



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**IMPORTANCIA DEL DISEÑO DEL SISTEMA DE PISO EN
EDIFICIOS CON BASE EN MARCOS DÚCTILES DISEÑADOS
CONFORME AL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(INGENIERIA CIVIL – ESTRUCTURAS)**

P R E S E N T A :

GONZALO GATICA AVILÉS

DIRECTOR DE TESIS:

DR. ARTURO TENA COLUNGA



CD. UNIVERSITARIA

MÉXICO D.F. 2007



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr Roberto Meli Piralla

Secretario: Dr. Oscar López Bátiz

Vocal: Dr. Arturo Tena Colunga

1^{er}. Suplente: Dr. Amador Terán Gilmore

2^{do}. Suplente: M. en I. Octavio García Domínguez

Lugar o lugares donde se realizó la Tesis:

MÉXICO D.F.

TUTOR DE TESIS:

DR. Arturo Tena Colunga.

FIRMA

Dedicatorias y Agradecimientos

A Martha:

Por el inmenso amor que me tienes y por ser la base de nuestra familia, además por el apoyo y paciencia que me tuviste en el tiempo de realización de este proyecto

A María Fernanda:

Porque desde que llegaste a mi vida la has colmado de dicha y felicidad ya que te has convertido en mi motor de vida

A mis Padres:

Por que sin su amor, sus valores inculcados y gran apoyo hubiera sido imposible cumplir mis metas.

A mis Hermanos Alejandro y Rubén:

Por su gran cariño y complicidad

A mis tías **Rosa** y **Josefina**:
Por su apoyo y cariño incondicional

Al **Dr. Arturo Tena Colunga**:
Por ser un gran guía en mi formación como profesionalista y por predicarme con el ejemplo la ética profesional, así también por la dedicación, paciencia y cuidado en la realización de este proyecto

A mis primos **Eduardo**, **Adrián** y **Raúl**:
Por su apoyo y confianza

A mis sinodales: **Dr. Roberto Meli Piralla**, **Dr. Oscar López Bátiz**, **Dr. Amador Terán Gilmore** y **M. en I. Octavio García Domínguez**, quienes con sus aportaciones y comentarios hicieron posible el enriquecimiento de este trabajo

A la **Universidad Nacional Autónoma de México** y al **Consejo Nacional de la Ciencia y la Tecnología**, por el apoyo proporcionado.

ÍNDICE

Resumen		ix
Introducción		xi
Capítulo 1	Estudios previos sobre marcos dúctiles	1
1.1	Introducción	1
1.2	Factores de sobrerresistencia en estructuras de concreto reforzado	2
1.3	Sobrerresistencia implícita en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño	3
1.4	Efectos observados de la sobrerresistencia	5
1.5	Investigaciones recientes sobre el comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado a base de marcos dúctiles	6
1.5.1	Estudio de Luaces (1995)	6
1.5.1.1	Análisis de los factores empleados para la evaluación de la sobrerresistencia para los distintos elementos	8
1.5.1.2	Evaluación de los efectos de la sobrerresistencia	10
1.5.1.3	Análisis empleado para la evaluación de los niveles de	11
1.5.1.4	Conclusiones	13
1.5.2	Estudio de Luna (1999)	16
1.5.2.1	Resultados de los Análisis no lineales	19
1.5.2.1.1	Modelo “E15Q4M1”	19
1.5.2.1.1	Modelo “E15Q4M2”	21
1.5.2.1.1	Modelo “E15Q3M1”	21
1.5.2.1.1	Modelo “E15Q3M2”	24
1.5.2.2	Conclusiones y recomendaciones	26
1.5.3	Estudio de Rangel (2004)	27
1.5.3.1	Análisis no lineales	30
1.5.3.2	Efecto de la losa en la respuesta global de la estructura	32
1.5.3.3	Desempeño sísmico	36
1.5.3.1.1	Desempeño no estructural	36
1.5.3.1.1	Desempeño estructural	36
1.5.3.4	Conclusiones y recomendaciones	37
1.6	Comentarios Finales	39
Capítulo 2	Principales modificaciones de las NTCC-04 con las NTCC-01 y con NTCC-95	40
2.1	Introducción	40
2.2	Consideraciones generales	40
2.2.1	Alcance	40
2.2.2	Criterios de diseño	40
2.2.3	Análisis	41
2.2.4	Materiales	41
2.2.4.1	Concreto	41

2.3	Hipótesis de diseño	43
2.4	Miembros a flexión	47
2.5	Fuerza cortante	47
2.6	Separación del refuerzo transversal	50
2.7	Deflexiones	51
2.8	Requisitos complementarios para columnas	52
2.9	Requisitos complementarios para losas	52
2.10	Marcos Dúctiles	53
2.11	Comentarios finales	58
Capítulo 3	Principales modificaciones de las NTCS-95 con las NTCS-04	60
3.1	Introducción	60
3.2	Modificaciones en el cuerpo principal de las NTCS-04	60
3.2.1	Criterios generales de diseño	60
3.2.1.1	Alcance	60
3.2.1.2	Zonificación	61
3.2.1.3	Coefficiente sísmico	61
3.2.1.4	Revisión de desplazamientos laterales	61
3.2.1.5	Estructuras con sistemas no convencionales de resistencia sísmica	62
3.2.2	Elección del tipo de análisis	62
3.2.3	Espectros para diseño sísmico	63
3.2.4	Condiciones de regularidad	65
3.2.5	Análisis estático	66
3.2.6	Análisis dinámico	67
3.3	Principales cambios en el Apéndice A de las NTCS-04	68
3.4	Comentarios finales	72
Capítulo 4	Estudios experimentales sobre la participación de la losa en la resistencia a carga lateral de marcos	73
4.1	Introducción	73
4.2	Estudios experimentales previos	73
4.3	Aspectos generales del comportamiento estructural de la contribución de la losa	78
4.4	Efectos de la participación de la losa en el comportamiento global de un marco	81
4.5	Efectos de la participación de la losa en la ductilidad local y global	83
4.6	Comentarios finales	84
Capítulo 5	Diseño de edificios en estudio conforme al RCDF-04	86
5.1	Descripción del edificio a analizar	86
5.2	Metodología y descripción general de los diseños de acuerdo con las NTCC-04 y NTCS-04	87
5.2.1	Consideraciones para el análisis estructural	88
5.2.2	Espectros de diseño sísmico	94
5.2.3	Distorsiones de entrepiso permisibles	95

5.2.4	Consideraciones para el diseño estructural	97
5.3	Diseño de los modelo con prefijo M1	102
5.3.1	Descripción de las secciones de diseño del modelo M1Q3CP	102
5.3.2	Descripción de las secciones de diseño del modelo M1Q3AA	106
5.3.3	Descripción de las secciones de diseño del modelo M1Q4CP	111
5.3.4	Descripción de las secciones de diseño del modelo M1Q4AA	115
5.4	Diseño de los modelo con prefijo M2	120
5.4.1	Descripción de las secciones de diseño del modelo M2Q3CP	120
5.4.2	Descripción de las secciones de diseño del modelo M2Q3AA	124
5.4.3	Descripción de las secciones de diseño del modelo M2Q4CP	129
5.4.4	Descripción de las secciones de diseño del modelo M2Q4AA	133
Capítulo 6	Metodología de evaluación	138
6.1	Consideraciones generales	138
6.2	Determinación de la resistencia nominal de los miembros estructurales	140
6.3	Determinación de la resistencia tomando en cuenta fuentes adicionales de sobrerresistencia	141
6.4	Parámetros dinámicos evaluados	141
Capítulo 7	Comparación del comportamiento dinámico lineal para los modelos diseñados con $Q = 3$	144
7.1	Modelo M1Q3CP	144
7.1.1	Curvas de histéresis de entrepiso	144
7.1.2	Envolventes de distorsiones de entrepiso	144
7.1.3	Distorsiones de fluencia	145
7.1.4	Distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima	145
7.1.5	Envolventes de cortantes de entrepiso	145
7.1.6	Número de medios ciclos en los que se presenta respuesta inelástica	145
7.1.7	Demandas máximas de ductilidad de entrepiso y degradación de rigidez	145
7.1.8	Mapeos de fluencia en elementos estructurales	146
7.2	Modelo M1Q3AA	157
7.2.1	Curvas de histéresis de entrepiso	157
7.2.2	Envolventes de distorsiones de entrepiso	158
7.2.3	Distorsiones de fluencia	158
7.2.4	Distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima	159
7.2.5	Envolventes de cortantes de entrepiso	159
7.2.6	Número de medios ciclos en los que se presenta respuesta inelástica	160
7.2.7	Demandas máximas de ductilidad de entrepiso y degradación de rigidez	160

7.2.8	Mapeos de fluencia en elementos estructurales	161
7.3	Modelo M2Q3CP	169
7.3.1	Curvas de histéresis de entrepiso	169
7.3.2	Envolventes de distorsiones de entrepiso	169
7.3.3	Distorsiones de fluencia	170
7.3.4	Distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima	170
7.3.5	Envolventes de cortantes de entrepiso	171
7.3.6	Número de medios ciclos en los que se presenta respuesta inelástica	171
7.3.7	Demandas máximas de ductilidad de entrepiso y degradación de rigidez	171
7.3.8	Mapeos de fluencia en elementos estructurales	172
7.4	Modelo M2Q3AA	184
7.4.1	Curvas de histéresis de entrepiso	184
7.4.2	Envolventes de distorsiones de entrepiso	184
7.4.3	Distorsiones de fluencia	185
7.4.4	Distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima	185
7.4.5	Envolventes de cortantes de entrepiso	186
7.4.6	Número de medios ciclos en los que se presenta respuesta inelástica	187
7.4.7	Demandas máximas de ductilidad de entrepiso y degradación de rigidez	187
7.4.8	Mapeos de fluencia en elementos estructurales	188
7.5	Comparación de mapeos de rotaciones plásticas entre los modelos DQ3AA (Correa, 2005) y M1Q3AA	202
Capítulo 8	Comparación del comportamiento dinámico lineal para los modelos Diseñados con $Q = 4$	205
8.1	Modelo M1Q4CP	205
8.1.1	Curvas de histéresis de entrepiso	205
8.1.2	Envolventes de distorsiones de entrepiso	205
8.1.3	Distorsiones de fluencia	206
8.1.4	Distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima	206
8.1.5	Envolventes de cortantes de entrepiso	206
8.1.6	Número de medios ciclos en los que se presenta respuesta inelástica	206
8.1.7	Demandas máximas de ductilidad de entrepiso y degradación de rigidez	207
8.1.8	Mapeos de fluencia en elementos estructurales	207
8.2	Modelo M1Q4AA	218
8.2.1	Curvas de histéresis de entrepiso	218
8.2.2	Envolventes de distorsiones de entrepiso	219
8.2.3	Distorsiones de fluencia	219

8.2.4	Distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima	220
8.2.5	Envolventes de cortantes de entrepiso	220
8.2.6	Número de medios ciclos en los que se presenta respuesta inelástica	220
8.2.7	Demandas máximas de ductilidad de entrepiso y degradación de rigidez	221
8.2.8	Mapeos de fluencia en elementos estructurales	221
8.3	Modelo M2Q4CP	230
8.3.1	Curvas de histéresis de entrepiso	230
8.3.2	Envolventes de distorsiones de entrepiso	230
8.3.3	Distorsiones de fluencia	231
8.3.4	Distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima	231
8.3.5	Envolventes de cortantes de entrepiso	232
8.3.6	Número de medios ciclos en los que se presenta respuesta inelástica	232
8.3.7	Demandas máximas de ductilidad de entrepiso y degradación de rigidez	232
8.3.8	Mapeos de fluencia en elementos estructurales	233
8.4	Modelo M2Q4AA	245
8.4.1	Curvas de histéresis de entrepiso	245
8.4.2	Envolventes de distorsiones de entrepiso	245
8.4.3	Distorsiones de fluencia	246
8.4.4	Distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima	246
8.4.5	Envolventes de cortantes de entrepiso	247
8.4.6	Número de medios ciclos en los que se presenta respuesta inelástica	248
8.4.7	Demandas máximas de ductilidad de entrepiso y degradación de rigidez	248
8.4.8	Mapeos de fluencia en elementos estructurales	249
8.5	Comparación de mapeos de rotaciones plásticas entre los modelos DQ4AA (Correa, 2005) y M1Q4AA	263
	Capítulo 9 Resumen y conclusiones	266
	Apéndice	269
	Referencias	279

RESUMEN

En el presente estudio se evalúan las diferencias que se tienen al diseñar un edificio regular de 15 pisos con base en marcos dúctiles de concreto reforzado con dos estructuraciones diferentes de sistema de piso uno con vigas secundarias paralelas al lado largo del edificio y el otro con vigas secundarias paralelas tanto al lado largo como al lado corto del edificio, así como las diferencias al diseñar el edificio con los requerimientos del cuerpo principal de las Normas Técnicas Complementarias NTCC-04 y al hacerlo con las disposiciones establecidas en el Apéndice Normativo “A” de dichas normas, todos los diseños toman en cuenta la aportación de la losa a la resistencia a flexión de las vigas. Los aspectos fundamentales que se pretende evaluar son:

- a) Si los factores de comportamiento sísmico $Q = 3$ y $Q = 4$ empleados para diseñar estructuras con base en marcos dúctiles de concreto reforzado son razonables.
- b) Las diferencias que se tienen al diseñar los modelos con las disposiciones del cuerpo principal y el Apéndice normativo A de las NTCS-04 para el análisis sísmico.
- c) Las diferencias que se tienen en el comportamiento dinámico de marcos dúctiles por el impacto en el diseño global de las cargas verticales en función de cómo las distribuyen las vigas secundarias, entre los modelos “M1”, estructurados con vigas secundarias paralelas al lado largo del edificio, y los modelos “M2”, estructurados con vigas secundarias paralelas tanto al lado largo como al lado corto del edificio.
- d) El comportamiento de los edificios tomando en cuenta la sobrerresistencia global ante cargas laterales.

Para la evaluación de estos aspectos, se estudió el comportamiento sísmico de los modelos efectuando análisis dinámicos no lineales.

Los resultados de los análisis no lineales y los diseños obtenidos permiten concluir sobre algunos puntos relacionados con los diferentes diseños estructurales del edificio en estudio, así como destacar algunas tendencias y diferencias en cuanto a su comportamiento sísmico.

En lo referente a las dos estructuraciones distintas del sistema de piso se aprecia que la estructuración con vigas secundarias paralelas en ambas direcciones ortogonales presenta un mejor comportamiento sísmico así como un diseño estructural más óptimo en cuanto a dimensiones de elementos que el sistema que sólo tiene vigas secundarias en una dirección.

INTRODUCCIÓN

La principal función estructural de un sistema de piso es la de transmitir las cargas verticales a las columnas y estas a la cimentación, además de conectarlas y distribuir sobre ellas las cargas horizontales, para lo cual dicho sistema debe formar un diafragma rígido en su plano. El sistema de losas y vigas de concreto reforzado cumple con los requisitos anteriores además de que es uno de los sistemas más comúnmente usado para estructuras a base de marcos.

El diseño del sistema de piso de losas y vigas se realiza considerando de manera independiente el trabajo de la losa apoyada perimetralmente sobre las vigas y el de estas últimas tomando las cargas contenidas dentro de su área tributaria e incluyendo una porción de losa como parte integrante de la viga como una sección T, para tomar en cuenta la interacción de la losa con las vigas los códigos actuales de diseño piden que no se considere en el proceso de diseño a la sección de la viga como rectangular, sino como una sección “T” o “L”, esto en función de que la viga se ubique en un marco interior o exterior respectivamente.

Lo anteriormente descrito sumado al interés por el comportamiento de marcos dúctiles de concreto reforzado originó el estudio del comportamiento y la diferencia de dos sistemas estructurales de piso distintos uno con vigas secundarias paralelas al lado largo de edificio y el otro con vigas secundarias paralelas tanto al lado largo como al lado corto del edificio para distintos diseños de un edificio regular de 15 pisos con factores de comportamiento sísmico de $Q = 3$ y $Q = 4$.

En el presente estudio se tomo en cuenta la participación de la losa en todos los diseños considerando que una porción de losa forma parte del patín a compresión de la viga. Determinado el ancho de dicho patín (b_{sup}) que se toma como efectivo trabajando a compresión a cada lado del alma de secciones “T” o “L” tal como lo estipulan las NTCC-04.

Además de lo anteriormente expuesto, en este estudio también se pretende revisar si algunas disposiciones de diseño del RCDF-04 y sus normas técnicas complementarias NTCC-04 y NTCS-04 son adecuadas, suficientes y confiables para el diseño de estructuras regulares con base en marcos dúctiles de concreto reforzado.

Los aspectos fundamentales que se pretende evaluar son:

- a) Si los factores de comportamiento sísmico $Q = 3$ y $Q = 4$ empleados para diseñar estructuras con base en marcos dúctiles de concreto reforzado son razonables.
- b) Las diferencias que se tienen al diseñar los modelos con las disposiciones del cuerpo principal y el Apéndice normativo A de las NTCS-04 para el análisis sísmico.
- c) El comportamiento de los edificios tomando en cuenta la sobrerresistencia global ante cargas laterales.

Capítulo 1

Estudios previos sobre marcos dúctiles

1.1 Introducción

La experiencia que se ha obtenido de los sismos y de ensayos de laboratorio, ha demostrado que el concreto reforzado bien diseñado y además detallado de manera apropiada, resulta eficiente para las estructuras resistentes a sismos. Algunos estudios recientes sobre marcos dúctiles de concreto reforzado sujetos a cargas sísmicas están encaminados a poder incorporar en los reglamentos de construcción los requerimientos necesarios para poder garantizar un comportamiento estable y controlado de las estructuras sismorresistentes, ya que en la filosofía actual de diseño sismorresistente se busca obtener sistemas estructurales que sean capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medio de mecanismos últimos de falla que sean dúctiles.

Para poder cumplir con este objetivo, es necesario que la estructura posea una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y para proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración; que posea resistencia a carga lateral para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración; y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas controladas, lo cual se logra proporcionándole ductilidad (Bazán y Meli, 2001).

Los análisis dinámicos no lineales aplicados a estructuras diseñadas con las cargas estáticas prescritas por los reglamentos y sometidas a sismos severos han indicado que la demanda de ductilidad se concentra en la parte débil de los marcos. La figura 1.1 muestra un marco bajo carga (del tipo de los del reglamento) sísmica y posibles mecanismos básicos que podrían formarse debido a la fluencia por flexión. Si la fluencia tiene lugar en las columnas antes que en las vigas, se puede formar un mecanismo de desplazamiento lateral de columnas conocido como “columna débil-viga fuerte” y, en el peor de los casos, se formarán las articulaciones plásticas sólo en las columnas de un entrepiso, puesto que las columnas de los otros pueden ser más resistentes (fig 1.1b). Dicho mecanismo tendrá demandas de ductilidad de curvatura muy grandes en las articulaciones plásticas del entrepiso crítico y en edificios altos, no es probable que haya suficiente ductilidad de curvatura disponible para que este mecanismo sobreviva un sismo severo. Por otra parte, si la fluencia empieza primero en las trabes, puede desarrollarse un mecanismo de desplazamiento lateral de vigas, que impondrá demandas mucho más moderadas de ductilidad de curvatura en las articulaciones plásticas de las vigas y en las bases de las columnas (fig 1.1c). Los mecanismos de la fig 1.1 son de cierta forma idealizados; sin embargo, indican lo deseable de un enfoque de columna fuerte-viga débil, en el diseño sismorresistente (Park y Paulay 1992).

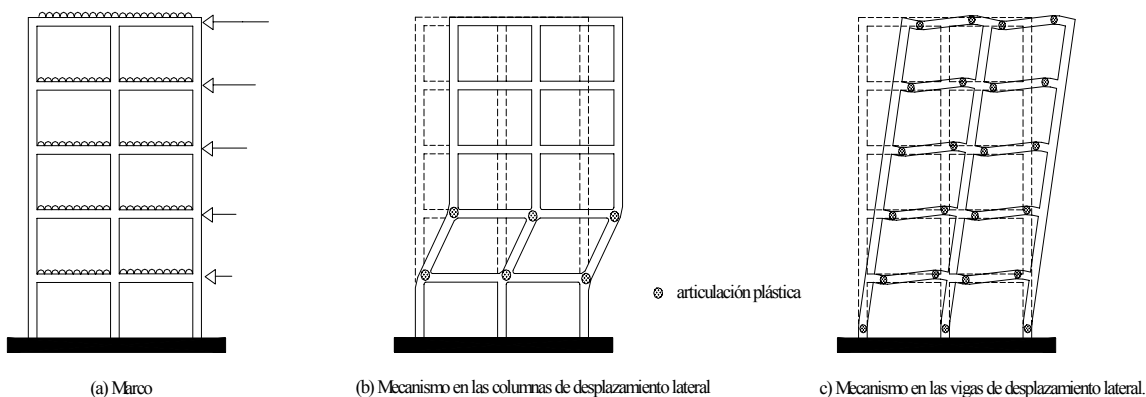


Figura 1.1. Marco y mecanismos de desplazamiento (Park y Paulay, 1992)

Aunque el avance en el diseño sismorresistente de estructuras de concreto reforzado ha sido significativo en cuanto a la determinación de la ductilidad local en los elementos y global en la estructura, aun se tienen muchas incertidumbres debido a numerosas variables involucradas. Una de éstas es la sobrerresistencia, la cual se ha estudiado en investigaciones recientes. El incluir los efectos que produce la sobrerresistencia es fundamental para poder tener la certeza de que ocurrirá la deformación post-elástica seleccionada con anterioridad durante un sismo severo y que el nivel de carga lateral de diseño sea el adecuado.

Las fuentes de sobrerresistencia más comunes son: resistencias en el acero y en el concreto mayores de las especificadas, mayor tamaño de los elementos, cuantías de acero de refuerzo mayores a las requeridas, la utilización de factores de reducción de resistencia o factores reductivos relacionados con los materiales, otras combinaciones de carga, cargas gravitacionales de diseño excesivas y la participación de elementos no estructurales (Luna 1999).

1.5 Factores de sobrerresistencia en estructuras de concreto reforzado

Es de vital importancia identificar de manera adecuada los principales factores que contribuyen a la sobrerresistencia a flexión en estructuras de concreto reforzado. A su vez, es también fundamental evaluar los efectos que provocan, ya sea a nivel local de sus elementos como a nivel global de la estructura, y evaluar los porcentajes con los que contribuye a la sobrerresistencia total de las estructuras. Como lo resumió Luna (1999), en el trabajo presentado por Park en 1996 se han reconocido diferentes factores que provocan sobrerresistencia en las estructuras:

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

Además, Luaces (1995) identificó y definió otros factores que pueden contribuir con la sobrerresistencia, los cuales son:

- Requerimientos de capacidades resistentes mínimas ante diversas cargas, fundamentalmente ante cargas sísmicas, lo cual ocasiona que éstos presentan mayores resistencias que las que necesitan en realidad, por ejemplo, el armado que se debe colocar a flexión positiva en trabes, dotándolas al menos de la mitad del refuerzo para flexión positiva.
- Contribución del refuerzo en compresión, el cual provoca una reducción en la profundidad del eje neutro en la sección de concreto, incrementando el brazo de momento para el refuerzo en tensión, con el consiguiente incremento de su resistencia a flexión. 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.
- Incremento de las resistencias 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, mientras que al ser solicitados los elementos 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 que componen la sección, con lo cual se incrementa la capacidad a flexión instantánea del elemento.
- Factores de carga. En todos los reglamentos de construcción se establecen como medida de seguridad, factores de mayoración de las acciones, dichos factores dependen del tiempo, 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.
- 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 rango de probabilidades suficientemente seguro, por las cargas reales.
- 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 comúnmente utilizados.

Aunque los factores de sobrerresistencia citados con anterioridad han sido ya identificados, aun no todas pueden ser evaluadas con precisión, ni todos impactan de igual manera en los elementos o en la estructura. En un ensaye de laboratorio efectuado por Shahrooz y Mohele en 1990, en el cual se sometió un modelo a escala hecho a base de marcos dúctiles a diferentes cargas sísmicas, los resultados indican que la resistencia de la estructura fue varias veces superiores a las fuerzas de diseño que se establecen en el Uniform Building Code (UBC). Observaron también que las fuentes de sobrerresistencia más significativas eran (Luna 1999):

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

La contribución de la losa duplicó la resistencia a momento negativo en las vigas, la fuerza cortante actuante sobre las vigas fue consecuentemente incrementada hasta un 50% sobre la fuerza cortante de diseño calculada de acuerdo a los códigos. Además, las relaciones entre las resistencias de columna a viga disminuyeron un 75% respecto a las relaciones de diseño (Luna, 1999).

En el estudio analítico realizado por Luaces (1995), puntualiza el efecto de la participación de la losa en la capacidad resistente de vigas, en las secciones de borde a flexión negativa se consiguen incrementos alrededor del 50% y en las secciones centrales del orden del 70%.

La participación del refuerzo de la losa en el desarrollo de la resistencia a flexión de la viga ha sido observada de manera muy consistente 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 provoque. Mientras más grandes sean las rotaciones en las articulaciones plásticas adyacentes a las caras de las columnas, más barras de la losa alejadas de la columna contribuyen en la resistencia a momento. Por otro lado, las fuerzas de tensión en las barras de la losa, debidas a la función de patín que pudiera tener ésta, necesitan transmitirse por medio de la viga a la junta viga-columna, es decir, la contribución de cualquier barra dependerá de su anclaje en el interior de la losa que actúa en el patín y la efectividad de las barras cortas ubicadas en el extremo superior de la losa para resistir momentos negativos originados por condiciones de gravedad sobre una viga transversal, descenderá rápidamente con una distancia a la junta. Por último, Paulay y Priestley en 1992 puntualizaron que la efectividad de las barras de la losa también será afectada por la presencia o ausencia de vigas transversales, dicho caso es de particular importancia en las losas monolíticas con vigas de borde (Luna, 1999).

Como resultado de pruebas experimentales realizadas por Cheung y su equipo de trabajo en 1991, el reglamento neozelandés recomienda un ancho efectivo para considerar la contribución del refuerzo longitudinal de la losa en la resistencia a momento negativo de la viga, además de aquellas barras ubicadas dentro del ancho del alma de la viga. Para vigas interiores se define como un cuarto del claro de la viga extendido desde el centro de la sección a cada lado de la misma (Luna, 1999).

Por lo anterior, descrito resulta muy importante considerar, en los reglamento de concreto reforzado que no lo tomen en cuenta, el efecto que produce 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).

Según el trabajo de Park en 1996, algunas de las contribuciones a la sobrerresistencia en la estructura mencionadas anteriormente pueden estimarse con una precisión razonable, como la magnitud de de la sobrerresistencia en el acero y el concreto y el efecto de los factores de reducción de resistencia; sin embargo, las demás contribuciones no son tan fácil de evaluar. De cualquier forma, aparentemente la resistencia ante carga lateral real de estructuras de concreto reforzado puede ser fácilmente entre 50% y 100% mayor que la resistencia ante carga sísmica lateral utilizada en diseño (Luna, 1999).

1.5 Sobrerresistencia implícita en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño

Basándose en los trabajos realizados por Park en 1996 y de los reglamentos UBC de los años 1994 y 1997 y las NTCS-95, Luna (1999) presentó una síntesis que resulta de gran importancia para el desarrollo de este trabajo. A continuación se citan los puntos más relevantes de este resumen:

Las fuerzas estáticas equivalentes de diseño sísmico generalmente se obtienen reduciendo las aceleraciones provenientes de un espectro de respuesta elástico. Esta reducción en las fuerzas elásticas de

inercia se justifica por la ductilidad de la estructura y, en algunos casos, también por la sobrerresistencia en la misma.

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

Las NTCS-95 (1995) establecen que con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductor Q' . Este factor considera los efectos de la ductilidad y de la sobrerresistencia, siempre y cuando no ocurra una falla de tipo frágil. La mayoría de las estructuras poseen reservas de capacidad ante carga lateral no consideradas en el diseño convencional. Estas reservas son consecuencia de varios hechos como son: el uso de factores de reducción de resistencia, excedencia en las resistencias promedio reales de los materiales, que las fórmulas que se emplean para calcular la capacidad de una sección de un miembro estructural ante diversos tipos de solicitación son conservadoras y finalmente, que en el diseño, al redondear hacia números de elementos de tamaños comerciales, se coloca al diseño en el lado conservador. Asociar las reservas de resistencia a estos efectos es congruente con el concepto de probabilidad de falla y lo que ello implica. Las reservas son particularmente notorias ante perturbaciones de corta duración. El resultado total es que un aparente grado uniforme de seguridad conduce a grados que en realidad son variables y apreciablemente superiores, mismos que están englobados en los factores Q como adición a los efectos de ductilidad.

Ordaz *et al.* (2000) mencionan, que en el apéndice A de las NTCS-04 (2004), se han incorporado, gracias al avance que se ha tenido en los últimos años en la ingeniería sísmica y al mejor conocimiento del suelo de la ciudad de México, espectros de diseño sísmico, cuyas ordenadas están todas asociadas al mismo periodo de retorno, y que corresponden a sitios específicos de la ciudad de México. Estos espectros, que tienen tamaños y formas realistas, son reducidos por dos factores separados para tener en cuenta los efectos de la ductilidad y la sobrerresistencia (Correa, 2004).

Ordaz *et al.* (2000) mencionan, que el efecto de la sobrerresistencia debería tomarse en cuenta cuando se evalúan las resistencias y no como un factor reductor de las cargas; para ellos, este sería el procedimiento más racional. Aclaran, sin embargo, que esto implicaría cambios profundos en los criterios de análisis estructural y llevaría, casi seguramente, a la obligatoriedad del uso de métodos inelásticos de análisis. La alternativa que parece más viable por el momento es la realización de análisis estáticos no lineales ante carga lateral monótona creciente (“pushover”). Aunque se ha avanzado en el estudio de estos métodos de análisis, en opinión de Ordaz *et al.* (2000), aún no se ha investigado lo suficiente como para modificar los esquemas actuales de análisis. En vista de lo anterior, proponen seguir aplicando la sobrerresistencia como un factor de reductor del lado de las acciones (Correa, 2004).

La sobrerresistencia depende de muchos factores, entre otros, del grado de hiperestaticidad de la estructura. Actualmente, no se dispone de estudios suficientes que permitan calcular la sobrerresistencia en función de unos pocos parámetros estructurales. Ordaz *et al.* (2000) proponen utilizar factores reductivos que conduzcan, aproximadamente, a las resistencias que se obtienen con las NTCS-95 (1995) para valores de capacidad dúctil de entre tres y cuatro (Correa, 2004).

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

1.5 Efectos observados de la sobrerresistencia

Aun cuando la sobrerresistencia en estructuras de concreto reforzado se pueda considerar como un factor de seguridad por el hecho de que casi siempre la resistencia estructural ante carga lateral es mayor que la esperada en el diseño, no siempre es benéfica, ya que puede provocar efectos indeseables como una modificación en el mecanismo de falla y provocar una falla frágil de la estructura.

Existen otros ejemplos de efectos adversos en las estructuras de concreto reforzado provocados por la sobrerresistencia, como los mencionados por Luna (1999). Tenemos por ejemplo la sobrerresistencia a flexión de las vigas de un marco dúctil, que puede provocar la formación de un mecanismo de desplazamiento lateral en las columnas (falla de piso suave). De la misma forma, la sobrerresistencia a flexión de los miembros provoca un incremento en las fuerzas cortantes cuando se forman las articulaciones plásticas, lo que puede resultar en una falla frágil por cortante. También podemos mencionar que elementos no estructurales como los muros divisorios, pueden provocar falla por cortante debido a efectos de columna corta o fallas de piso suave. La sobrerresistencia en el acero puede provocar deterioro por adherencia.

La correcta evaluación de los factores de sobrerresistencia en las estructuras de concreto es de gran importancia, ya que nos servirá para poder determinar una adecuada respuesta sísmica de la estructura y así evitar mecanismos de falla indeseables.

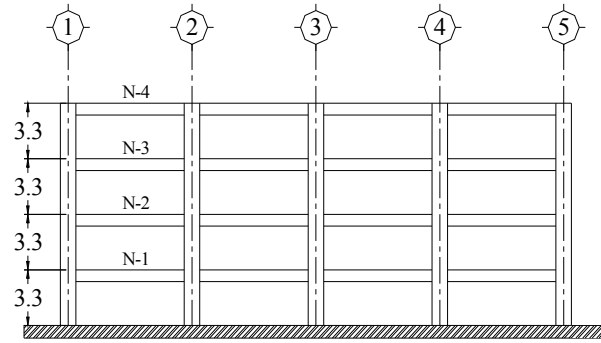
1.5 Investigaciones recientes sobre el comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado a base de marcos dúctiles

1.5.1. Estudio de Luaces (1995)

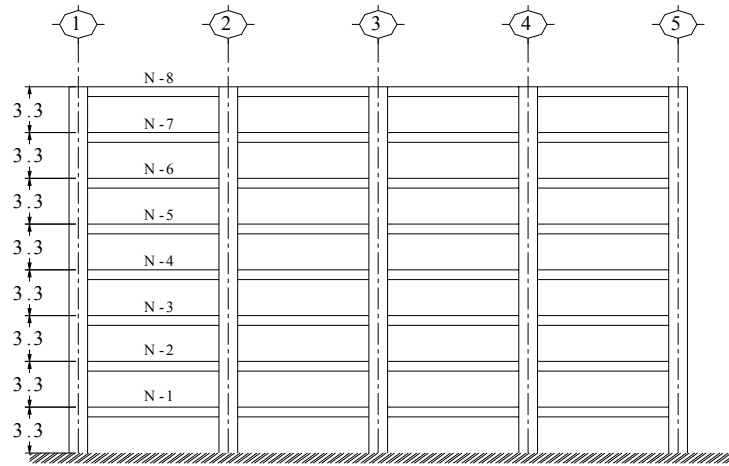
Luaces (1995) realizó un trabajo que tuvo como principal objetivo la identificación de las principales fuentes de sobrerresistencia a flexión en estructuras concebidas con base en marcos de concreto reforzado, así también como la cuantificación de sus efectos, tanto a nivel local de elementos como a nivel global de la estructura.

Se estudiaron tres edificios diferentes de cuatro, ocho y doce niveles, conformados con base en marcos de concreto reforzado, aplicando las disposiciones que el RCDF-93 (1993) estipula, tanto para definición de cargas, como para el análisis y diseño sismorresistente.

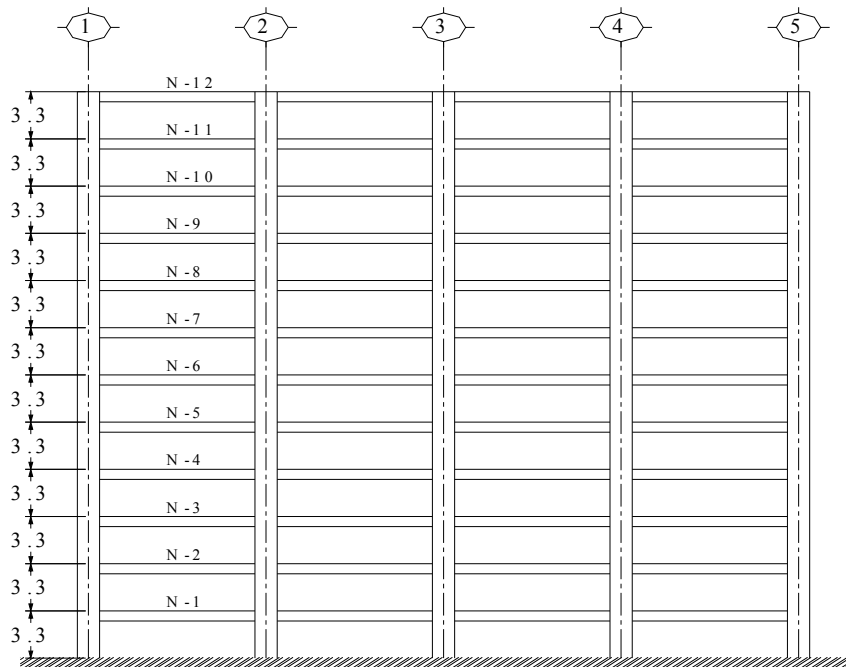
Luaces (1995), identifica como modelos 1, 2 y 3 a los edificios de cuatro, ocho y doce niveles respectivamente. Los edificios son de oficinas, por lo que de acuerdo al RCDF-93 (1993) se catalogan como estructuras tipo B. Los modelos cuentan con una distribución regular en planta e igual para los tres modelos, la cual 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 3.3 m en todos los casos. En la figura 1.2 se muestran los modelos 1, 2 y 3 y en la figura 1.3 se muestra la distribución de la planta.



Modelo 1 (Elevación).



Modelo 2 (Elevación).



Modelo 3 (Elevación).

Figura 1.2 Modelos de los edificios analizados por Luaces (1995).

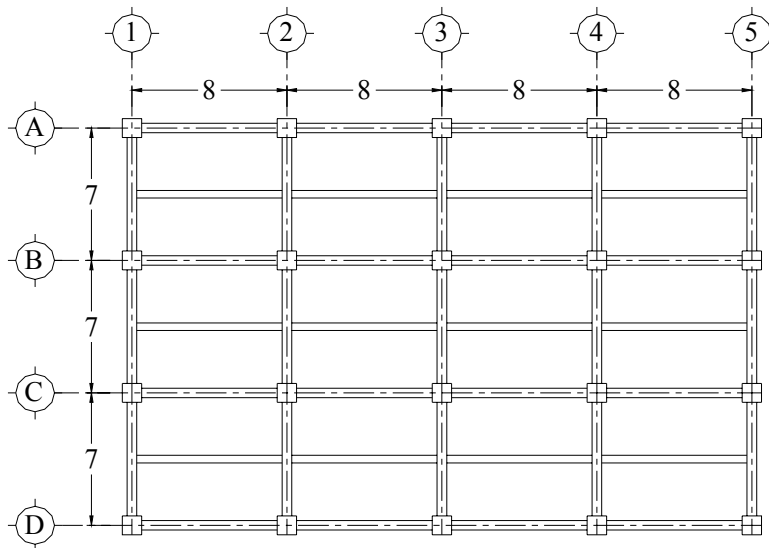


Figura 1.3 Planta Tipo de los edificios estudiados por Luaces (1995).

Para el diseño de los edificios se consideró un concreto tipo I, con una resistencia a la compresión de $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ y un esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. El edificio se consideró ubicado en la zona III. Para los tres modelos se consideró un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ y coeficiente sísmico $c=0.4$.

Luaces (1995) utilizó para el proceso de diseño el programa CADSE, el cual aplica en el proceso de análisis y diseño las disposiciones del RCDF-93 (1993) y las NTCS-87 (1987). Utilizó un programa para diseñar por flexión las trabes principales. El diseño de columnas y trabes para resistir fuerza cortante se realizó de forma manual. Para las columnas se construyeron diagramas de interacción mediante un programa particular, donde se utilizó el modelo de Scott, Park y Priestley para idealizar la curva de esfuerzos en el concreto en lugar de utilizar el bloque rectangular equivalente establecido por las NTCC-87.

Todos los armados y detalles de cada modelo se presentan en Luaces (1995). Los periodos de vibración de cada modelo son: para el modelo 1 se obtuvo un periodo de 0.69 segundos, para el modelo 2 el periodo resulto de 1.03 segundos y para el modelo 3 el periodo obtenido fue de 1.21 seg.

1.5.1.1 Análisis de los factores empleados para la evaluación de la sobrerresistencia para los distintos elementos.

Luaces (1995) consideró que los factores que contribuyen de manera más importante a la sobrerresistencia a flexión de los elementos estructurales son:

- 1) Factor de carga.
- 2) Factor de resistencia.
- 3) Factor de área real del acero.
- 4) Factor de comportamiento real del concreto.
- 5) Factor de acero en compresión.
- 6) Factor de comportamiento real del acero.
- 7) Factor de velocidad de carga.
- 8) Factor de contribución de losa.
- 9) Factor de sección tipo.

- 10) Factor de elemento tipo.
- 11) Factor de marco tipo.

Para todos los modelos sólo se evaluaron las trabes más reforzadas, correspondientes a los niveles inferiores, y otras con menores armados, ubicadas en niveles superiores. La forma de determinar los factores antes mencionados, así como sus valores se encuentra especificada en Luaces (1995). 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.

En el estudio de Luaces (1995) se puntualiza, que a pesar de haber empleado de manera correcta las restricciones impuestas por el RCDF-93 (1993) para marcos dúctiles (objetable, Tena 2004), se obtuvieron ductilidades de curvatura reducidas para las trabes solicitadas a momentos negativos, lo cual afectará el comportamiento real de las estructuras así diseñadas ante sismos. Lo anterior es ocasionado fundamentalmente por los factores siguientes:

1. Elevadas cuantías de refuerzo a tensión.
2. Esfuerzo de fluencia del acero superior al nominal.
3. Endurecimiento por deformación en el acero.
4. Efecto de la velocidad de aplicación de carga.
5. Contribución de la losa.

Luaces (1995) pudo observar que, en el diseño de elementos a flexión, razonablemente de acuerdo con el RCDF, se pudo llegar a alcanzar valores altos de sobrerresistencia total, que para los modelos estudiados presenta 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 sollicitaciones sísmicas.

En cuanto a los factores de sobrerresistencia para las columnas de los modelos estudiados, en los niveles de carga axial comunes a ocurrir, presentaron valores que varían entre 1.40 y 2.80 para todos los casos. Además, se observó que la sobrerresistencia de columnas se ve influenciada considerablemente por los niveles de carga axial, presentando valores menores en la parte ascendente de los momentos, hasta llegar al momento máximo resistente.

Luaces (1995) comenta que el incremento de los valores de sobrerresistencia, a partir de superarse el nivel de falla balanceada, es como consecuencia del cambio de la forma de falla, por lo que tiene mayor trascendencia el incremento de capacidad del concreto a compresión. De acuerdo con los diagramas de interacción comparativos usados por Luaces (1995) se aprecia que 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.

Cabe destacar que en el estudio realizado por Luna (1999) se hace un análisis del trabajo realizado por Luaces (1995), haciendo comentarios muy interesantes en el sentido de que Luaces utilizó una estimación de la rigidez lateral basándose en diagramas momento-curvatura y en momentos de inercia efectivos de las secciones, estos criterios son diferentes a los que se utilizan comúnmente en la práctica interpretando el RCDF y sus NTC, según se mostró en una encuesta realizada por Murià *et al* (1997). Por otra parte, los diseños no se hicieron rigurosamente conforme a las NTCC, ya que se utilizó el modelo de Scott, Park y Priestley sin confinamiento en lugar del bloque equivalente de esfuerzos establecido en las NTCC, así como el modelo de Mander para el acero de refuerzo, en vez de considerar un comportamiento elastoplástico perfecto como se estableció en dicha norma.

