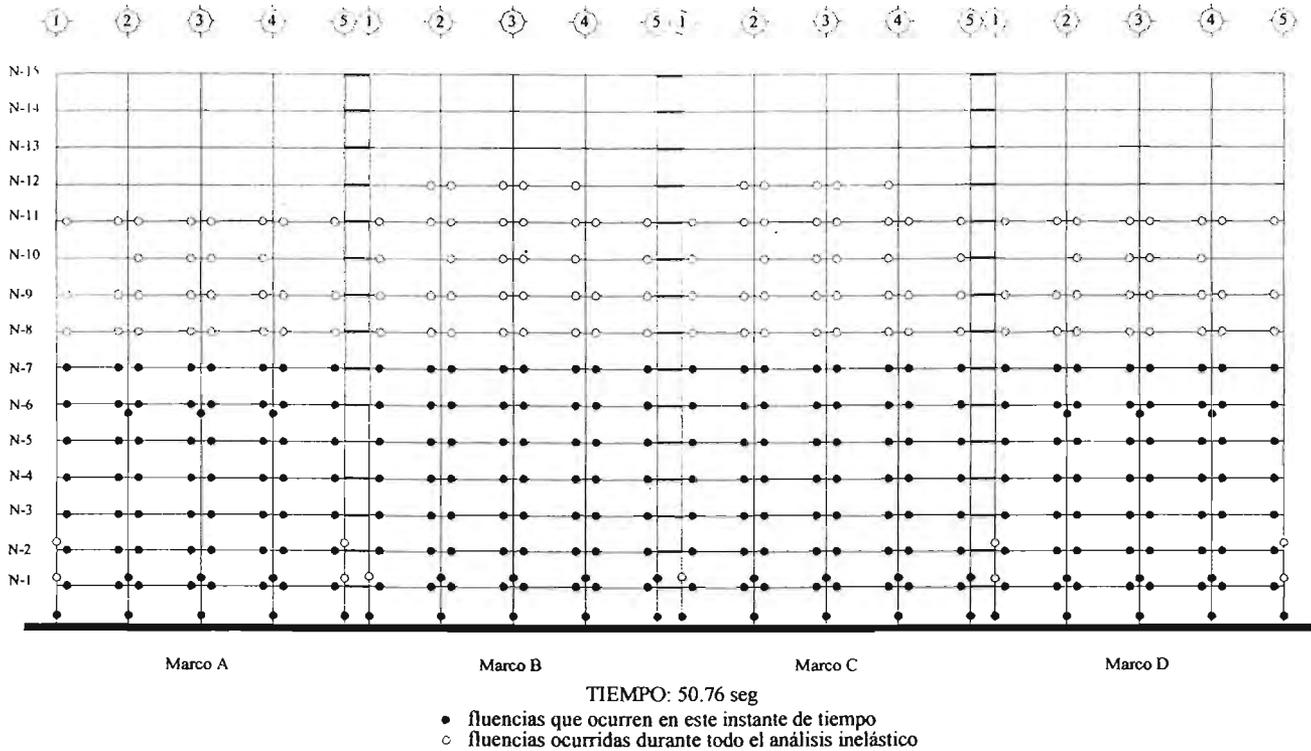


Figura A.17c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

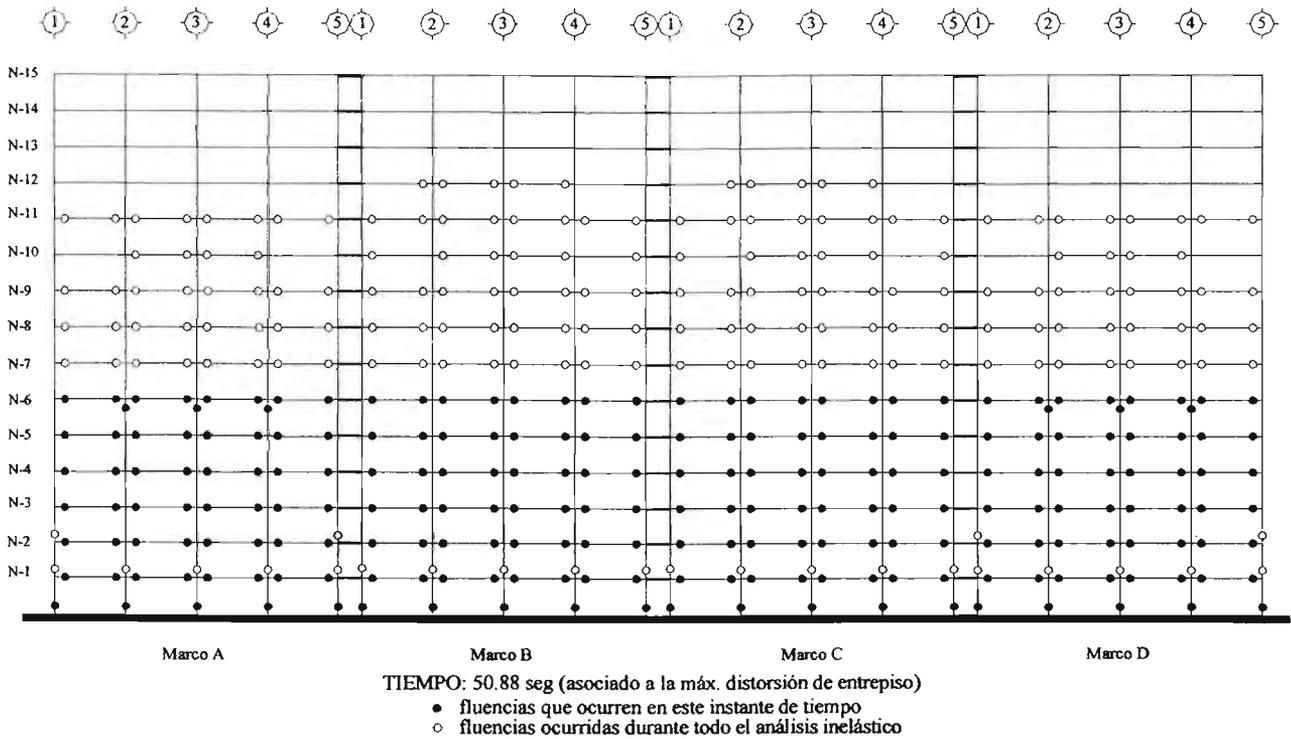