1.5.1.2 Evaluación de los efectos de la sobrerresistencia

Como primer punto de evaluación se determinó la influencia del aumento de momentos en las solicitaciones a cortante en las trabes de la estructura, con lo que se define la posible modificación del modo de falla estructural. Para dicha evaluación se procedió a comparar los cortantes impuestos a las trabes, con los de diseño, aplicando las dos variantes establecidas por el RCDF (1987), esto es, el proceso riguroso y el optativo.

El procedimiento riguroso consiste en determinar la fuerza cortante de diseño con base en el equilibrio del miembro entre las caras de los apoyos, actuando sobre este las cargas verticales multiplicadas por el factor de carga de 1.1 y en los extremos los momentos resistentes, los cuales se calculan sin factores de reducción y con la consideración de que el esfuerzo en el acero es igual a $1.25f_y$, diseñando con factor de resistencia de 0.8. 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.

Luaces observó que el cortante impuesto a las trabes de la estructura, una vez alcanzada la plastificación de éstas, es en todos los casos superior al cortante de diseño, independientemente del modelo y el método de diseño utilizado. La relación entre este cortante y el de diseño establecido por el código, 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, mientras que en caso de diseñar por medio del 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) menciona que mientras no existan sobrerresistencias asociadas a la capacidad a cortante 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 la falla dúctil por flexión, por lo tanto se considera que la variante de diseño, a partir de los cortantes de análisis, aplicando factor de resistencia de 0.60, lo cual debía generar diseños más conservadores, no guarda relación directa con los posibles incrementos de cortante impuestos a las trabes, pudiendo ocasionar diseños inseguros ante este efecto.

Para la evaluación de los efectos de la sobrerresistencia a flexión de trabes, en las columnas de los tres modelos estudiados Luaces (1995) determinó los niveles de carga axial posibles a existir en cada columna, basados en los cortantes que se generan en las trabes de la estructura en caso de llegar a plastificarse, desarrollando su máxima capacidad a flexión. Se 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 se indica en el RCDF-87 para análisis y diseño de estructuras ante sismos, realizándose el cálculo del gradiente de carga axial de acuerdo con la ecuación 1.1:

$$\Delta N = \sum V_{trabes} = \sum \frac{M_{der} + M_{izq}}{L} \quad (1.1)$$

Como primera etapa se evaluó el efecto sobre cada columna, considerando el trabajo en flexocompresión uniaxial, y posteriormente se hace un análisis para el caso de que fluyesen las trabes, que a ella se conectan en los dos sentidos posibles, generando un estado de flexocompresión biaxial máxima. También se evaluaron las demandas máximas para las columnas de los tres modelos, considerando los momentos de trabes asociadas a una ductilidad máxima de 10 o el momento máximo en caso de no alcanzarse ésta por las trabes, y a partir de ellas se calculan las posibles solicitaciones en las columnas.

Para todos los casos, el momento resistente de columnas, a flexión uniaxial, es superior al impuesto por las trabes, lo cual ocurre debido a los altos niveles de carga axial generados al desarrollar las trabes 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.

Se pudo apreciar que los niveles de momento flexionante demandados a las columnas de las tres estructuras, en caso de llegar a la plastificación de las trabes 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 las columnas, generando la modificación indeseable de los mecanismos de colapso.

También se observó que, 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.

1.5.1.3 Análisis empleado para la evaluación de lo niveles de sobrerresistencia global

Con la finalidad de obtener una evaluación global de la sobrerresistencia alcanzado por cada uno de los modelos analizados, Luaces utilizó el programa de análisis no lineal IDARC, en su versión 3.0. Todos los modelos fueron estudiados para tres consideraciones de resistencia diferentes, los cuales son:

1. Áreas de acero reales, tanto en tensión como en compresión, con los modelos de comportamiento ideal de los materiales, sin considerar efecto de confinamiento ni aporte de las losas a la capacidad a flexión de trabes.
2. Condiciones similares a las establecidas anteriormente, incorporando las propiedades esperadas de los materiales y el efecto de confinamiento. Con estas consideraciones se determinaron los valores de sobrerresistencia mínimos posibles para las estructuras estudiadas.
3. Se adicionan a las anteriores la contribución de la losa, con lo que se obtienen los máximos valores de sobrerresistencia esperados. Se consideró un ancho efectivo de 50 y 75% del ancho total de la losa para las secciones de borde e interiores respectivamente.

Se sometió a cada uno de los modelos, compuesto por los cinco marcos transversales, a un análisis de carga lateral estática monótonamente creciente (“pushover”), aplicándosele el incremento fijado en la ecuación 1.2, también se le aplicó a cada nivel una fuerza lateral proporcional al cortante basal, distribuido de acuerdo a la ecuación 1.3.

$$\Delta V = \frac{W_{total}}{40} \quad (1.2)$$

$$F_i = V_n \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \quad (1.3)$$

Se obtuvo, mediante el programa, las leyes de variación de la distorsión de azotea con respecto a la magnitud del cortante basal, se obtuvieron resultados para los tres modelos ensamblados, en todos los casos se muestran los niveles de distorsión de azotea alcanzados en porcentaje, en cada etapa de carga, para las tres consideraciones antes descritas.

En las figuras 1.4, 1.5 y 1.6 se muestran las curvas de variación de distorsión de azotea con las tres consideraciones diferentes de resistencia, para cada modelo, con respecto al cortante basal total, en las curvas se muestra el punto para el cual aparece la primera articulación plástica (PA).

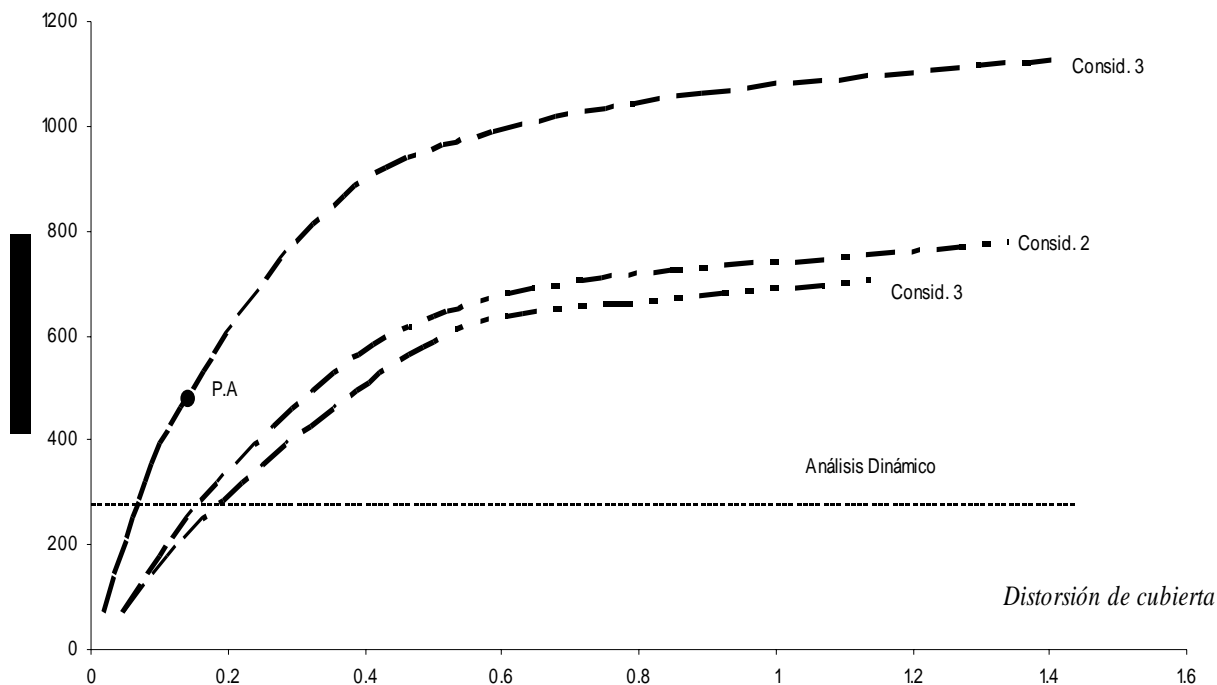


Figura 1.4 Relación de cortante basal vs. distorsión de azotea para Modelo 1

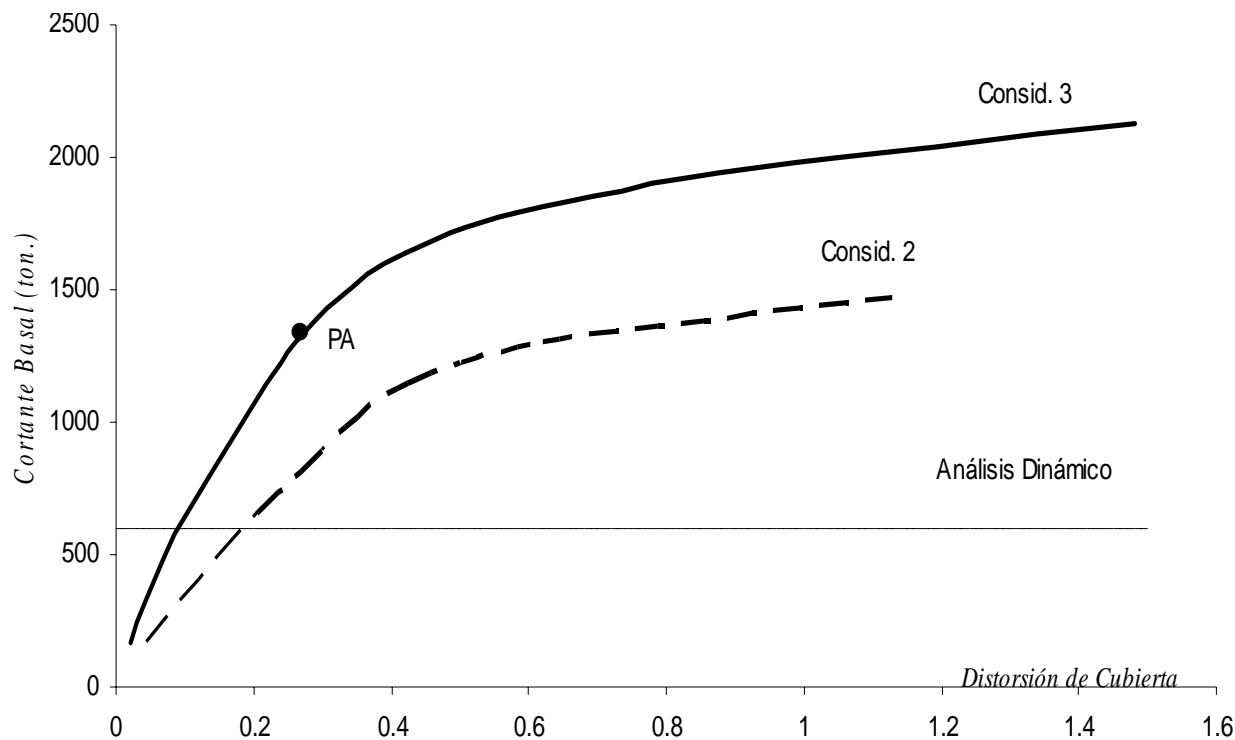


Figura 1.5 Relación de cortante basal vs. distorsión de azotea para Modelo 2.

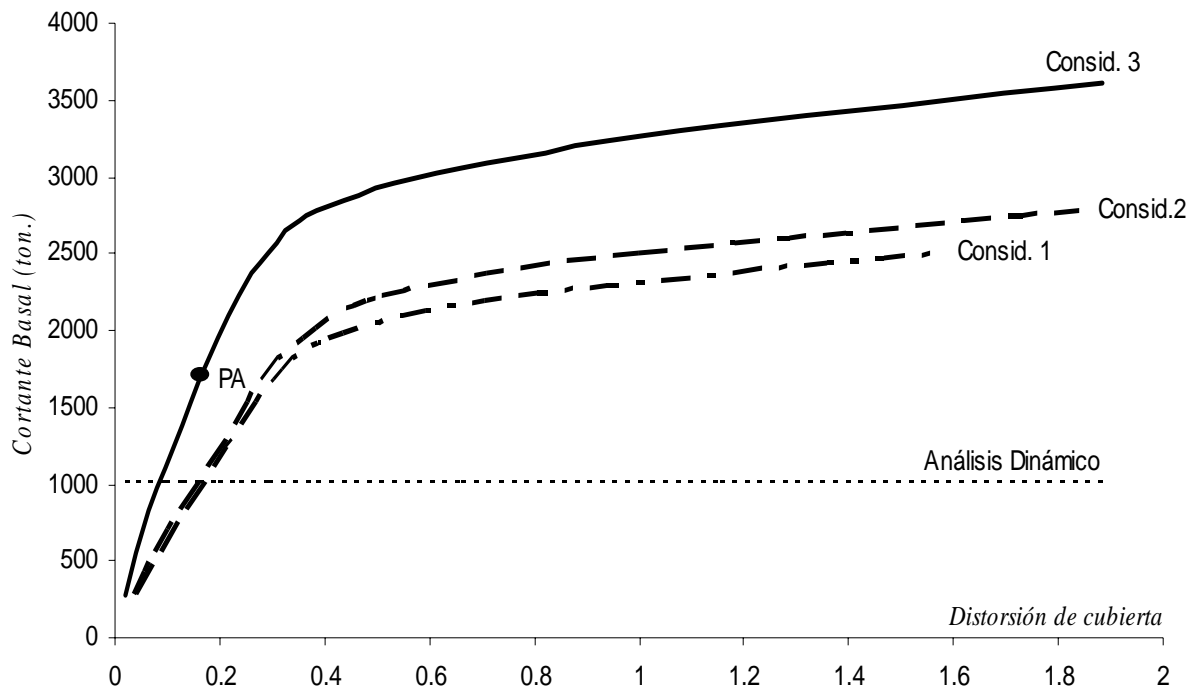


Figura 1.6 Relación de cortante basal vs. distorsión de azotea para Modelo 3.

Luaces (1995) comparó los valores de los cortantes basales resistentes de cada uno de los modelos (considerando las fuentes de sobrerresistencia indicadas en las consideraciones uno y dos mencionadas anteriormente) con los cortantes de análisis calculados por medio de los métodos estático y dinámico establecidos en las NTCS-87 (1987). Obtuvo así, niveles de sobrerresistencia mínimos (de acuerdo a la consideración dos) y máximos (tomando en cuenta la consideración tres) al dividir, el cortante resistente entre los cortantes basales resistentes obtenidos con el método dinámico o estático.

Debido a lo anterior, obtuvo para el caso en que se empleó el método dinámico (diseño conforme a un método modal espectral), 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. Para el caso del método estático, los valores de sobrerresistencia mínimos fueron de 2.75, 2.25 y 2.50 para los modelos uno, dos y tres respectivamente, y para los valores de sobrerresistencia máxima fueron de 4, 3.25 y 3.25 para los modelos 1, 2 y 3 respectivamente.

De lo anterior se puede concluir que los valores de la sobrerresistencia son semejantes independientemente de utilizar métodos de análisis dinámico o estático.

1.5.1.4 Conclusiones

Luaces llegó finalmente a las siguientes conclusiones:

1. Las NTCC-87 (1987) no establecen restricción alguna a las cuantías de refuerzo máximas en tensión para las trabes de concreto reforzado, fijando únicamente como límite 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 del suficiente refuerzo en compresión, de tal manera que se pudiese llegar a magnitudes irracionales.

Como consecuencia de lo anterior, se obtiene una reducción considerable de las ductilidades de curvatura de traveses, más aun si se considera la participación de cierta porción del acero de refuerzo de las losas en la resistencia a flexión negativa de estas, alcanzándose valores mínimos de 2, 4 y 5 para los modelos 1, 2 y 3.

Cabe señalar que, las NTCC-04 (2004) mencionan ahora una nueva disposición que corresponde sólo al apartado de marcos dúctiles, tal disposición se cita en la sección 7.2.2.a, la cual menciona que la cuantía de acero longitudinal a tensión, ρ , no excederá de 0.025. Esta nueva disposición es exclusiva para el diseño de marcos dúctiles, pues en el cuerpo principal de las NTCC-04 (2004) se sigue expresando 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.

2. La sobrerresistencia a flexión de traveses, 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 traveses, en el que se requiere diferenciar los resultados obtenidos para las diferentes secciones.
 - 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.
 - 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.

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 se quedan 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 traveses, lo cual resulta mucho más significativo para la evaluación del momento resistente negativo.

3. En las estructuras modeladas se obtienen niveles de sobrerresistencia, como consecuencia de posibles simplificaciones de proyecto, de hasta 1.3 por extrapolación de secciones de traveses 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 específicos del calculista, su existencia es frecuente en el proyecto estructural comercial, por lo que deben tomarse en consideración.
4. La sobrerresistencia total a flexión de traveses, 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.
5. Se aprecia 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 8 y 10 para niveles de compresión superiores a $0.5A_g f'_c$.

Cabe señalar que las NTCC-87 (1987) en la sección 5.3.1 que trata de los requisitos geométricos de los miembros a flexocompresión de marcos dúctiles, ya señalaban que el área A_g , no debería

ser menor que $P_u/0.5f_c$ para toda combinación de carga, precisamente para evitar los efectos desfavorables de incremento excesivo de sobrerresistencia que Luaces (1995) observa, aunque esta disposición estaba un poco escondida (Correa 2004).

6. Como consecuencia de la sobrerresistencia a flexión, la demanda de cortante en las trabes alcanza valores que pueden superar hasta en 22, 26 y 23% a los cortantes de diseño calculados con el procedimiento riguroso del reglamento, para los modelos 1, 2 y 3 respectivamente. Mientras que de aplicarse 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 anteriores se modificaría el modo de falla de las estructuras, presentándose fallas frágiles por cortante, asociadas a una rápida degradación de resistencia, antes de alcanzarse la falla dúctil por flexión

7. El procedimiento optativo establecido por el RCDF-93 (1993), 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 del reglamento.

Al comparar los cortantes de diseño de ambas variantes se observa que, de realizarse el diseño por el procedimiento riguroso, se obtienen demandas de cortante superiores hasta en 16, 21 y 49% que los calculados con el procedimiento optativo para los modelos 1, 2 y 3 respectivamente.

8. Al evaluar la sobrerresistencia en columnas, se puede apreciar que en trabajo unidireccional, las columnas son capaces de resistir las demandas a flexión impuestas por las trabes de las estructuras, pero, si se considera posible 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.
9. La resistencia global de las estructuras evaluadas, podrá alcanzar valores máximos entre 3.6 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 entre 2.34 a 2.56. 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.

El estudio de Luaces (1995) es muy valioso, pero las conclusiones antes mencionadas deberán 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, estos criterios son diferentes a los que comúnmente se utilizan en la práctica interpretando el RCDF y sus NTCC, según se muestra en una encuesta aplicada a despachos de diseño estructural en un estudio realizado por Murià *et al* (1997). Por otra parte, los diseños no se hicieron rigurosamente conforme a las NTCC, ya que se utilizó el modelo de Scott, Park y Priestley sin confinamiento y un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo para el diseño de los refuerzos en las columnas, además que no se aprecia el uso de factores de reducción correspondientes al método optativo que proponen las NTCC. La utilización de criterios de rigidez lateral diferentes provoca que los diseños de Luaces se vean conservadores respecto a los diseños realizados siguiendo los criterios de diseño que generalmente se utilizan en la práctica, según se muestra en Tena *et al* (1997), para su

edificio de doce niveles se establece que la distorsión de entrepiso máxima de diseño es $\Delta=0.0035$, muy por debajo del límite inferior permitido por el RCDF-93 ($\Delta=0.0060$). Por otro lado, en Tena *et al* (1997) se demuestra que realizando análisis dinámicos no lineales ante acelerogramas del sismo del 19/09/85, los mecanismos de falla no se alteran considerando sobrerresistencias, y que la respuesta es más favorable, prácticamente elástica, determinando que el modelo de Luaces no es el más apropiado para concluir respecto a los efectos de sobrerresistencia en diseños basados en el RCDF y sus NTCC.

1.5.2 Estudio de Luna (1999)

Como se resumió en el estudio anterior (Luaces, 1995) se utilizaron análisis estáticos no lineales ante carga creciente monotónica, los cuales sugieren que el mecanismo de edificios regulares con marcos dúctiles de concreto reforzado diseñados conforme a las NTCC-96 pudiera no ser de naturaleza dúctil considerando efectos de sobrerresistencia. En el estudio de Luaces se realizaron análisis no lineales estáticos y se diseñaron los elementos de concreto utilizando el modelo de Scott, Park y Priestley para concreto no confinado y el modelo de acero de refuerzo propuesto por Rodríguez y Botero. Y como ya se había mencionado dentro de los efectos de sobrerresistencia evaluados se encuentran:

1. Confinamiento del núcleo de la sección de concreto.
2. Comportamiento real del acero de refuerzo.
3. Efecto de la velocidad de aplicación de carga.
4. Contribución de la losa.

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

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

Con lo anterior se obtuvieron diseños más representativos conforme al Reglamento. Este es el enfoque que Luna le da a este estudio, donde se diseñaron estructuras regulares con base en marcos de concreto reforzado, de quince niveles, para la zona III de las NTCS-95 y para factores de comportamiento sísmico $Q=2$, $Q=3$ y $Q=4$ (cabe señalar que para los fines de este resumen, sólo nos enfocaremos a los marcos de concreto reforzado dúctiles). Los aspectos fundamentales que se pretende evaluar en este estudio son:

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

El modelo en estudio es un edificio regular destinado a uso de oficinas, por lo que de acuerdo al RCDF-93 se clasifica como estructura tipo B, cuya configuración geométrica en planta ha sido estudiada anteriormente por Luaces (1995). La planta tipo del edificio se muestra en la Fig. 1.7, donde se puede observar que es rectangular, de 21 m de ancho (dirección y) por 32 m de largo (dirección x), dispone de

vigas secundarias orientadas en la dirección larga. El edificio consta de cuatro crujeías en la dirección larga con claros de 8 m por tres crujeías en la dirección corta con un claro de 7 m.

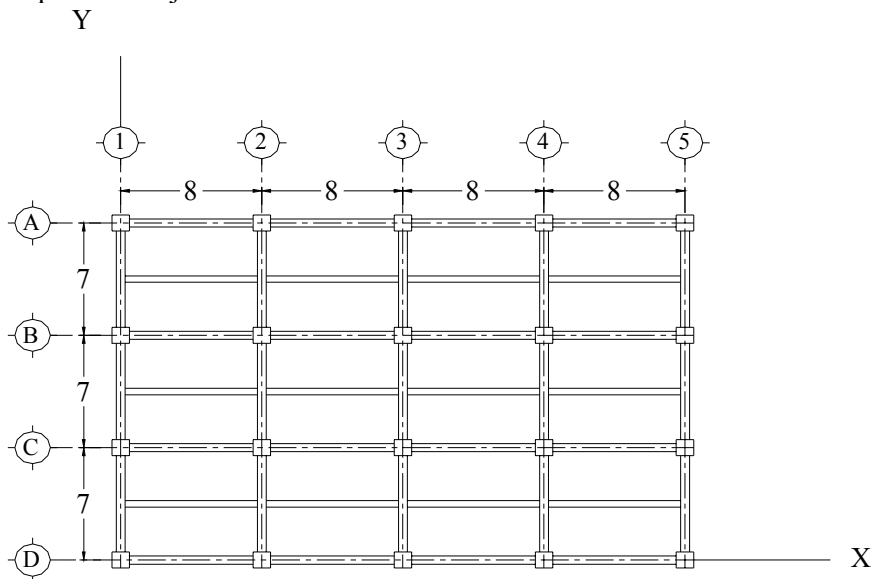


Figura 1.7 Planta Tipo del edificio estudiado por Luna (1999).

La resistencia a compresión del concreto empleado es $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$, y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo es $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. El edificio se encuentra ubicado en la zona III de las NTCS-95.

Luna (1999) identifica sus modelos como “E15Q4M1”, “E15Q3M1”, “E15Q4M2” y “E15Q3M2”, donde el “E15” significa que es un edificio de 15 niveles, después “Q4” ó “Q3” que hace referencia al factor de comportamiento sísmico empleado, y al final “M1” ó “M2” nos dice el método de diseño empleado. El “M1” hace referencia al método riguroso, en el cual, para el diseño de vigas y columnas se revisa que la capacidad a momento y cortante de las columnas sea mayor que las vigas que llegan al nudo, y el “M2” al método simplificado, donde en el diseño se utilizan los elementos mecánicos del análisis y se utilizan factores de reducción por resistencia.

Los diseños se hicieron utilizando el método modal espectral con la ayuda del programa ETABS, considerando los efectos bidireccionales, no se tomaron en cuenta efectos de torsión accidental, se intentó en lo posible, diseñar para las máximas distorsiones permitidas por el RCDF-93, con la finalidad de evaluar un diseño crítico de acuerdo con el RCDF-93, además para calcular las inercias, se consideraron las secciones brutas. Los primeros tres modos de vibración se ilustran en las tablas 1.1 a 1.4, para los diferentes modelos, donde la dirección corta (y) es nombrada N-S y la dirección larga (x) es E-W.

Para la realización de los análisis no lineales se utilizaron los acelerogramas registrados en SCT, componentes E-W y en Tláhuac bombas, dirección N-S, durante el sismo del 19/09/85.

Los efectos de sobrerresistencia fueron evaluados tomando en cuenta los factores de comportamiento real del acero y del concreto. Para incorporar el factor de comportamiento real del concreto, se utilizó el modelo de Kent-Park modificado y para el factor de comportamiento real del acero, se utilizó el modelo de Rodríguez y Botero.

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

Tabla 1.1 Modos de vibrar del modelo E15Q4M1		
Modo	Dirección	Periodo (s)
1. Primer modo traslación	E-W	1.777
2. Primer modo traslación	N-S	1.589
3. Primer modo rotación	Torsión	1.275
4. Segundo modo traslación	E-W	0.619
5. Segundo modo traslación	N-S	0.562
6. Segundo modo rotación	Torsión	0.457
7. Tercer modo traslación	E-W	0.358
8. Tercer modo traslación	N-S	0.319
9. Tercer modo rotación	Torsión	0.265

Tabla 1.2 Modos de vibrar del modelo E15Q4M2		
Modo	Dirección	Periodo (s)
1. Primer modo traslación	E-W	1.762
2. Primer modo traslación	N-S	1.538
3. Primer modo rotación	Torsión	1.250
4. Segundo modo traslación	E-W	0.615
5. Segundo modo traslación	N-S	0.546
6. Segundo modo rotación	Torsión	0.450
7. Tercer modo traslación	E-W	0.356
8. Tercer modo traslación	N-S	0.311
9. Tercer modo rotación	Torsión	0.262

Tabla 1.3 Modos de vibrar del modelo E15Q3M1		
Modo	Dirección	Periodo (s)
1. Primer modo traslación	E-W	1.501
2. Primer modo traslación	N-S	1.446
3. Primer modo rotación	Torsión	1.135
4. Segundo modo traslación	E-W	0.526
5. Segundo modo traslación	N-S	0.521
6. Segundo modo rotación	Torsión	0.415
7. Tercer modo traslación	E-W	0.301
8. Tercer modo traslación	N-S	0.289
9. Tercer modo rotación	Torsión	0.237

Tabla 1.4 Modos de vibrar del modelo E15Q3M2		
Modo	Dirección	Periodo (s)
1. Primer modo traslación	E-W	1.495
2. Primer modo traslación	N-S	1.361
3. Primer modo rotación	Torsión	1.105
4. Segundo modo traslación	E-W	0.526
5. Segundo modo traslación	N-S	0.497
6. Segundo modo rotación	Torsión	0.408
7. Tercer modo traslación	E-W	0.301
8. Tercer modo traslación	N-S	0.278
9. Tercer modo rotación	Torsión	0.233

1.5.2.1 Resultados de los análisis no lineales

1.5.2.1.1 Modelo “E15Q4M1”

Después de realizar el análisis se pudo observar que, las demandas de ductilidad de entrepiso máximas considerando resistencias nominales permanecen, en la mayoría de los casos por debajo del factor de comportamiento sísmico $Q=4$, los valores máximos se encuentran en los niveles inferiores e intermedios. Estas demandas de ductilidad están asociadas a rigideces efectivas del orden de 0.2 a 0.25 de la rigidez elástica, lo que implica un cambio de rigidez importante y, por lo tanto, un incremento importante del periodo de la estructura en ese intervalo de tiempo.

Las distorsiones de entrepiso dinámicas relacionadas con sobrerresistencias superan marcadamente a las de diseño y a las relacionadas con resistencias nominales en los entrepisos intermedios e inferiores ante el acelerograma SCT-EW.

Las distorsiones de entrepiso dinámicos relacionadas con resistencias nominales superan a las de diseño y a las relacionadas con sobrerresistencias en los entrepisos intermedios e inferiores ante el acelerograma TBOM-NS.

Las fluencias en la dirección x ante el acelerograma SCT-EW se producen principalmente en vigas, aunque existen un número importante de fluencias en las columnas de los primeros dos pisos en sus extremos inferiores y de las columnas de los entrepisos intermedios 7 y 8 en su extremos superior (marco A). Se puede apreciar en la figura 1.8 que al considerar el efecto de sobrerresistencia disminuye el número de fluencias en las columnas, manteniéndose las fluencias en las bases de las columnas de los niveles uno y dos del marco A.

El número de fluencias en la dirección y es mayor en columnas que en la dirección x , aunque predominan también en este caso las fluencias en las vigas (figura 1.9). Observando la figura 1.9 se puede 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 este problema.

Al considerar efectos de sobrerresistencia, el número de fluencias en las columnas disminuye ligeramente a excepción del marco 1 donde se aprecia una reducción importante (figura 1.9), manteniéndose prácticamente igual las fluencias en las vigas, aunque el número de veces que éstas fluyen es menor

El efecto de la sobrerresistencia en la dirección x ante el acelerograma TBOM-NS provoca que disminuya el número de fluencias en las columnas, conservándose las ubicadas en las bases de las columnas de los niveles uno y dos del marco B. las fluencias en las vigas permanecen para'cticamente iguales, aunque el número de veces que estas fluyen es menor.

En la dirección y , considerando el acelerograma TBOM-NS se tiene una situación muy similar a la comentada con el acelerograma SCT-EW, aunque en esta caso las curvas de histéresis relacionadas con resistencias nominales y sobrerresistencias son menos amplias y, por lo tanto, los cortantes y las distorsiones dinámicas de entrepiso son menores.

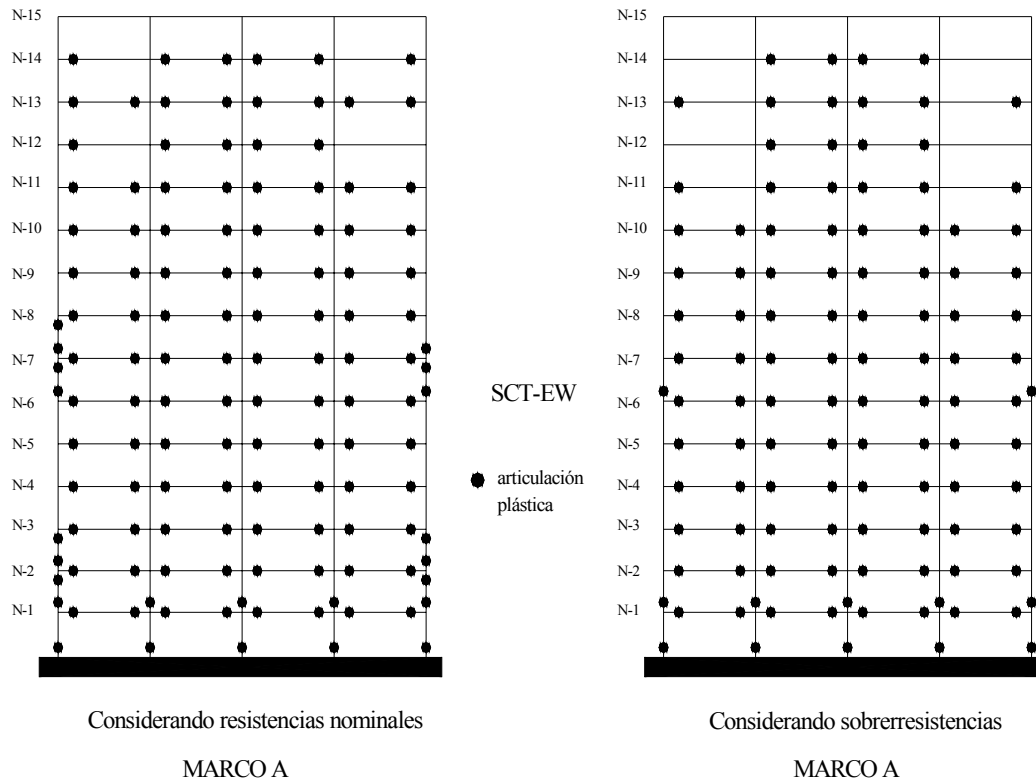


Figura 1.8 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M1 dirección x, acel SCT85-EW (Luna, 1999).

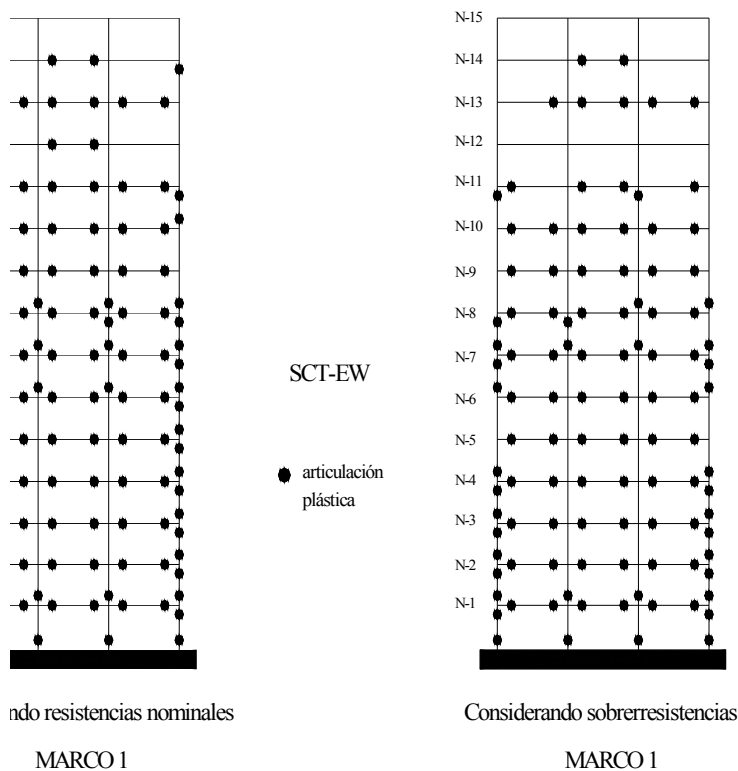


Figura 1.9 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M1 dirección y, acel SCT85-EW (Luna, 1999).

1.5.2.1.2 Modelo “E15Q4M2”

Las distorsiones de entrepiso de diseño son superadas por las distorsiones dinámicas relacionadas con sobrerresistencias y resistencias nominales en los niveles 2 al 6 en la mayoría de los casos. Las mayores distorsiones están relacionadas con las resistencias nominales, excepto en la dirección x ante el acelerograma SCT-EW, donde las mayores distorsiones son las relacionadas con sobrerresistencias. En la dirección x , las distorsiones dinámicas relacionadas con sobrerresistencias y resistencias nominales superan el límite de 1.2% establecido por el RCDF-93 en los niveles 3 al 6 para SCT-EW y 4 al 6 para TBOM-NS.

Los resultados del análisis muestran que 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. 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.

En la figura 1.10 se muestran las fluencias en la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y se observa que en los niveles 3, 7 y 8 del marco A existen fluencias en las columnas exteriores y en los niveles 9 al 12 del mismo marco ocurren en las columnas interiores, así como en la bases de las columnas externas del nivel 1. 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 1.11 se muestran las fluencias en la dirección y ante el acelerograma SCT-EW y se distingue una gran cantidad de fluencias en las columnas del marco 1, fluyendo las bases de las columnas en los niveles 1 y 2, y todas las columnas exteriores en ambos extremos (superior e inferior) de los niveles 3 al 8. Se aprecia también una gran concentración de fluencias en las columnas interiores de los niveles 11 al 13. En los marcos 2 y 3 el número de fluencias en columnas es menor, presentándose cierta concentración de ellas en los niveles 11 al 13 y que las bases de las columnas exteriores del nivel 1 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 (figura 1.11) y prácticamente desaparecen en los marcos interiores 2 y 3; además, el número de veces que éstas fluyen es mucho menor.

1.5.2.1.3 Modelo “E15Q3M1”

Las distorsiones dinámicas de entrepiso sólo rebasan en la dirección x ante el acelerograma SCT-EW considerando sobrerresistencias el límite de 1.2% asentado en el RCDF-93, a diferencia de los modelos anteriores con el factor de comportamiento sísmico $Q=4$, donde en todos los casos se superaba dicho límite, ya sea por las distorsiones relacionadas con resistencias nominales o por las relacionadas con sobrerresistencias. Sin embargo, se aprecia que las demandas de ductilidad de entrepiso, para el caso donde se consideran resistencias nominales, e incluso, cuando se toman en cuenta las sobrerresistencias (algo que no sucede con $Q=4$), superan 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.

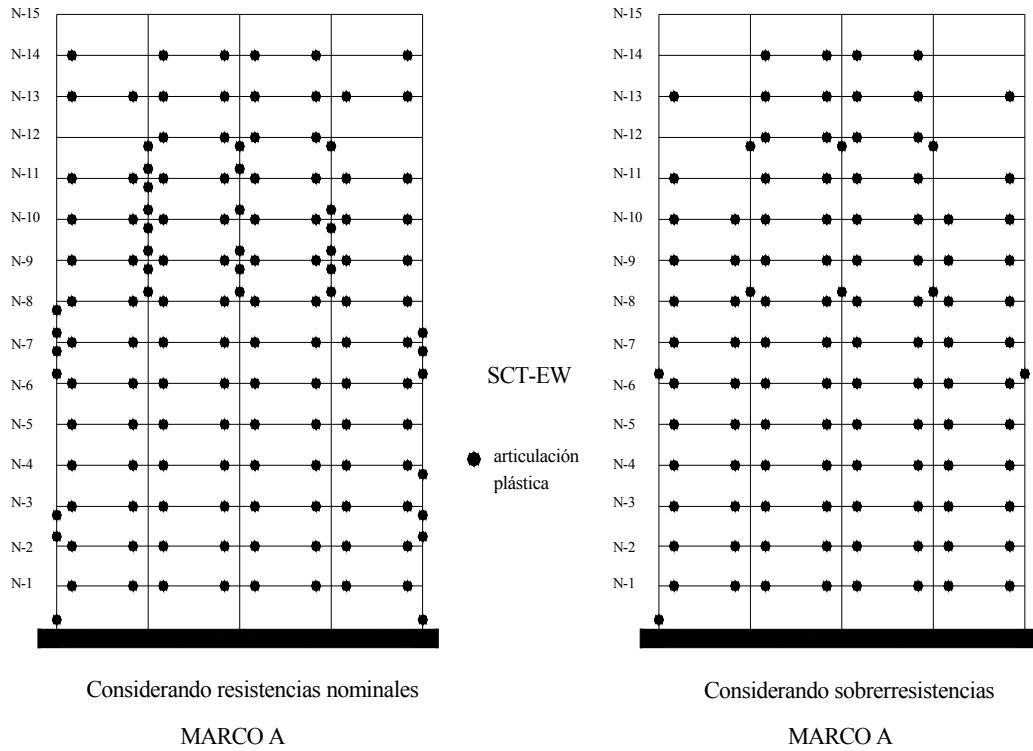


Figura 1.10 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M2 dirección x, acel SCT85-EW (Luna, 1999).

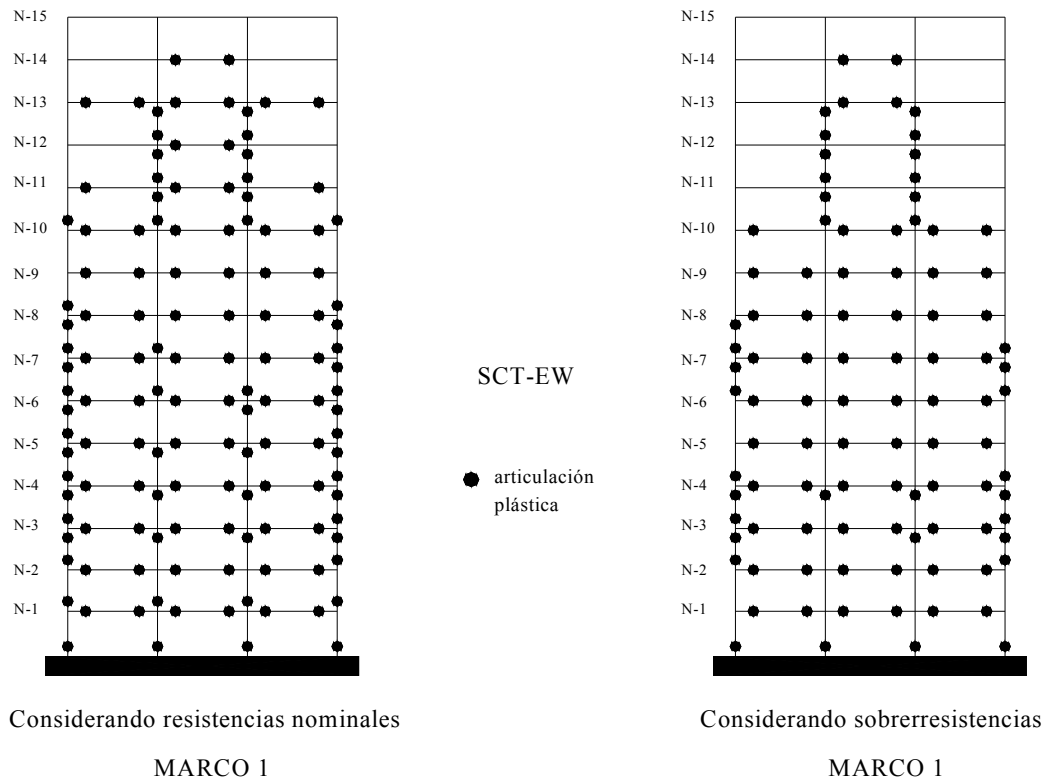


Figura 1.11 Mapa de fluencias del modelo E15Q4M2 dirección y, acel SCT85-EW (Luna, 1999).