Figura A.17d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

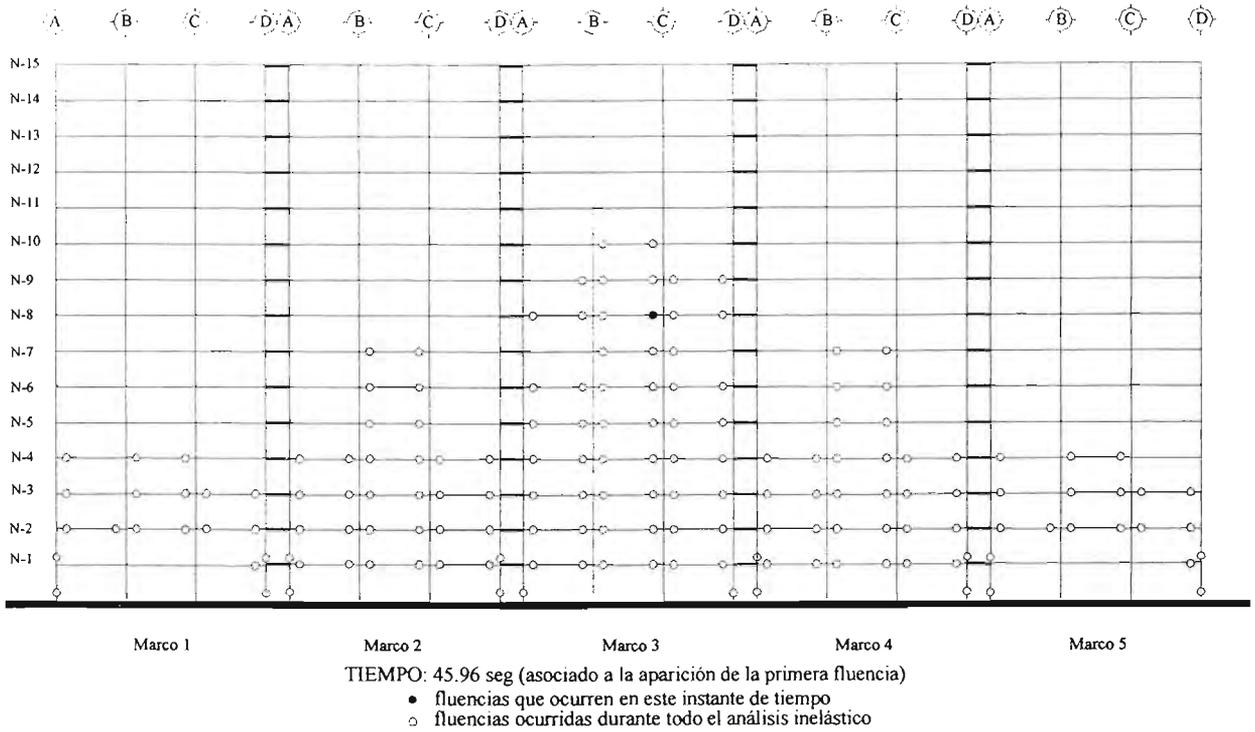


Figura A.17e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

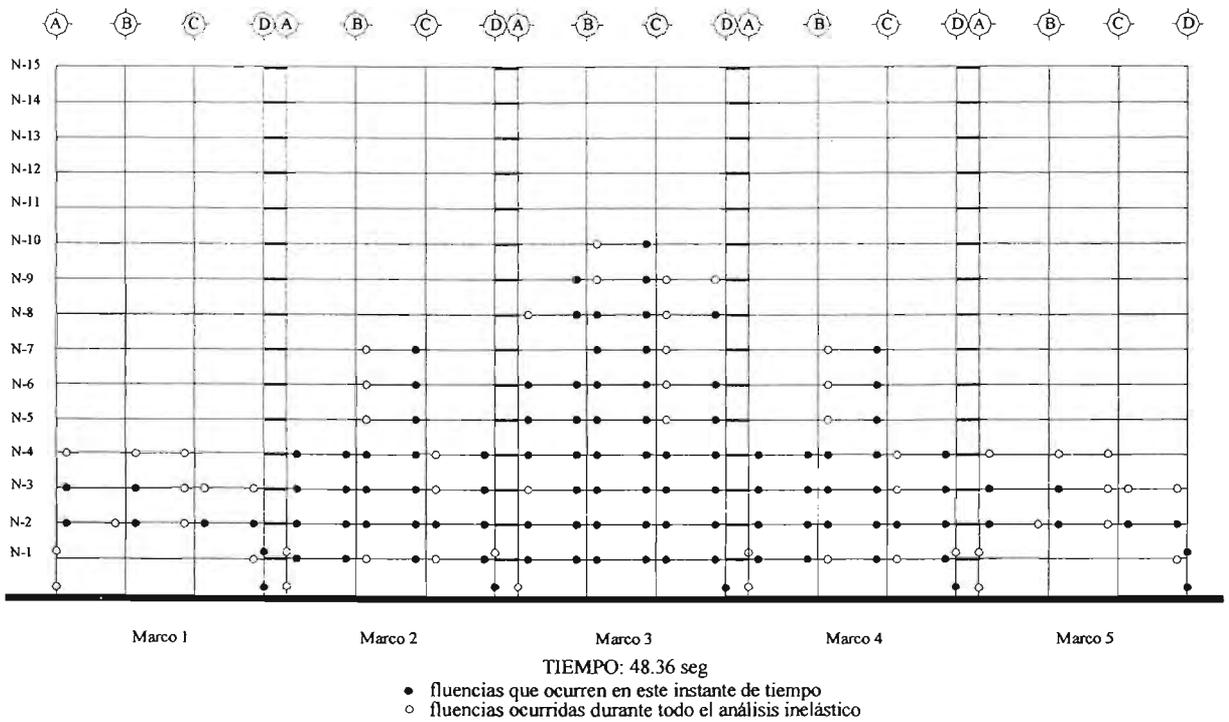


Figura A.17f Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

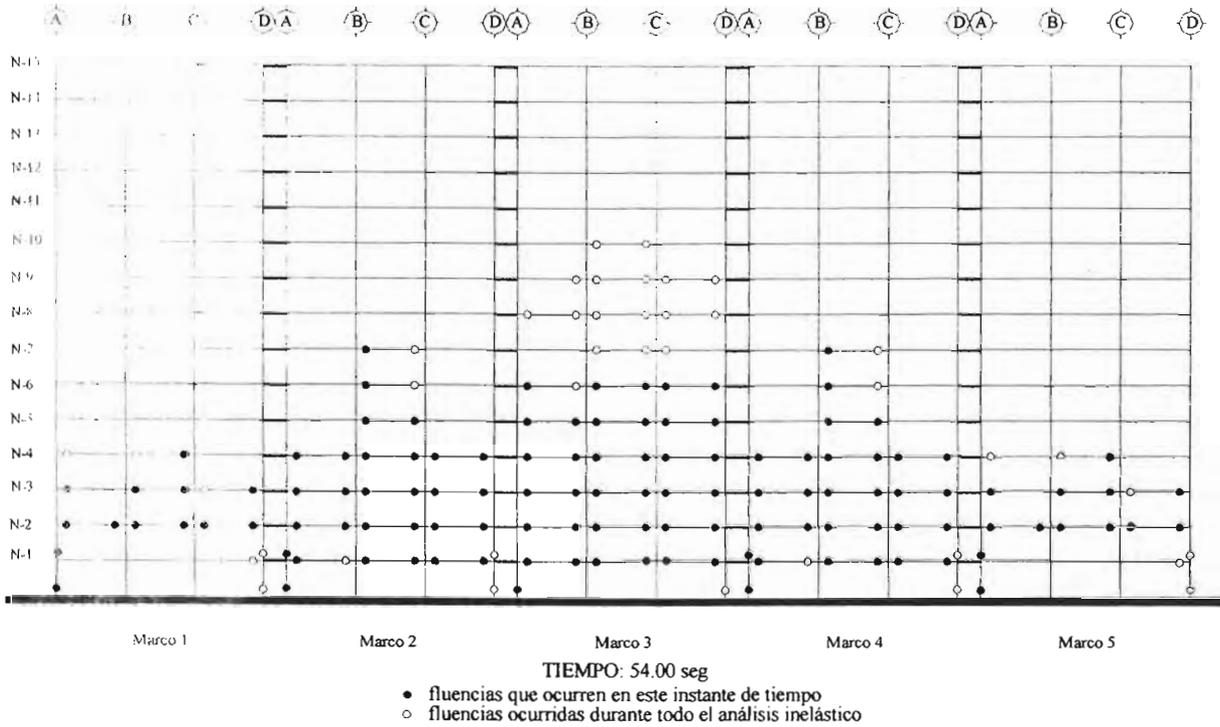


Figura A.17g Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