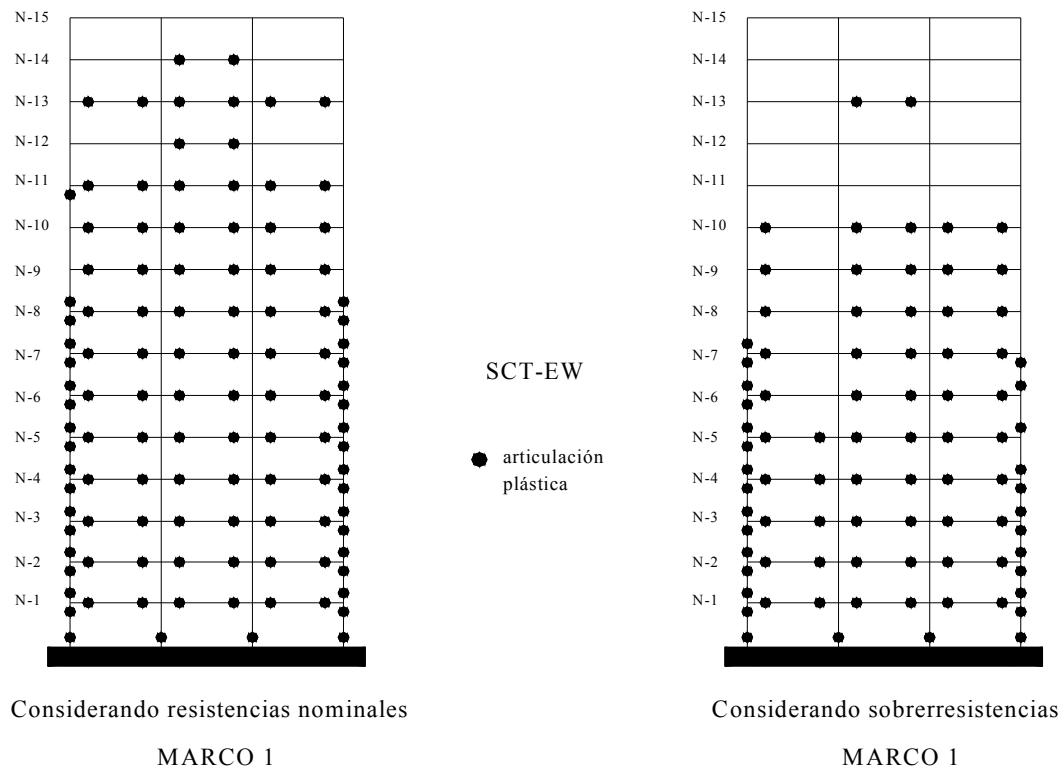


Figura 1.13 Mapa de fluencias del modelo E15Q3M1 dirección y, acel SCT-85-EW (Luna, 1999).

1.5.2.1.4 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 sismo SCT-EW, las distorsiones máximas de entrepiso relacionadas con resistencias nominales alcanzan a rebasar ligeramente el límite de 1.2% establecido por el RCDF-93. En general, las respuestas máximas entre los dos métodos considerando el factor de comportamiento sísmico $Q=3$ son comparables, aunque se aprecian mejores respuestas para el E15Q3M1.

Aún cuando las envolventes máximas globales son similares, los mapas de fluencias son muy diferentes, apreciándose una gran cantidad de ellas en las columnas interiores del marco A, y en las externas de los niveles inferiores, como se muestra en la figura 1.14. Se observa que en ninguno de los dos marcos fluyen todas las bases de las columnas, como en el método riguroso, que incluso considerando sobrerresistencias fluían. Se observan fluencias en casi todas las vigas, excepto en los niveles superiores. Tomando en cuenta sobrerresistencias, 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 en casi todos los niveles (figura 1.15). 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, desaparecen casi todas las fluencias en las columnas, como en el método riguroso, manteniéndose algunas dispersas a lo largo de todos los marcos. Las fluencias en las vigas también desaparecen, aunque en menor medida, conservándose aquellas en los niveles inferiores y algunas dispersas en los demás niveles.

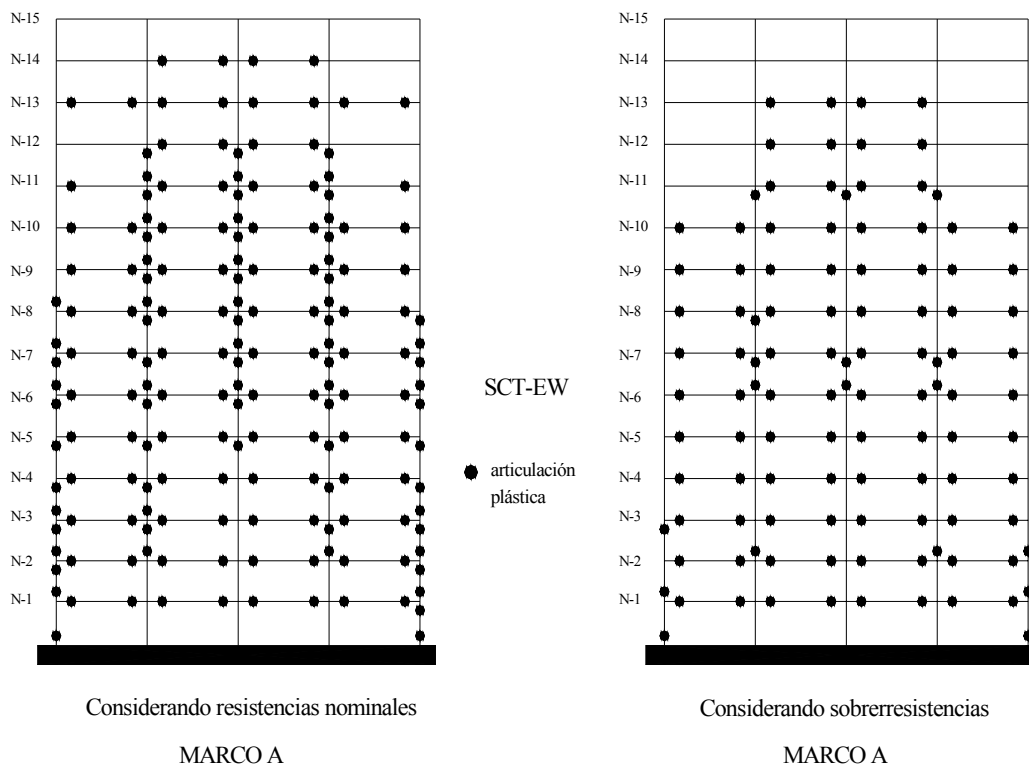


Figura 1.14 Mapa de fluencias del modelo E15Q3M2 dirección x, acel SCT-85-EW (Luna, 1999).

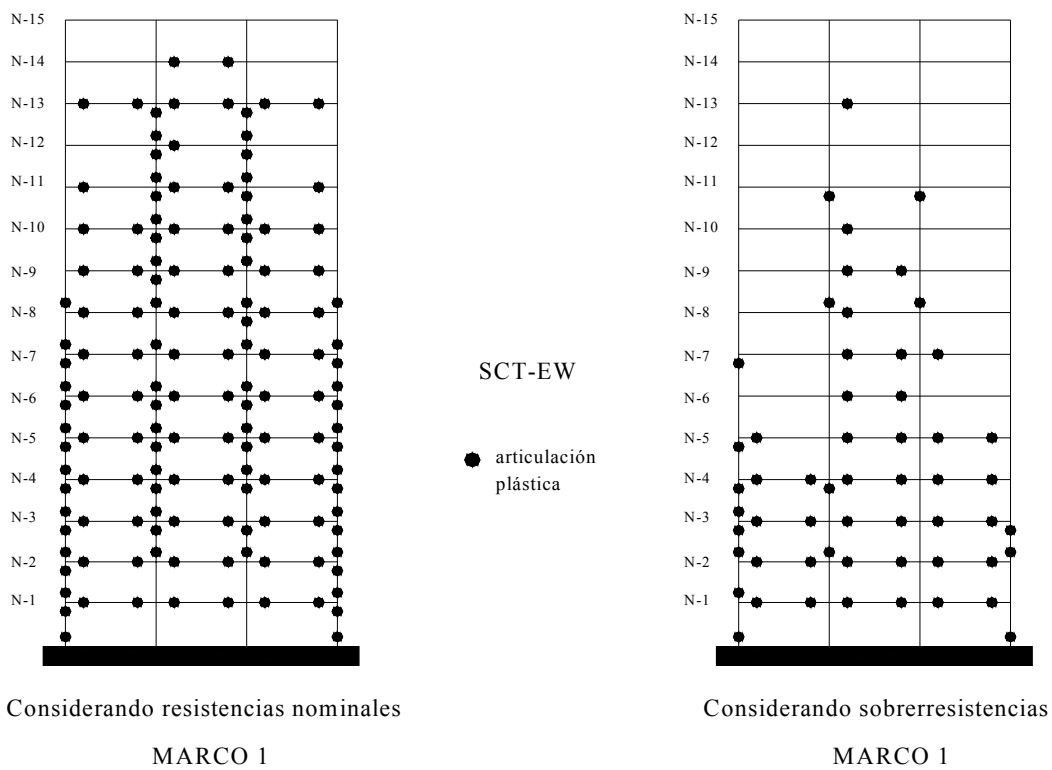


Figura 1.15 Mapa de fluencias del modelo E15Q3M2 dirección y, acel SCT-85-EW (Luna, 1999).

1.5.2.2 Conclusiones y recomendaciones

Los resultados de los análisis dinámicos no lineales realizados le permitieron a Luna concluir lo siguiente:

1. Las demandas de ductilidad de entrepiso máximas asociadas a los análisis con resistencias nominales para los diseños de marcos dúctiles superan los factores de comportamiento sísmico $Q=3$ y $Q=4$ supuestos en los diseños, principalmente en los niveles intermedios en la dirección x , tanto para exteriores como para 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.
2. Las distorsiones de entrepiso dinámicas máximas calculadas para los diseños de marcos dúctiles asociadas a las resistencias nominales superan a las de diseño en los niveles de referencia, que es donde se presenta la acción no lineal de manera más notable. Aunque la respuesta dinámica global de marcos interiores y exteriores presenta similitudes (en ambas direcciones), se observó que la diferencia más importante es que los marcos exteriores son más propensos a experimentar fluencias importantes en las columnas. Esto debe estudiarse con más detalle, pues puede sugerir que los procedimientos actuales de diseño no protegen adecuadamente a los marcos exteriores. En general, las fluencias se producen principalmente en vigas, por lo que el mecanismo de falla último de columna fuerte - viga débil parece cumplirse razonablemente.
3. En cuanto a las diferencias observadas utilizando el procedimiento riguroso y optativo de marcos dúctiles, se puede concluir, atendiendo a los resultados observados para los modelos con resistencias nominales, la mayor diferencia se presenta en que para el método alternativo es más probable que las columnas de los niveles intermedios superiores experimenten fluencias de importancia en comparación con el método riguroso, donde esto casi no se observa, debido al criterio que obliga a las columnas a tener una mayor capacidad a flexión que las vigas, lo que impacta principalmente a los niveles superiores. En contraste, en el método riguroso las columnas de los niveles inferiores tienden a desarrollar fluencias mayores que aquellas diseñadas conforme al método alternativo, sobre todo a medida que aumenta el tamaño de la estructura, como consecuencia de que cuando se presentan cargas axiales de compresión de importancia, el método alternativo conduce a columnas más robustas que el método riguroso, ya que se usan factores de reducción por resistencia a flexocompresión más severos. Por tanto, los métodos propuestos por el reglamento no son equivalentes y hay una diferencia importante entre el comportamiento de las estructuras diseñadas con uno y otro método.

Debido a esto, las NTCC-04 (2004) han limitado la aplicación del método alternativo al caso de estructuras dúctiles diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$. Con anterioridad también se permitía para estructuras dúctiles diseñadas con $Q=3$.

4. 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

resistencia y degradación de rigidez del sistema, además de las características de los movimientos del terreno, como también lo ha ilustrado recientemente Tena (1997) utilizando sistemas de un grado de libertad.

5. 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.
6. Este estudio no coincide con la conclusión de Luaces con respecto al tema de diseño de marcos dúctiles y a las sobrerresistencias, ya que aunque se observan mejores respuestas para los modelos diseñados conforme al método riguroso, la respuesta de los diseños con el método alterno son aceptables, sobre todo cuando se consideran las sobrerresistencias.
7. 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.
8. Los estudios realizados hasta el momento sugieren que cuando se diseña muy cercano a los niveles de distorsión límite del RCDF-93 ($\Delta=0.012$) resulta riesgoso, ya que para estructuras de marcos de concreto se tienen grandes distorsiones de entrepiso, demandas de ductilidad y cambios importantes de rigidez.
9. 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.
10. 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.

1.5.3 Estudio de Rangel (2004)

En este estudio se analizaron algunos aspectos que, dentro del contexto de diseño por desempeño, deben considerarse durante la etapa del diseño. En particular, se estudió la importancia de considerar tanto la historia de disipación de energía como la contribución de la losa, durante la evaluación del desempeño estructural de marcos dúctiles de concreto reforzado. Una vez identificada dicha importancia, se evaluó, conforme a las recomendaciones desarrolladas en este estudio, el desempeño sísmico de tres edificios concebidos con base en marcos dúctiles de concreto reforzado ubicados en la Zona del Lago de la Ciudad de México y diseñados conforme al Reglamento de Construcciones del D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias.

Se estudiaron tres edificios diferentes de cuatro, doce y veinte niveles, conformados con base en marcos de concreto reforzado, aplicando las disposiciones que el RCDF-95 estipula, tanto para definición de cargas, como para el análisis y diseño sismorresistente.

Rangel (2004), identifica como modelos E4PCR, E12PCR y E20PCR a los edificios de cuatro, doce y veinte niveles respectivamente, donde “E4P”, “E12P” y “E20P” significan, edificio de cuatro, doce y veinte niveles respectivamente y “CR” significa, concreto reforzado. Los edificios se clasifican conforme a su ocupación o funcionamiento como estructuras tipo B. Los modelos cuentan con una distribución regular en planta e igual para los tres modelos, la cual cuenta con tres crujeas de 7 m en ambos sentidos. La altura de entrepiso es de 4.5 m en su primer nivel y de 3.5 m en los restantes. En la figura 1.16 se muestra la distribución de la planta.

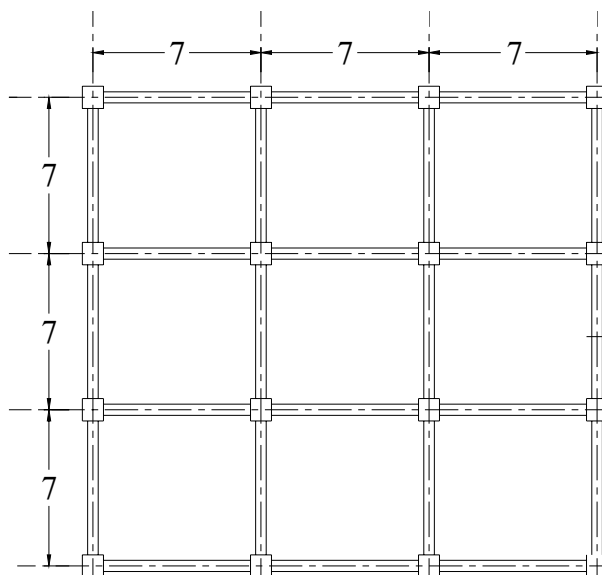


Figura 1.16 Planta Tipo de los edificios estudiados por Rangel (2004)

El sistema de piso para todos los edificios y en todos los niveles es el mismo con un espesor de 15 cm, constituido por una losa colada monolíticamente con las vigas. Los esfuerzos nominales de diseño fueron $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ para los edificios con cuatro y doce pisos y $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ para el de veinte pisos. En los tres edificios se utilizó un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ para el acero de refuerzo.

Las distorsiones máximas de entrepiso producidas por las fuerzas laterales se limitaron a 0.006. Para estimar las fuerzas laterales y los elementos mecánicos producidos por sismo, se llevó a cabo un análisis modal espectral que consideró el espectro de diseño correspondiente a la zona del lago (zona III) para un coeficiente sísmico c igual a 0.4, y a un factor de comportamiento sísmico (Q) de 4. El detallado de los elementos estructurales se llevó a cabo conforme a los requerimientos asociados a tal valor de Q .

La tabla 1.5 resume algunas características mecánicas de los tres edificios. Entre algunos aspectos interesantes, se destaca el cortante basal (V_b) dinámico rige el diseño del edificio de cuatro pisos (E4PCR), mientras que el 80% del cortante basal estático rige para los edificios de 12 y 20 pisos (E12PCR y E20PCR, respectivamente).

Edificio (# niveles)	Peso Promedio (ton/m ²)	Peso Total (ton)	80% V _b Estático (ton)	V _b Dinámico (ton)	V _b Diseño (ton)	V _b Máximo (ton)
E4PCR (4)	0.85	1543.5	124.6	133.4	133.4	380
E12PCR (12)	0.95	5247.9	423.3	395.2	423.3	820
E20PCR (20)	1.15	10540.0	1063.1	812.8	1063.1	2085

En resumen, se puede decir que los edificios fueron diseñados para tener un comportamiento dúctil por medio del uso de los requerimientos de detallado y conceptos de diseño por capacidad incluidos en las NTCC-95. Entre otras cosas, se fomentó la formación de mecanismos plásticos del tipo columna fuerte-viga débil, y se trató de evitar o retrasar fallas de tipo frágil, como aquéllas producidas por corte o insuficiencia de adherencia y anclaje.

Rangel (2004) llevó a cabo una serie de análisis tridimensionales estáticos y dinámicos para los tres edificios con el programa ETABS. Para el análisis estático las fuerzas cortantes se determinaron conforme a la Sección 8.1 de las NTCS-95, los efectos bidireccionales se tomaron en cuenta combinando 100% de la excitación sísmica en la dirección principal y 30 % de la componente en dirección perpendicular.

Además, se llevo a cabo un análisis modal espectral conforme a los requerimientos de la sección 9.1 de las NTCS-95. Para los análisis dinámicos de los edificios, las masas de entrepiso se ubicaron en el centro geométrico en planta del entrepiso. Para estimar los desplazamientos y elementos mecánicos, se combinó la respuesta modal conforme a la combinación cuadrática completa (CQC), y se tomó la contribución de todos los modos de vibrar (tres por piso).

Durante el análisis se consideraron los efectos P- Δ , producidos por las cargas gravitacionales, y se tomó en consideración la degradación de las zonas rígidas en un 25%. Se despreciaron tanto la degradación de la rigidez en vigas y columnas por efecto de agrietamiento así como la interacción suelo-estructura, ya que en la práctica profesional estos efectos suelen no tomarse en cuenta. Para el cálculo de la rigidez de la viga, se despreció el efecto de la losa; esto es, se consideraron a las vigas como elementos rectangulares.

Los resultados de los análisis estáticos mostraron que la rigidez lateral del edificio esta en el límite de lo aceptable, ya que las distorsiones de entrepiso no rebasan la distorsión permisible de diseño que es de 0.006.

En la tabla 1.6 se resumen los tres primeros periodos de vibrar de los edificios obtenidos. Se puede notar que, conforme a lo que se espera de acuerdo a la configuración estructural utilizada, los dos primeros modos de los edificios (T_1 y T_2 , correspondientes a las dos direcciones de traslación principales) exhiben el mismo periodo. El modo fundamental de rotación (T_3) esta sensiblemente desacoplado con respecto a los modos traslacionales.

Periodo	E4PCR	E12PCR	E20PCR
T_1	0.605	0.981	1.324
T_2	0.605	0.981	1.324
T_3	0.458	0.704	0.826

En este estudio se decidió diseñar dos marcos en cada edificio: uno interno y otro externo. En resumen, todos los marcos internos de un edificio tienen exactamente el mismo armado, lo que igualmente ocurre en el caso de los marcos externos.

El diseño final de las vigas se basó en los requerimientos de resistencia por flexión estipulados en la sección 2.1.2 de las NTCC-95. El acero positivo se diseñó considerando la viga como un elemento rectangular. En ambos casos se despreció la contribución del acero en compresión. Los elementos mecánicos de diseño se obtuvieron a partir de las condiciones críticas más desfavorables obtenidas a partir de la combinación de las cargas gravitacionales y sísmicas. El detallado del acero longitudinal y transversal de los elementos estructurales se hizo conforme a los requerimientos que para un Q de 4 ofrece la sección 5 de las NTCC-95 para marcos dúctiles de concreto reforzado. Todos los armados y detalles de cada modelo se pueden apreciar en Rangel (2004).

1.5.3.1 Análisis no lineales

Para estimar las características mecánicas globales y la respuesta sísmica de los edificios considerados en este estudio, se realizaron análisis no lineales tipo pushover (análisis estático ante carga lateral monótona creciente) y paso a paso con el programa DRAIN-2DX. Para el análisis tipo pushover, la distribución de fuerzas laterales en altura en cada edificio fue proporcional a la obtenida a partir de su análisis dinámico espectral. Los análisis paso a paso se hicieron considerando una familia de acelerogramas obtenidas de la Base Mexicana de Sismos Fuertes (2000), estos movimientos se registraron desde 1985 en la zona del lago de la Ciudad de México.

El modelo de los edificios consideró el comportamiento no lineal de los elementos estructurales a nivel local. Por tanto, se estableció el diagrama momento-curvatura, para cada uno de los elementos estructurales. Para este fin se consideraron expresiones analíticas para modelar el diagrama esfuerzo-deformación de los materiales estructurales: concreto confinado y sin confinar (modelo de Kent y Park). En cuanto al acero, se utilizaron las propiedades establecidas por Rodríguez y Botero (1997). A partir de una idealización bilineal del diagrama momento-curvatura, que incluyó la definición de la curvatura de fluencia y de la curvatura última, se definieron las características mecánicas de los elementos de concreto reforzado. Para estimar la capacidad rotacional de los elementos estructurales, se consideró una longitud de articulación plástica igual a la mitad del peralte de la viga. En el caso de las vigas, se tomó la aportación de la losa a su resistencia, rigidez y capacidad de deformación.

Los apoyos de los edificios se modelaron como empotramientos perfectos. La mayor limitación en cuanto al modelado de los edificios, fue considerar un comportamiento elastoplástico para los elementos estructurales, ya que se ignoraron algunos aspectos importantes del comportamiento del concreto reforzado (como el adelgazamiento del ciclo histerético). El amortiguamiento de las construcciones se definió a partir de una matriz de Rayleigh para que los dos primeros modos tuvieran 5% del amortiguamiento crítico.

Resulta interesante comparar los periodos fundamentales de vibración utilizados durante el diseño de los edificios mostrados en la tabla 1.6, con los obtenidos con el análisis no lineal para los modelos de los edificios. Cabe mencionar, que los modelos de análisis no lineal consideran el agrietamiento de los elementos estructurales. En la tabla 1.7 se resumen y comparan los periodos derivados a partir de ambos análisis.

Tabla 1.7 Comparación de los periodos fundamentales de vibración T (seg)			
Edificio	ETABS	DRAIN con losa.	% Diferencia.
E4PCR	0.605	0.829	37
E12PCR	0.981	1.442	47
E20PCR	1.324	1.799	36

El conteo de los ciclos (incursiones plásticas) se hizo para las vigas ubicadas en el piso crítico de los edificios. Este piso se determinó durante los análisis tipo pushover, y se definió como el primer piso que fallaba durante estos análisis (se consideró que la falla de un piso se da cuando se ha agotado la capacidad rotacional de al menos 30% de todas las posibles articulaciones plásticas). La figura 1.17 muestra los mecanismos plásticos desarrollados por los edificios, y la ubicación de los pisos críticos.

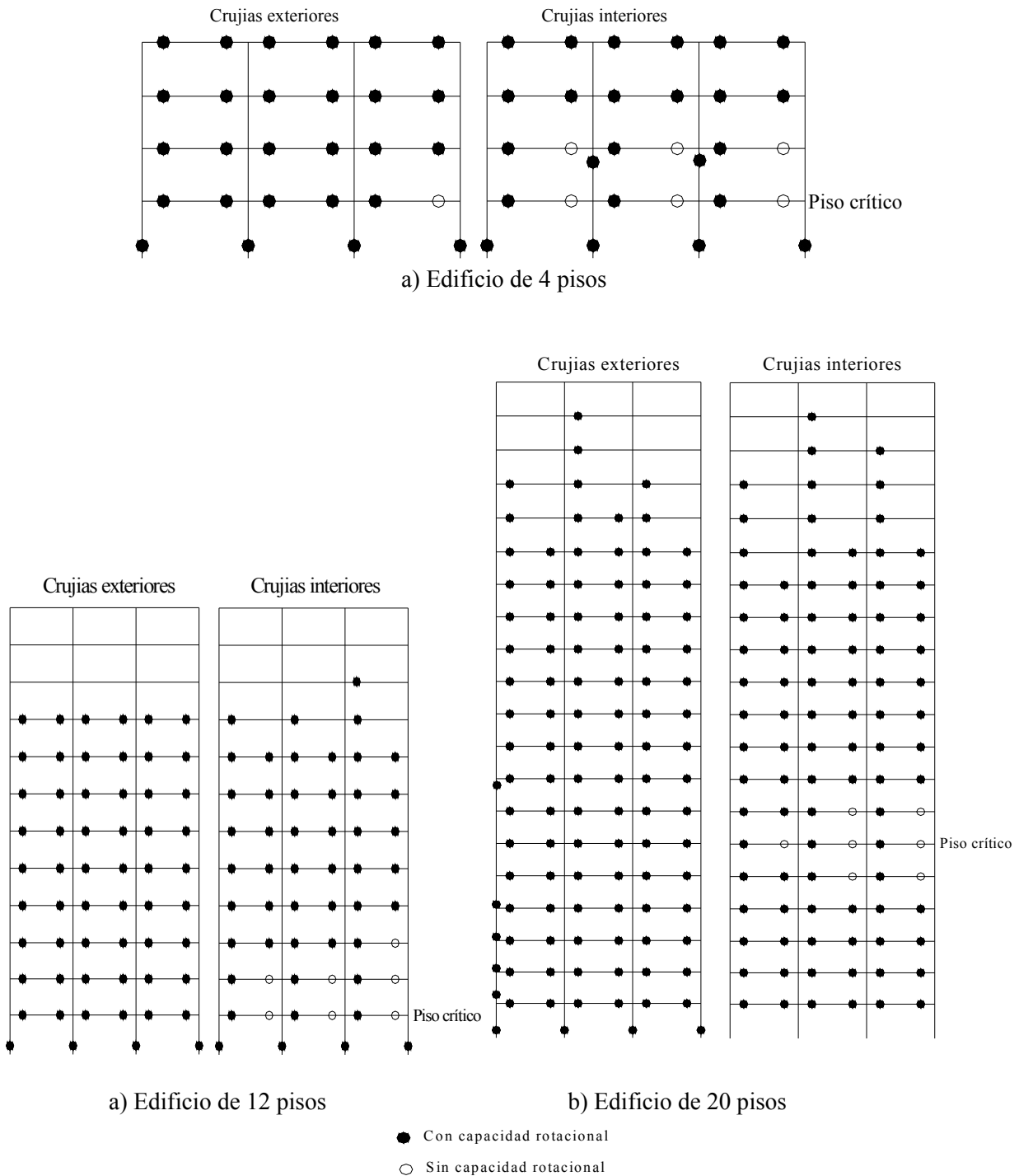


Figura 1.17 Mecánicas plásticas y pisos críticos en los edificios

En Rangel (2004) se muestran las figuras donde se resumen las distribuciones de ciclos para los tres edificios cuando se desarrollan demandas de ductilidad global máxima de 2, 4 y 6. Estas figuras también muestran el promedio del número de incursiones plásticas en las vigas del piso crítico; éstas tienden a ser similares en todas las vigas del piso crítico, lo que implica que el daño estructural se distribuye de manera más o menos uniforme en todo este piso.

Después de estos análisis, Rangel (2004) concluyó que, conocer la manera en que una estructura disipa la energía plástica demandada por sismos de gran intensidad, aporta a los diseñadores información instrumental para la evaluación del daño inducido por sismo. La práctica profesional de la ingeniería puede verse beneficiada por el desarrollo de modelos simples (tal como el índice de Park y Ang) para estimar daño estructural. El uso de estos modelos dentro de metodologías relativamente simples podrá sustentarse en el entendimiento de la manera en que las estructuras disipan su energía plástica, sobre todo en el hecho de que en un porcentaje muy elevado de casos de interés práctico, la manera en que se disipa la energía no influye en la cuantificación del daño.

1.5.3.2 Efecto de la losa en la respuesta global de la estructura

Para establecer los diagramas momento-curvatura, se consideró el momento de inercia agrietado (I_{agr}) para el intervalo de comportamiento elástico, y es igual al promedio de sus momentos de inercia agrietados a flexión positiva y negativa. Se formularon dos modelos de análisis para cada edificio, uno que tuviera en cuenta la presencia de la losa en las propiedades estructurales de las vigas, y un segundo que ignorara la contribución de la losa a dichas propiedades. La base de las columnas de la planta baja se consideró perfectamente empotrada. Dadas las limitaciones del programa DRAIN-2DX, se consideró que la rigidez de los elementos estructurales permanece constante durante los análisis estructurales. Cabe mencionar que la rigidez de las columnas de concreto reforzado varía de manera importante en función de la carga axial a la cual se somete. Se puntualiza que, posiblemente la mayor limitante en el modelado radique en el hecho de considerar comportamiento elastoplástico perfecto para los elementos estructurales del marco. De esta manera, se ignoraron algunos aspectos importantes del comportamiento de los elementos dúctiles de concreto reforzado, tal como la degradación de rigidez y el adelgazamiento del ciclo histéretico.

Con la información de la Tabla 1.8, es posible comentar el efecto de la losa en el periodo fundamental de vibración de los edificios (T) y, en consecuencia, en su rigidez lateral (R). Para interpretar los resultados mostrados, es necesario considerar que el periodo es inversamente proporcional a la rigidez cuadrada de la rigidez lateral. La última columna de la Tabla 1.4 muestra el cociente de la rigidez lateral de los edificios, el subíndice CL denota edificios modelados con losa y el SL, modelos sin losa.

En la penúltima columna de la Tabla 1.8 se muestran los porcentajes de decremento de los periodos al considerar la participación de la losa en la rigidez lateral de los edificios. La contribución de la losa al periodo fundamental es cada vez menor en los edificios de mayor número de pisos, esto se debe a que en los edificios más altos los elementos estructurales tienden a ser más robustos, resultando en que un mayor porcentaje de la rigidez de la estructura sea aportada por la zona rectangular de la viga.

Tabla 1.8 Efecto de la losa en la rigidez lateral de los edificios				
Edificio	T_{CL} (seg)	T_{SL} (seg)	T_{CL}/T_{SL}	R_{CL}/R_{SL}
E4PCR	0.829	0.913	0.91	1.21
E12PCR	1.442	1.506	0.96	1.09
E20PCR	1.799	1.838	0.98	1.04

En el ámbito local, la losa no afecta en la misma proporción la rigidez lateral de las vigas en los diferentes pisos. Mientras la losa es igual en todos los entrepisos, las dimensiones de las vigas y su armado longitudinal tienden a reducirse conforme se avanza de los pisos inferiores a los pisos superiores. Por tanto, el impacto de la losa en la rigidez de las vigas tiende a ser más importante en los pisos superiores. La figura 1.18 muestra claramente como la losa tiene un mayor impacto en la rigidez de las vigas en los edificios. La notación es la siguiente: I_{agr} denota el momento de inercia agrietado de una viga. La relación I_{CL}/I_{SL} corresponde al cociente de los momentos de inercia correspondientes a las vigas con losa y sin losa respectivamente.

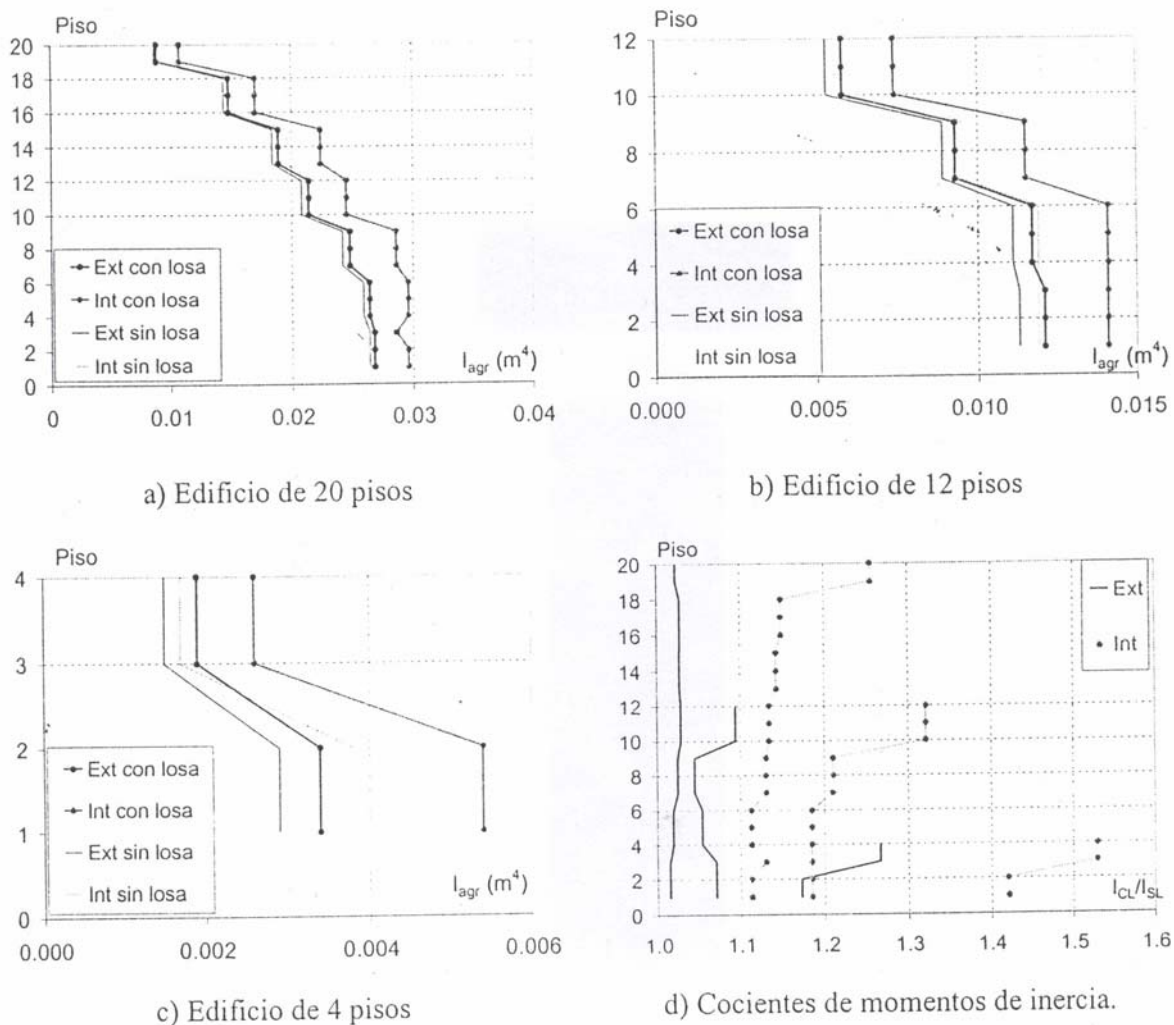


Figura 1.18 Momentos de Inercia agrietada (I_{agr}), tomado de Rangel (2004)

La losa de entrepiso también afecta la resistencia lateral de los edificios. En un nivel local, la losa influye directamente en los momentos de fluencia de las vigas, principalmente en los negativos (M_y^-). En contraste, el efecto de la losa no suele ser muy importante en los momentos positivos (M_y^+). La figura 1.19 muestra la participación de la losa en la resistencia de las vigas de los edificios. Un aspecto sobresaliente es el hecho de que para edificios pequeños existe una diferencia significativa entre momentos negativos y positivos, y que esta diferencia disminuye considerablemente conforme aumenta el número de pisos.

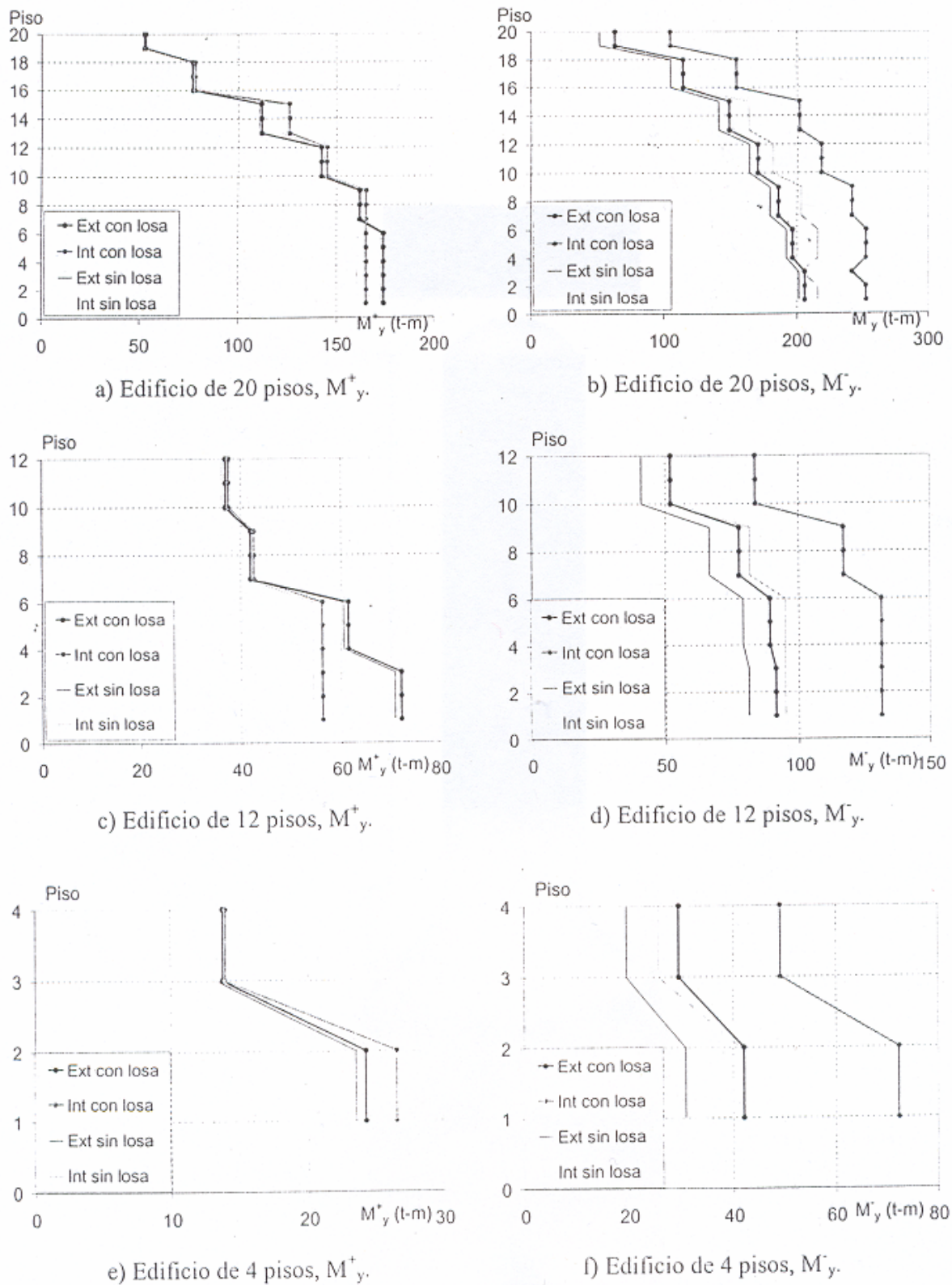


Figura 1.19 Distribución de Resistencia (M_y) de los edificios (Rangel, 2004)

La tabla 1.9 resume el efecto de la losa en la capacidad última de deformación de los edificios. Esta capacidad se caracteriza por medio del desplazamiento último de azotea (δ_u), y la ductilidad última global (μ_u), definida como δ_u/δ_y (donde δ_y es el desplazamiento de fluencia de azotea). La presencia de la losa resulta en reducciones que van desde el 29% de δ_u para el edificio de cuatro pisos hasta 9% del mismo para el edificio de 20 pisos. Como es el caso de la rigidez y resistencia laterales, la influencia de la losa en la capacidad última de deformación de un edificio disminuye conforme crece su número de pisos.

Edificio	Modelo con losa			Modelo sin losa			$\delta_{Ucl} / \delta_{uSL}$
	δ_{yCL}	δ_{uCL}	μ_{uCL}	δ_{ySL}	δ_{uSL}	μ_{uSL}	
E4PCR	7	27	3.9	7	38	5.4	0.71
E12PCR	14	55	3.9	14	69	4.9	0.80
E20PCR	25	126	5.0	25	139	5.6	0.91

Rangel (2004) concluye que, en cuanto se toma en cuenta la contribución de la losa, puede notarse que existe una marcada tendencia a que exista una mayor concentración de deformación lateral y distorsión de entrepiso en los pisos inferiores de los edificios. Esta tendencia es de mayor importancia en el edificio de cuatro niveles, y llega a ser muy poco notoria para el edificio de 20 pisos. También puede notarse, el efecto de la losa es casi imperceptible en los tres edificios mientras estos se encuentran en su intervalo elástico de comportamiento. Una vez que los edificios incurren en comportamiento plástico, el efecto de la losa se vuelve notorio. Puede concluirse a partir de esto, el efecto de la losa en la distribución de deformación lateral en altura se da a partir de la resistencia extra no uniforme en altura que aporta a las vigas, y no a partir de la rigidez extra que aporta a las mismas.

En lo que respecta a las distorsiones, se pudo notar que la demanda de distorsión de entrepiso en los pisos superiores para un desplazamiento de azotea dado, disminuye cuando se considera la presencia. Lo contrario ocurre con las demandas de distorsión en los pisos inferiores. Puede concluirse que la losa protege más a los pisos superiores (que no lo necesitan) que a los pisos inferiores (que si lo requieren).

En cuanto al mecanismo plástico que desarrollan los edificios, la presencia de la losa tiene un impacto relativamente pequeño en cuanto a la secuencia de deformación de las articulaciones plásticas y del mecanismo plástico que los edificios exhiben en el momento de alcanzar su deformación última. Si acaso, y como consecuencia de la mayor aportación de la losa a las características mecánicas de los pisos superiores en los modelos considerando la losa tiende a exhibir menos articulaciones plásticas que en los modelos que no la consideran.

Los resultados presentados en Rangel (2004), permiten identificar varios aspectos relevantes del efecto de la losa en el desempeño estructural de marcos dúctiles. En general, puede concluirse que la presencia de la losa tiende a resultar en un mejor desempeño estructural, ya que los efectos benéficos derivados de incrementos en la resistencia y rigidez lateral de los edificios tienden a ser mayores que los efectos perjudiciales derivados de una reducción en su capacidad de deformación lateral y la tendencia a que se concentre en mayor grado el daño estructural en los pisos inferiores.

1.5.3.3 Desempeño sísmico

1.5.3.3.1 Desempeño no estructural

Para evaluar el desempeño no estructural y estructural de los edificios, se consideró usar los modelos de análisis no lineales descritos anteriormente. En particular, se decidió utilizar los modelos que consideran la contribución de la losa de entrepiso.

Dada la regularidad de su sistema estructural en altura, los desplazamientos de entrepiso son más o menos uniformes a todo lo alto de los edificios. Los desplazamientos negativos y positivos que se obtuvieron para los tres edificios son similares lo que lleva a concluir que en lo esencial, los tres edificios han permanecido en su intervalo elástico de comportamiento durante la excitación sísmica de servicio. También se observó que la demanda de desplazamiento lateral de azotea en los edificios se incrementa conforme aumenta su periodo fundamental de vibración. En lo que respecta a las distorsiones de entrepiso los valores máximos oscilan entre 0.008 y 0.0023, los cuales son menores que el valor de 0.003 establecido como el valor límite asociado a un desempeño no estructural adecuado.