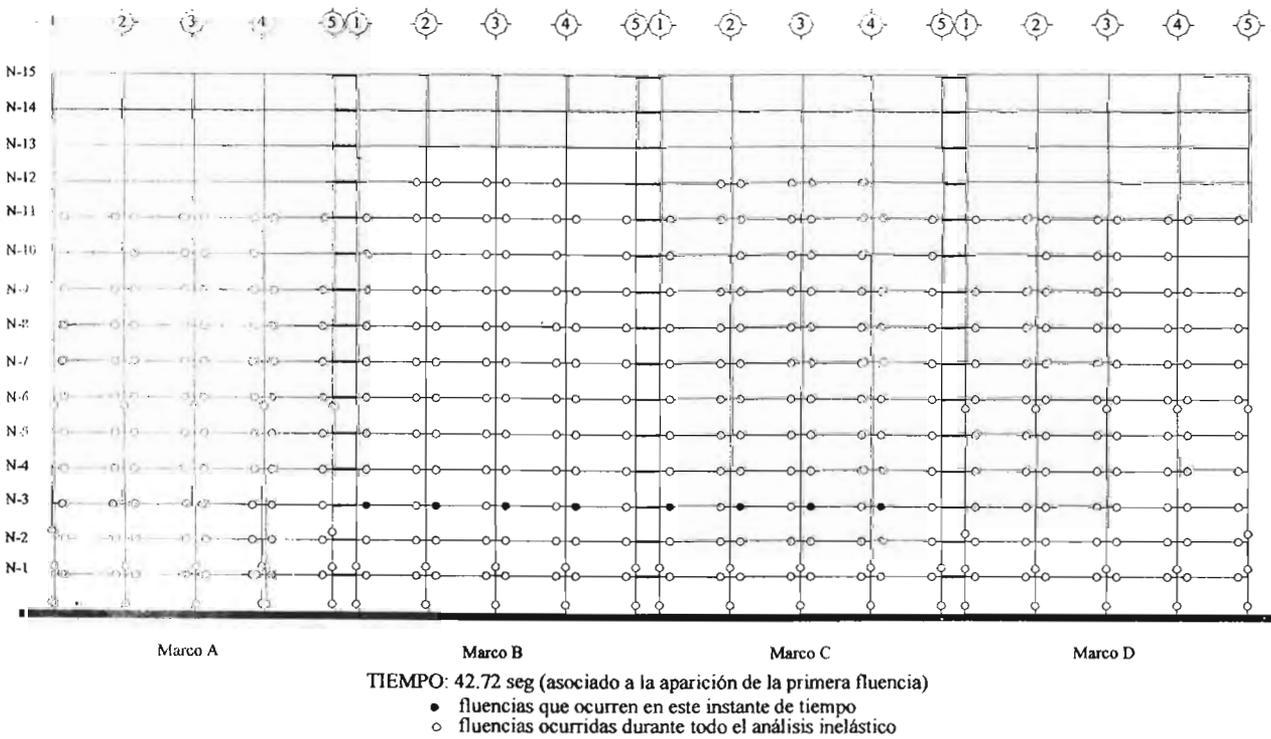


Figura A.18a Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

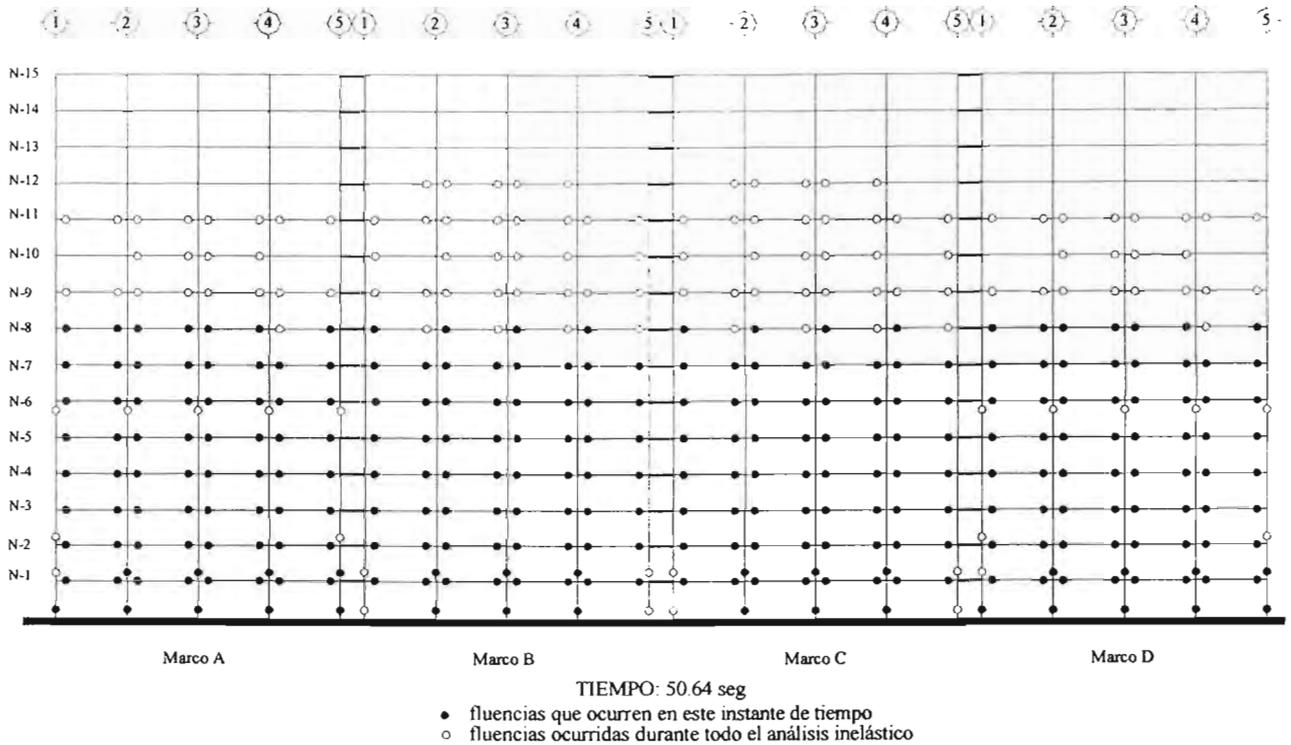


Figura A.18b Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

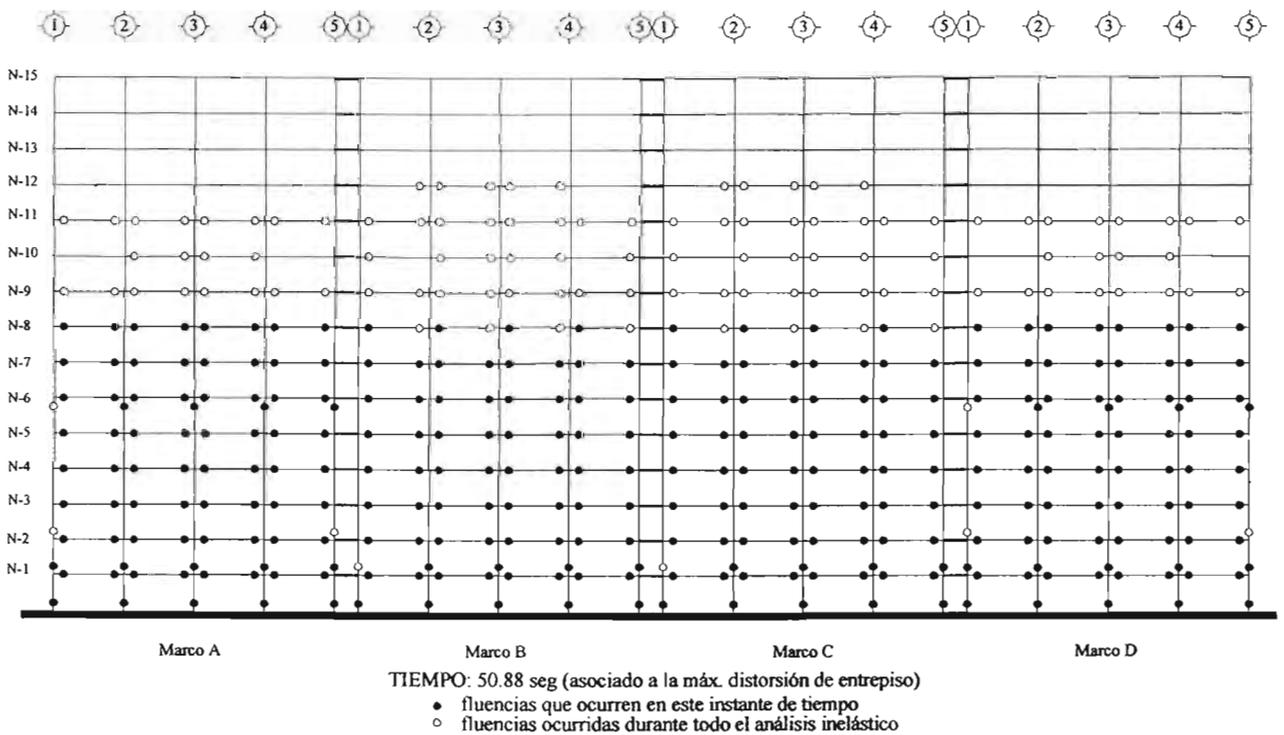


Figura A.18c Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