En cuanto a las demandas máximas de desplazamiento lateral para el límite de seguridad, se observó que las demandas máximas de desplazamiento tanto positivas como negativas, dejan de tener valores similares, lo que indica que los edificios exhiben deformaciones permanentes debido a su ingreso al intervalo plástico de comportamiento. Además, se observó que una vez que los edificios exhiben comportamiento plástico, hay una notoria tendencia a que su deformación lateral se concentre en sus pisos inferiores. En cuanto a las máximas distorsiones en ningún caso se rebasa el valor de 0.015, límite fijado en este trabajo como el máximo permisible para un desempeño estructural satisfactorio. Desde un punto de vista de desempeño no estructural, los edificios estudiados exhiben un comportamiento no estructural satisfactorio.

1.5.3.3.2 Desempeño estructural

En cuanto al estado límite de servicio, se observó que bajo la excitación sísmica considerada en este estudio, los elementos estructurales de los tres edificios permanecen elásticos, por lo que se puede decir que, el desempeño estructural de los tres edificios resulta satisfactorio para el estado límite de servicio.

En la tabla 1.10 se muestran los resultados obtenidos para el estado límite de seguridad. A pesar de que las demandas máximas de distorsión observadas no son excesivas, el uso del índice de Park y Ang resulta en niveles excesivos de daño estructural. Se puede notar en la tabla 1.10 que los pisos inferiores de los edificios son los que tienden a acumular el daño sísmico.

Pudo observarse que mientras la demanda máxima de rotación es relativamente pequeña en los tres edificios, las demandas acumuladas de rotación exhiben valores altísimos para los edificios de 12 y 20 pisos. Este hecho, que es consistente con las tendencias que exhiben los espectros utilizados de energía plástica normalizada, indica que el nivel tan alto de daño estructural observado en las vigas de los edificios es producto de la severidad de las demandas acumuladas de deformación plástica. En el caso del edificio de 20 niveles, la rotación máxima es de 0.0111 y la rotación plástica acumulada de 0.1560, esto es, 14 veces mayor. Puede concluirse que la larga duración y lo angosto del contenido de frecuencias de las excitaciones sísmicas generadas en la zona del lago de la Ciudad de México, resultan en que se demande de un número muy elevado de incursiones en el intervalo plástico de las vigas de los edificios de 12 y 20 pisos, lo que las lleva a un desempeño estructural insatisfactorio.

Tabla 1.10 Índice de daño asociado en los edificios			
Piso	E4PCR	E12PCR	E20PCR
1	0.0030	1.2464	0.4471
2	0.0027	1.2389	0.7660
3	0.0000	0.9806	0.9254
4	0.0000	0.6339	0.9401
5		0.3267	0.8371
6		0.1441	0.6757
7		0.0859	0.4874
8		0.0528	0.3108
9		0.0323	0.2074
10		0.0000	0.2119
11		0.0000	0.2075
12		0.0000	0.1958
13			0.2566
14			0.1527
15			0.0724
16			0.0959
17			0.0522
18			0.0178
19			0.0034
20			0.0000
Máximo	0.0030	1.2464	0.9401

Vale la pena destacar que aunque el edificio de 20 pisos tiene un periodo que se acerca más al periodo fundamental de vibración de la excitación sísmica de seguridad, el edificio de 12 pisos exhibe un mayor daño estructural. Al respecto, es importante decir que el edificio de 20 pisos, fue diseñado para un mayor nivel de fuerzas laterales, ya que según los requerimientos de las NTCS, es irregular desde un punto de vista estructural.

1.5.3.4 Conclusiones y recomendaciones

Después de los resultados obtenidos durante el desarrollo de este estudio, Rangel pudo concluir lo siguiente:

- 1) Las vigas de marcos dúctiles de concreto reforzado disipan la energía plástica de una manera bien definida. En particular, esta forma puede caracterizarse por la presencia de una gran cantidad de ciclos de pequeña amplitud durante la excitación sísmica. Los ciclos que sufre la estructura durante la excitación decrecen conforme crece su amplitud.
- 2) El número de incursiones plásticas en las vigas aumenta conforme se incrementa la demanda de ductilidad de la estructura.
- 3) El número de incursiones plásticas en las vigas se incrementa de manera importante conforme el periodo del edificio se aproxima al periodo dominante de la excitación sísmica. Bajo estas circunstancias, el diseño de la estructura requiere de un suministro adecuado de la resistencia para controlar la amplitud y número de ciclos de comportamiento plástico.

- 4) La presencia de la losa en un marco dúctil resulta en: a) un incremento de la resistencia y rigidez laterales, y como consecuencia, en un mejor control de las demandas máxima y acumulada de deformación plástica en las vigas de un edificio y; b) un decremento en la capacidad de deformación local y global de un edificio y, por tanto, en su habilidad de acomodar deformaciones plásticas. Puede decirse entonces que la presencia de la losa da lugar a edificios con menos capacidad de deformación que deben de acomodar menores demandas de deformación.
- 5) La presencia de la losa tiende a resultar en un mejor desempeño sísmico de marcos dúctiles, ya que los efectos benéficos derivados de los incrementos en la resistencia y rigidez lateral de los edificios, tienden a ser mayores que los efectos perjudiciales derivados de una reducción en la capacidad de deformación lateral de un marco dúctil, y de la concentración de daño estructural en sus pisos inferiores.
- 6) El efecto de la losa en las características mecánicas y desempeño sísmico de un edificio depende de manera importante en las dimensiones y armado de sus vigas. En particular, dicho efecto es muy importante en estructuras con vigas pequeñas que exhiben armado ligero, y tiende a ser poco importante en el caso de estructuras con vigas robustas y armado importante. De manera indirecta, puede decirse que la importancia de la losa tiende a crecer conforme el cortante basal resistente de una estructura decrece. Conforme a esto, se sugiere considerar la contribución de la losa durante la estimación de las características mecánicas y el desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado de baja y mediana altura.
- 7) Atendiendo a las máximas demandas de distorsión de entrepiso, puede concluirse que los marcos dúctiles exhiben un comportamiento no estructural adecuado durante excitaciones sísmicas correspondientes a los estados límite de servicio y de seguridad.
- 8) Atendiendo a las máximas demandas de resistencia en los elementos estructurales de los edificios, puede concluirse que los marcos dúctiles exhiben un comportamiento estructural adecuado durante excitaciones sísmicas correspondientes al estado límite de servicio.
- 9) Atendiendo a las demandas máxima y acumulada de rotación plástica que exhiben los elementos estructurales de los edificios, puede concluirse que el marco dúctil con periodo pequeño exhibe un comportamiento estructural adecuado durante excitaciones sísmicas correspondientes al estado límite de seguridad.
- 10) Atendiendo a las demandas máxima y acumulada de rotación plástica que exhiben los elementos estructurales de los edificios, puede concluirse que los marcos dúctiles con periodo cercano al periodo dominante de la excitación exhiben un comportamiento estructural inadecuado durante excitaciones sísmicas correspondientes al estado límite de seguridad.
- 11) Con base en las grandes diferencias observadas en el desempeño estructural y no estructural de los tres edificios, puede decirse que convendría modificar los espectros de diseño contemplados por las NTCS. Esta modificación sería en el sentido de que dichos espectros reflejaran de manera más adecuada las particularidades del sitio de la construcción (nivel de movimiento, contenido de frecuencias y duración de las excitaciones sísmicas esperadas). De esta manera, sería posible evitar el sobrediseño de estructuras con periodo corto, y evitar que el diseño de las estructuras con periodo similar al del terreno estuviera ligeramente del lado de la inseguridad.

- 12) Muchos investigadores han establecido que no basta controlar las distorsiones de entrepiso para asegurar un buen desempeño estructural. Los resultados presentados en este estudio muestran que las demandas acumuladas de rotación plástica en las vigas de un marco dúctil crecen significativamente conforme el periodo del edificio se acerca al periodo dominante de la excitación sísmica. Un diseño sísmico confiable bajo estas circunstancias sólo es posible si se incrementa, con respecto a lo que actualmente establecen las NTCS, el cortante basal resistente de marcos dúctiles con periodo cercano al periodo del terreno.
- 13) Finalmente, los resultados de este estudio sugieren que es conveniente actualizar los lineamientos del RCDF y sus NTC, para que vayan más de la mano con los estados de la práctica en otros países y con el estado del arte en el diseño sísmico. Se requiere establecer procedimientos para lograr mejores concepciones estructurales de las estructuras, y el manejo más transparente de conceptos como: ductilidad, rotación plástica, desplazamientos, resistencia, sobrerresistencia, fatiga de bajo número de ciclos, etc.

1.6 Comentarios finales

Los estudios resumidos con anterioridad presentan información muy relevante y de gran interés para la elaboración del presente estudio, cabe destacar puntos como el concluido por Rangel (2004): la presencia de la losa tiende a proporcionar un mejor desempeño sísmico a los marcos dúctiles, ya que los efectos benéficos derivados de los incrementos en la resistencia y rigidez lateral de los edificios, tienden a ser mayores que los efectos perjudiciales derivados de una reducción en la capacidad de deformación lateral de un marco dúctil, y de la concentración de daño estructural en sus pisos inferiores. Luaces (1995) y Rangel (2004) coinciden en lo siguiente: en un nivel local, la losa influye directamente en los momentos de fluencia de las vigas, principalmente en los negativos (M_y^-). En contraste, el efecto de la losa no suele ser muy importante en los momentos positivos (M_y^+).

Un aspecto que es resultado de gran interés es al que llega Luna (1999) después de los análisis realizados en su estudio considerando sobrerresistencias indicando 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.

Por lo anterior podemos concluir que el diseñar edificios considerando las más posibles fuentes de sobrerresistencia así como utilizar criterios de diseño y procedimientos analíticos adecuados y respetando las especificaciones del reglamento adoptado para el diseño, nos llevará a poder estimar de una manera más real el comportamiento de las estructuras, y por lo tanto, poder obtener diseños más eficientes y confiables, que puedan dar como resultado estructuras óptimas y seguras.

Capítulo 2

Principales modificaciones de las NTCC-04 con las NTCC-01 y con NTCC-95

2.1 Introducción

Es importante que los reglamentos de construcción se actualicen de manera continua, por la conveniencia de incorporar los avances realizados a nivel internacional sobre el diseño de estructuras, en particular, los nuevos enfoques que se han estado proponiendo en la normativa reciente tendientes a hacer más explícitos los objetivos del diseño de estructuras de concreto 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. En 1999 al comité de Normas del Gobierno del Distrito Federal se le solicitó una revisión y por lo tanto una actualización de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal dentro de las cuales se encuentran las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-96). Fue así que en el 2001 después del trabajo en conjunto de comités formados por grupos de especialistas en la materia y revisados por personas e instituciones interesadas, como los representantes de los constructores, de los productores de materiales de construcción, de los asociaciones de profesionales, de los centros de investigación, y de las autoridades competentes, se presentó una primera propuesta, la cual ya presentaba cambios significativos con respecto a las Normas Técnicas Complementarias vigentes desde 1996. Pero no fue sino hasta Octubre del 2004 que se emitieron y aprobaron las Normas Técnicas Complementarias que actualmente tenemos en vigencia.

En este capítulo se realiza un análisis y comparación de las NTCC-96, NTCC-2001 (propuesta) y las NTCC-2004, donde se hace hincapié en los cambios más importantes entre las tres distintas versiones. Primero se analizan las Normas para cualquier estructura de concreto reforzado en general y posteriormente se trata el apartado de marcos dúctiles de concreto reforzado.

Una de las diferencias a simple vista de estas tres normas, es que en las NTCC-96 existían solo once capítulos y que ahora tanto en las NTCC-2001 (propuesta), como en las NTCC-2004 se agregaron dos capítulos más que son un capítulo destinado al diseño por durabilidad y otro que se enfoca al concreto de alta resistencia, además de que el capítulo tres de las NTCC-96 que se ocupaba de la revisión de los estados límite, se dividió en dos capítulos, uno es el de estados límite de falla y estados límite de servicio, tanto para las NTCC-2001 (propuesta) como para las NTCC-2004, dando así lugar a los catorce capítulos de las actuales normas en vigencia.

2.2 Consideraciones Generales

2.2.1 Alcance

En este apartado se puede observar que tanto en las NTCC-2001 (propuesta), como en las NTCC-2004 se dan requisitos complementarios para concreto ligero y de alta resistencia, a diferencia de las NTCC-96 que sólo presentan requisitos para concreto ligero.

2.2.2 Criterios de Diseño

En este apartado los requisitos estipulados en las tres normativas estudiadas, no cambian a diferencia del requisito de diseño por durabilidad que si se estipula en las NTCC-2001 (propuesta), así como en las

NTCC-2004, el cual se estipula que las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años, de acuerdo con los requisitos del capítulo 4.

2.2.3 Análisis

Las tres normativas coinciden en que las estructuras de concreto se analizaran, en general, con métodos que supongan comportamiento elástico. También se pueden aplicar análisis límite siempre y cuando se compruebe que la estructura tiene suficiente ductilidad y que se eviten fallas por inestabilidad.

La diferencia entre las NTCC-96 y las NTCC-2001 (propuesta), así como con las NTCC-2004, es que ahora para estas dos últimas ahora se tomara en cuenta el efecto del agrietamiento, y se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de vigas y muros agrietados se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta ($0.5 I_g$), y si las rigideces de columnas y muros no agrietadas se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto. Lo anterior se justifica debido a que, en elementos estructurales donde se espera ocurran articulaciones plásticas, aparecerán grietas para niveles de deformación altos debidos a una fuerte excitación sísmica.

2.2.4 Materiales

2.2.4.1 Concreto

Ahora tanto en las NTCC-2001 (propuesta), así como en las NTCC-2004, se establece el requisito de diseñar las estructuras por durabilidad requisito que no se solicitaba en las NTCC-96. Se ha dedicado en las NTCC-2001 (propuesta), así como en las NTCC-2004, un capítulo entero, el capítulo 4, para abordar este tema. En dicho 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. El periodo de vida útil de una estructura que consideran las NTCC-2001 (propuesta), así como las NTCC-2004 es de 50 años.

Con anterioridad, en la sección 1.4.1 de las NTCC-96, se daba la posibilidad 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 y se incluía tal justificación en la memoria de cálculo. Actualmente, en la sección 1.4.1 de las NTCC-2001 (propuesta), y en la sección 1.5.1 de las NTCC-2004, ya no se da esta posibilidad al corresponsable en seguridad estructural, lo que implica que este tipo de edificaciones se construya exclusivamente con concreto clase 1. Esto se debe a que, es muy difícil que el corresponsable en seguridad estructural demuestre que el comportamiento del concreto clase 2 es satisfactorio (Correa 2004). Asimismo, se ha observado que el uso de concretos de alta resistencia conlleva a un comportamiento favorable de las estructuras, lo que hace razonable la utilización del uso del concreto clase 1, a la vez que se limita el uso del concreto clase 2. Lo anterior se justifica por el hecho 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, en las cuales se desea lo menos posible la existencia de fallas estructurales.

Tanto en la sección 1.4.1.2 de las NTCC-2001 (propuesta), así como en la sección 1.5.1.2 de las NTCC-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 no se acotaba el límite inferior y solamente se mencionaba que un concreto clase 2 era aquel con resistencia a la compresión f'_c menor a 250 kg/cm^2 . En las NTCC-2004 se permite el uso de concreto clase 2 con resistencia especificada de 150 kg/cm^2 solo en muros de concreto reforzado de vivienda de interés social que garanticen los recubrimientos mínimos requeridos en 4.9.3

Anteriormente en la sección 1.4.1.b de las NTCC-96 sólo se indicaba que en la fabricación de dichos concretos se debería cumplir con los requisitos especificados en la NOM respectiva. En las secciones 1.4.1.1 de las NTCC-2001 (propuesta) y 1.5.1.1 de las NTCC-2004, se indica el peso específico que deben tener los agregados, así como el tipo de roca que se puede utilizar, para producir ambos tipos de concreto. Esta puntualización en cuanto a especificar dentro del cuerpo de las NTCC-2001 y las NTCC-2004 el tipo de roca a utilizar en 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 de un buen 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 (Correa, 2004).

En la sección 1.4.1.3 de las NTCC-2001 (propuesta) y en la sección 1.5.1.3 de las NTCC-2004, se observan 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, en las NTCC-96 se determinaba con las siguientes expresiones:

$$f_t^* = 1.2\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 1.} \quad (2.1)$$

$$f_t^* = 0.9\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 2.} \quad (2.2)$$

Ahora, en las NTCC-2001 (propuesta) y las NTCC-2004 las expresiones son:

$$f_t^* = 1.3\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 1.} \quad (2.3)$$

$$f_t^* = 1.0\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 2.} \quad (2.4)$$

En lo que respecta al cálculo del módulo de ruptura, las NTCC-96 adoptaban las siguientes expresiones:

$$f_f^* = 1.6\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 1.} \quad (2.5)$$

$$f_f^* = 1.1\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 2.} \quad (2.6)$$

Ahora, para las NTCC-2001 (propuesta) y las NTCC-2004 las expresiones son:

$$f_f^* = 1.7\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 1.} \quad (2.7)$$

$$f_f^* = 1.2\sqrt{f_c^*} \quad \text{Para concreto clase 2.} \quad (2.8)$$

De las expresiones anteriores tenemos:

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

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

f_f^* = módulo de ruptura o resistencia a tensión por flexión de diseño del concreto.

En la sección 1.5.1.4 de las NTCC-2004 referente al módulo de elasticidad se presenta una clasificación para los concretos clase 1 de acuerdo al tipo de agregado a utilizar en la elaboración del concreto, a diferencia de las NTCC-96 y las NTCC-2001 (propuesta) que sólo presenta la expresión a utilizar en el concreto clase 1, la clasificación y las expresiones de esta son las siguientes:

$$E = 14000\sqrt{f'_c} \quad \text{Para concretos con agregado grueso calizo, y} \quad (2.9)$$

$$E = 11000\sqrt{f'_c} \quad \text{Para concretos con agregado grueso basáltico} \quad (2.10)$$

Para el concreto clase 2 no hay ninguna modificación en las tres normativas analizadas, y la expresión para determinar el módulo de elasticidad sigue siendo la misma expresión:

$$E = 8000\sqrt{f'_c} \quad \text{Para concreto clase 2} \quad (2.11)$$

Este cambio tendrá como efecto poder determinar de manera más eficiente las propiedades de los elementos estructurales.

2.3 Hipótesis de diseño

Las normativas estudiadas basan la determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o flexocompresión en cinco hipótesis, de las cuales las cuatro primeras coinciden en las tres normativas y la quinta es diferente en las NTCC-2001 (propuesta) y las NTCC-2004 con respecto a las NTCC-96. A continuación se presentan dichas hipótesis:

1. La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
2. Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
3. El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
4. La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección (ϵ_{cu}) es igual a 0.003 (figura 2.1).
5. En lo referente a la distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, ahora en las NTCC-2001 (propuesta) así también como en las NTCC-2004, se considera la distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, con un valor uniforme f'_c igual a $0.85f_c^*$, y se hace variar la profundidad del bloque de compresión en función del valor de f'_c (ver variación en figura 2.2), es decir considera una profundidad del bloque de esfuerzos igual a β_{1c} , donde:

$$\beta_1 = 0.85; \quad \text{si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.12)$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400}; \quad \text{si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.13)$$

c = profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión.

Anteriormente en las NTCC-96, se consideraba una profundidad del eje neutro constante e igual a 0.8c, y se hacía variar la magnitud del esfuerzo uniforme en función de la resistencia de diseño del concreto. Dicho cambio es debido a que la expresión que proporcionaban las NTCC-96 para la determinación del esfuerzo uniforme en función de f_c^* para concretos en que $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$ describe una curva en la que, para valores altos de f_c^* y por lo tanto valores altos de f_c , el esfuerzo uniforme tiende a disminuir lo cual no es lógico, esto es, con la expresión 2.12 el esfuerzo uniforme aumentaba a medida que lo hacía f_c^* , pero llegaba a un máximo y comenzaba a bajar. Como no era teóricamente posible que un concreto de mayor resistencia tuviera un esfuerzo uniforme menor se buscó corregir esta deficiencia con este cambio (Correa, 2004). En la figura 2.1 se hace una comparación de cómo variaba el esfuerzo para las NTCC-96 y como varía para las NTCC-2001 (propuesta) y NTCC-2004

Expresión proporcionada por las NTCC-96 para determinar el esfuerzo uniforme en función de f_c^* para valores que excedan los 250 kg/cm²:

$$f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^* \quad (2.14)$$

donde:

f_c'' = esfuerzo uniforme de compresión en el concreto.

f_c^* = resistencia a compresión de diseño.

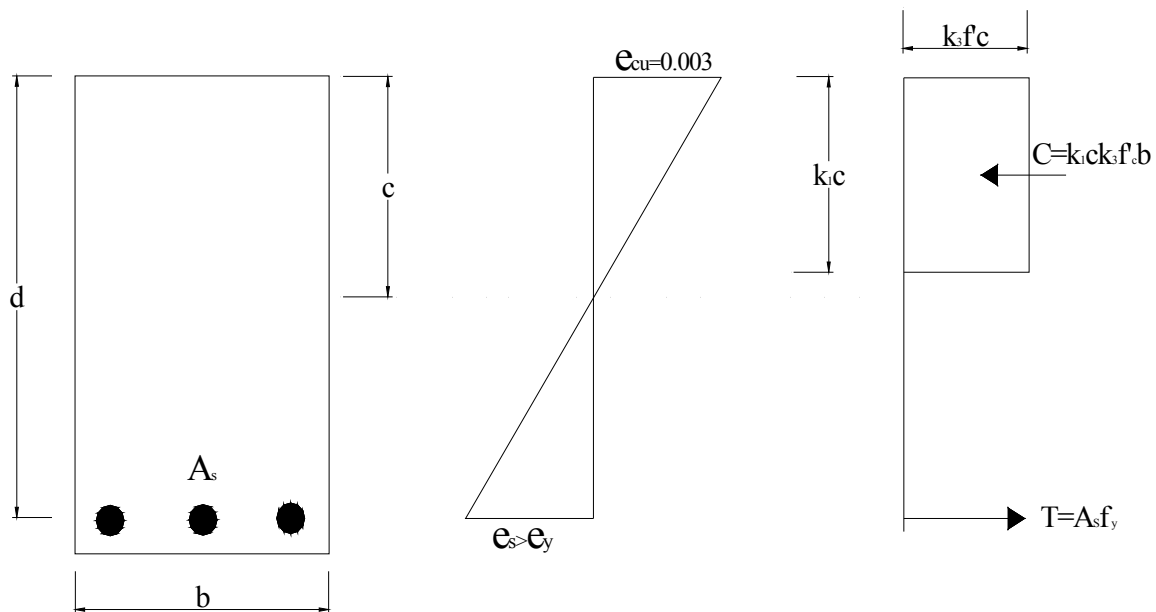


Figura 2.1 Hipótesis sobre la distribución de esfuerzos y deformaciones

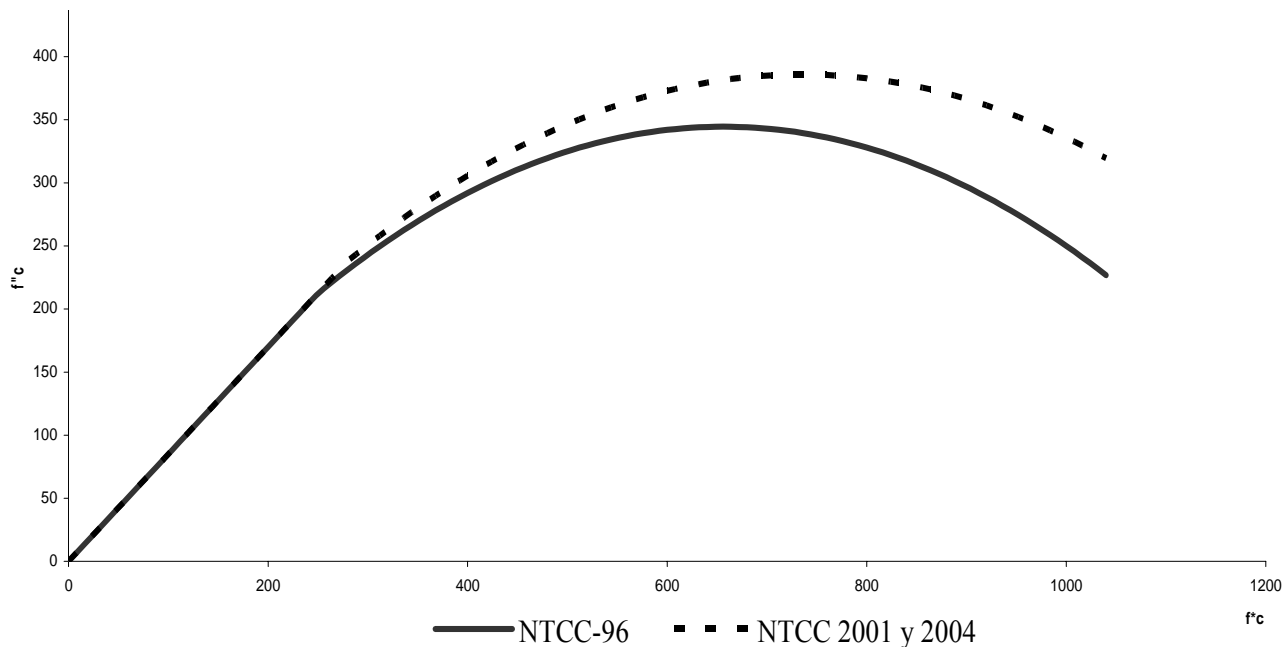


Figura 2.2 Comparación de la variación del esfuerzo uniforme f'_c con respecto a la resistencia a compresión de diseño f^*_c , entre las NTCC-96 y las NTCC-2001 (propuesta) - NTCC-2004.

En la figura 2.1 se aprecian los parámetros que definen las propiedades del bloque rectangular equivalente de esfuerzos a compresión para las NTCC-96, las NTCC-2001 (propuesta) y las NTCC-2004. En la tabla 2.1 se puede observar una comparación de estos.

Tabla 2.1 Comparación de las especificaciones para el bloque de esfuerzos			
	NTCC-96	NTCC-2001 (propuesta)	NTCC-2004
k_1	0.8	0.85 si $f^*_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ $(1.05 - \frac{0.8f^*_c}{1400})$ si $f^*_c > 280 \text{ kg/cm}^2$	0.85 si $f^*_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ $(1.05 - \frac{0.8f^*_c}{1400})$ si $0.8 f^*_c > 280 \text{ kg/cm}^2$
k_3	0.68 si $f^*_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ $(1.05 - \frac{0.8f^*_c}{1250})0.8$ si $f^*_c > 250 \text{ kg/cm}^2$	0.68	0.68

En las figura 2.3 se muestra la comparación de los parámetros k_1 y k_3 que definen las propiedades del bloque equivalente de esfuerzos a compresión.

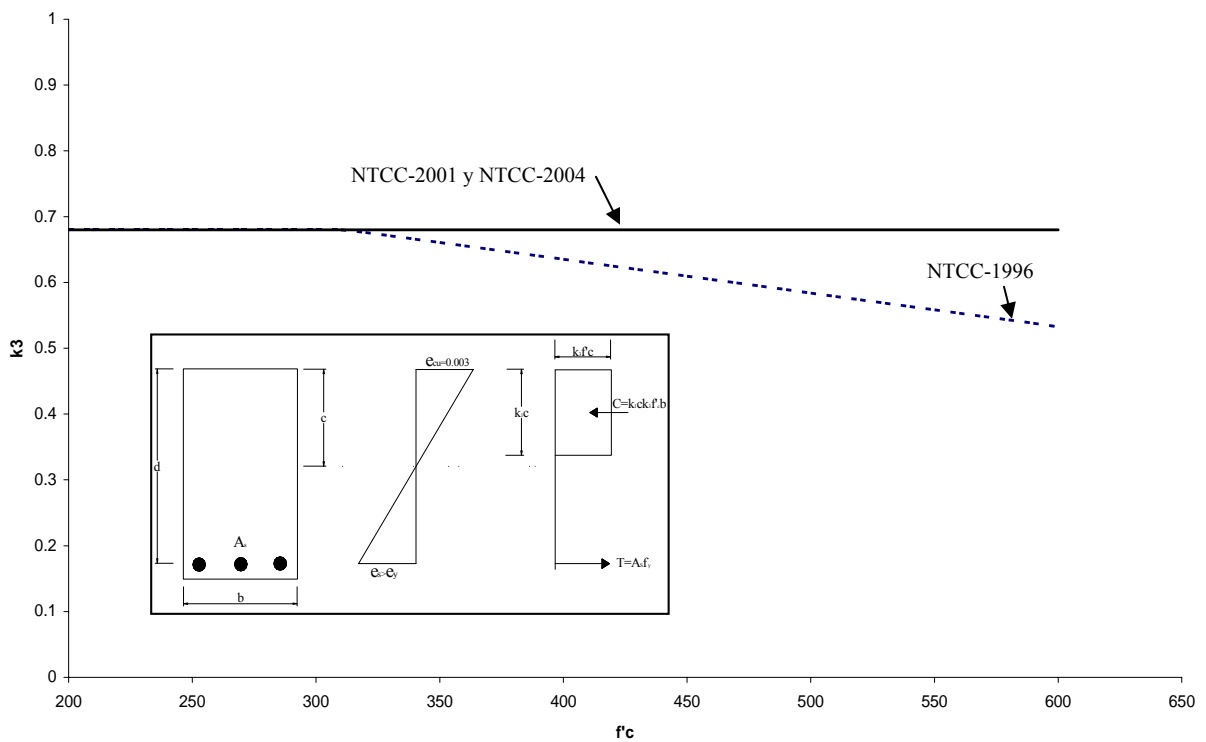
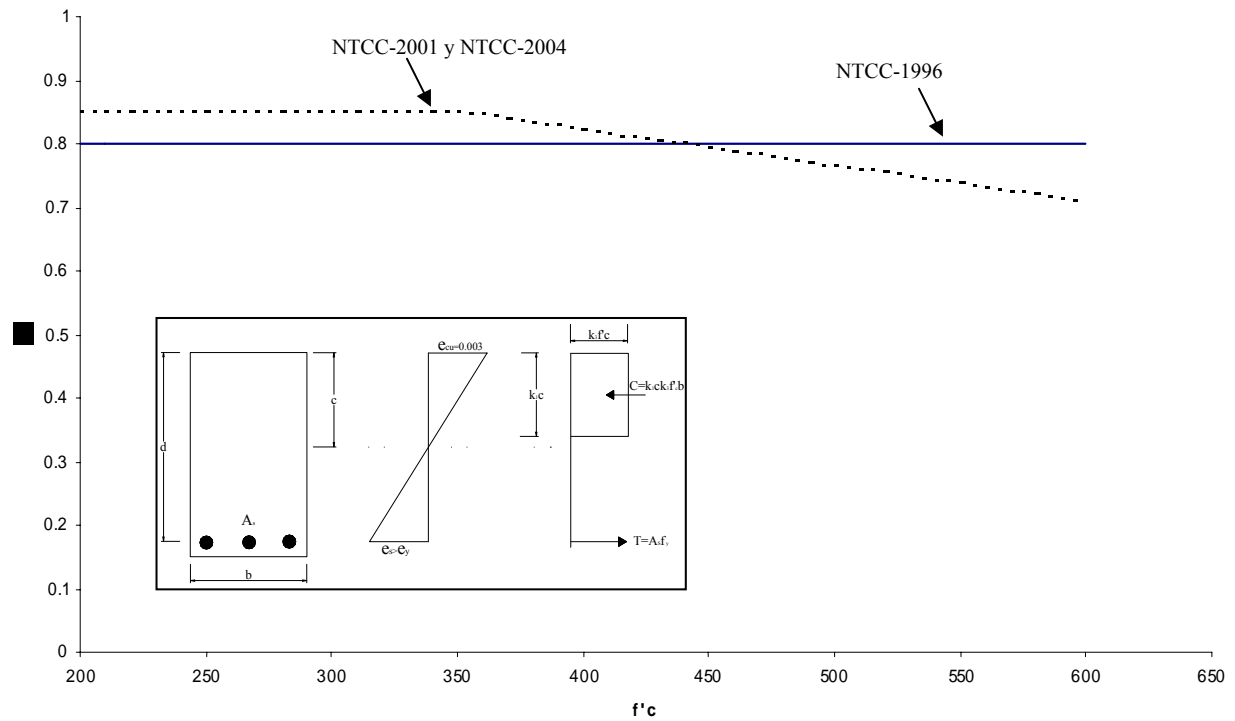


Figura 2.3 Comparación de los parámetros k_1 y k_3 que definen las propiedades del bloque rectangular equivalente de esfuerzos a compresión.

2.4 Miembros a flexión

Debido al cambio que sufrieron las suposiciones de diseño, en cuanto a evaluar el bloque equivalente de esfuerzos del concreto, la expresión que se tenía para el cálculo de la cuantía de refuerzo asociada a la falla balanceada en las NTCC-96 sufrió un ajuste. Anteriormente se tenía:

$$\rho_b = \frac{f''_c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} \quad (2.15)$$

donde:

ρ_b = relación balanceada.
 f''_c = esfuerzo uniforme, $f''_c = 0.85f^*_c$.
 f_y = esfuerzo de fluencia del acero.

Ahora la relación de la falla balanceada para las NTCC-2001 (propuesta) y las NTCC-2004 está dada por la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{f''_c}{f_y} \cdot \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} \quad (2.16)$$

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 equivalente.

Las expresiones anteriores 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. Partiendo de este estado de deformaciones se plantea el estado de esfuerzos. La diferencia entre las dos expresiones se encuentra precisamente en las hipótesis para determinar el bloque equivalente de esfuerzos.

Con la finalidad 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-2001 (propuesta) y las NTCC-2004 se especifica que el refuerzo máximo para miembros de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90 por ciento del correspondiente a la falla balanceada. Anteriormente, en la sección 2.1.2.b de las NTCC-96 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.

2.5 Fuerza Cortante

En las NTCC-96 se estipulaba que para determinar la fuerza cortante que toma el concreto (V_{CR}), se solicitaba cumplir con dos requisitos para poder emplear las expresiones que proporcionan dichas normas. El primero de estos solicita que la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no fuera mayor a 700 mm. El segundo requiere que la relación h/b no excediera de 6. Por cada uno de los dos requisitos anteriores que no se cumpla se reducirá el valor de V_{CR} en 30 por ciento determinado a partir de las expresiones proporcionadas por las NTCC-96. Ahora tanto para las NTCC-2001 (propuesta) y las NTCC-2004 no existe la condición de la relación h/b , y sólo se mantiene el requisito referente a la dimensión transversal h del elemento menor a 700 mm, pero para estas normas, no se reduce en 30 por ciento el valor de V_{CR} sino que se afecta por un factor que varía entre 0.8 y 1.0, el cual se calcula con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004(h - 700) \quad (2.17)$$

donde:

h = dimensión transversal del elemento (en mm).

Con la reducción del 30 por ciento de la resistencia a fuerza cortante de los elementos con peraltes superiores a 700 mm establecida en las NTCC-96, que pretendía tomar en cuenta el efecto desfavorable que el tamaño tiene en la resistencia a fuerza cortante, se observaba que era un cambio brusco e ilógico al llegar a los 700 mm; ya que por ejemplo, resultaba que una viga de 69 cm resistía más que una viga de 71 cm pues a la viga de 71 cm se le reducía en un 30 por ciento su resistencia, por tal motivo se decidió hacer una reducción más gradual (Correa 2004). En la figura 2.4 se muestra una comparación entre el factor reductivo para las NTCC-96 y las NTCC-2001(propuesta) – NTCC-2004.

Este punto fue muy discutido por dos razones; a) algunos ingenieros de la práctica consideran que esta disposición no se aplica, por otra parte, b) investigaciones recientes indican que aunque en efecto hay una reducción 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, 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, pues se ha observado en ensayos de vigas que al aumentar el porcentaje de acero longitudinal aumenta la carga necesaria para producir el agrietamiento inclinado. La influencia de esta variable se explica teniendo en cuenta que, para miembros con características geométricas y mecánicas iguales y en los que sólo varía el porcentaje de acero longitudinal, el agrietamiento debido a flexión bajo una misma carga es mayor cuanto menor es el porcentaje de acero longitudinal (Correa 2004).

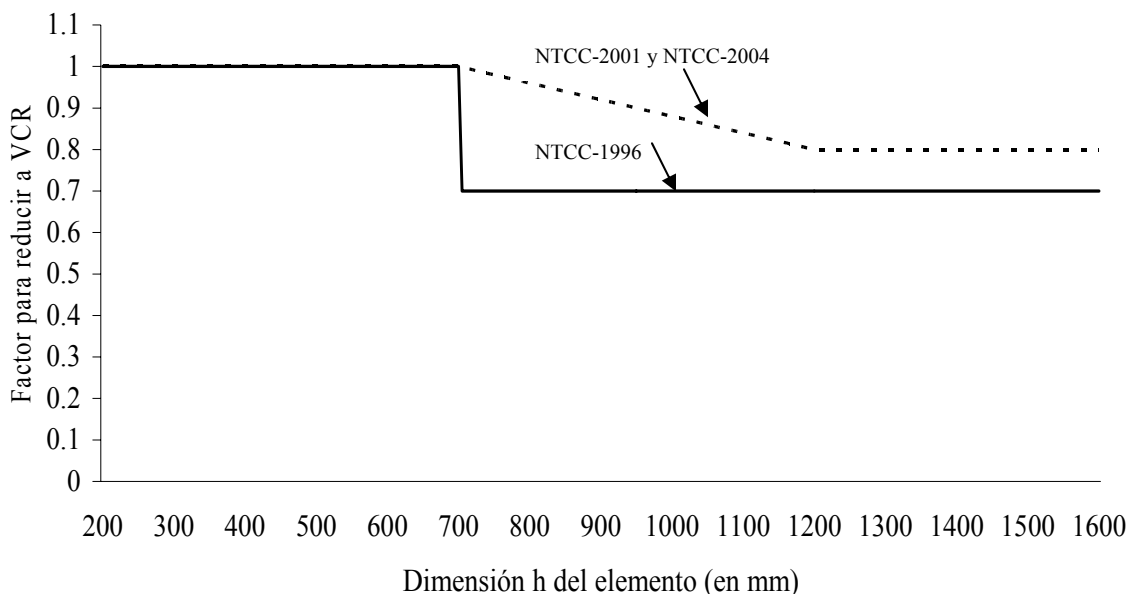


Figura 2.4 Comparación de la variación del factor reductivo para V_{CR} entre las NTCC-96 y las NTCC-2001 (propuesta) – NTCC-2004.

Por lo anterior descrito, actualmente tanto en las NTCC-2001(propuesta) y las NTCC-2004 en su sección 2.5.8, especifican que se debe proporcionar acero longitudinal en las paredes verticales de las trabes, el cual debe estar constituido como mínimo por barras de 7.9 mm de diámetro (número 2.5) colocadas con una separación máxima de 350 mm.

A continuación se presentan en la tabla 2.2 las expresiones para la determinación de la fuerza cortante que resiste el concreto para las tres normativas, así como sus límites de cuantía para cada expresión.

Tabla 2.2 Determinación de la fuerza cortante resistente del concreto, V_{CR}		
NTCC-96	NTCC-2001 (propuesta)	NTCC-2004
Para $\rho < 0.01$	Para $\rho < 0.015$	Para $\rho < 0.015$
$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c^*}$	$V_{CR} = FR b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$	$V_{CR} = FR b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$
Para $\rho \geq 0.01$	Para $\rho \geq 0.015$	Para $\rho \geq 0.015$
$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$	$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$	$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

Como observa en la expresión que se utiliza para una cuantía menor a 0.015 tanto de las NTCC-2001(propuesta) como de las NTCC-2004, el segundo término entre paréntesis cambió para adoptar el valor de 20 en vez del valor de 30 que adoptaba en las NTCC-96, y de esta forma el término entre paréntesis seguirá dando 0.5 para la cuantía que limita el uso de una u otra expresión.

En lo que respecta al refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas, en la sección 2.1.5.IV.b de las NTCC-96, cuando la fuerza cortante de diseño V_U sea menor que V_{CR} , sólo se suministra un refuerzo mínimo que esta formado por estribos verticales de diámetro no menor a 6.3 mm (No. 2) espaciados a cada medio peralte efectivo y se colocará a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

Posteriormente hubo un cambio, en la sección 2.5.2.2 NTCC-2001(propuesta), se proporciona la siguiente expresión para calcular el área de acero mínima:

$$A_{v,min} = 0.25 \sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y} \quad (2.18)$$

Finalmente, en las NTCC-2004, quedó establecida la siguiente expresión para determinar el área de acero mínima:

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y} \quad (2.19)$$

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 (No. 2.5) con separación menor a medio peralte efectivo, tanto para las NTCC-2001(propuesta) y las NTCC-2004.

El cambio que se realizó de dejar de utilizar el alambón número 2, para dar paso al uso de barras de acero del número 2.5 es por que la fabricación del alambón se realiza con un control de calidad más deficiente que el que se efectúa en la elaboración de las barras del número 2.5, con lo cual se piensa que se mejorará la calidad de la construcción con la utilización de estribos del número 2.5, además de que el alambón no tiene una adherencia adecuada con el concreto por su superficie sin corrugación.

2.6 Separación del refuerzo transversal

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

$$s = \frac{F_R A_V f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_U - V_{CR}} < \frac{F_R A_V f_y}{3.5b} \quad (2.20)$$

Para las NTCC-2001(propuesta) y las NTCC-2004 en su sección 2.5.2.3 esta expresión es la misma; sin embargo, ahora no se limita el valor de s . El límite de separación mínima se mantiene, aunque con un ligero cambio, pues antes se especificaba que la separación s no debía ser menor a 5 cm, mientras que ahora se dice que s no debe ser menor a 6 cm, es decir, ha cambiado el límite superior y ahora se permite poner los estribos 1 cm más espaciados. La liberación de un centímetro es consecuencia de que ahora se usan estribos de mayor diámetro.

En lo que se refiere a la limitación de V_U (fuerza cortante de diseño), antes en la sección 2.1.5.IV.b de las NTCC-96 era un valor fijo sin importar el tipo de elemento estructural que se tratara. Esta limitación estaba dada por la expresión:

$$V_U < 2F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.21)$$

Actualmente no es un valor fijo y se da en la sección 2.5.2.4 de las NTCC-2001(propuesta) una expresión distinta según el elemento de que se trate, en la tabla 2.3 encontramos los valores de V_{CR} correspondientes, según el elemento en cuestión.