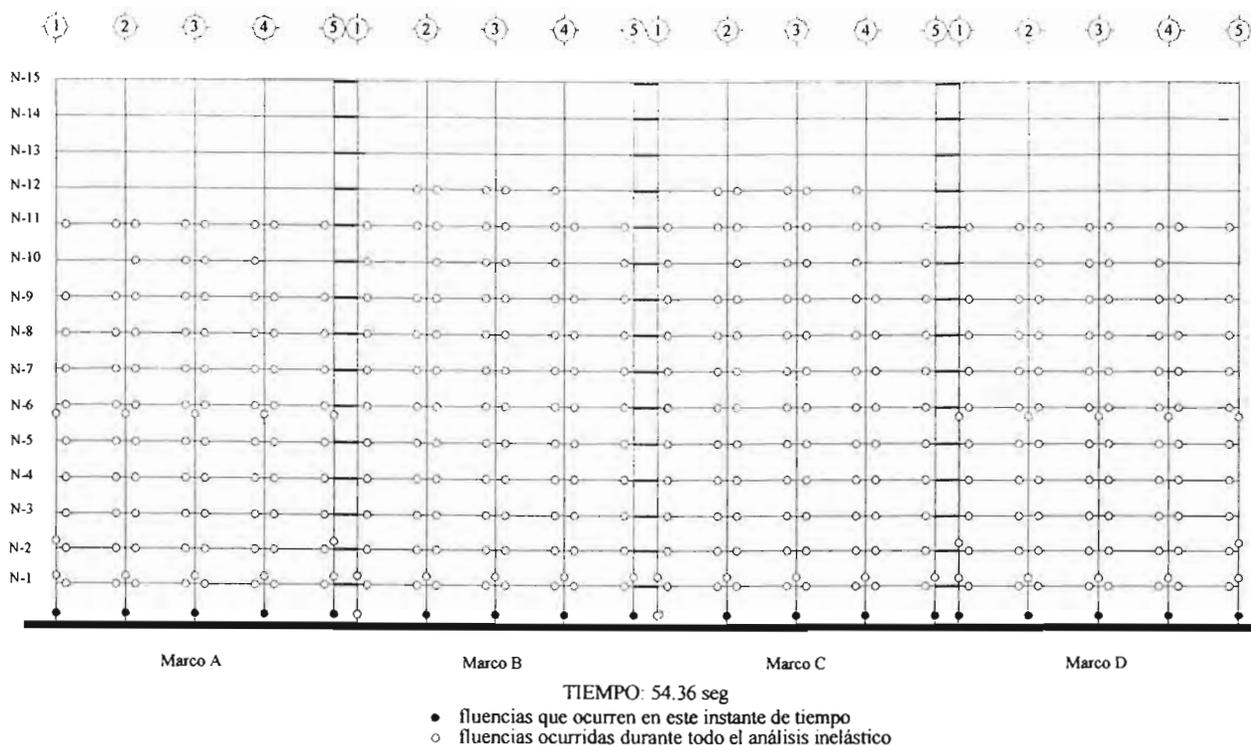


Figura A.18d Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección x asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

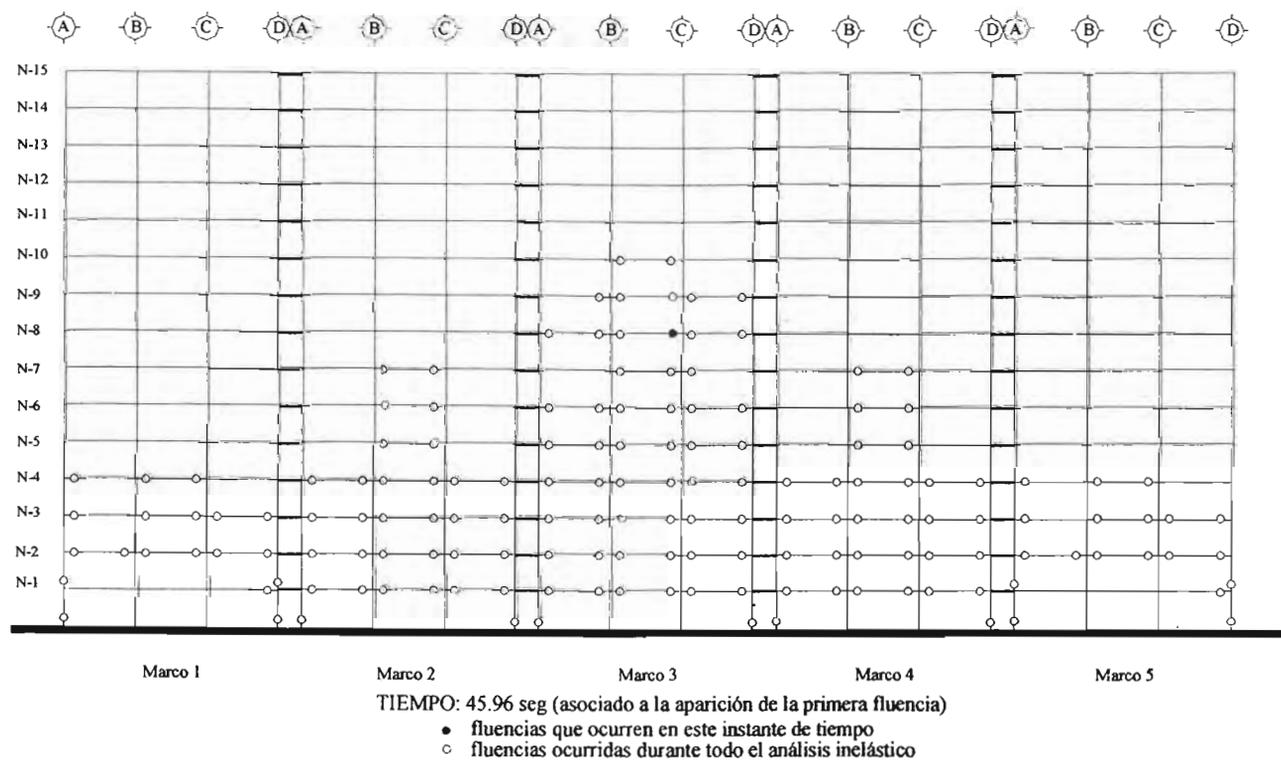


Figura A.18e Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

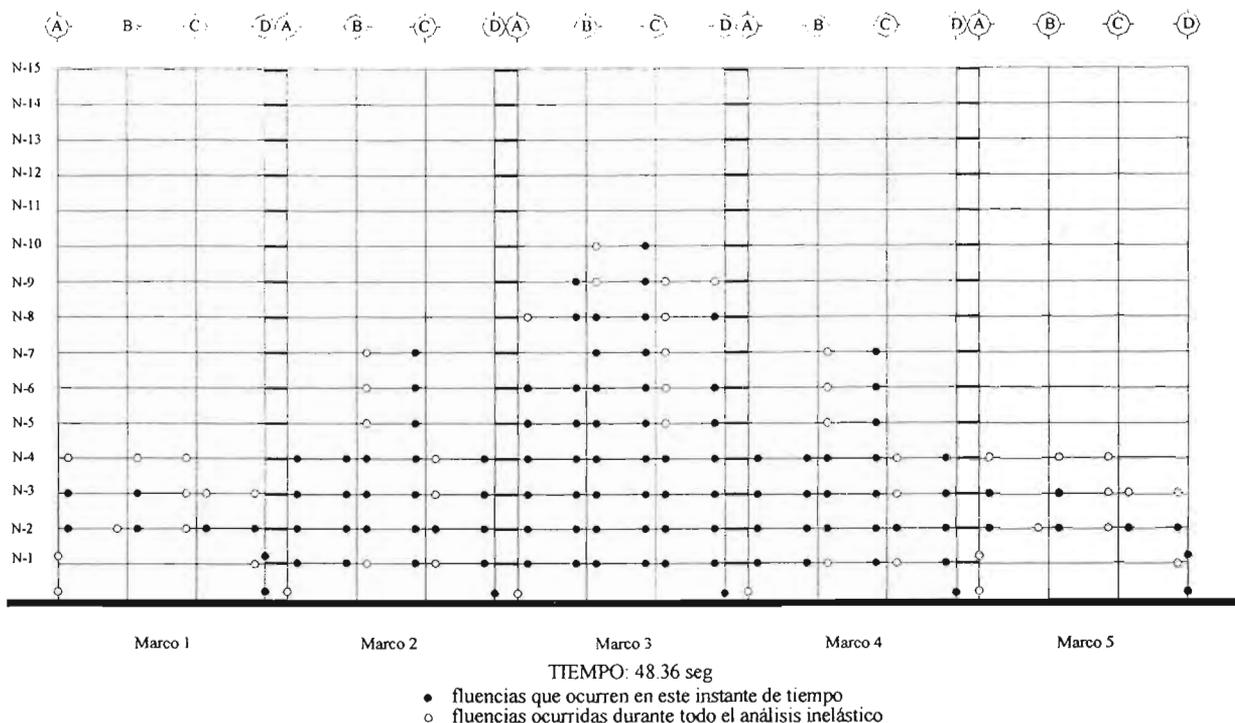


Figura A.18f . Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