Tabla 2.3 Limitación para V_U de acuerdo con el elemento estructural analizado	
<i>Elemento estructural</i>	<i>Limitación para V_U</i>
Vigas	$2.5F_R b d \sqrt{f_c^*}$
Columnas	$2F_R b d \sqrt{f_c^*}$
Marcos dúctiles, donde V_{CR} sea igual a cero	$2F_R b d \sqrt{f_c^*}$

En términos generales se permite un mayor V_u para vigas, pues para este tipo de elementos se dispone de una mayor cantidad de datos experimentales, o sea, se tiene evidencia de que no se tendrán problemas si se permite que V_u alcance valores mayores a los anteriormente estipulados. Para los demás miembros estructurales todavía no se tiene la seguridad de que se pueda liberar esta expresión por eso se mantienen igual (Correa 2004).

2.7 Deflexiones

En este apartado existe una modificación en cuanto, a el cálculo de deflexiones inmediatas, ahora tanto en las NTCC-2001 (propuesta), como en las NTCC-2004, se proporciona una expresión adicional para el cálculo de del momento de inercia con el cual hay que calcular las deflexiones. La ecuación que se muestra a continuación es con la que se determina el momento de inercia efectivo.

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 \right] I_{ag} \quad (2.26)$$

donde:

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

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

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

En forma opcional, y como una simplificación de la anterior estimación, se puede emplear el momento de inercia de la sección agrietada transformada en vez del momento de inercia efectivo.

El concepto de momento de inercia efectivo que toma en cuenta que una parte de la viga esta agrietada y la otra no, trata de especificar el uso de un momento de inercia intermedio entre el que corresponde a una viga agrietada y a una no agrietada. En las NTCC no se había considerado este concepto pues se tenía la idea de que el uso del momento de inercia de la sección transformada agrietada era conservador, pues proporciona momentos de inercia menores que los reales, siendo los reales precisamente los intermedios entre la sección gruesa y la sección agrietada. Aunque son más precisos los valores obtenidos para el momento de inercia efectiva, aún se permite el uso del momento de inercia de la sección transformada agrietada pues proporcionara valores conservadores.

En lo que se refiere al agrietamiento de elementos no presforzados que trabajan en una dirección, en el apartado 2.2.3 de las NTCC-96 se menciona que para las secciones de máximo momento tanto positivo como negativo se dimensionarán de manera tal que la cantidad obtenida en la siguiente expresión no exceda de 40 000 kg/cm:

$$f_s \sqrt[3]{d_c A} < 40000 \quad (2.27)$$

donde:

f_s = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio;

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

A = área de concreto a tensión que rodea al refuerzo principal de tensión y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el numero de barras;

Posteriormente en las NTCC-2001(propuesta) y actualmente en las NTCC-2004, se ha modificado tanto la expresión como los valores máximos, los cuales no deben exceder a los presentados en la tabla 2.4, los cuales están adaptados de acuerdo con la agresividad del medio al que se encuentre expuesta la estructura:

$$f_s \sqrt[3]{d_c A} \frac{h_2}{h_1} \quad (2.28)$$

h_1 = distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo principal de tensión; y

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

Tabla 2.4 Límites para la condición de agrietamiento	
Clasificación de exposición	Valores máximos de la ecuación 2.28 (kg/cm)
A1	40 000
A2	30 000
B1	
B2	
C	20 000
D	

Este cambio obedece a una adaptación para tomar en cuenta los nuevos conceptos introducidos en el capítulo 4 de las NTCC-2001(propuesta) y de las NTCC-2004, referente al diseño por durabilidad.

2.8 Requisitos complementarios para columnas

En la sección 6.2.4 tanto de las NTCC-2001(propuesta) como de las NTCC-2004, ahora se permite el uso de estribos circulares en columnas zunchadas, ya que es más fácil y rápido la colocación de este tipo de anillos en las columnas, y por supuesto por que se ha observado que este tipo de estribos brindan un confinamiento adecuado a los elementos, por lo menos igual al proporcionado por los zunchos siempre y cuando se encuentren bien anclados.

Ahora se especifica en la sección 6.2.5 de las NTCC-2001(propuesta) y las NTCC-2004, que la resistencia mínima a flexión de las columnas en un nudo deberá ser al menos igual a las resistencias a flexión de las vigas, quedando exentos de esta especificación los nudos de azotea. Esto es debido a que se pretende favorecer la ocurrencia del mecanismo de falla de columna fuerte-viga débil aún para estructuras no dúctiles.

2.9 Requisitos complementarios para losas

Anteriormente en la sección 4.33.e de las NTCC-96, la cual se refiere al peralte mínimo con el que deben cumplir las losas apoyadas en su perímetro se especificaba que el peralte mínimo no debería ser menor que el perímetro del tablero entre 270, para concreto clase 1 y 180 para concreto clase 2, actualmente para las NTCC-2001(propuesta) y las NTCC-2004, el peralte mínimo no debe ser menor que el perímetro dividido entre 250, este cambio se debe a que se requiere evitar las deflexiones excesivas en las losas.

En las NTCC-96 se limitaba la anterior disposición si el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio (f_s) era menor o igual a 2000 kg/cm² y la carga distribuida en la losa en condiciones de servicio (W) era menor o igual a 380 kg/cm², para valores diferentes de los antes mencionados, el peralte efectivo mínimo obtenido se multiplicaba por la siguiente expresión:

$$0.0344 \sqrt[4]{f_s W} \quad (2.29)$$

Actualmente para las NTCC-2001(propuesta) y las NTCC-2004 se limita la disposición del peralte mínimo para un esfuerzo en el acero en condiciones de servicio menor o igual a 2530 kg/cm^2 , conservándose el mismo rango de valores para la carga distribuido en la losa en condiciones de servicio (W), y para valores diferentes de los antes mencionados, el peralte efectivo mínimo obtenido se multiplica por la siguiente expresión:

$$0.0324\sqrt{f_s W} \quad (2.30)$$

En lo que se refiere a la obtención de la resistencia a fuerza cortante de las losas, anteriormente en las NTCC-96 la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculaba con la siguiente expresión:

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) W / \left[1 + \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^6 \right] \quad (2.31)$$

Actualmente para las NTCC-2001(propuesta) y las NTCC-2004 la fuerza cortante actuante en un ancho unitario se calcula con la siguiente expresión:

$$V = \left(\frac{a_1}{a_2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W \quad (2.32)$$

2.10 Marcos Dúctiles

El procedimiento de diseño para marcos dúctiles consiste en detallar las vigas y las bases de las columnas, de tal forma, que durante una excitación sísmica severa se pueda desarrollar un mecanismo dúctil disipador de energía en los puntos mencionados, mediante la formación de articulaciones plásticas.

Anteriormente se especificaba en las NTCC-96 en su sección 5.2.2 que el límite del área de acero en tensión para los miembros sometidos a flexión de marcos dúctiles era del 75 por ciento del área correspondiente a falla balanceada de la sección. Aplicando esta restricción se podría colocar cualquier cantidad de armado en tensión, siempre que se dispusiera del suficiente refuerzo en compresión, pudiéndose llegar a magnitudes irracionales, lo cual lleva a una reducción considerable de las ductilidades de curvatura de traveses (Luaces, 1995).

Posteriormente, tratando de corregir esta deficiencia, tanto las NTCC-2001(propuesta) como las NTCC-2004 especificaron como límite para la cuantía de acero en tensión un valor de 0.025.

Las estructuras se diseñan para que puedan resistir sin colapso, aunque con daño estructural y no estructural, niveles importantes de carga lateral a la que es sometida debido a una excitación sísmica. Lo que implica que se acepte un comportamiento no lineal dentro de la estructura, y ser racional en el diseño, reduciendo las fuerzas laterales con el factor Q' para poder suministrarle a la estructura una resistencia varias veces menor a la requerida para mantenerla en el intervalo elástico.

Una de las principales razones para dividir entre Q' es la de la reducción de las fuerzas laterales que se obtienen debido al comportamiento global de la estructura, el cual se supone 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 estático realizado con fuerzas laterales reducidas, y que es particularmente importante en las columnas de los primeros entresijos de edificios altos y esbeltos (Correa y Tena, 2004).

Dicho incremento en las cargas axiales en las columnas no se toma en cuenta en el análisis, por lo cual las NTCC-96 con la finalidad de contemplar dicho efecto en los diseños, estipulaban en su sección 5.3 dedicada a miembros en flexocompresión del apartado de marcos dúctiles que al dimensionar los miembros a flexocompresión, la fuerza axial debida al sismo se incremente en un 70 por ciento cuando esto conduzca a un momento flexionante resistente menor.

Esta propuesta está basada en estudios metodológicamente inapropiados, tal como se comenta en Luna (1999) y Luna y Tena (2002). Dicha propuesta se impuso en las NTCC sin evaluar su impacto en los diseños que se obtienen al aplicarla.

Dicha disposición tuvo un impacto muy negativo, pues complicaba enormemente el proceso de diseño de marcos dúctiles. Los diseñadores mexicanos tenían que realizar prediseños de forma prácticamente manual, por no contar con el software apropiado, 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 (Correa y Tena, 2004).

Posteriormente, en las NTCC-2001(propuesta) tratando de resolver a la problemática arriba planteada, se han liberado a las estructuras que se diseñan con $Q=3$ del cumplimiento de dicho requisito. Pero se mantiene para las estructuras que se diseñan con $Q=4$ porque se desea prever que la fuerza sísmica horizontal exceda a la obtenida tras dividir el coeficiente sísmico c por Q .

Los miembros del comité de normas decidieron modificar la anterior disposición, por lo que actualmente en las NTCC-04 se establece 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 en 50 por ciento la fuerza axial y el momento flexionante debidos al sismo. Al parecer, no existen tantas complicaciones en el diseño con este cambio como con el criterio anterior, hasta el momento se desconocen los estudios en los que se apoya esta nueva propuesta, la cual luce un poco arbitraria (Correa y Tena, 2004).

Las NTCC-96 proporcionan dos métodos, uno riguroso 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 que se diseñan con factores de comportamiento sísmico $Q=3$ o $Q=4$.

Adoptando tales procedimientos para obtener la fuerza cortante de diseño para vigas, fuerza cortante de diseño y resistencia a flexión de las columnas se pretende:

- 1) Evitar la presencia de fallas por cortante en vigas antes que puedan formarse las articulaciones plásticas en sus extremos.
- 2) Que las columnas no fallen por fuerza cortante antes de que se articulen.
- 3) Que no se formen articulaciones plásticas en las columnas antes de que se articulen las vigas.

Al cumplir con estos objetivos se obtendrán estructuras dúctiles con con la capacidad de disipar energía por deformación inelástica.

El procedimiento riguroso consiste básicamente en obtener las acciones de diseño considerando las fuentes potenciales de sobrerresistencia a flexión de los miembros y todas aquellas condiciones desfavorables que puedan ocurrir. Dichas acciones se obtienen de una manera sistemática y coherente con la finalidad de proporcionar a los miembros de resistencias relativas para inducir los modos de falla más deseados (Correa, 2005).

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

En estudios recientes como los realizados por Luaces (1995) y Luna (1999), se ha demostrado que en cuanto a la alternativa del método optativo establecida por las NTCC no conduce a diseños similares a los que se obtienen con el procedimiento riguroso y se obtienen diseños de elementos 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 o 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 así las estructuras un comportamiento inelástico más desfavorable.

Por lo anteriormente descrito, las NTCC-2001(propuesta) y las NTCC-2004 en sus secciones 7.2.4.1, 7.3.2.1 y 7.3.5.1, que se refieren a la obtención de la fuerza cortante de diseño, resistencia mínima a flexión de columnas y fuerza cortante de diseño para columnas respectivamente, se limitó la aplicación del procedimiento optativo a aquellas estructuras diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$; es decir, que no se permite emplear el método optativo en estructuras que se diseñan con $Q = 3$.

Resulta sorprendente que hasta hace poco se haya dado poca atención al diseño de juntas en estructuras de concreto reforzado. Parece que después de la evaluación de los esfuerzos de trabajo en los miembros adyacentes, normalmente la mayoría de los diseñadores suponían que las condiciones dentro de la junta, que con frecuencia tenían dimensiones algo mayores que los miembros unidos, no eran críticas. La adopción gradual del diseño por estados límite ha revelado la debilidad de esta suposición. Con frecuencia las juntas son los eslabones más débiles del sistema estructural, y apenas hasta fechas recientes se han empezado a realizar avances muy valiosos en esta área. Sin embargo, todavía requiere mejorarse mucho la comprensión que se tiene del comportamiento de las juntas y de la práctica actual de los detalles (Park y Paulay, 1983).

Sin embargo, en los últimos 20 años se ha acumulado suficiente evidencia de fallas por corte y de 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 las 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 (Correa, 2005).

Las NTCC-2001(propuesta) y las NTCC-2004 han incorporado varias disposiciones dentro de su capítulo de marcos dúctiles que dejan ver claramente que actualmente se tiene un mejor entendimiento sobre el comportamiento de las uniones viga-columna en el diseño de estructuras de concreto reforzado, lo que llevará a tener diseños más racionales.

Anteriormente, en las NTCC-96 no se realizaba una clasificación específica del tipo de nudo a diseñar, actualmente tanto en las NTCC-2001(propuesta) como en las NTCC-04 se realiza una clasificación más completa, de acuerdo al número de caras verticales confinadas por los miembros horizontales y considerando también si la columna es continua o no. También se especifica la manera de evaluar la resistencia a fuerza cortante del nudo en los casos en que existen tramos de viga o columna sin cargar.

Dichos cambios se deben a que en estudios recientes se ha podido observar que el confinamiento del nudo proporcionado por las vigas que llegan 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. Los nudos muestran un mejor comportamiento más favorable cuando las caras horizontales están confinadas por el cuerpo mismo de las columnas, cuando estas son continuas, ya que cuando una se interrumpe por pertenecer al último nivel, el confinamiento no es muy efectivo (Correa, 2005).

Actualmente, en la sección 7.5 de las NTCC-2001(propuesta) y de las NTCC-04 se incluyó un apartado referente a la unión viga-columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna. Esto es muy importante ya que siempre se desea que las articulaciones se formen alejadas de la cara de la columna, ya que si se forman muy cerca, al momento de plastificarse la viga las deformaciones inelásticas a lo largo de las barras penetraran el nudo, llevando así a la unión al intervalo inelástico, lo cual implica una degradación de la adherencia y por lo tanto una disminución de la rigidez y resistencia del nudo, existiendo la posibilidad de que ocurra una falla por adherencia.

Además, un daño ocurrido en el nudo es más difícil de poder reparar que si este ocurriera en una zona más alejada de la columna y, por ende, más accesible.

El modelo analítico adoptado para la investigación del comportamiento de las uniones viga-columna consiste en asociar la resistencia al corte de los nudos a un puntal diagonal de compresión equivalente, es decir, se asocia la resistencia del nudo a la resistencia a compresión que pueda desarrollar el concreto que forma dicho puntal. Por lo anteriormente mencionado, es muy importante proporcionar al núcleo de concreto de la unión de un confinamiento importante, ya sea por medio de trabes de dimensiones importantes que lleguen al nudo y por medio de la colocación de refuerzo transversal horizontal (Correa, 2005).

También se ha observado que el refuerzo transversal vertical, particularmente en las uniones viga-columna 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 cuando se presentan inversiones de momentos éstas barras longitudinales tienden a patear y salirse, desprendiendo el recubrimiento de concreto.

Por lo anteriormente expuesto, en las secciones 7.4.2 y 7.4.3 tanto de las NTCC-2001(propuesta) como de las NTCC-2004 se diferencia ahora el refuerzo transversal horizontal del vertical. En lo que respecta 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 la adecuada.

Para poder determinar las demandas de fuerza cortante para el nudo, el modelo analítico adoptado para la investigación del comportamiento de las uniones viga-columna asocia a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión, así como al acero de las losas coladas monolíticamente con las vigas.

Estudios recientes han demostrado la participación que tienen las losas en estructuras sujetas a excitaciones severas en donde se esperan deformaciones considerables. Lo que 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.

En vista de lo anterior, las NTCC-2001(propuesta) y las NTCC-2004, en su sección 7.4.1, especifican que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe precisamente a las barras longitudinales de las trabes que llegan a la junta, así como el acero de las losas coladas monolíticamente con las trabes.

Actualmente, en la sección 7.1.5.a, tanto de las NTCC-2001(propuesta) como de las NTCC-2004, se establece que el concreto con que se construyan las estructuras dúctiles debe ser clase 1 y la resistencia especificada f'_c de este no será menor que 250 kg/cm^2 . Anteriormente, en la sección 5.1 de las NTCC-96 se permitía el uso de concretos con resistencia a la compresión de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

Tanto las NTCC-96 como las NTCC-2001(propuesta) y las NTCC-2004 permiten la unión de barras mediante soldadura o con dispositivos mecánicos.

Las uniones con dispositivos mecánicos son clasificadas tanto en las NTCC-2001(propuesta) como en las NTCC-04 en dos tipos. Al tipo uno pertenecen todas aquellas uniones que cumplen con los siguientes requisitos y que son comunes para las tres versiones de la norma:

- 1) Se deberá comprobar experimentalmente su eficacia.
- 2) 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. Sin embargo, 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.

Las uniones tipo dos son aquéllas que aparte de cumplir con los dos requisitos que cumple la unión tipo uno debe ser capaz de alcanzar la resistencia especificada a tensión de la barra por unir.

De esta manera, se estipula ahora tanto en las NTCC-2001(propuesta) como en las NTCC-04 que las uniones tipo uno no se deberán 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 tipo dos se pueden usar en cualquier lugar (Correa, 2005).

Es importante resaltar que tanto las NTCC-2001(propuesta) como las NTCC-04 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.

En lo que se refiere a la sección 7.5.3 de las NTCC-2001(propuesta) se especifica que la resistencia mínima a flexión de columnas en el nudo deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$\Sigma M_e \geq 1.5 \Sigma M_g \quad (2.33)$$

donde:

ΣM_e = suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con el factor de resistencia igual a uno de las columnas que llegan a ese nudo; y

ΣM_g = suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con el factor de resistencia igual a uno de las vigas que llegan a ese nudo.

En la ecuación 2.33 el termino ΣM_g deberá considerar los momentos flexionantes que actúan en las caras de la columna cuando se han desarrollado simultáneamente las articulaciones plásticas en la sección 2 de las vigas la cual se encuentra a un peralte efectivo a partir de la cara de la columna.

Los momentos flexionantes asociados a la formación de articulaciones plásticas en la sección 2, se valorarán con las propiedades del elemento en esa sección, sin factores de resistencia y con un esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.25 f_y$.

En cambio, para las NTCC-04 la ecuación para evaluar la resistencia mínima a flexión de las columnas es la siguiente:

$$\Sigma M_e \geq 1.2 \Sigma M_g \quad (2.34)$$

donde:

ΣM_e = suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con el factor de resistencia igual a uno y con un esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.0 f_y$ de las columnas que llegan a ese nudo; y

ΣM_g = suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con el factor de resistencia igual a uno 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.

Como se observa, en las NTCC-04 cambió el factor por el que se afecta la suma de momentos de las columnas que llegan al nudo de 1.5 a 1.2 y el factor que afecta al esfuerzo de acero de tensión de 1.25 a un factor unitario.

Actualmente, tanto en las NTCC-2001(propuesta) como las NTCC-04 se menciona que si la losa está colada monolíticamente con las vigas se considerará que el refuerzo de la losa trabajando en tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T, este ancho del patín a tensión a cada lado del alma se evalúa con la siguiente expresión:

$$8t \frac{M_{a2}}{M_{a1}} \quad (2.35)$$

En secciones L, el ancho del patín a tensión al lado del alma se podrá valorar como:

$$6t \frac{M_{a2}}{M_{a1}} \quad (2.36)$$

Donde M_{a1} y M_{a2} son los momentos flexionantes de diseño en las secciones 1 y 2, respectivamente, obtenidos del análisis.

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante se determinara suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras de las vigas es igual a $1.0 f_y$.

2.11 Comentarios finales

Han existido cambios importantes en las NTCC que impactan en el diseño de las estructuras, como lo es el que actualmente, tanto en las NTCC-2001(propuesta) como en las NTCC-04, se tome en cuenta el efecto del agrietamiento el 50 por ciento del momento de inercia en la sección bruta en las vigas y muros, tomando así en cuenta de manera indirecta el comportamiento inelástico global de la estructura.

Otro cambio importante es el de las hipótesis de diseño, ya que en lo referente a la distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, ahora tanto en las NTCC-2001(propuesta) como en las NTCC-04 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, a diferencia de las NTCC-96 que se consideraba una profundidad de eje neutro constante y se hacía variar la magnitud del esfuerzo uniforme en función de la resistencia de diseño del concreto.

Este cambio obedeció a que como actualmente se están empleando concretos de alta resistencia, ya que estos benefician al buen comportamiento de la estructura, la expresión que describía el comportamiento del esfuerzo uniforme se comportaba de manera poco lógica a valores altos de f_c^* , se trato de corregir con los cambios de las hipótesis de diseño, propiciando así un mejor comportamiento para uso de valores altos de resistencia a compresión de diseño del concreto (Correa, 2005).

En cuanto a lo referente a marcos dúctiles, uno de los cambios más importantes es que en las NTCC-2001(propuesta) se limitó la disposición del incremento del 70 por ciento de la carga axial obtenida del análisis y debida al sismo a marcos dúctiles con $Q = 4$ y se liberó de dicha disposición a los marcos diseñados con $Q = 3$. El cambio descrito no es suficiente, ya que valiosos estudios como los de Luna (1999), Correa y Tena (2004) y Correa (2005) han evidenciado que las diferencias que existen al aplicar y obviar esta disposición son muy pocas y no favorecen de manera significativa el proceso de diseño, al contrario lo complican y no propician el diseño de marcos dúctiles.

En las NTCC-2004 se modificó esta disposición y establecen que en marcos dúctiles diseñados con $Q = 4$ con relación altura-base mayor a 2 y que se encuentren en la zona III, al dimensionar por flexocompresión se incremente en 50 por ciento la fuerza axial y el momento de diseño. Dicha disposición parece tener menos complicaciones en el diseño que con la disposición anterior y complica menos el proceso de diseño, pero aún luce un poco arbitraria.

Capítulo 3

Principales modificaciones de las NTCS-95 con las NTCS-04

3.1 Introducción

En los últimos quince años se han logrado avances muy importantes en el estudio del comportamiento estructural y en la respuesta de los suelos de la Ciudad de México, los cuales permiten que ahora se puedan plantear criterios de diseño más adecuados en el diseño sísmico de edificios. Por lo anterior es que el Comité de Normas del Gobierno del Distrito Federal decide en 1999 realizar una actualización del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y en 2001 se presentó una primera propuesta, pero no fue hasta octubre de 2004 que se emitieron y aprobaron las Normas Técnicas Complementarias que actualmente están con vigencia. En este capítulo trataremos las principales modificaciones que se presentan en las Normas Técnicas Complementarias para Sismo 2004 (NTCS-04), con respecto a las normas anteriores NTCS-95.

3.2 Modificaciones en el cuerpo principal de las NTCS-04

3.2.1 Criterios Generales de Diseño

Uno de los cambios más evidentes en las NTCS-04 es que ahora se han agregado los artículos sobre los aspectos básicos del diseño sísmico que se encontraban anteriormente en el Título sexto que contiene los Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, con lo cual se eliminan diversas repeticiones de conceptos y requisitos entre los dos documentos, dichos artículos se concentran en el capítulo de Criterios Generales de Diseño, el cual reemplaza al capítulo de notación de la versión pasada de las normas, con lo cual se siguen conservando 11 capítulos para las NTCS-04. En general no se modifican los criterios básicos de diseño, algunos artículos, aunque esencialmente son los mismos, ahora están más ordenados y más claros en cuanto a su contenido.

3.2.1.1 Alcance

Se menciona que las NTCS-04 tienen como objetivo obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.

Por una parte se establecen 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 esta norma (Meli, 2000).

También, se menciona que El Director Responsable de Obra, de acuerdo con el propietario, puede decidir que se diseñe el edificio para que satisfaga requisitos más conservadores que los establecidos en la norma, con el fin de reducir la posibilidad de pérdidas económicas en la construcción a cambio de una inversión inicial mayor.

Al tomar en cuenta la consideración anterior se tiene la posibilidad de establecer una relación directa entre el costo total de una estructura, y su desempeño sísmico esperado, y también da la posibilidad de una mejor comunicación entre el propietario y el DRO y puedan tomar la decisión de realizar diseños más conservadores que los establecidos por las normas, si están dispuestos a realizar un gasto inicial mayor.

3.2.1.2 Zonificación

En las el cuerpo principal de las NTCS-04 se subdividió la zona tipo tres, estableciendo que para fines de diseño sísmico, la zona III se subdividirá en 4 subzonas, llamadas III_a, III_b, III_c y III_d.

Este cambio se deriva principalmente de la evidencia de diferencias sustanciales en los períodos dominantes del subsuelo dentro de la llamada zona de lago, o zona III. 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, y cuáles son los períodos para los cuales las estructuras van a tener menores excitaciones. La amplia y contundente evidencia ahora disponible a partir de la instrumentación sísmica que se ha colocado en el valle de México permite una zonificación más detallada y más precisa. En el Apéndice Normativo se optó por proporcionar una variación continua de los espectros de diseño para cada sitio; en el cuerpo de las normas se prefirió una subdivisión de la zona III en cuatro subzonas, que corresponden a intervalos de períodos dominantes del suelo que permiten construir espectros razonablemente uniformes. El mapa de microzonificación sísmica, mostrado en la Fig. 1.1 de Las normas, 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 la versión anterior, producto de la mayor información ahora disponible (Meli, 2000).

3.2.1.3 Coeficiente Sísmico

Los valores de los coeficientes sísmicos no presentan modificaciones, a excepción 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. 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 (Correa, 2005).

3.2.1.4 Revisión de desplazamientos laterales.

Se mantienen en el cuerpo principal de las normas el mismo procedimiento y los mismos límites para la revisión de los desplazamientos permisibles. Se pretende de una manera relativamente simplista cumplir simultáneamente los objetivos de limitar los daños en elementos no estructurales ante sismos moderados, y de 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 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).

En esta misma sección se especifica 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 (Correa, 2005).

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 (Correa, 2005).

3.2.1.5 Estructuras con sistemas no convencionales de resistencia sísmica

En el apartado 1.12 de las NTCS-04 se estipula que cuando la estructura se aisle sísmicamente en su base, o se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los especificados en dicha norma, pero congruentes con ellos, si se demuestran, a satisfacción de la Administración, tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales, como la validez de los valores del amortiguamiento y del factor de comportamiento sísmico que se propongan.

Se evaluó la conveniencia de incluir un procedimiento específico de diseño para estos casos, pero se concluyó 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. Se optó por dejar una disposición muy general (Meli, 2000).

3.2.2 Elección del tipo de análisis

Actualmente en la sección 2.2 de las NTCS-04 se ha limitado la alternativa de utilizar el método estático, pues antes en la sección 2.1 de las NTCS-95 se restringía el uso de este método a estructuras de altura menor o igual a 60 m, no importando la zona del D.F. en que se ubicara y sin tomar en cuenta la regularidad o irregularidad de la estructura, pero actualmente, solo puede utilizarse el método estático para analizar estructuras regulares, de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. Con las mismas limitaciones relativas al uso del análisis estático, para estructuras ubicadas en las zonas II ó III también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el Apéndice Normativo A, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo–estructura.

Se han reducido los límites para la aplicabilidad del método estático de diseño, considerando que con las herramientas numéricas ahora disponibles no representa gran complicación realizar el análisis dinámico que es más representativo de la respuesta real de las estructuras. Se han puesto límites más estrictos para las estructuras irregulares (Meli, 2000).

3.2.3 Espectros para diseño sísmico

Anteriormente, en las NTCS-95, 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 especificaban 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 (Correa, 2005).

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 (Correa, 2005).

En las NTCS-04 se ha mantenido esencialmente la misma forma de los espectros de diseño de las NTCS-95, 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 que ahora se especifican 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.

Actualmente, en las NTCS-04 se estipula que se aplique el análisis dinámico modal que se especifica en su Capítulo 9, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \quad \text{si } T < T_a \quad (3.1)$$

$$a = c ; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (3.2)$$

$$a = qc ; \quad \text{si } T > T_b \quad (3.3)$$

donde :

$$q = (T_b/T)^r \quad (3.4)$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones					
Zona	C	a_0	T_a^{-1} (seg)	T_b^{-1} (seg)	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2

En la figuras 3.1, 3.2 y 3.3 se muestran la comparación de los espectros que se derivan de la aplicación de las expresiones de las NTCS-95 con los de la norma actual, tanto para la zona I, II y III.

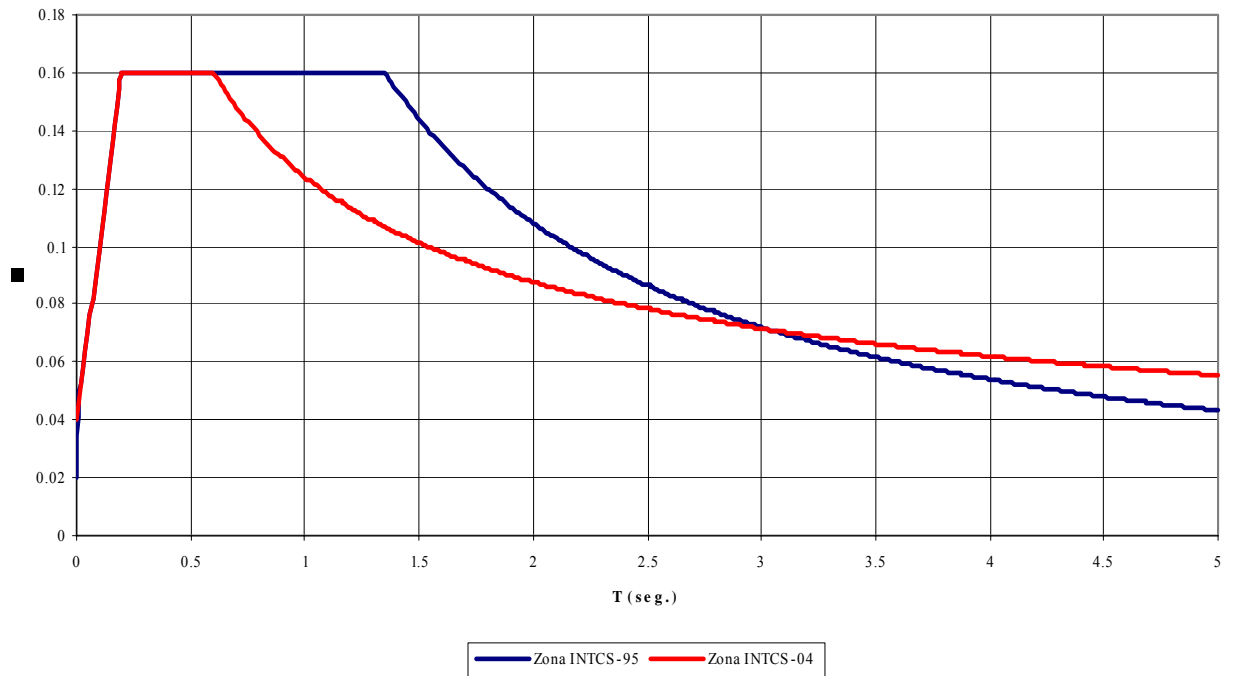


Fig. 3.1 Comparación de los espectros de diseño para la zona I.

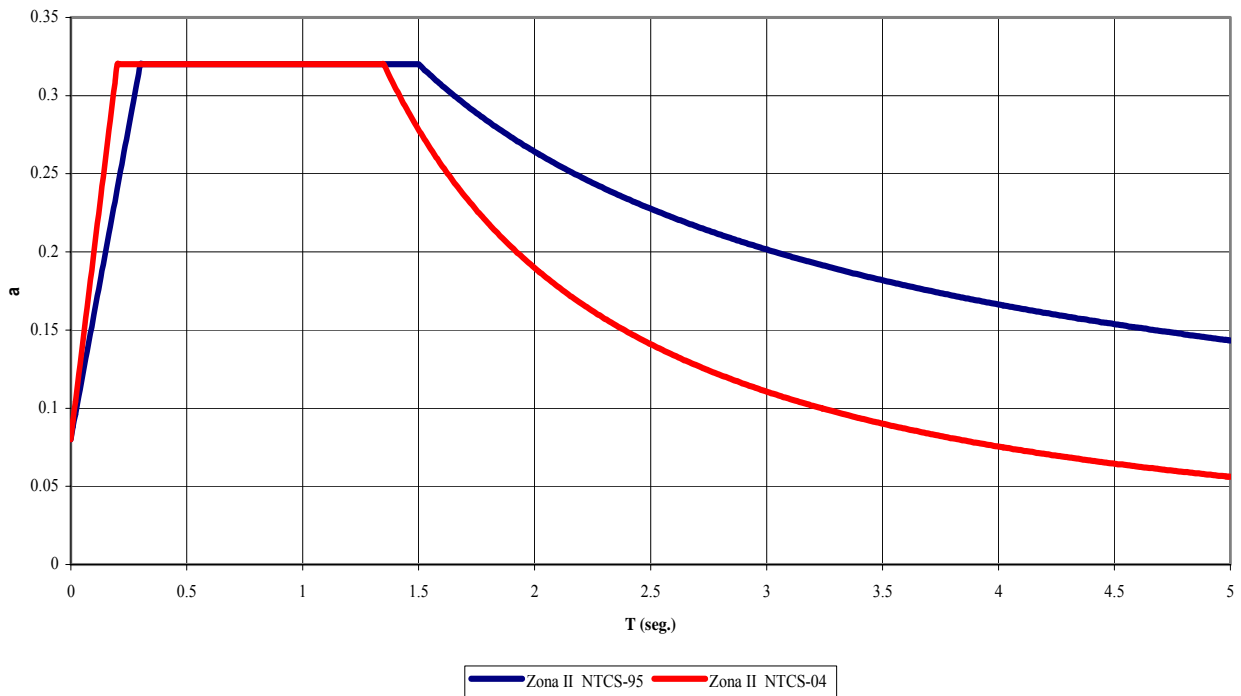


Fig. 3.2 Comparación de los espectros de diseño para la zona II.

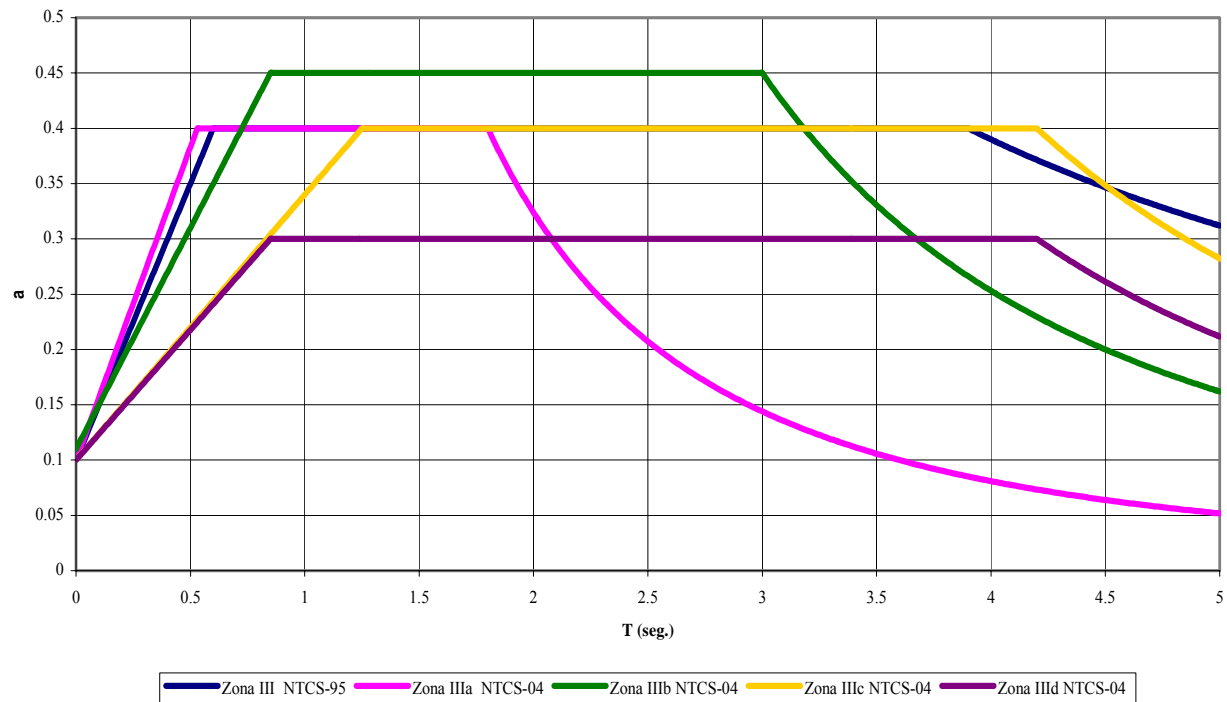


Fig. 3.3 Comparación de los espectros de diseño para la zona III.

3.2.4 Condiciones de regularidad

Anteriormente, en las NTCS-95 se clasificaba a las estructuras en regulares o irregulares, mientras que ahora en las NTCS-04 se dividen en regulares, irregulares y fuertemente irregulares. Se considera a una estructura irregular a aquella estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos de la sección 6.1, y una estructura fuertemente irregular se considera como tal si cumple alguna de las condiciones siguientes:

1. 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.
2. La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Ahora se tiene la siguiente corrección por irregularidad, el factor de reducción Q' , definido en la sección 4.1, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos 1 a 11 de la sección 6.1, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección 6.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.

Se ha incluido una distinción entre las estructuras que dejan de cumplir sólo uno de los requisitos de regularidad y las que incumplen más de uno de ellos. Los requisitos básicos se mantienen esencialmente iguales, aunque se han hecho algunas precisiones para más claridad de aplicación. Se ha aumentad una nueva categoría, la de las estructuras fuertemente irregulares, para las cuales los castigos son mayores (Meli, 2000).

3.2.5 Análisis Estático

En el apartado 8.2 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 NTCS-95 se tenían las siguientes expresiones:

$$k_1 = q[1 - r(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (3.5)$$

$$k_2 = 1.5rq[(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (3.6)$$

En NTCS-04 se tienen las siguientes expresiones:

$$k_1 = [1 - 0.5r(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (3.7)$$

$$k_2 = 0.75r(1 - q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (3.8)$$

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.

En lo que se refiere a efectos de torsión en las NTCS-04 se especifica que, la excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, e_s , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + 0.1b; \text{ o} \\ e_s - 0.1b \quad (3.9)$$

donde b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

En estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico Q especificado en el Capítulo 5 sea mayor o igual a 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de $0.2b$.

Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

Se ha eliminado lo relativo a la excentricidad de resistencia que complicaba innecesariamente el análisis y se agregado el último párrafo relativo a que no debe tomarse en cuenta el efecto de la torsión cuando éste es de signo contrario y reduce la fuerza cortante directa (Meli, 2000).

3.2.6 Análisis dinámico

Ahora en la sección 9.1 de las NTCS-04 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, deberán 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.

Los pesos modales efectivos se determinan con la siguiente expresión:

$$W_{ei} = \frac{(\{\Phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\Phi_i\}^T [W] \{\Phi_i\}} \quad (3.10)$$

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

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

También se menciona que, para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en el Capítulo 3, reducidas como se establece en el Capítulo 4.

Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (3.11)$$

siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados, y multiplicados por el factor de comportamiento sísmico Q , se utilizarán para determinar efectos de segundo orden y para verificar que la estructura no excede los desplazamientos máximos establecidos en la sección 1.8.

Se ha incluido como criterio para definir el número de modos a considerar en el análisis modal el de que tienen que representar al menos 90 % 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).

3.3 Principales cambios en el Apéndice A de las NTCS-04

Por medio del Apéndice A de las NTCS-04 se han incorporado innovaciones relacionadas con el concepto de diseño por desempeño. Dicho Apéndice proporciona requisitos de diseño que nos permite manejar de forma más clara y sencilla las demandas y suministros de deformación de la estructura. Las innovaciones incorporadas sólo se estipulan en el Apéndice A, con la finalidad de no realizar un cambio brusco que complique el trabajo de los ingenieros de la práctica (Meli, 2000).

Los espectros de diseño elástico son el punto de partida para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño y para la determinación de las deformaciones laterales en las estructuras; de ahí su enorme importancia en el diseño sismorresistente. Es deseable, entonces, que ofrezcan al ingeniero indicaciones claras sobre los niveles de aceleración que pueden ocurrir en el sitio y sobre las máximas demandas, tanto de aceleración como de desplazamiento, que experimentarían las estructuras ahí desplantadas (Ordaz *et al*, 2000).

Los avances que se han logrado recientemente en el estudio del comportamiento estructural y en la respuesta de los suelos de la Ciudad de México permiten que ahora se puedan plantear criterios de diseño más adecuados, y por lo tanto se han logrado definir espectros de diseño de una manera más clara y precisa. Dichos espectros de diseño deben de cumplir por lo menos con los siguientes requisitos:

1. Los espectros elásticos deben representar de manera realista los verdaderos niveles de demanda que se presentarían ante los sismos de diseño. Esto incluye las restricciones impuestas por la dinámica estructural.
2. Las diferencias entre espectros elásticos de diseño en diferentes tipos de suelo deben reflejar correctamente los niveles de amplificación que se producen en la realidad.
3. Todas las reducciones a fuerzas o desplazamientos de diseño deben hacerse de manera explícita, aun cuando la adopción de los valores de reducción no pueda justificarse plenamente con bases teóricas o empíricas.

Ordaz *et al* (2000) propusieron los espectros de diseño que se presentan en el Apéndice A, y precisamente en Ordaz *et al* (2000) se explica el procedimiento que se siguió para proponerlos, así como las consideraciones para efectuar las reducciones por concepto de ductilidad y sobrerresistencia.

En las NTCS-04 se estipula que cuando se apliquen los métodos estático o dinámico modal estipulados en los capítulos 8 y 9 de dichas normas, respectivamente, será permitido considerar explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno, T_s . Para ello, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \frac{T_b}{T}^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (3.12)$$

donde

$$p = k + (1 - k)(T_b / T)^2 \quad (3.13)$$

Como se observa en la ecuación 3.12, a_0 , es la aceleración máxima del terreno; c , es la ordenada espectral máxima; T_a y T_b , son periodos característicos del espectro; β es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura y k , es un parámetro que controla la caída de la ordenada espectral para $T > T_b$.

Ordaz *et al* (2000) graficaron los valores para los parámetros de la ecuación 3.12 en función del periodo T_s en los 1600 puntos estudiados y observaron que, aunque la relación entre los parámetros calculados y 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 presentados en el Apéndice A de las NTCS-04:

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (3.14)$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5 (T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (3.16)$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (3.17)$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (3.18)$$

Para modelar de una manera muy cruda el comportamiento no lineal, prácticamente todos los reglamentos del mundo están basados en análisis simplificados con sistemas de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico. Es con este modelo que se determina la resistencia necesaria para limitar las demandas de ductilidad a un valor especificado, que llamaremos Q . Es usual expresar la resistencia necesaria para lograr una demanda de ductilidad dada, $C(T, Q)$, como una fracción de la resistencia necesaria para tener una demanda de ductilidad unitaria (comportamiento elástico), $C(T, 1)$; nótese que ambas resistencias dependen del periodo estructural, T . Llamaremos Q' a este cociente (Ordaz *et al*, 2000):

$$Q'(T, Q) = \frac{C(T, 1)}{C(T, Q)} \quad (3.19)$$

La forma de la función Q' ha sido ampliamente estudiada en los últimos años y se ha observado que, bajo circunstancias muy generales, Q' depende del cociente entre el desplazamiento espectral, $Sd(T)$ y el desplazamiento máximo del suelo, D_{max} , de la siguiente manera:

$$Q'(T, Q) = 1 + (Q - 1) \left[\frac{Sd(T)}{D_{max}} \right]^\beta \quad (3.20)$$

donde $\beta \approx 0.5$. Una versión simplificada de esta relación es la que se presenta a continuación:

$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (3.21)$$

No se dispone de suficientes estudios que permitan calcular la sobrerresistencia en función de unos pocos parámetros estructurales (Ordaz *et al.* 2000). De hecho, estos estudios son muy escasos, y en la gran mayoría, la sobrerresistencia no se ha evaluado adecuadamente, además de tratarse de estudios donde el sistema estructural evaluado es marcos de concreto reforzado (Tena, 2004). De cualquier manera, Ordaz *et al.* (2000) propusieron utilizar factores reductivos por sobrerresistencia basados en los resultados de unos cuantos estudios conducidos sobre marcos de concreto reforzado (Tena, 2004). Entonces, la reducción por sobrerresistencia, R , propuesta por Ordaz *et al.* (2000) está dada por:

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (3.22)$$

Estudios recientes que revisan esta propuesta para edificios estructurados con marcos dúctiles de concreto reforzado (Correa, 2005) sugieren que la propuesta para este sistema es razonable, con base en los edificios analizados. Sin embargo, para otros sistemas estructurales, como edificios con marcos contraventados dúctiles de acero estructural (Tapia, 2005), esta propuesta es deficiente y subestima de manera importante la sobrerresistencia que se puede desarrollar.

Desde 1976 el RCDF reconoce la necesidad de revisar el cumplimiento de los estados límite y de falla. Más recientemente, en las NTCC-04 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 (Correa, 2005).

Por lo cual se puede decir, 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 (Correa, 2005).

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 (Correa, 2005).

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

En el estado límite de colapso se intenta verificar los desplazamientos relativos de entrepiso en particular durante la ocurrencia del sismo de diseño. Los desplazamientos ante este sismo, que llamaremos D_C , se calcularán, como es costumbre, multiplicando los reducidos, D_R , 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).

$$D_C = D_R QR \quad (3.23)$$

A partir de los desplazamientos de colapso D_C , se calcularán las distorsiones de entrepiso resultantes, las cuales se compararán con distorsiones permisibles que reflejen la capacidad máxima real de los diversos sistemas estructurales.

En 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. El problema de la determinación del periodo de retorno óptimo del sismo de servicio no es trivial, y aunque se han hecho estudios al respecto (por ejemplo, Reyes, 1999), el tema no está de ninguna manera agotado. Sin embargo, en el trabajo antes mencionado se señalan indicios de que, para diversos tipos estructurales comunes, el periodo de retorno óptimo para la Ciudad de México es de unos 10 años. A este periodo de retorno están asociadas ordenadas espectrales similares a las que produjo el sismo del 25 de abril de 1989. Hay, además, un razonable acuerdo entre los expertos consultados en el sentido que, durante un sismo como este, no deberían presentarse daños no estructurales en las edificaciones (Ordaz *et al*, 2000).

En vista de esto, se propone que el sismo de servicio sea dividido entre un factor constante igual a siete, para tener espectros del orden de los registrados el 25 de abril de 1989. Se ha señalado en el pasado la inconveniencia de tener, en un esquema de diseño multinivel como el propuesto, espectros de diseño que tengan la misma forma, especialmente en suelos blandos. La razón es que la forma espectral puede ser considerablemente modificada por el contenido de frecuencia de los sismos que rigen el estado límite de servicio, que no tienen las mismas características que los que rigen el estado límite de colapso. Sin embargo, en aras de la sencillez, se ha decidido dejar esta propuesta con una forma espectral igual para ambos estados límite (Ordaz *et al*, 2000).

Los desplazamientos para revisión del estado límite de servicio, D_S , se calcularán de la siguiente manera:

$$D_S = D_R \frac{Q'R}{7} \quad (3.24)$$

donde:

D_S = Desplazamiento de servicio.

D_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 siete los convierte en los que se tendrían durante un sismo siete 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 (Ordaz *et al*, 2000).

3.4 Comentarios Finales

Una de las modificaciones más importante de las NTCS es la nueva zonificación que se propuso en el cuerpo principal, la cual se deriva de las evidentes diferencias en los periodos dominantes del subsuelo dentro de la zona del lago de la Ciudad de México, por lo que, ahora está dividida en cuatro subzonas, que corresponden a intervalos de periodos dominantes del suelo que permiten construir espectros razonablemente uniformes. Dicha zonificación ahora más detallada y precisa fue posible gracias a la gran información disponible a partir de la instrumentación sísmica que se ha colocado en el valle de México.

En el Apéndice A se optó por proporcionar una variación continua de los espectros de diseño para cada sitio, dichos espectros representan de manera realista los verdaderos niveles de demanda que se presentarían ante los sismos de diseño.

En general el Apéndice A aporta requerimientos de diseño que presentan un manejo claro 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.

Capítulo 4

Estudios experimentales sobre la participación de la losa en la resistencia a carga lateral de marcos

4.1 Introducción

Entender el efecto de la participación de la losa en la respuesta global de las estructuras de concreto reforzado es un tema en el cual se han realizado diversos estudios de gran importancia, la gran mayoría de estos se han llevado a cabo en Canadá, Estados Unidos, Nueva Zelanda y Japón. Dichos estudios se han encaminado a poder entender y cuantificar la participación de la losa en la resistencia a carga lateral de marcos de concreto reforzado, ya que se ha comprobado que un porcentaje importante de la sobrerresistencia de los edificios es debida a este efecto, por lo cual no considerarla durante el proceso de diseño puede llevarnos a obtener edificios con un comportamiento estructural diferente al esperado.

Para aplicar el concepto de diseño por capacidad es necesario caracterizar lo mejor posible la interacción que existe entre las losas y las vigas, y la interacción que a través de las vigas, se da entre la losa y las conexiones viga columna. Por lo anterior descrito, los códigos de diseño actuales han incorporado el efecto de la participación de la losa, incluyendo especificaciones que consideran el incremento de la resistencia a flexión de las vigas como consecuencia del trabajo conjunto que realizan con la losa. De tal manera, se han planteado recomendaciones para tratar de evitar fallas de corte tanto en las vigas como en las uniones viga-columna, y además evitar el desarrollo de mecanismos de falla indeseables.

Hasta ahora, el impacto que la losa pueda tener en las características mecánicas de la estructura a nivel global, y por tanto en su desempeño sísmico, suele ignorarse. Por una parte, la losa puede tener efectos favorables para una estructura, ya que su presencia fomenta un incremento en la resistencia lateral y rigidez lateral que la estructura tiene a nivel global. Sin embargo, la existencia de la losa no necesariamente implica un mejor desempeño estructural, ya que puede llegar a reducir en gran medida la capacidad de rotación negativa (acero en lecho superior en tensión) de las vigas de un edificio y, por tanto, su ductilidad última ante cargas laterales. Por tal razón, es conveniente estudiar el impacto que la losa tiene en las demandas y suministros sísmicos (a nivel global) de una estructura sismorresistente, y con base en esto, plantear si un modelo utilizado para revisar el desempeño de una estructura durante la etapa de la revisión del diseño debe considerar explícitamente la presencia de la losa de entrepiso (Rangel, 2004).

4.2 Estudios experimentales previos

Pantazopoulou y French (2001), en su estudio experimental, reportan la existencia de ensayos experimentales previos referentes a la participación de la losa en la resistencia a carga lateral de estructuras de marcos de concreto reforzado desde la década de los ochentas, realizados por investigadores como Shahrooz y Moehle en 1987, Pantazopoulou y colaboradores en 1988, French y Boroojerdi en 1989, Shahrooz y colaboradores en 1991, French y Moehle en 1991, entre otros, se han dedicado a estudiar la interacción de la losa y las vigas de edificios de concreto reforzado. Debido a los resultados de investigaciones experimentales con los que se cuentan, se ha llegado a desarrollar conceptos y modelos que ayudan a entender y cuantificar el efecto de la participación de la losa.

Por medio de simulaciones de cargas cíclicas reversibles aplicadas sobre modelos ensamblados de sistemas losa-viga-columna, tanto continuos como simples, se ha demostrado que la losa trabajando como un diafragma rígido es la principal responsable de las características tridimensionales de la respuesta de los marcos ante carga lateral.

En la figura 4.1, se observa uno de los tres modelos de prueba utilizado en el estudio de French y Boroojerdi (1989), los cuales fueron destinados para simular una conexión interior de viga-columna-losa de la estructura a escala real de siete niveles ensayada en el Building Research Institute en Tsukuba Japón. Los modelos fueron sometidos a una serie de cargas cíclicas reversibles orientadas paralelamente a la línea longitudinal de la viga. La carga lateral fue aplicada con un ariete hidráulico sujeto en la parte superior de la columna.

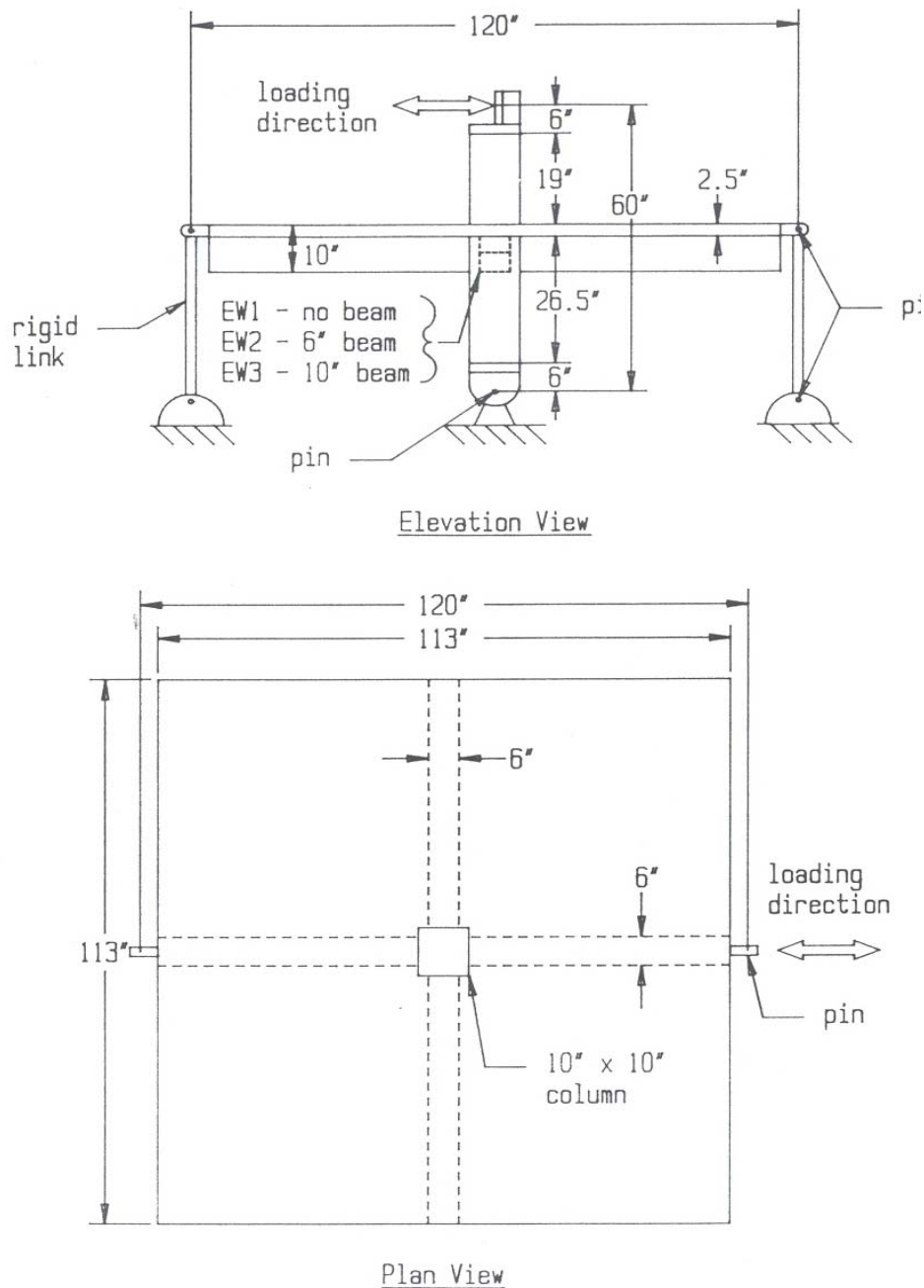
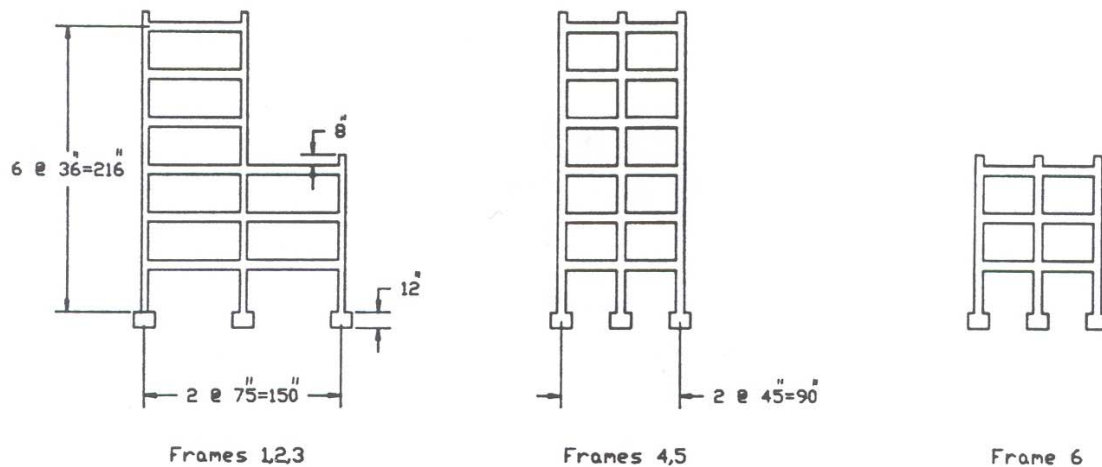


Figura 1. Modelo de prueba utilizado en el estudio de French y Boroojerdi (1989)

En la figura 4.2 se muestra la estructura de concreto reforzado de 2 crujías tanto en el sentido longitudinal como en el transversal y de seis niveles realizada a escala 1 a 4 en el estudio de Shahrooz y Moehle en 1987. Dicho estudio experimental se realizó con la finalidad de evaluar la respuesta sísmica de estructuras de concreto reforzado, y en el cual se evaluó también la participación de la losa en resistencia y rigidez lateral. Los ensayos fueron: tirones estáticos realizados por medio de un cable colocado en el nivel de azotea del espécimen, pruebas de vibración libre de baja amplitud realizadas de manera similar a las de los tirones estáticos, sobre la plataforma de una mesa vibratoria y simulación de sismos de diferentes intensidades también realizadas sobre la plataforma de una mesa vibradora. En la figura 4.3 se muestra el espécimen con el dispositivo del cable colocado en el nivel de azotea y en la figura 4.4 se muestra el espécimen sobre la plataforma de la mesa vibradora.



Elevation views

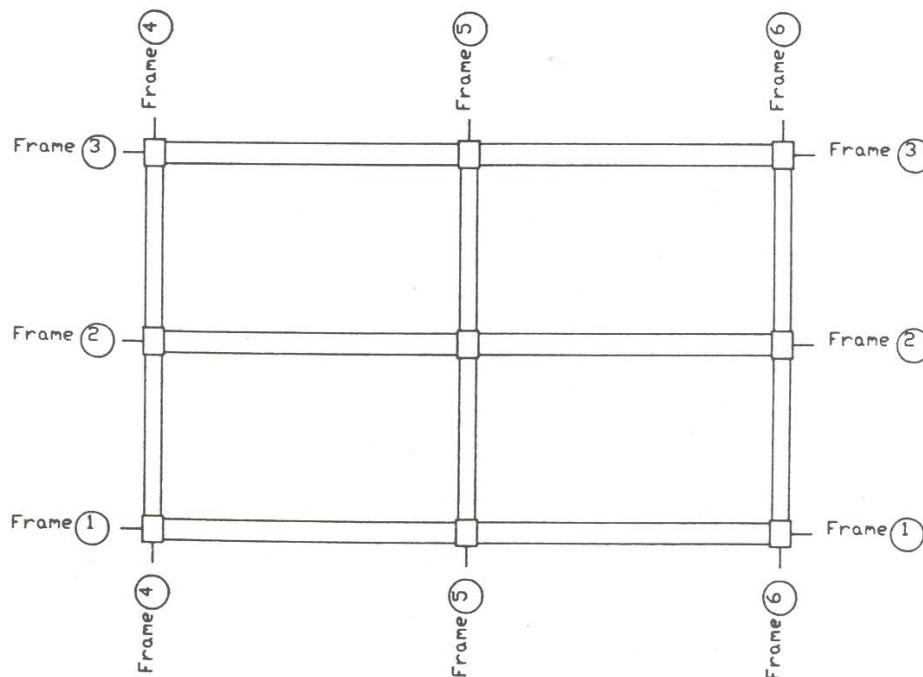


Figura 4.2 Modelo a escala utilizado en el estudio de Shahrooz y Moehle (1987).

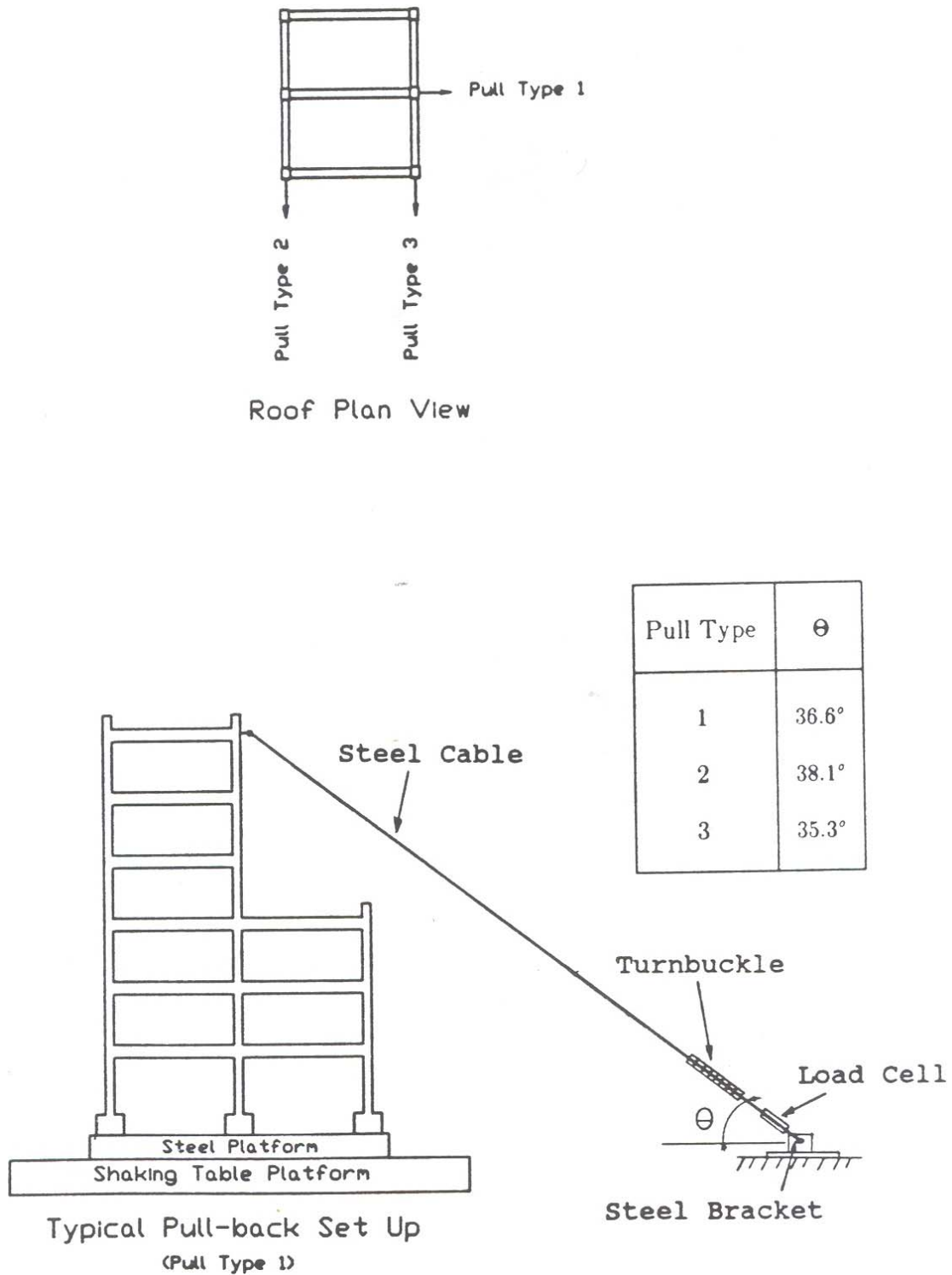


Figura 4.3 Pruebas de tirones estáticos y de vibración libre por medio de un cable en el estudio de Shahrooz y Moehle (1987).

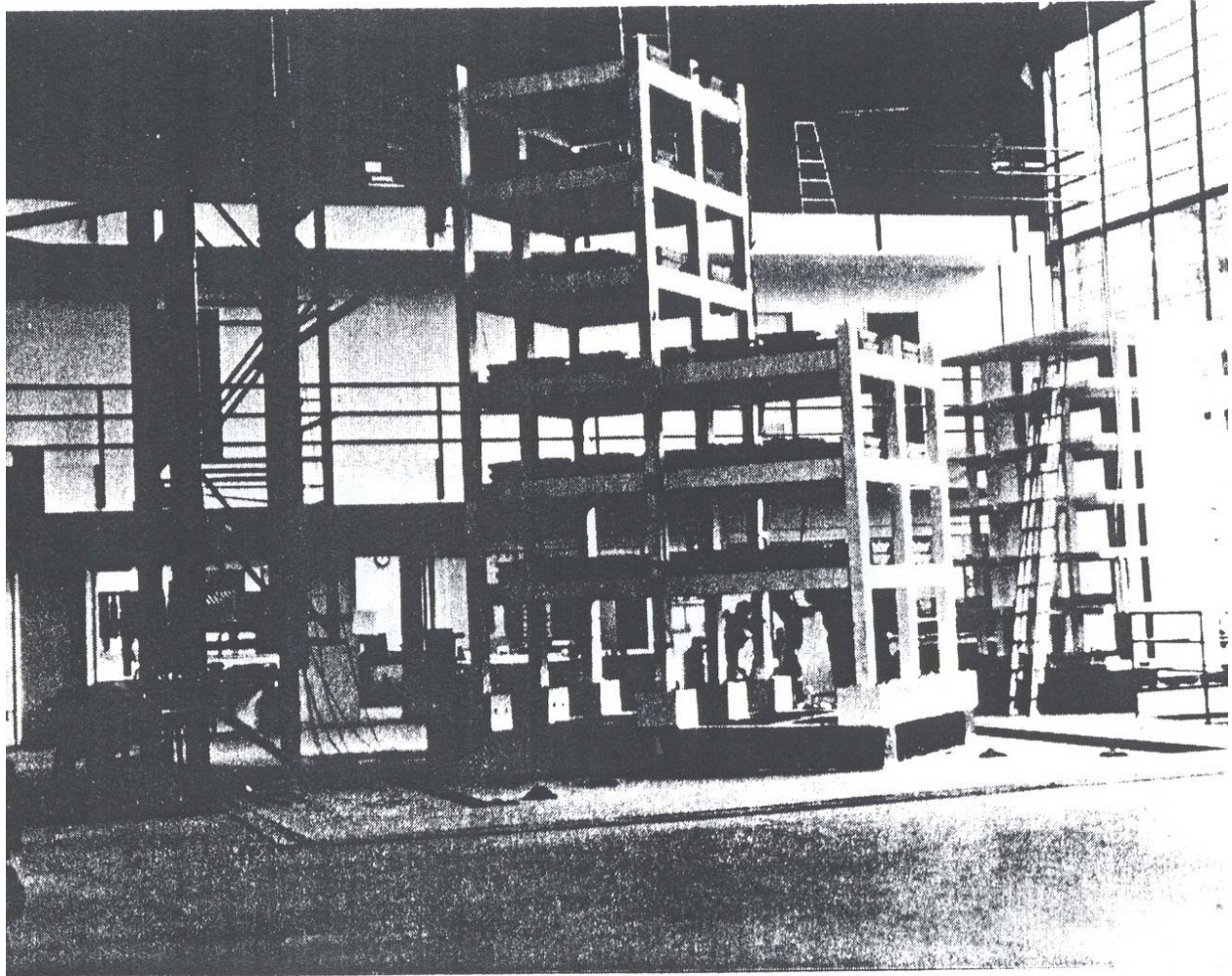


Figura 4.4 Espécimen de prueba sobre la plataforma de una mesa vibradora en el estudio de Shahrooz y Moehle (1987).

Lo más relevante a la hora de analizar el efecto de la losa es el grado de participación medido cuando esta se encuentra en la zona de tensión de la viga, es decir sobre el lado donde se diseña tradicionalmente y generalmente no se toman en cuenta los efectos de la losa. Esto también muestra que la participación de la losa afecta ambos lados de la ecuación de diseño las demandas y los suministros de una manera que podría alterar los propósitos del diseño, si no se toma en consideración. Por ejemplo, la losa influye en el incremento total de la resistencia de la estructura, así como en el incremento en las demandas locales en el diseño de regiones críticas como lo son las uniones viga-columna y el refuerzo de anclaje (Pantazopoulou y French, 2001).

Por lo anteriormente descrito, es muy importante tomar en cuenta el incremento en la resistencia a flexión de las vigas principalmente a momento negativo, lo que a su vez se refleja en incrementos de resistencia global ante fuerzas laterales de hasta un 40% (Pantazopoulou y French, 2001). Además del efecto anterior, hay que tomar en cuenta el incremento de la rigidez a flexión de las vigas, lo que a su vez fomenta un incremento importante en la rigidez lateral de la estructura. En varios casos, el incremento en resistencia y rigidez puede verse reflejado en un mejor desempeño estructural. Sin embargo, investigaciones recientes sugieren que un incremento en la resistencia o en la rigidez a nivel global puede asociarse con un incremento en las demandas sísmicas de desplazamiento, velocidad y aceleración, y a nivel local, con fallas imprevistas e indeseables.

4.3 Aspectos generales del comportamiento estructural de la contribución de la losa

Cuando una viga se deforma en doble curvatura, se generan tensiones y compresiones en la losa (figura 4.5). Cuando la viga es sometida a momento negativo, los esfuerzos a tensión se desarrollan en la parte superior de su sección transversal, y las tensiones que se inducen en la losa se maximizan en el eje longitudinal de la viga, y tienden a decrecer conforme la porción de la losa en estudio se aleja de este. Si bien algunos experimentos indican una variación de los esfuerzos a través del ancho de la losa, dicha variación suele ser pequeña en la zona de la losa adyacente a la viga. Estudios experimentales desarrollados acerca de la distribución de esfuerzos en la losa sugiere que inicialmente ésta actúa como una membrana que trabaja a tensión, y no contribuye apreciablemente a resistir el momento flexionante que actúa en la viga. Los esfuerzos en la zona de tensión de la viga generalmente aumentan conforme crece su demanda de deformación angular, lo que ocurre conforme se incrementan las deformaciones laterales de la estructura (Rangel, 2004).

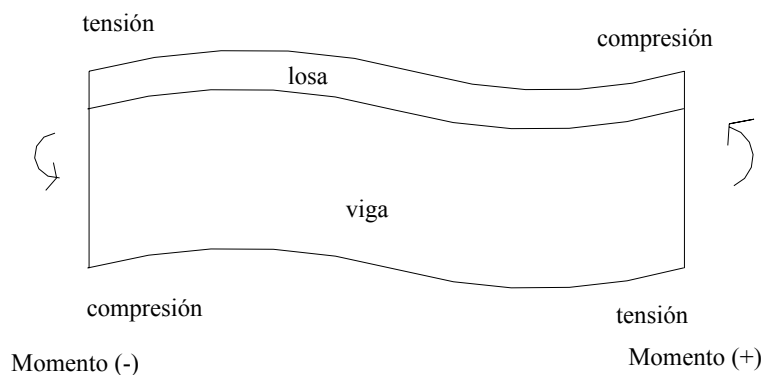


Figura 4.5 Viga sometida a doble curvatura

Cuando el esfuerzo a tensión excede el de fluencia del acero longitudinal, el ancho de la losa que contribuye a la resistencia a flexión de la viga comienza a incrementarse de manera gradual con un incremento de la deformación lateral, por lo que en un momento dado, puede ser posible que todo el ancho de la losa llegue a participar en el mecanismo resistente a flexión. Es evidente como se ilustra en la figura 4.6, por la formación y desarrollo del patrón de grietas que se genera durante el desarrollo de un ensayo de laboratorio.

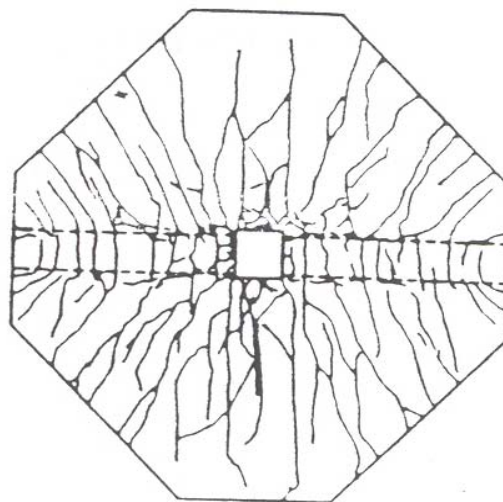


Figura 4.6 Patrón de grietas (French y Moehle, 1991)

Los esfuerzos de tensión que se inducen en la sección transversal de la losa adyacente a la viga tienen un impacto significativo en la capacidad y rigidez a flexión de esta última, impacto que depende principalmente del ancho de la losa que trabaja conjuntamente con la viga. Como se aprecia en la figura 4.7, la tensión efectiva que trabaja en la porción negativa de la viga es igual al área del refuerzo longitudinal negativo más el acero de refuerzo incluido en una porción de la losa reforzada. La participación de la losa como elemento a tensión de la viga es evidente y ha sido continuamente observada en los patrones de grietas de los especímenes ensayados por ejemplo en el estudio de French y Moehle en 1991 (Rangel, 2004).

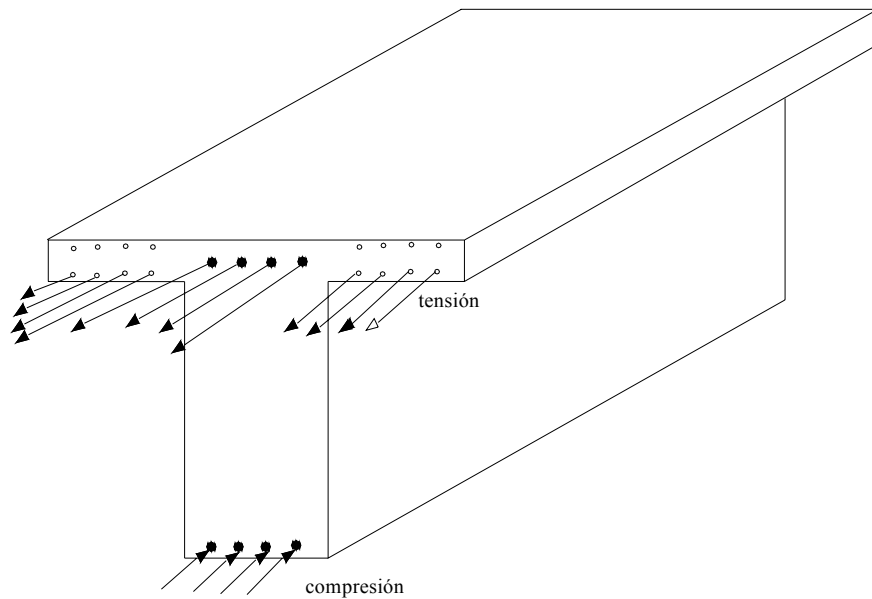


Figura 4.7 Corte en momento negativo (adaptado de Rangel, 2004)

Para poder entender con claridad el mecanismo de interacción entre la losa y las vigas, podemos entenderlo de manera conceptual por medio del modelo presentado en la figura 4.8.a. La losa empieza a esforzarse debido a las elongaciones inducidas por flexión en la viga longitudinal. La viga, que tiende a alargarse a todo lo largo de su longitudinal, transmite dicha elongación a la losa a través de un plano de corte. Como se puede apreciar en la figura 4.8.b, este cortante se equilibra con las tensiones que se generan en la porción de la losa que se ubica en la interfase de la viga transversal. Además se puede ver que, el equilibrio de la porción de losa que se muestra en la figura 4.8.b requiere la presencia de tensiones en la losa a lo largo de la viga longitudinal y de esfuerzos cortantes en la interfase de la viga transversal.

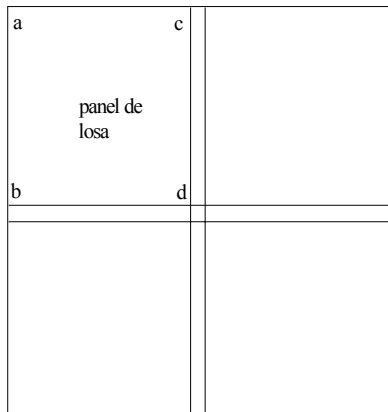


fig. 4.8.a Sistema viga-losa

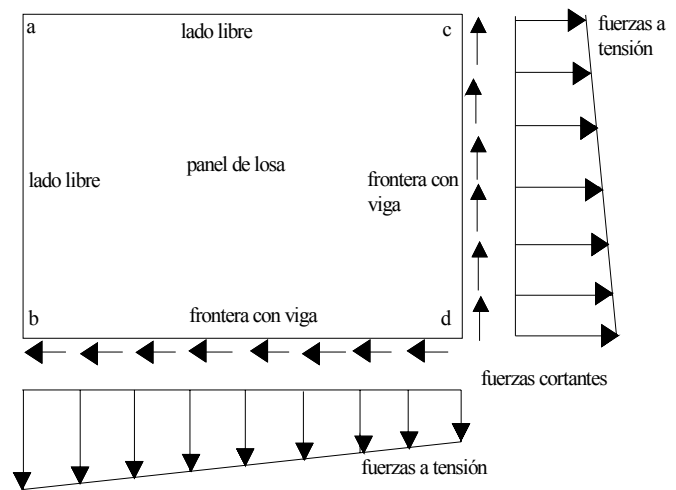


fig. 4.8.b Fuerzas en el panel de la losa

Figura 4.8 Plano de cortante como consecuencia de las tensiones (Adaptado de Rangel, 2004)

En lo que se refiere a la resistencia de una viga cuando la losa está a compresión, el enfoque de diseño implica sustituir la distribución real de esfuerzos en la losa por una distribución equivalente y sencilla como la que se muestra a continuación en la figura 4.9

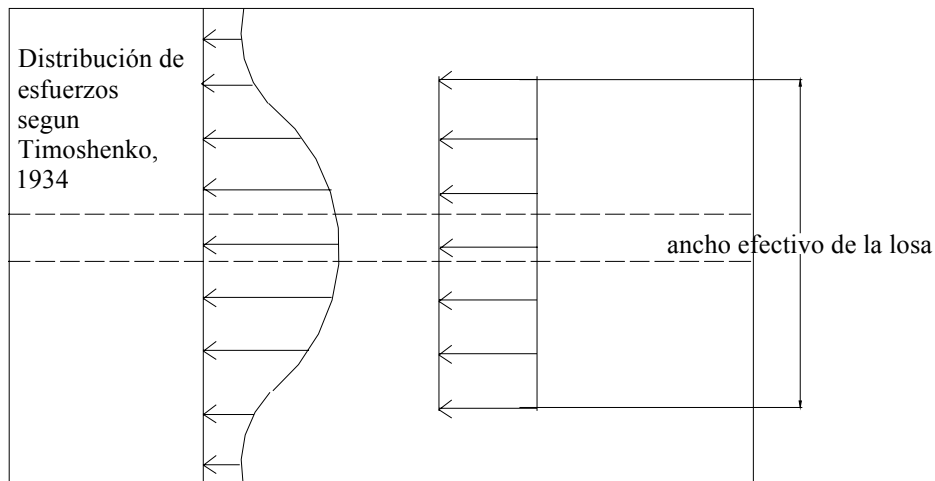


Figura 4.9 Distribución de esfuerzos equivalente (adaptado de Terán, 2003)

Para tomar en cuenta la interacción de la losa con las vigas los códigos actuales de diseño piden que no se considere en el proceso de diseño a la sección de la viga como rectangular, sino como una sección “T” o “L”, esto en función de que la viga se ubique en un marco interior o exterior respectivamente. Las NTCC-2004 y el American Concrete Institute (ACI, 1995) por ejemplo, establecen que para estimar la resistencia a flexión positiva de una viga, es necesario considerar que una porción de losa forma parte del patín a compresión de la viga. Dichos reglamentos consideran que el ancho del patín (b_{sup}) que se toma como

efectivo trabaja a compresión a cada lado del alma de secciones “T” o “L” debe ser el menor de los tres valores siguientes:

- La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma: $\frac{L}{8} - \frac{b}{2}$
- La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano: $\frac{L'}{2}$
- Ocho veces el espesor de la losa: $8t$

En la figura 4.10 se pueden identificar el significado de las variables involucradas en las expresiones anteriores.

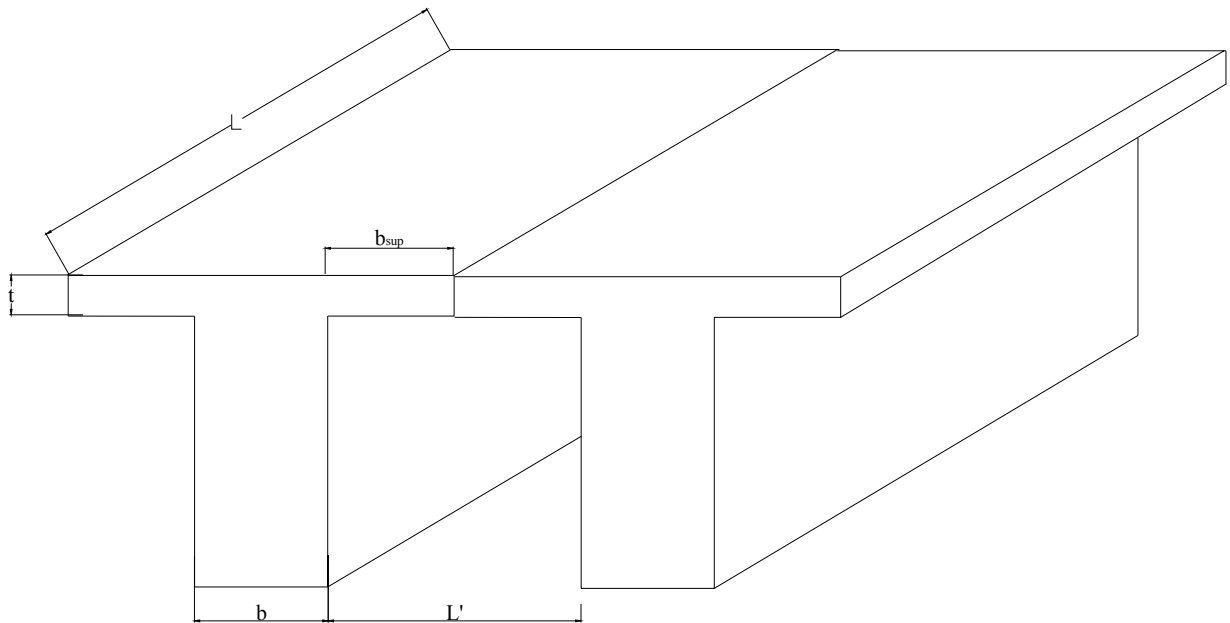


Fig. 4.10 Ancho de la losa como patín de compresión

4.4 Efectos de la participación de la losa en el comportamiento global de un marco

Para poder entender el aumento de resistencia global del marco que resulta de la participación de la losa utilizaremos el siguiente marco en la figura 4.11. La fuerza lateral última que el marco puede desarrollar esta dada por la siguiente expresión:

$$F_{tot} = F_y + \Delta F = \frac{2M_{by}^+}{h/2} + \frac{\Delta M_{by}^-}{h} \quad (4.1)$$

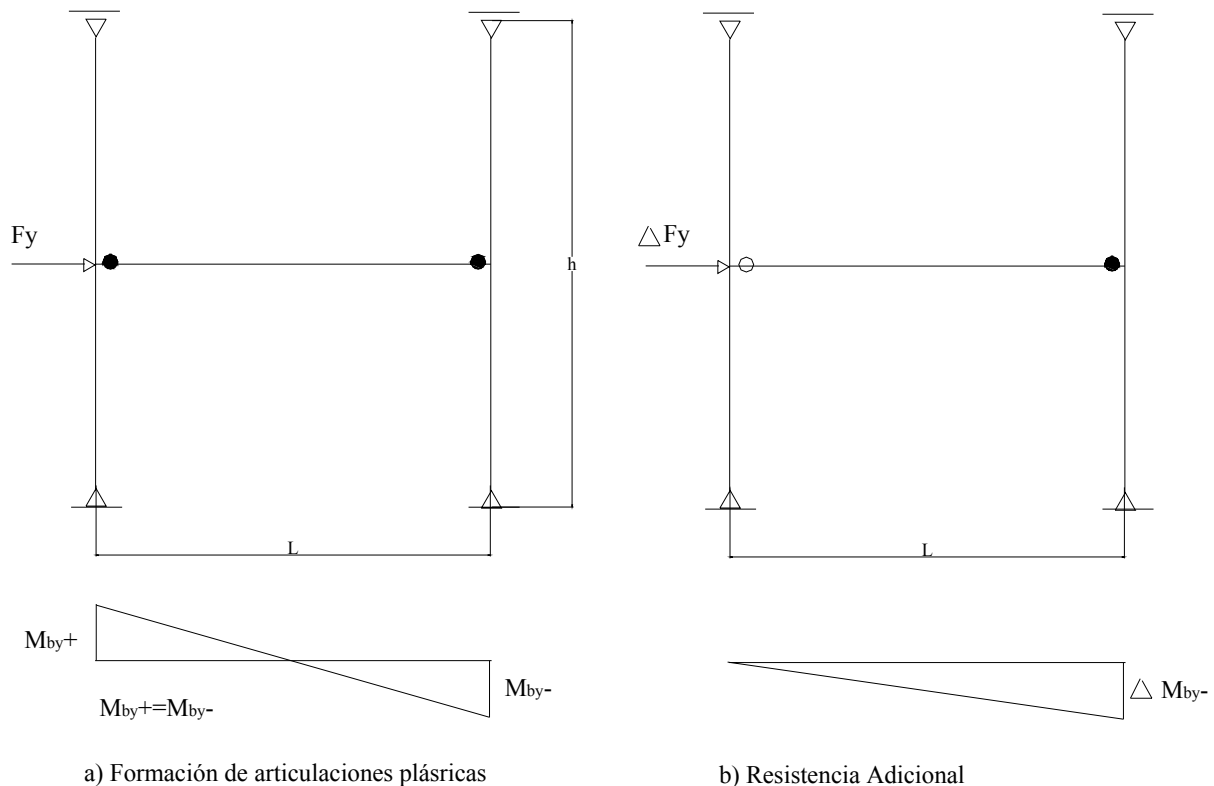


Figura 4.11 Superposición de marcos elastoplásticos con formación de articulaciones plásticas (adaptado de Pantazopoulou y French, 2001)

donde:

F_{tot} = Fuerza total resistente en el entrepiso considerado

F_y = Fuerza requerida para generar la articulación para momento positivo en el extremo de la viga

ΔF = Incremento de la fuerza lateral para generar la articulación plástica negativa

h = Altura de entrepiso

M_{by} = Momento de fluencia de la viga

ΔM_{by} = Incremento de momento por sobrerresistencia en la viga

Para aproximar el incremento de la resistencia a momento negativo de la viga Pantazopoulou y French (2001) utilizan la ecuación 4.2. Es de gran relevancia considerar que dicha expresión ha sido calibrada para una distorsión de entrepiso del 2% y que el aumento de la resistencia lateral de la estructura es proporcional a la fuerza que se desarrolla en el ancho de la losa que se considera participando a tensión.

$$\Delta M_{by} = \alpha f_y t_{losa} \rho_{losa} d(1 - 0.5c)(b_{efe} - b_w) \quad (4.2)$$

Cuando se combinan la ecuación 4.1 y 4.2, se obtiene la fuerza lateral resistente del entrepiso considerado:

$$F_{tot} = 4 \frac{M_{by}^+}{h} + 2 \frac{\alpha f_y \rho_{losa} d(1 - 0.5c) t_{losa} (b_{efe} - b_w)}{h} \quad (4.3)$$

donde:

ΔM_{by} = Incremento de momento negativo por efecto de la losa

α = Factor de sobrerresistencia

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

b_{efe} = Ancho efectivo de la losa

b_{efe} = Ancho del alma de la viga

t_{losa} = Espesor de la losa

ρ_{losa} = Cuantía de acero en el ancho de la losa en consideración

d = Peralte efectivo de la losa

c = relación entre la profundidad del bloque de compresión y la altura efectiva de la viga

En algunas pruebas experimentales reportadas por Sharooz y Moehle en 1987, y el comité U.S.- Japan Research en 1988, se ha encontrado que el segundo término de la ecuación 4.3 puede llegar a ser un 40% del F_{tot} para una distorsión del 2% (Rangel 2004).

4.5 Efectos de la participación de la losa en la ductilidad local y global

Se ha mencionado hasta el momento del efecto que la losa tiene en la resistencia lateral de una estructura. Sin embargo, la losa también influye sobre otras características mecánicas de una estructura, que pueden llegar a ser de gran importancia para su desempeño sísmico. Por ejemplo, podemos mencionar la capacidad de deformación lateral de una estructura (Rangel, 2004).

Los códigos actuales de diseño no utilizan de manera clara y transparente la capacidad de deformación de las estructuras. A manera de ejemplo, considere el coeficiente sísmico Q , que se utiliza en nuestra normatividad en función del sistema estructural y, dentro de éstos, de su detallado, que es un parámetro de diseño que de alguna manera (indirecta e implícita) refleja la capacidad de deformación última de las estructuras. Por ello, resulta importante entender el efecto que la losa puede tener en la capacidad de deformación de las estructuras.

Para poder entender por qué una estructura tiene una capacidad global de deformación lateral dada, resulta importante considerar el comportamiento y capacidades en diferentes niveles, que van desde el comportamiento de los diferentes materiales estructurales en forma independiente y su interacción dentro de una sección transversal, hasta la interacción de las diferentes secciones (Rangel, 2004).

El efecto de la losa en la capacidad de rotación de las vigas, se verá reflejado de una forma directa en la ductilidad última, local y global, que puede alcanzar una estructura. En particular, una reducción en la capacidad de rotación implica una ductilidad global última menor.

En resumen, un elemento de concreto reforzado alcanza su rotación última a flexión cuando se dan una de las dos condiciones siguientes:

- Se aplasta el concreto que trabaja como puntal de compresión para poder equilibrar la tensión del refuerzo longitudinal
- Se fractura el acero de refuerzo longitudinal

El incrementar la capacidad de rotación de una viga implica retrasar la ocurrencia de estas dos condiciones, lo que normalmente se logra a través de un buen detallado, por ejemplo el aplastamiento del concreto puede retrasarse mediante un adecuado confinamiento con refuerzo transversal, limitando la cuantía de acero a tensión y colocando un balance adecuado entre el refuerzo longitudinal positivo y negativo. El proteger el acero de tensión contra posible fractura implica colocar una cuantía mínima de

acero, proporcionar suficiente resistencia lateral a la estructura para evitar acumulación inadecuada de deformaciones plásticas.

4.6 Comentarios Finales

Después de varias investigaciones, experimentales, se puede concluir que la participación de la losa contribuye significativamente al comportamiento de la estructura, ya que incrementa en forma significativa tanto la resistencia como la rigidez lateral de las estructuras. Se ha podido determinar que la losa actúa como un elemento a tensión en conjunto con la viga, cuando la viga está sometida a momento negativo, lo cual incrementa la resistencia a flexión de las vigas, dicha aseveración es sustentada por el patrón de grietas que se ha observado en la dirección corta de las vigas.

El ancho efectivo de la losa que participa en el incremento de resistencia y rigidez de las vigas no ha podido ser deducido en forma precisa, pero con los datos disponibles de los ensayos hasta ahora realizados ha sido posible realizar algunas aproximaciones razonables, que ya han sido tomadas en cuenta por varios códigos internacionales preocupados por cuantificar la contribución de la losa. Las NTCC-2004 y el American Concrete Institute (ACI, 1995) por ejemplo, establecen que para estimar la resistencia a flexión positiva de una viga, es necesario considerar que una porción de losa forma parte del patín a compresión de la viga.

Se ha observado que el efecto de la participación de la losa es en gran parte influenciado por el nivel de distorsión estructural. Recientes cambios en los códigos han sido relacionados con la participación efectiva de la losa en distorsiones estructurales del orden del 2%, lo cual es consistente con objetivos basados en diseño por desempeño. Estudios experimentales han mostrado que en grandes distorsiones, el ancho total de la losa puede ser empleado como refuerzo a tensión adicional a las vigas sujetas a momento negativo. Si se prevé que las estructuras tomaran grandes niveles de distorsión, los diseñadores deberán tomar en cuenta la participación de la losa en la rigidez estructural, capacidad y demanda global de cortante, demanda de cortante en vigas, cortes de barras, y confinamiento de juntas (Pantazopoulou y French, 2001).

Luaces, en su tesis publicada en 1995, estudió de manera analítica varias fuentes de sobrerresistencia en estructuras de concreto reforzado dentro de las cuales se encuentra la debida a la participación de la losa.

En general, Luaces (1995) observó que la participación de la losa aumento significativamente la capacidad resistente a flexión de las vigas, la cual es más significativa a flexión negativa. La participación de la losa es una fuente muy importante de sobrerresistencia en las estructuras, por lo que se debe tomar en cuenta en el proceso de diseño, ya que en conjunto con otras fuentes de sobrerresistencia, podría llegar a modificar el modo de falla de las estructuras.

El estudio analítico de Rangel (2004) concluye que la losa participa en conjunto con las vigas como parte del mecanismo sismorresistente de un marco dúctil. Rangel (2004) pudo observar que la presencia de la losa en un marco dúctil provoca un incremento importante tanto de la resistencia como de la rigidez lateral de éste y, por lo consiguiente, en un mejor control de las demandas máximas y acumuladas de deformación plástica en las vigas de un edificio.

Otro efecto que observó Rangel (2004) es un decremento en la capacidad de deformación local y global de un edificio y, por tanto, en su habilidad de poder acomodar deformaciones plásticas, se puede decir que la presencia de la losa en muchas ocasiones da lugar a estructuras con una capacidad de deformación inferior que deben acomodar menores demandas de deformación.

En general, la presencia de la losa genera un mejor desempeño sísmico de marcos dúctiles, ya que los efectos benéficos que se derivan por el aumento de resistencias y rigideces laterales de las estructuras,

tienden a ser mayores que los efectos perjudiciales que se derivan de la reducción en la capacidad de deformación lateral de un marco dúctil, y de la concentración de daño estructural en sus pisos inferiores.

De acuerdo con estas observaciones, para realizar diseños eficientes dentro del contexto del diseño por capacidad, se deberá tomar en cuenta la contribución de cierta porción de la losa a la resistencia a flexión de traveses, ya que de no hacerlo, se puede obtener un comportamiento estructural muy diferente al esperado.

Capítulo 5

Diseño de edificios en estudio conforme al RCDF-04

5.1 Descripción del edificio a analizar

El modelo en estudio es un edificio regular destinado para uso de oficinas cuya configuración ha sido estudiada anteriormente por Luaces (1995), Luna (1999) y Correa (2005). El edificio cuenta con una planta de forma rectangular, de 21 m de ancho (dirección y) por 32 m de largo (dirección x), totalmente simétrica en la disposición de elementos resistentes y que dispone de vigas secundarias orientadas en la dirección larga (dirección x) para los modelos M1Q3CP, M1Q4CP, M1Q3AA y M1Q4AA y de vigas secundarias orientadas en ambas direcciones (dirección x e y) para los modelos M2Q3CP, M2Q4CP, M2Q3AA y M2Q4AA. El edificio consta de cuatro crujiás en la dirección x por tres crujiás en la dirección y con claros de 8 por 7 metros respectivamente (figura 5.1). La estructura cuenta con 15 niveles, con alturas típicas de entrepiso de 3.4 m y por lo tanto una altura total de 51.0 m (figura 5.2). Se realizó la consideración de que la estructura se encuentra ubicada en la subzona III_b, pues a ésta le corresponde el espectro de diseño con mayor coeficiente sísmico

La configuración de las plantas obtenidas por la colocación de las vigas secundarias nos proporciona una de las diferencias entre los modelos a analizar, los modelos del prefijo M1 hacen referencia a aquellos en los cuales su configuración de planta cuentan con vigas secundarias orientadas solamente en dirección larga (dirección x), mientras que los modelos con el prefijo M2 se refieren a aquellos cuya configuración en planta cuenta con vigas secundarias que están orientadas en ambas direcciones (dirección x e y). Q4 y Q3 hace referencia a que el factor de diseño sísmico es 4 ó 3 respectivamente, mientras que CP y AA denotan que el diseño sísmico de los modelos se realizó con el cuerpo principal o con el apéndice A respectivamente de las NTCS-2004.

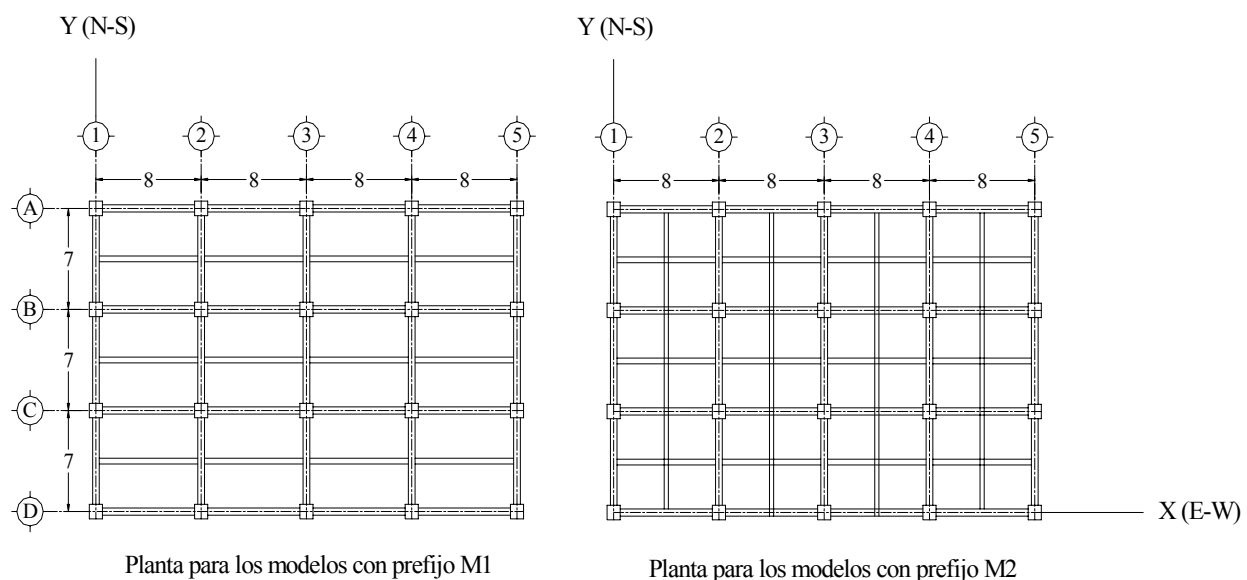
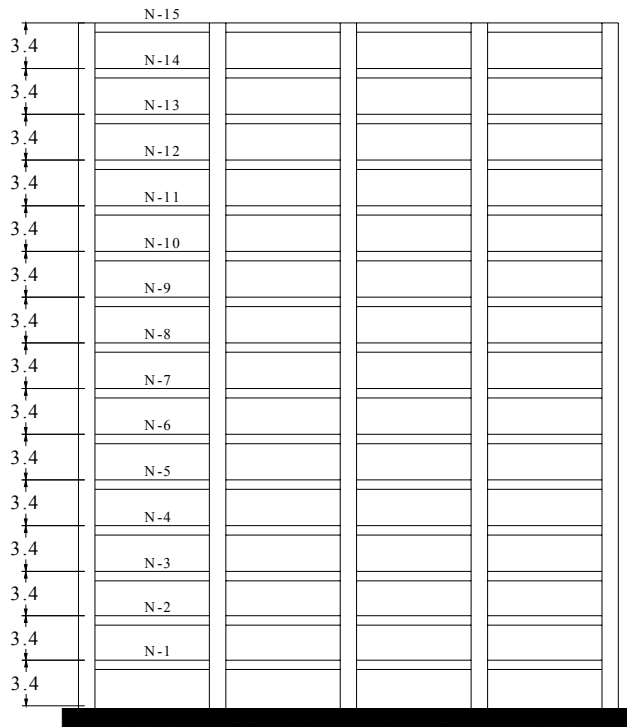


Figura 5.1 Plantas tipo para los modelos analizados



Vista en elevación

Figura 5.2 Edificio en estudio

5.2 Metodología y descripción general de los diseños de acuerdo con las NTCC-04 y NTCS-04

Para fines de este estudio, se elaboraron ocho diseños diferentes para la misma estructura con la finalidad de poder observar las diferencias que se tienen tanto en las secciones y armados resultantes como en el desempeño de cada uno ante análisis dinámicos no lineales. En la tabla 5.1 se puede observar la nomenclatura para la identificación de los modelos.

Tabla 5.1 Nomenclatura para la identificación de los modelos					
Diseño	Factor de comportamiento sísmico Q empleado	Análisis sísmico conforme a NTCS-04 basado en:	Vigas secundarias solo en sentido largo	Vigas secundarias en ambos sentidos	Nomenclatura para su identificación
1	3	Cuerpo principal	Si	No	M1Q3CP
2	3	Apéndice A	Si	No	M1Q3AA
3	4	Cuerpo principal	Si	No	M1Q4CP
4	4	Apéndice A	Si	No	M1Q4AA
5	3	Cuerpo Principal	No	Si	M2Q3CP
6	3	Apéndice A	No	Si	M2Q3AA
7	4	Cuerpo principal	No	Si	M2Q4CP
8	4	Apéndice A	No	Si	M2Q4AA

Como ya se mencionó en el capítulo dos, las NTCC-96 estipulaban en su sección 5.3 dedicada a miembros en flexocompresión del apartado de marcos dúctiles que al dimensionar los miembros a flexocompresión, la fuerza axial debida al sismo se incrementará en un 70 por ciento cuando esto llevara a un momento flexionante resistente menor, después en las NTCC-2001(propuesta) se limitó esta disposición del incremento del 70 por ciento de la carga axial obtenida del análisis y debida al sismo a marcos dúctiles con $Q = 4$ y se liberó de dicha disposición a los marcos diseñados con $Q = 3$.

Valiosos estudios como los de Luna (1999), Correa y Tena (2004) y Correa (2005) han evidenciado que las diferencias que existen al aplicar y obviar esta disposición son muy pocas y no favorecen de manera significativa el proceso de diseño, al contrario lo complican y no propician el diseño de marcos dúctiles

Ahora en las NTCC-04 en su sección 7.3 menciona que para el diseño de las columnas de marcos dúctiles diseñados con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, con relación altura-base mayor que 2.0, y que se encuentren en la zona III, al dimensionar por flexocompresión, se incremente en 50 por ciento la fuerza axial y el momento flexionante debidos al sismo. Dicha disposición parece tener menos complicaciones en el diseño que con la disposición anterior y complica menos el proceso de diseño, pero no se conocen estudios que sustenten dicha modificación por lo que aún luce un poco arbitraria y debido a esto en este trabajo no se tomara en cuenta esta sección.

La aplicación del Apéndice A en los modelos que lo requirieron se limitó a la adopción del espectro para diseño sísmico que allí se estipula, así como al cumplimiento de los desplazamientos 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.

No se tomo en cuenta la interacción suelo-estructura para ningún caso, esto con la finalidad de que la comparación de los resultados en los diseños basados en el cuerpo principal de las NTCS-04 y los obtenidos con el Apéndice A sea coherente.

Los diseños se realizaron con la ayuda del programa de análisis y diseño de edificios de concreto ECOgeW versión 2.13 (Corona, 2005), el cual aplica las disposiciones del RCDF y sus Normas Técnicas Complementarias para el diseño de miembros a flexión y flexocompresión biaxial. Con este programa se determinaron las fuerzas sísmicas laterales mediante un análisis dinámico modal espectral y se incluyeron los efectos P- Δ .

Se supuso que las propiedades índice de los materiales son las siguientes: la resistencia nominal a la compresión del concreto es $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$, y el esfuerzo de fluencia en el acero de refuerzo es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se consideró concreto tipo I, con módulo de elasticidad $E = 14000\sqrt{f'_c}$.

5.2.1 Consideraciones para el análisis estructural

Con la finalidad de obtener con una aproximación razonable el periodo fundamental de cada uno de los ocho modelos y así obtener una buena estimación de las demandas sísmicas, se consideraron dos modelos de análisis para cada uno de los modelos estudiados, uno para el cual se modeló a los miembros estructurales sin agrietamiento y otro en el cual se tomo en cuenta 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 1.4.1 de las NTCC-04 que menciona que las rigideces de las vigas deben calcularse con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ($0.5 I_g$) y las rigideces de las columnas con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto (I_g).

La razón por la cual se realizaron dos modelos para cada uno de los ocho modelos a estudiar es que aunque la disposición de la sección 1.4.1 de las NTCC-04 es buena, no puede generalizarse su aplicación pues se podría llegar a tener en algunos casos diseños inseguros, ya que esta disposición no toma en cuenta que toda construcción nueva o que no haya sufrido un sismo de magnitud relevante se encuentra intacta y sin agrietamiento, y es en estas condiciones que debe resistir su primera excitación sísmica. Para considerar de manera correcta el efecto de agrietamiento de las vigas y por lo tanto tener diseños más seguros, se debe observar la ubicación de los periodos fundamental y de orden superior de la estructura dentro del espectro de diseño sísmico de interés. Además, si se aplicara dicha disposición tal como se indica en dicha sección el cumplimiento de las distorsiones de entrepiso permisibles sólo sería posible con secciones muy robustas (Tena, 2005).

Para los fines de este trabajo, en los modelos de análisis estructural se consideraron las secciones de las vigas como vigas T y L, tratando de esta manera tomar en cuenta el efecto de la participación de la losa, se realizó el diseño de las losas de todos los modelos conforme a lo estipulado en las NTCC-04 para estimar de forma exacta el espesor que se ocupó para la estimación correcta de cargas, también se diseñaron las vigas secundarias bajo el efecto de carga gravitacional revisando así el estado límite de servicio como lo indica el apartado 3.2 de las NTCC-04.

Para los modelos que no tomaban en cuenta el agrietamiento de las vigas se revisó que se cumpliera con las distorsiones de entrepiso permisibles. Cabe mencionar que los modelos que consideran agrietamiento en vigas así como los modelos que no lo consideran tienen las mismas secciones transversales, por lo que el modelo no agrietado rigió en cuanto al dimensionado de secciones transversales.

A pesar de que para los ocho modelos se tuvieron aumento en los periodos al considerar sección agrietada en las vigas, ninguno de los periodos se ubico más allá del final de las mesetas de los espectros de diseño correspondientes a cada caso.

En el prediseño utilizando el programa de análisis y diseño de edificios de concreto ECOgcW versión 2.13 (Corona, 2005), siempre rigió para el diseño de columnas el modelo que considera el agrietamiento de las vigas, mientras que para el diseño de vigas de los ocho modelos rigió siempre el modelo de análisis en que no se consideró el agrietamiento de las vigas. Dicho resultado se debe a que si consideramos que las vigas en condición agrietada tienen una rigidez menor que cuando no se agrietan, por esta causa las columnas que mantienen su rigidez original tienden a tomar fuerzas mayores cuando las vigas se agrietan, mientras que las vigas agrietadas se someten a un estado más relajado en cuanto a fuerzas internas, ya que debido a su rigidez inferior toman una fuerza menor. Sin embargo en el diseño final se proporcionó primero el refuerzo de las vigas utilizando criterios de diseño por capacidad y los criterios de marcos dúctiles de las NTCC-04, se revisaron las columnas de manera que satisficieran la ecuación 7.8 de la sección 7.5.3 de las NTCC-04. En las tablas 5.2 a 5.17 se observan las características dinámicas de los ocho modelos, tanto para la condición de secciones brutas o totales como para la condición de sección agrietada.

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.558	76.67	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.137	0	73.68
3. Segundo modo traslación	E-W	0.532	10.82	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.400	0	14.05
5. Tercer modo traslación	E-W	0.303	4.26	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.230	0	4.87
Σ % masas modales			91.75	92.60

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	2.010	75.94	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.405	0	73.92
3. Segundo modo traslación	E-W	0.666	10.59	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.491	0	13.19
5. Tercer modo traslación	E-W	0.371	4.32	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.282	0	4.76
Σ % masas modales			90.85	91.87

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.364	77.34	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.139	0	74.43
3. Segundo modo traslación	E-W	0.457	10.90	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.387	0	13.77
5. Tercer modo traslación	E-W	0.260	4.07	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.223	0	4.51
Σ % masas modales			92.31	92.71

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.756	76.67	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.420	0	74.37
3. Segundo modo traslación	E-W	0.575	10.58	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.482	0	13.00
5. Tercer modo traslación	E-W	0.321	4.19	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.275	0	4.55
Σ % masas modales			91.44	91.92

Tabla 5.6 Características dinámicas del modelo M1Q3CP (secciones brutas)				
Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.512	76.36	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.017	0	74.51
3. Segundo modo traslación	E-W	0.505	10.54	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.361	0	13.08
5. Tercer modo traslación	E-W	0.282	4.33	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.203	0	4.84
Σ % masas modales			91.23	92.43

Tabla 5.7 Características dinámicas del modelo M1Q3CP (secciones agrietadas)				
Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.959	75.17	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.265	0	74.57
3. Segundo modo traslación	E-W	0.633	10.61	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.448	0	12.19
5. Tercer modo traslación	E-W	0.343	4.52	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.251	0	4.84
Σ % masas modales			90.30	91.60

Tabla 5.8 Características dinámicas del modelo M1Q3AA (secciones brutas)				
Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.328	76.91	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.037	0	74.53
3. Segundo modo traslación	E-W	0.449	10.64	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.368	0	13.08
5. Tercer modo traslación	E-W	0.254	4.24	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.207	0	4.83
Σ % masas modales			91.79	92.44

Tabla 5.9 Características dinámicas del modelo M1Q3AA (secciones agrietadas)				
Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.717	76.01	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.290	0	74.59
3. Segundo modo traslación	E-W	0.565	10.50	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.457	0	12.18
5. Tercer modo traslación	E-W	0.312	4.36	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.256	0	4.83
Σ % masas modales			90.87	91.60

Tabla 5.10 Características dinámicas del modelo M2Q4CP (secciones brutas)				
Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.551	77.66	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.346	0	74.71
3. Segundo modo traslación	E-W	0.530	10.92	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.478	0	13.29
5. Tercer modo traslación	E-W	0.306	4.08	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.275	0	4.82
Σ % masas modales			92.66	92.82

Tabla 5.11 Características dinámicas del modelo M2Q4CP (secciones agrietadas)				
Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.991	77.31	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.659	0	74.89
3. Segundo modo traslación	E-W	0.665	10.44	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.589	0	12.44
5. Tercer modo traslación	E-W	0.378	4.10	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.337	0	4.78
Σ % masas modales			91.84	92.11

Tabla 5.12 Características dinámicas del modelo M2Q4AA (secciones brutas)				
Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.353	77.73	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.247	0	73.65
3. Segundo modo traslación	E-W	0.465	11.10	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.452	0	13.89
5. Tercer modo traslación	E-W	0.269	4.10	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.259	0	5.23
Σ % masas modales			92.73	92.77

Tabla 5.13 Características dinámicas del modelo M2Q4AA (secciones agrietadas)				
Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.721	77.55	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.525	0	73.71
3. Segundo modo traslación	E-W	0.580	10.51	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.558	0	13.09
5. Tercer modo traslación	E-W	0.332	4.09	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.318	0	5.23
Σ % masas modales			92.10	92.03

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.331	77.35	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.205	0	75.06
3. Segundo modo traslación	E-W	0.452	10.73	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.433	0	12.40
5. Tercer modo traslación	E-W	0.258	4.15	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.243	0	4.84
Σ % masas modales			92.23	92.30

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.722	76.68	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.513	0	74.99
3. Segundo modo traslación	E-W	0.570	10.43	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.541	0	11.61
5. Tercer modo traslación	E-W	0.319	4.24	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.301	0	4.86
Σ % masas modales			91.35	91.46

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.316	77.30	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.189	0	75.04
3. Segundo modo traslación	E-W	0.448	10.70	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.429	0	12.40
5. Tercer modo traslación	E-W	0.256	4.16	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.241	0	4.85
Σ % masas modales			92.16	92.29

Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)	
			E-W	N-S
1. Primer modo traslación	E-W	1.700	76.58	0
2. Primer modo traslación	N-S	1.495	0	74.96
3. Segundo modo traslación	E-W	0.567	10.43	0
4. Segundo modo traslación	N-S	0.537	0	11.61
5. Tercer modo traslación	E-W	0.316	4.25	0
6. Tercer modo traslación	N-S	0.299	0	4.87
Σ % masas modales			91.26	91.44

5.2.2 Espectros de diseño sísmico

Se realizó la consideración de que la estructura se encuentra ubicada en la subzona III_b, pues a ésta le corresponde el espectro de diseño con mayor coeficiente sísmico.

Para el espectro de diseño sísmico del cuerpo principal de las NTCS-04 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 poder definir el espectro de diseño del Apéndice A se tomo como periodo dominante más largo del terreno el valor $T_s = 2$ seg. obteniendo 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. Y como no se tomo en cuenta la interacción suelo-estructura el factor de reducción por amortiguamiento suplementario se tomo igual a uno, $\beta = 1$.

En la figura 5.3.a se presentan los espectros de diseño para la zona III_b definidos en el cuerpo principal de las NTCS-04 del RCDF-04 para estructuras regulares del grupo B y en la figura 5.3.b se muestran los espectros definidos por el Apéndice A estipulados en las NTCS-04. Además, se puede observar que la meseta del espectro para diseño sísmico del Apéndice A es menos extensa que la que corresponde al cuerpo principal de las NTCS-04, lo que nos da una idea de la ubicación del periodo dominante más largo del terreno T_s .

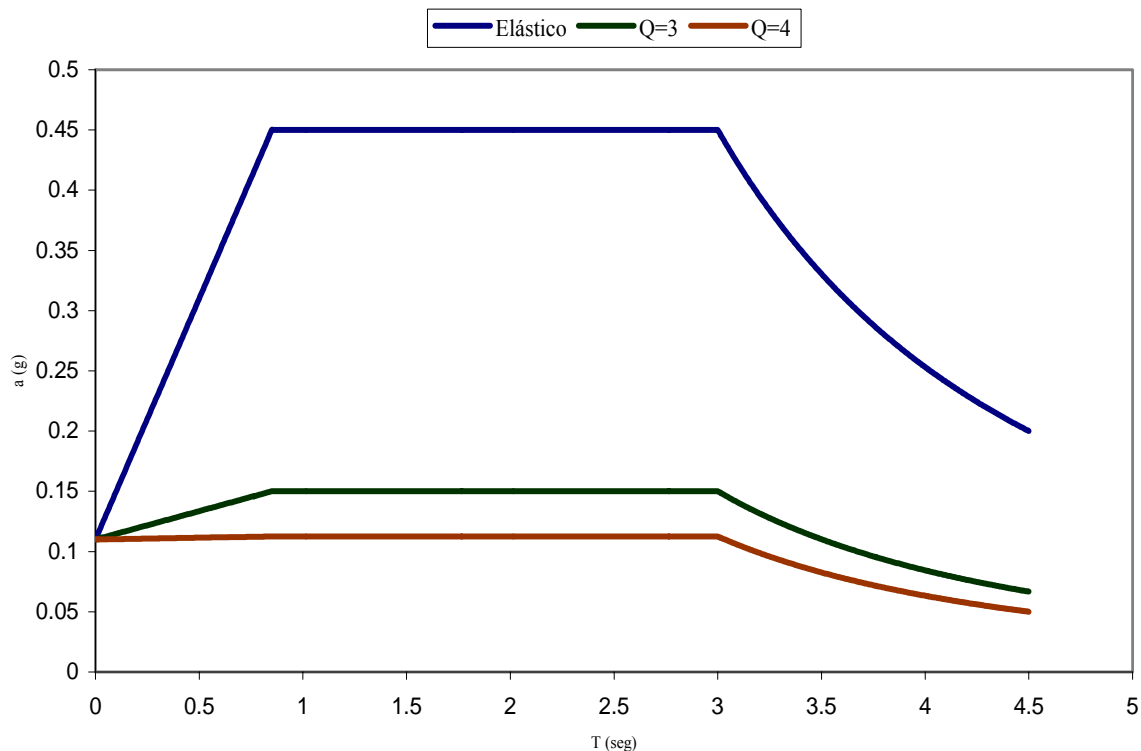


Fig. 5.3.a Espectros de diseño del Cuerpo Principal

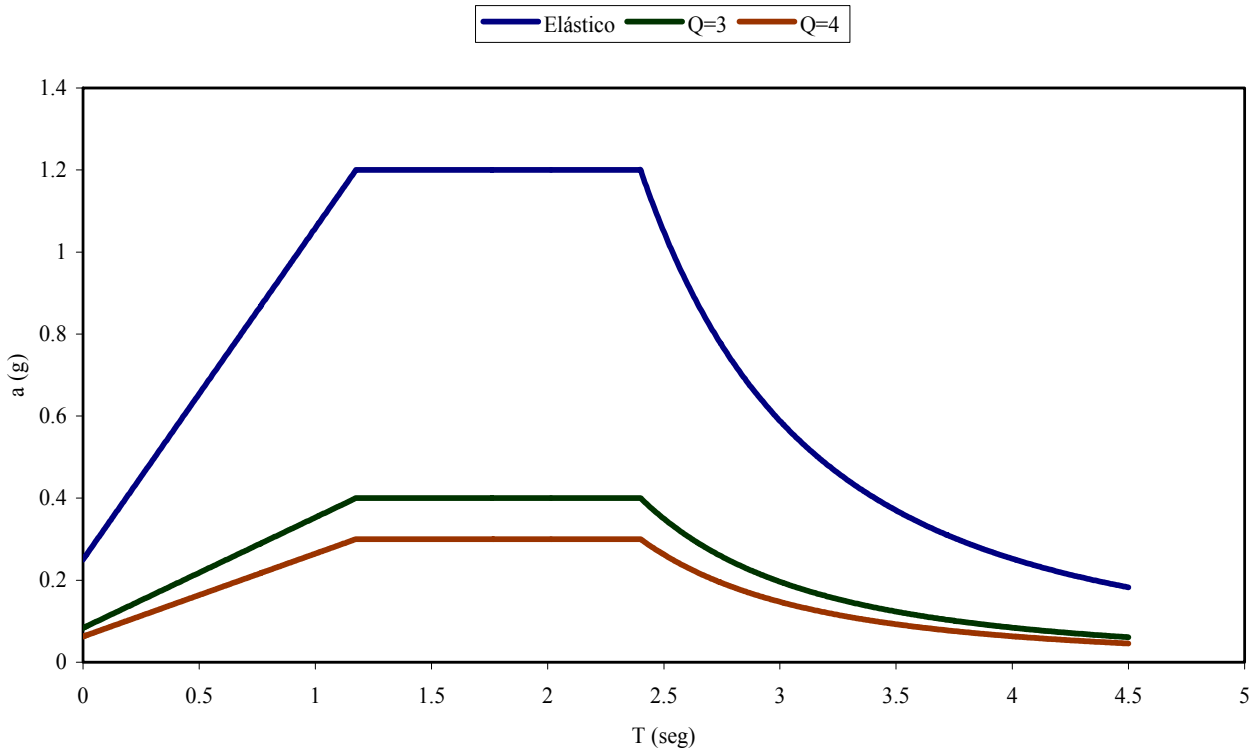


Fig. 5.3.b Espectros de diseño del Apéndice A para un Ts=2.0 seg.

Figura 5.3 Espectros de diseño estipulados en las NTCS-04 tanto para su cuerpo principal y el Apéndice A.

5.2.3 Distorsiones de entrepiso permisibles

Se realizó la consideración de que los elementos no estructurales están perfectamente desligados de la estructura, por lo que se adoptó para los modelos diseñados conforme al cuerpo principal de las NTCS-04 como distorsión de entrepiso límite el valor de:

$$\gamma Q = 0.012 \tag{5.1}$$

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 diseñados conforme a lo estipulado en el Apéndice A de las NTCS-04 se revisó que la rigidez lateral de la estructura cumpliera con las dos condiciones que allí se establecen para limitar los daños a elementos no estructurales y tener seguridad contra el colapso.

Para evitar el daño a elementos no estructurales debe cumplirse la siguiente condición:

$$\gamma \left(\frac{Q'R}{7} \right) \leq 0.004 \tag{5.2}$$

donde:

γ = 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 que sean diseñados con $Q = 3$ ó 4 se debe cumplir con lo siguiente:

$$\gamma(QR) \leq 0.030 \quad (5.3)$$

donde:

γ = 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

Ya que el periodo fundamental de todos los modelos diseñados con el Apéndice A se encuentran comprendidos dentro de la meseta del espectro para diseño sísmico los parámetros Q' y R estipulados en las condiciones 5.2 y 5.3 de dicho Apéndice adoptan los siguientes valores:

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{K}} \quad (5.4)$$

$$R = 2 \quad (5.5)$$

Ahora sustituyendo en la ecuación 5.4 tenemos para $Q = 4$:

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{K}} = 1 + \frac{4-1}{\sqrt{0.35}} = 6.071$$

y para $Q = 3$:

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{K}} = 1 + \frac{3-1}{\sqrt{0.35}} = 4.381$$

Tanto para $Q = 3$ ó 4 , R adopta el siguiente valor:

$$R = 2$$

Para la revisión de la rigidez lateral de los modelos diseñados conforme al Apéndice A rigió la revisión para evitar el daño a elementos no estructurales sobre la de seguridad contra el colapso. En las figuras 5.4 a 5.7 se presentan las distorsiones de entrepiso,

En Correa (2005) se menciona que no tiene sentido tener un procedimiento para análisis sísmico más elaborado que el que presenta el Apéndice A, el cual pretende ser más transparente y racional, si valores como el siete (7) de la expresión 5.2 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 A no tienen justificación y están calibrados para arrojar resultados muy similares a los del cuerpo principal de las NTCS-04.

5.2.4 Consideraciones para el diseño estructural

El criterio utilizado para determinar el tamaño de las secciones transversales de columnas y vigas fue diseñar tratando de satisfacer la distorsión máxima permisible por las NTCS-04 tanto para el cuerpo principal como para el Apéndice A, pero sin salirse de lo práctico. Se propuso una variación de secciones en columnas cada cinco niveles, las vigas paralelas al eje x mantuvieron el peralte y ancho en toda su elevación, mientras que en las vigas paralelas al eje y cambiaron su sección cada cinco niveles en cada uno de los ocho modelos. El diseño del acero de refuerzo para los distintos elementos se realizó conforme a los lineamientos estipulados en el apartado de marcos dúctiles de las NTCC-04.

Para las columnas de todos los modelos se consideró sección cuadrada y las vigas como ya se había mencionado se adoptaron secciones T y L con la finalidad de considerar la aportación de la losa a la rigidez lateral del edificio.

Para el diseño de vigas por fuerza cortante así como el diseño de columnas por flexocompresión y cortante se empleó el método riguroso de las NTCC-04 que esta basado en los principios de diseño por capacidad para los ocho modelos. Para la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas de la sección 7.3.2 de las NTCC-04 se utilizó la carga axial correspondiente a la combinación que rigió para diseño.

Cabe mencionar que no se realizó la revisión de las conexiones, debido a que el programa utilizado para el análisis y diseño estructural de los modelos no lo realiza. Además la modificación en la revisión de la conexión de las NTCC-04 luce un tanto exagerada, pues para que sea un nudo confinado acaba obligando a las vigas a tener anchos similares a las columnas, con lo cual el nudo se hace muy rígido (Tena, 2005).

Las vigas secundarias tanto para los modelos con prefijo M1 que en su estructuración solo cuentan con vigas secundarias en el sentido largo (M1Q4CP, M1Q4AA, M1Q3CP y M1Q3AA) como para los modelos con prefijo M2 que disponen de vigas secundarias en ambos sentidos (M2Q4CP, M2Q4AA, M2Q3CP y M2Q3AA), fueron diseñadas bajo condiciones de carga gravitacional y se revisaron los estados limite que estipula el apartado 3.2 de las NTCC-04. En la tabla 5.18 se muestran los armados de las vigas secundarias utilizadas en los modelos.

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Prefijo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	zona central
M1	35 x 70	4 # 8	4 # 6	3 # 3 @ 15 cm	3 # 3 @ 30 cm
M2	30 x 60	3 # 8	3 # 6	3 # 3 @ 12.5 cm	3 # 3 @ 25 cm

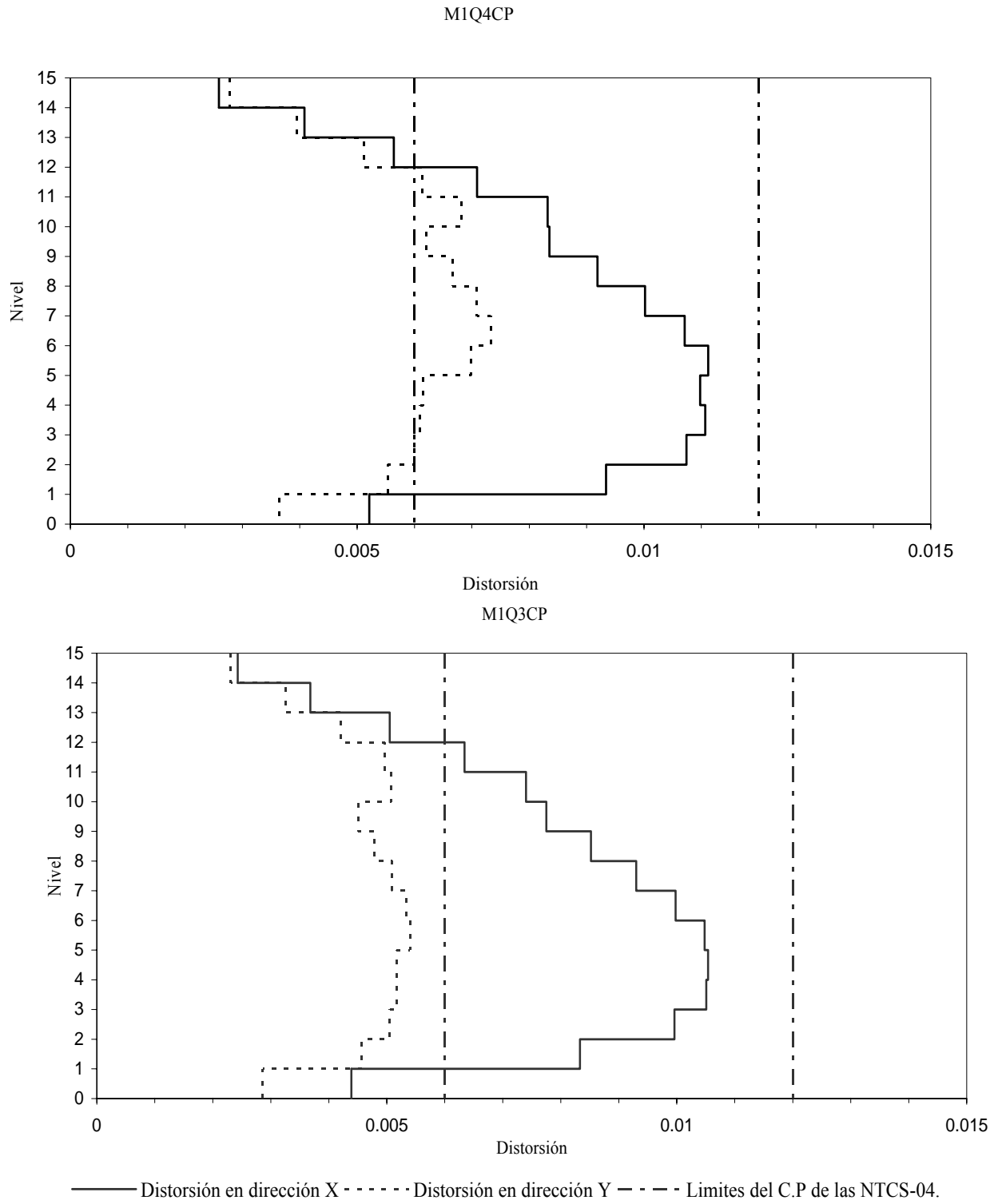


Figura 5.4 Distorsiones de entropiso de diseño para los modelos M1Q4CP y M1Q3CP

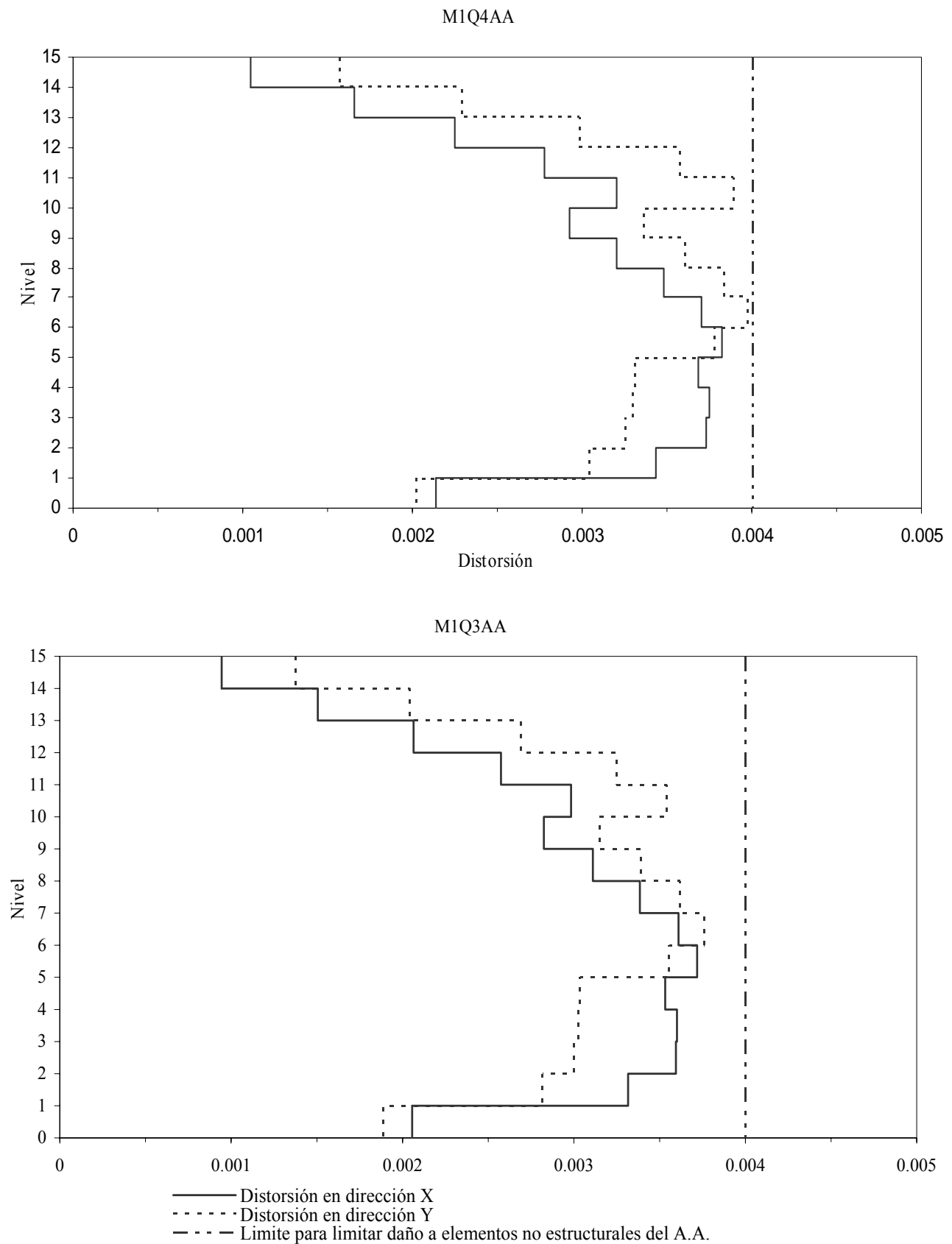


Figura 5.5 Distorsiones de entrepiso de diseño para los modelos M1Q4AA y M1Q3AA

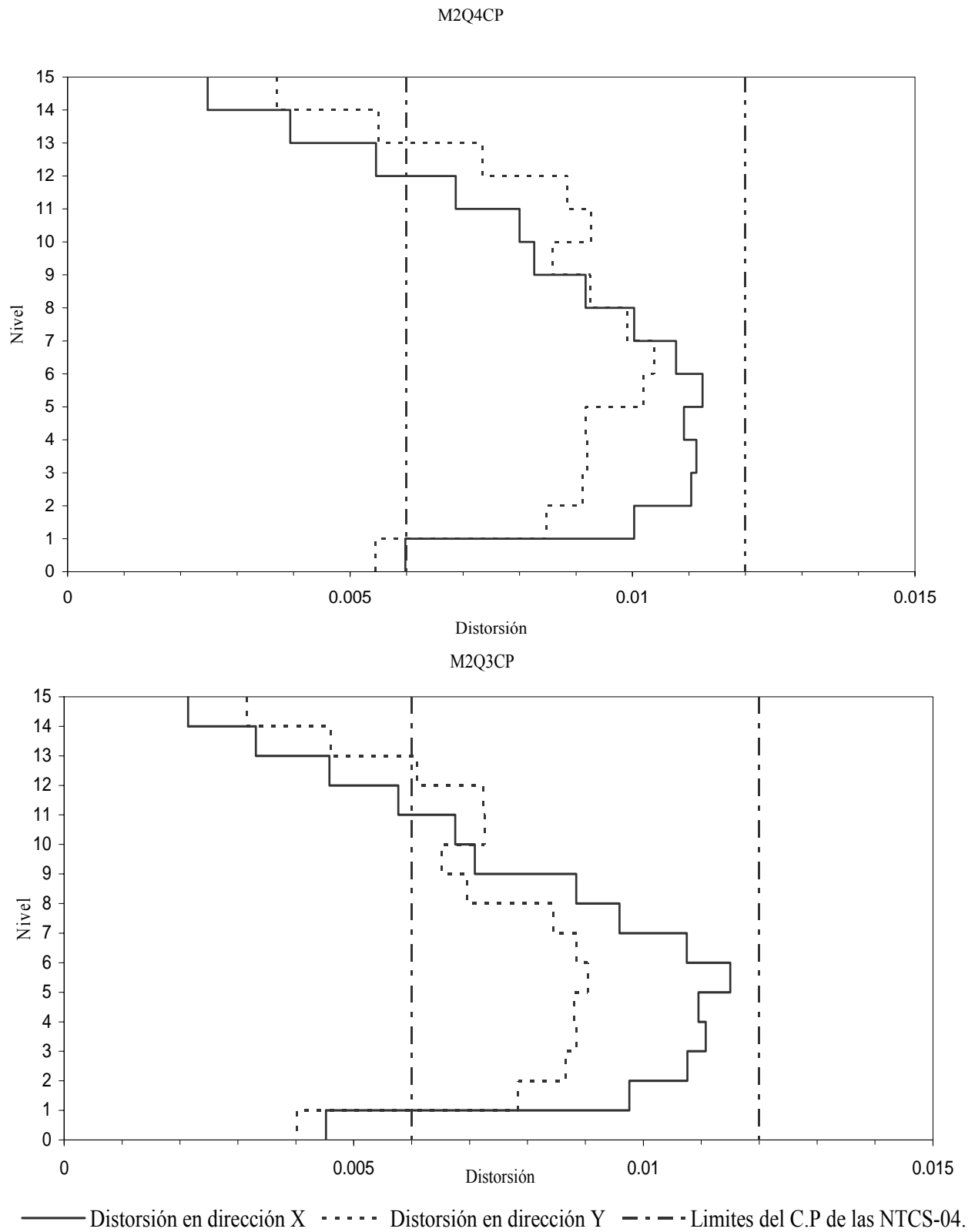


Figura 5.6 Distorsiones de entrepiso de diseño para los modelos M2Q4CP y M2Q3CP

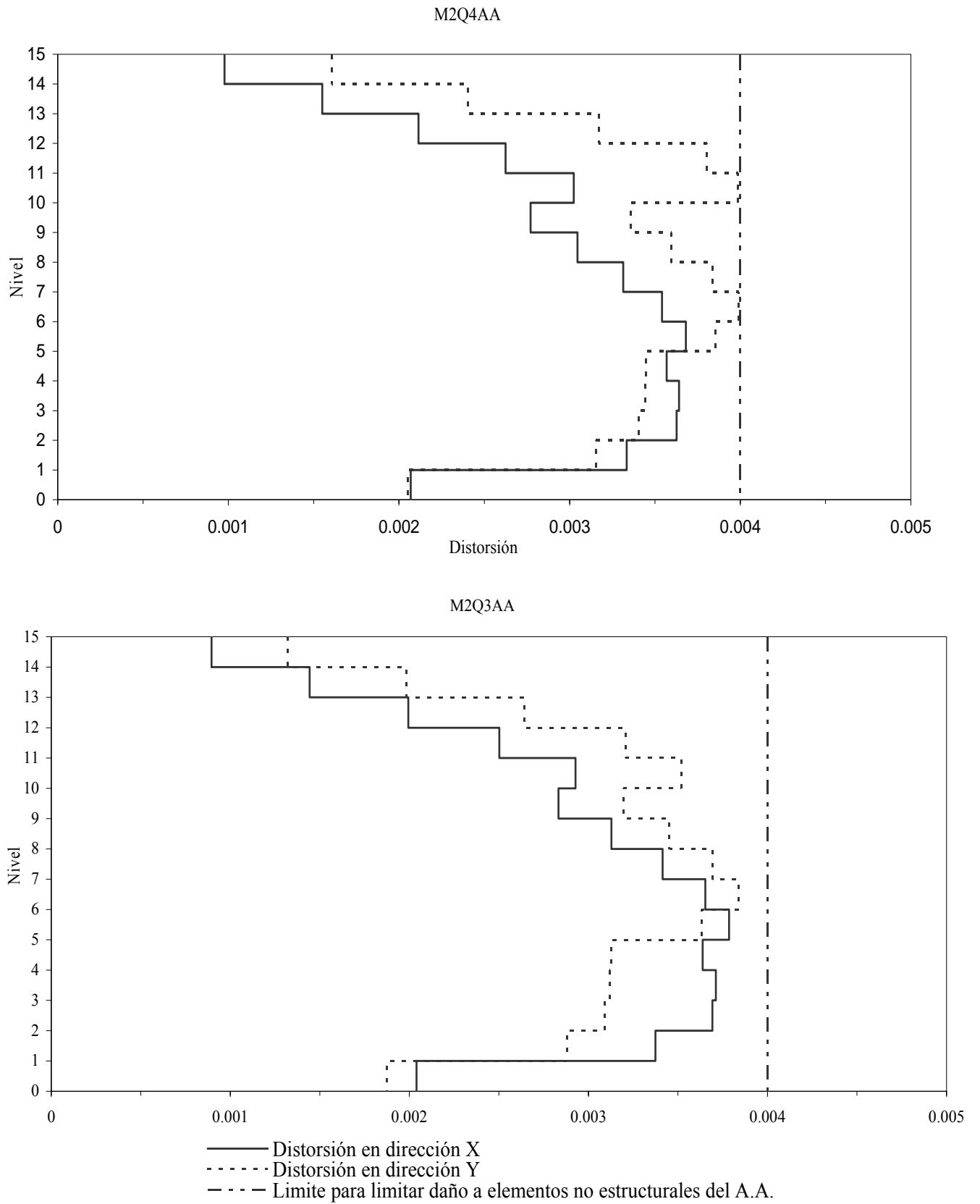


Figura 5.7 Distorsiones de entrepiso de diseño para los modelos M2Q4AA y M2Q3AA

5.3 Diseño de los modelos con prefijo M1

5.3.1 Descripción de las secciones de diseño del modelo M1Q3CP

El reporte final de los armados y dimensiones de los elementos estructurales para el modelo que tiene vigas secundarias solo orientadas en el sentido largo y diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ y al que se le aplicó lo estipulado en el cuerpo principal de las NTCS-04 para su análisis sísmico se resumen en las tablas 5.19 a 5.22 (vigas), 5.23 y 5.24 (columnas).

Las dimensiones de las secciones transversales de las vigas en la dirección x fueron establecidas para dar rigidez lateral en este sentido al edificio, no rigió el criterio de resistencia. La sección no varía en elevación, adoptando las dimensiones 40 x 80 cm como se muestra en las tablas 5.19 y 5.20.

En cuanto a la determinación de las secciones transversales de las vigas paralelas al eje y , estas quedaron regidas por la resistencia al corte, y sus dimensiones se variaron cada cinco niveles, tratando de tener solo las secciones necesarias y evitar una sobrerresistencia a flexión elevada en vigas de los niveles superiores. De esta forma se obtuvieron tres secciones distintas; 85 x 115 cm (vigas V1) de los niveles uno a cinco, 85 x 110 cm (vigas V2) de los niveles seis al diez y 70 x 100 cm (vigas V3) de los niveles once a quince. En las tablas 5.21 y 5.22 se aprecian las dimensiones y disposiciones de refuerzo para estas vigas.

Las columnas son de tres secciones transversales, 130 x 130 cm (columnas C1) de los entresijos uno a cinco, 120 x 120 cm (columnas C2) de los entresijos seis a diez y 100 x 100 cm (columnas C3) de los entresijos once a quince. En la figura 5.8 se muestran las secciones transversales con su disposición de refuerzo para este modelo, el refuerzo longitudinal se encuentra distribuido uniformemente.

El diseño de las columnas de los primeros niveles (columnas C1) quedó regido por los criterios de resistencia sobre los de deformación lateral, se observó también que las columnas ubicadas en la periferia demandaban áreas de refuerzo más grandes que las columnas centrales. Para los dos grupos de columnas restantes (columnas C2 y C3) rigió el criterio de deformación sobre los de resistencia, y el refuerzo quedó establecido por la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas de la sección 7.3.2 de las NTCC-04.

Las columnas de los primeros niveles cumplieron sin problema alguno con el requisito de resistencia mínima a flexión, debido a su robusta sección y a que las fuerzas axiales son más elevadas que en pisos superiores y por lo tanto generan áreas de acero elevadas; todo esto genera un momento flexionante elevado. A pesar de que varias columnas del primer grupo (C1) que se encontraban por debajo de las columnas de los grupos superiores satisfacían los requisitos de resistencia mínima a flexión, su refuerzo quedó determinado por el número de varillas que se necesitaban en niveles superiores y evitar así problemas de anclaje.

En lo referente al refuerzo transversal la separación de este en los extremos de todas las columnas fue regida por el requisito de confinamiento del núcleo del concreto.

Tabla 5.19 Tipificación de las vigas paralelas al eje x del modelo M1Q3CP								
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	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
2	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
3	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
4	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
5	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
6	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
7	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
8	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
9	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
10	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
11	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
12	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
13	V1-R7	V1-R7	V1-R7	V1-R7	V1-R8	V1-R8	V1-R8	V1-R8
14	V1-R7	V1-R7	V1-R7	V1-R7	V1-R8	V1-R8	V1-R8	V1-R8
15	V1-R7	V1-R7	V1-R7	V1-R7	V1-R8	V1-R8	V1-R8	V1-R8

Tabla 5.20 Refuerzo de las vigas paralelas al eje x del modelo M1Q3CP					
Sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	zona central
V1-R1	40 x 80	6 # 12	4 # 12 + 2 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 15 cm
V1-R2	40 x 80	6 # 12 + 2 # 8	5 # 12 + 1 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 15 cm
V1-R3	40x 80	5 # 12 + 1 # 8	3# 12 + 2 # 10	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 20 cm
V1-R4	40 x 80	6 # 12 + 1 # 8	4 # 12 + 1 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 15 cm
V1-R5	40 x 80	6 # 10	4 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 25 cm
V1-R6	40 x 80	7 # 10	4 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 20 cm
V1-R7	40 x 80	5 # 8 + 1 # 6	4 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 35 cm
V1-R8	40 x 80	6 # 8	4 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 35 cm

Tabla 5.21 Tipificación de las traveses paralelas al eje y del modelo M1Q3CP

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	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
2	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
3	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
4	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
5	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
6	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
7	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
8	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
9	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
10	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
11	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
12	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
13	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
14	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
15	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5

Tabla 5.22 Refuerzo de las vigas paralelas al eje y del modelo M1Q3CP

Sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	zona central
V1-R1	85 x 115	9 # 12	7 # 12 + 1 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 15 cm
V1-R2	85 x 115	9 # 12	7 # 12 + 2 # 8	6 # 4 @ 12.5 cm	6 # 4 @ 12.5 cm
V1-R3	85 x 115	8 # 12 + 1 # 8	6 # 12 + 1 # 10	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
V1-R4	85 x 115	8 # 12 + 1 # 8	6 # 12 + 1 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 20 cm
V1-R5	85 x 115	7 # 12 + 1 # 10	6 # 12	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 25 cm
V1-R6	85 x 115	7 # 12 + 1 # 8	6 # 12	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 30 cm
V2-R1	85 x 110	8 # 12 + 1 # 8	6 # 12 + 2 # 8	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 15 cm
V2-R2	85 x 110	8 # 12 + 1 # 8	7 # 12 + 1 # 8	6 # 4 @ 12.5 cm	6 # 4 @ 12.5 cm
V2-R3	85 x 110	8 # 12 + 1 # 6	6 # 12 + 1 # 8	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 15 cm
V2-R4	85 x 110	7 # 12 + 2 # 8	6 # 12 + 1 # 6	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 20 cm
V2-R5	85 x 110	7 # 12 + 1 # 8	8 # 10	6 # 4 @ 12.5 cm	6 # 4 @ 20 cm
V2-R6	85 x 110	7 # 12	5 # 12 + 1 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 25 cm
V3-R1	70 x 100	8 # 10	6 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 30 cm
V3-R2	70 x 100	8 # 10	6 # 10 + 1 # 6	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V3-R3	70 x 100	8 # 10 + 1 # 8	6 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 20 cm
V3-R4	70 x 100	8 # 10 + 1 # 6	6 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 30 cm
V3-R5	70 x 100	7 # 10 + 1 # 8	5 # 10 + 1 # 6	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 25 cm
V3-R6	70 x 100	7 # 10 + 1 # 6	5 # 10 + 1 # 6	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 35 cm

Tabla 5.23 Tipificación de las columnas del modelo M1Q3CP										
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-R1	C1-R1	C1-R1	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-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4
5	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4
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-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3
13	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3
14	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3
15	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3

Tabla 5.24 Refuerzo de las columnas del modelo M1Q3CP					
Sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Barras	Cuantía (ρ)	extremos	zona central
C1-R1	130 x 130	44 # 12	0.0297	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 25
C1-R2	130 x 130	48 # 12	0.0323	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 15
C1-R3	130 x 130	40 # 10	0.0187	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 15
C1-R4	130 x 130	32 # 10	0.0150	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 15
C2-R1	120 x 120	24 # 10	0.0132	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 15
C2-R2	120 x 120	32 # 10	0.0176	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 15
C3-R1	100 x 100	20 # 10	0.0158	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 30
C3-R2	100 x 100	28 # 10	0.0222	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 15
C3-R3	100 x 100	24 # 10	0.0190	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 20

5.3.2 Descripción de las secciones de diseño del modelo M1Q3AA

El resultado final de los armados y dimensiones de los elementos estructurales para el modelo que tiene vigas secundarias solo orientadas en el sentido largo y diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ y al cual se le aplicó lo planteado en el Apéndice A de las NTCS-04 para su análisis sísmico se resumen en las tablas 5.25 a 5.28 (vigas), 5.29 y 5.30 (columnas).

Las dimensiones de las secciones transversales de las vigas en la dirección x fueron establecidas para dar rigidez lateral en este sentido al edificio, no rigió el criterio de resistencia. La sección no varía en elevación, adoptando las dimensiones 50 x 90 cm como se muestra en las tablas 5.25 y 5.26.

En cuanto a la determinación de las secciones transversales de las vigas paralelas al eje y , estas quedaron regidas por la resistencia al corte, y sus dimensiones se variaron cada cinco niveles, tratando de tener solo las secciones necesarias y evitar una sobrerresistencia a flexión elevada en vigas de los niveles superiores. De esta forma se obtuvieron tres secciones distintas; 85 x 115 cm (vigas V1) de los niveles uno a cinco, 85 x 110 cm (vigas V2) de los niveles seis al diez y 70 x 100 cm (vigas V3) de los niveles once a quince. En las tablas 5.27 y 5.28 se aprecian las dimensiones y disposiciones de refuerzo para estas vigas.

Las columnas son de tres secciones transversales, 130 x 130 cm (columnas C1) de los entresijos uno a cinco, 120 x 120 cm (columnas C2) de los entresijos seis a diez y 100 x 100 cm (columnas C3) de los entresijos once a quince. En la figura 5.9 se muestran las secciones transversales con el acero de refuerzo dispuesto para este modelo, el refuerzo longitudinal se encuentra distribuido uniformemente.

El diseño de todas las columnas quedó regido por los criterios de deformación lateral, se observó también que las columnas ubicadas en la periferia demandaban áreas de refuerzo más grandes que las columnas centrales debido a que el área tributaria es menor que la de las columnas centrales y por lo tanto origina cargas axiales menores y momentos resistentes menores, pero el refuerzo quedó establecido por la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas de la sección 7.3.2 de las NTCC-04.

Las columnas de los primeros niveles cumplieron sin problema alguno con el requisito de resistencia mínima a flexión, debido a su sección es más robusta y a que las fuerzas axiales son más elevadas que en pisos superiores y por lo tanto generan áreas de acero elevadas; todo esto genera un momento flexionante elevado. A pesar de que varias columnas del primer grupo (C1) que se encontraban por debajo de las columnas de los grupos superiores satisfacían los requisitos de resistencia mínima a flexión, su refuerzo quedó determinado por el número de varillas que se necesitaban en niveles superiores y evitar así problemas de anclaje.

En lo referente al refuerzo transversal la separación de este en los extremos de todas las columnas fue regida por el requisito de confinamiento del núcleo del concreto.

En las tablas 5.29 y 5.30 se muestra la tipificación de las columnas así como la disposición de refuerzo.

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	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
2	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
3	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
4	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
5	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
6	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
7	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
8	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
9	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
10	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
11	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
12	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
13	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
14	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
15	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	zona central
V1-R1	50 x 90	4 # 10	2 # 10 + 2 # 8	4 # 3@ 15 cm	4 # 3 @ 20 cm
V1-R2	50 x 90	4 # 10 + 1 # 8	5 # 8	4 # 3@ 15 cm	4 # 3 @ 15 cm
V1-R3	50 x 90	6 # 8	4 # 8	4 # 3@ 15 cm	4 # 3 @ 20 cm
V1-R4	50 x 90	3 # 10 + 2 # 8	4 # 8	4 # 3@ 15 cm	4 # 3 @ 15 cm
V1-R5	50 x 90	5 # 8	3 # 8	4 # 3@ 15 cm	4 # 3 @ 30 cm
V1-R6	50 x 90	6 # 8	3 # 8	4 # 3@ 15 cm	4 # 3 @ 20 cm

Tabla 5.27 Tipificación de las traveses paralelas al eje y del modelo M1Q3AA

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

Tabla 5.28 Refuerzo de las vigas paralelas al eje y del modelo M1Q3AA

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	zona central
V1-R1	85 x 115	8 # 10 + 1 # 8	8 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 35 cm
V1-R2	85 x 115	8 # 10	7 # 10 + 1 # 8	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V1-R3	85 x 115	7 # 10	6 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 25 cm
V1-R4	85 x 115	7 # 10	6 # 10	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V1-R5	85 x 115	7 # 10	6 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 25 cm
V1-R6	85 x 115	7 # 10	6 # 10	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 40 cm
V2-R1	85 x 110	9 # 10	8 # 10 + 1 # 8	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V2-R2	85 x 110	8 # 10	7 # 10 + 1 # 8	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 40 cm
V2-R3	85 x 110	6 # 10	5 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 25 cm
V2-R4	85 x 110	6 # 10	5 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 35 cm
V2-R5	85 x 110	6 # 10 + 1 # 8	6 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 25 cm
V2-R6	85 x 110	6 # 10 + 1 # 8	6 # 10	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 40 cm
V3-R1	70 x 100	7 # 10	6 # 10 + 1 # 8	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 30 cm
V3-R2	70 x 100	6 # 10 + 1 # 8	6 # 10	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V3-R3	70 x 100	5 # 10	4 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 25 cm
V3-R4	70 x 100	5 # 10	4 # 10	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 30 cm
V3-R5	70 x 100	6 # 10	5 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 25 cm
V3-R6	70 x 100	6 # 10	5 # 10	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 30 cm

Tabla 5.29 Tipificación de las columnas del modelo M1Q3AA

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-R1	C1-R1	C1-R1	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-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3
5	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3
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-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1
12	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1
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 5.30 Refuerzo de las columnas del modelo M1Q3AA

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Barras	Cuantía (ρ)	extremos	zona central
C1-R1	130 x 130	44 # 8	0.0132	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 30
C1-R2	130 x 130	48 # 8	0.0144	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 30
C1-R3	130 x 130	40 # 8	0.0120	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 30
C2-R1	120 x 120	32 # 8	0.0113	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 35
C2-R2	120 x 120	36 # 8	0.0127	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 30
C3-R1	100 x 100	32 # 8	0.0162	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 30

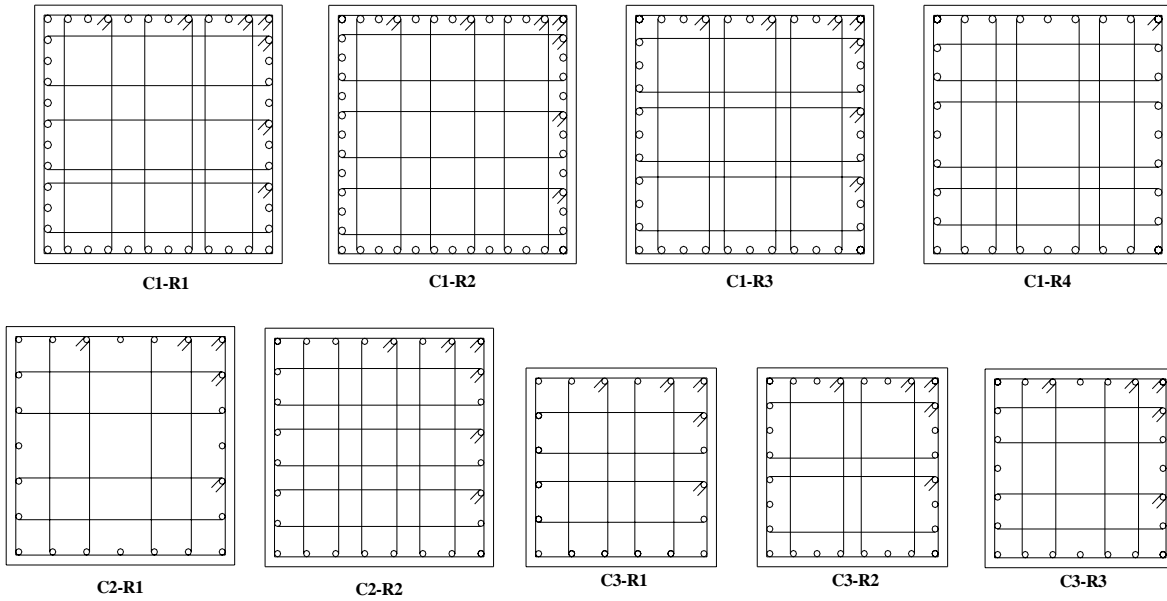


Figura 5.8 Secciones y refuerzos de las columnas del modelo M1Q3CP

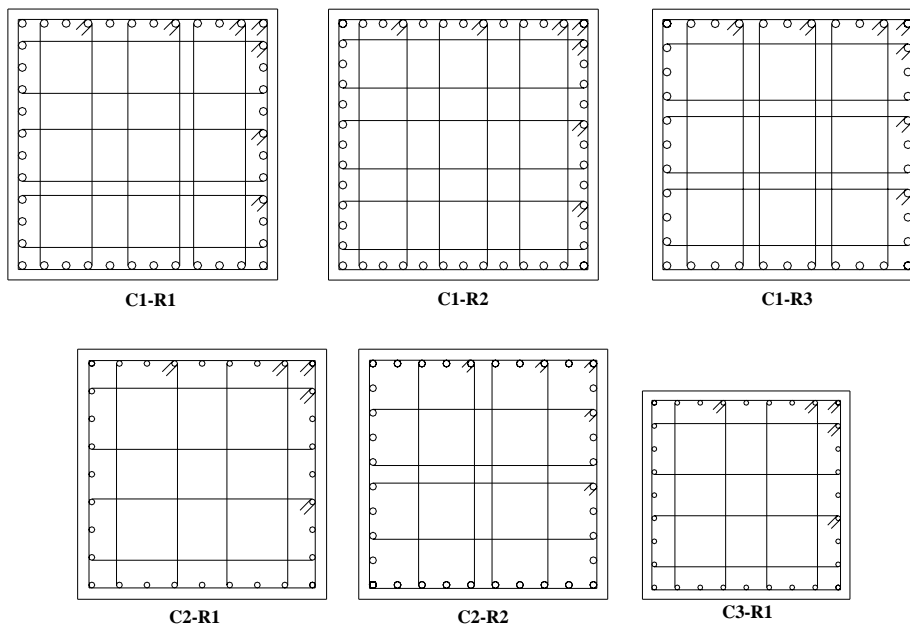


Figura 5.9 Secciones y refuerzos de las columnas del modelo M1Q3AA

5.3.3 Descripción de las secciones de diseño del modelo M1Q4CP

El reporte final de las secciones y armados de los elementos estructurales para el modelo que tiene vigas secundarias solo orientadas en el sentido largo y diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y al que se le aplicó lo estipulado en el cuerpo principal de las NTCS-04 para su análisis sísmico se resume en las tablas 5.31 a 5.34 (vigas), 5.35 y 5.36 (columnas).

Las dimensiones de las secciones transversales de las vigas en la dirección x fueron establecidas para dar rigidez lateral en este sentido al edificio, no rigió el criterio de resistencia. La sección no varía en elevación, adoptando las dimensiones 40 x 80 cm como se muestra en las tablas 5.31 y 5.32.

En cuanto a la determinación de las secciones transversales de las vigas paralelas al eje y , estas quedaron regidas por la resistencia al corte, y sus dimensiones se variaron cada cinco niveles, tratando de tener solo las secciones necesarias y evitar una sobrerresistencia a flexión elevada en vigas de los niveles superiores. De esta forma se obtuvieron tres secciones distintas; 85 x 110 cm (vigas V1) de los niveles uno a cinco, 80 x 100 cm (vigas V2) de los niveles seis al diez y 70 x 100 cm (vigas V3) de los niveles once a quince. En las tablas 5.33 y 5.34 se aprecian las dimensiones y disposiciones de refuerzo para estas vigas.

Las columnas son de tres secciones transversales, 115 x 115 cm (columnas C1) de los entresijos uno a cinco, 105 x 105 cm (columnas C2) de los entresijos seis a diez y 85 x 85 cm (columnas C3) de los entresijos once a quince. En la figura 5.10 se muestran las secciones transversales con su disposición de refuerzo para este modelo, el refuerzo longitudinal se encuentra distribuido de manera uniforme.

El diseño de las columnas de los primeros niveles (columnas C1) quedó regido por los criterios de resistencia sobre los de deformación lateral, se observó también que las columnas ubicadas en la periferia demandaban áreas de refuerzo más grandes que las columnas centrales. Para los dos grupos de columnas restantes (columnas C2 y C3) rigió el criterio de deformación sobre los de resistencia, y el refuerzo quedó establecido por la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas de la sección 7.3.2 de las NTCC-04.

Las columnas de los primeros niveles cumplieron sin problema alguno con el requisito de resistencia mínima a flexión, debido a su robusta sección y a que las fuerzas axiales son más elevadas que en pisos superiores y por lo tanto generan áreas de acero elevadas; todo esto genera un momento flexionante elevado. A pesar de que varias columnas del primer grupo (C1) que se encontraban por debajo de las columnas de los grupos superiores satisfacían los requisitos de resistencia mínima a flexión, su refuerzo quedó determinado por el número de varillas que se necesitaban en niveles superiores y evitar así problemas de anclaje.

En lo referente al refuerzo transversal la separación de este en los extremos de todas las columnas fue regida por el requisito de confinamiento del núcleo del concreto.

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

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	Zona central
V1-R1	40 x 80	6 # 10 + 1 # 8	5 # 10	4 # 3@12.5 cm	4#3@12.5 cm
V1-R2	40 x 80	7 # 10 + 1 # 8	4 # 10 + 2 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3@ 10 cm
V1-R3	40 x 80	4 # 10 + 3 # 8	4 # 10 + 1 # 8	4 # 3@12.5 cm	4 # 3@12.5 cm
V1-R4	40 x 80	7 # 10	4 # 10 + 1 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3@ 12.5 cm
V1-R5	40 x 80	5 # 10	3 # 10 + 1 # 8	4 # 3 @ 15 cm	4#3@15 cm
V1-R6	40 x 80	4 # 10 + 3 # 8	3 # 10 + 1 # 8	4 # 3@12.5 cm	4#3@12.5 cm
V1-R7	40 x 80	4 # 8 + 2 # 6	6 # 6	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3@ 20 cm
V1-R8	40 x 80	6 # 8	6 # 6	4 # 3@ 15 cm	4 # 3@ 20 cm
V1-R9	40 x 80	6 # 6	4 # 6	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3@ 20 cm
V1-R10	40 x 80	4 # 8 + 2 # 5	4 # 6	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3@ 20 cm

Tabla 5.33 Tipificación de las trabes paralelas al eje y del modelo M1Q4CP

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	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
2	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
3	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
4	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
5	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
6	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
7	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
8	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
9	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
10	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
11	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
12	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
13	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
14	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
15	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5

Tabla 5.34 Refuerzo de las vigas paralelas al eje y del modelo M1Q4CP

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	Zona central
V1-R1	85 x 110	8 # 10 + 4 # 8	6 # 10 + 4 # 8	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 10 cm
V1-R2	85 x 110	8 # 10 + 4 # 8	7 # 10 + 3 # 8	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V1-R3	85 x 110	8 # 10 + 4 # 8	6 # 10 + 3 # 8	4 # 4 @ 9 cm	4 # 4 @ 15 cm
V1-R4	85 x 110	8 # 10 + 3 # 8	6 # 10 + 3 # 8	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 20 cm
V1-R5	85 x 110	7 # 10 + 4 # 8	6 # 10 + 2 # 8	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 15 cm
V1-R6	85 x 110	7 # 10 + 3 # 8	5 # 10 + 3 # 8	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 20 cm
V2-R1	80 x 100	8 # 10 + 3 # 8	7 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 10 cm
V2-R2	80 x 100	7 # 10 + 4 # 8	7 # 10 + 2 # 8	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V2-R3	80 x 100	8 # 10 + 3 # 8	6 # 10 + 2 # 8	4 # 4 @ 9 cm	4 # 4 @ 15 cm
V2-R4	80 x 100	7 # 10 + 4 # 8	6 # 10 + 2 # 8	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 15 cm
V2-R5	80 x 100	8 # 10 + 2 # 8	6 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 9 cm	4 # 4 @ 15 cm
V2-R6	80 x 100	8 # 10 + 1 # 8	5 # 10 + 2 # 8	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 20 cm
V3-R1	70 x 100	6 # 10 + 2 # 8	6 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V3-R2	70 x 100	6 # 10 + 1 # 8	6 # 10	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 20 cm
V3-R3	70 x 100	6 # 10 + 1 # 6	4 # 10 + 2 # 8	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 20 cm
V3-R4	70 x 100	7 # 10	5 # 10	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 20 cm
V3-R5	70 x 100	6 # 10 + 1 # 8	5 # 10 + 1 # 6	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V3-R6	70 x 100	6 # 10 + 1 # 6	4 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 20 cm

Tabla 5.35 Tipificación de las columnas del modelo M1Q4CP

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-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R2
2	C1-R1	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R1	C1-R4	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R4
3	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5
4	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5
5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5	C1-R5
6	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1
7	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1
8	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1
9	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1
10	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1	C2-R1
11	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1
12	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1
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 5.36 Refuerzo de las columnas del modelo M1Q4CP

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Barras	Cuantía (ρ)	extremos	Zona central
C1-R1	115 x 115	40 # 10	0.0240	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 40 cm
C1-R2	115 x 115	48 # 10	0.0287	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 40 cm
C1-R3	115 x 115	34 # 10	0.0204	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 40 cm
C1-R4	115 x 115	28 # 10	0.0168	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 35 cm
C1-R5	115 x 115	24 # 10	0.0144	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 35 cm
C2-R1	105 x 105	24 # 10	0.0172	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 35 cm
C3-R1	85 x 85	24 # 10	0.0263	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 35 cm

5.3.4 Descripción de las secciones de diseño del modelo M1Q4AA

El diseño final de los armados y dimensiones de los elementos estructurales para el modelo que tiene vigas secundarias solo orientadas en el sentido largo y diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y al que se le aplicó el planteamiento del Apéndice A de las NTCS-04 para su análisis sísmico se resumen en las tablas 5.37 a 5.40 (vigas), 5.41 y 5.42 (columnas).

Las dimensiones de las secciones transversales de las vigas en la dirección x fueron establecidas para dar rigidez lateral en este sentido al edificio, no rigió el criterio de resistencia. La sección no varía en elevación, adoptando las dimensiones 50 x 90 cm como se muestra en las tablas 5.37 y 5.38.

En cuanto a la determinación de las secciones transversales de las vigas paralelas al eje y , estas quedaron regidas por la resistencia al corte, y sus dimensiones se variaron cada cinco niveles, tratando de tener solo las secciones necesarias y evitar una sobrerresistencia a flexión elevada en vigas de los niveles superiores. De esta forma se obtuvieron tres secciones distintas; 85 x 110 cm (vigas V1) de los niveles uno a cinco, 80 x 100 cm (vigas V2) de los niveles seis al diez y 70 x 100 cm (vigas V3) de los niveles once a quince. En las tablas 5.39 y 5.40 se aprecian las dimensiones y disposiciones de refuerzo para estas vigas.

Las columnas son de tres secciones transversales, 120 x 120 cm (columnas C1) de los entresijos uno a cinco, 110 x 110 cm (columnas C2) de los entresijos seis a diez y 100 x 100 cm (columnas C3) de los entresijos once a quince. En la figura 5.11 se muestran las secciones transversales con el acero de refuerzo dispuesto para este modelo, el refuerzo longitudinal se encuentra distribuido uniformemente.

El diseño de todas las columnas quedó regido por los criterios de deformación lateral, se observó también que las columnas ubicadas en la periferia demandaban áreas de refuerzo más grandes que las columnas centrales, pero el refuerzo quedó establecido por la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas de la sección 7.3.2 de las NTCC-04.

Las columnas de los primeros niveles cumplieron sin problema alguno con el requisito de resistencia mínima a flexión, debido a su sección es más robusta y a que las fuerzas axiales son más elevadas que en pisos superiores y por lo tanto generan áreas de acero elevadas; todo esto genera un momento flexionante elevado. A pesar de que varias columnas del primer grupo (C1) que se encontraban por debajo de las columnas de los grupos superiores satisfacían los requisitos de resistencia mínima a flexión, su refuerzo quedó determinado por el número de varillas que se necesitaban en niveles superiores y evitar así problemas de anclaje.

En lo referente al refuerzo transversal la separación de este en los extremos de todas las columnas fue regida por el requisito de confinamiento del núcleo del concreto.

En las tablas 5.41 y 5.42 se muestra la tipificación de las columnas así como la disposición de refuerzo.

Tabla 5.37 Tipificación de las vigas paralelas al eje x del modelo M1Q4AA								
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	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
2	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
3	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
4	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
5	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
6	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
7	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
8	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
9	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
10	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
11	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
12	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
13	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
14	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
15	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6

Tabla 5.38 Refuerzo de las vigas paralelas al eje x del modelo M1Q4AA					
Sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	Zona central
V1-R1	50 x 90	3 # 10 + 2 # 8	3 # 10	3#3@12.5 cm	3 # 3 @ 15 cm
V1-R2	50 x 90	4 # 10 + 1 # 8	3 # 10	3#3@12.5 cm	3 # 3 @ 15 cm
V1-R3	50 x 90	3 # 10 + 1 # 8	2 # 10 + 1 # 8	3 # 3@ 15 cm	3 # 3 @ 20 cm
V1-R4	50 x 90	3 # 10 + 2 # 8	2 # 10 + 1 # 8	3#3@12.5 cm	3 # 3 @ 20 cm
V1-R5	50 x 90	3 # 10	3 # 8	3 # 3@ 20 cm	3 # 3 @ 25 cm
V1-R6	50 x 90	3 #10 + 1# 8	2 # 10 + 1 # 8	3#3@12.5 cm	3 # 3 @ 20 cm

Tabla 5.39 Tipificación de las trabes paralelas al eje y del modelo M1Q4AA

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

Tabla 5.40 Refuerzo de las vigas paralelas al eje y del modelo M1Q4AA

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
V1-R1	85 x 110	8 # 10 + 1 # 8	8 # 10 + 1 # 6	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 25 cm
V1-R2	85 x 110	8 # 10	7 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 25 cm
V1-R3	85 x 110	7 # 10	6 # 10	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V1-R4	85 x 110	7 # 10	6 # 10	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 25 cm
V1-R5	85 x 110	6 # 10 + 1 # 8	6 # 10	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V1-R6	85 x 110	7 # 10	6 # 10	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 25 cm
V2-R1	80 x 100	8 # 10 + 1 # 6	8 # 10	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 25 cm
V2-R2	80 x 100	7 # 10 + 1 # 6	7 # 10	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 30 cm
V2-R3	80 x 100	6 # 10 + 1 # 8	5 # 10	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V2-R4	80 x 100	6 # 10 + 1 # 6	5 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 25 cm
V2-R5	80 x 100	6 # 10 + 1 # 6	5 # 10 + 1 # 6	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V2-R6	80 x 100	7 # 10	6 # 10	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 25 cm
V3-R1	70 x 100	7 # 10	6 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 25 cm
V3-R2	70 x 100	6 # 10 + 1 # 6	6 # 10	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 25 cm
V3-R3	70 x 100	8 # 8	6 # 8	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V3-R4	70 x 100	7 # 8	5 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 30 cm
V3-R5	70 x 100	8 # 8	6 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 25 cm
V3-R6	70 x 100	6 # 8	5 # 8	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 30 cm

Tabla 5.41 Tipificación de las columnas del modelo M1Q4AA										
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-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
3	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
4	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
5	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
6	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
7	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
8	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
9	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
10	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
11	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2
12	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2
13	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2
14	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2
15	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2

Tabla 5.42 Refuerzo de las columnas del modelo M1Q4AA					
Sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Barras	Cuantía (ρ)	extremos	zona central
C1-R1	120 x 120	32 # 8	0.0113	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 25
C1-R2	120 x 120	36 # 8	0.0127	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 25
C2-R1	110 x 110	28 # 8	0.0117	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 25
C2-R2	110 x 110	32 # 8	0.0134	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 25
C3-R1	100 x 100	24 # 8	0.0122	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 30
C3-R2	100 x 100	28 # 8	0.0142	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 30