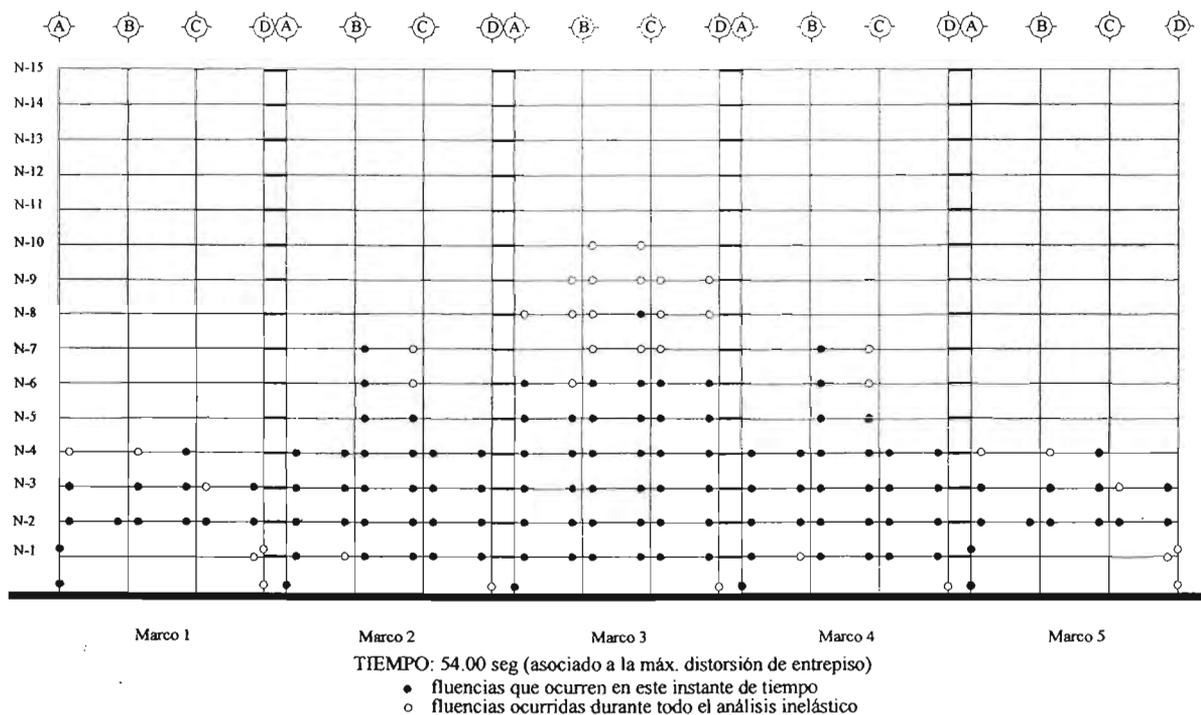


Figura A.18g . Mapeo de fluencia de elementos del modelo DQ4AA1.7 en dirección y asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia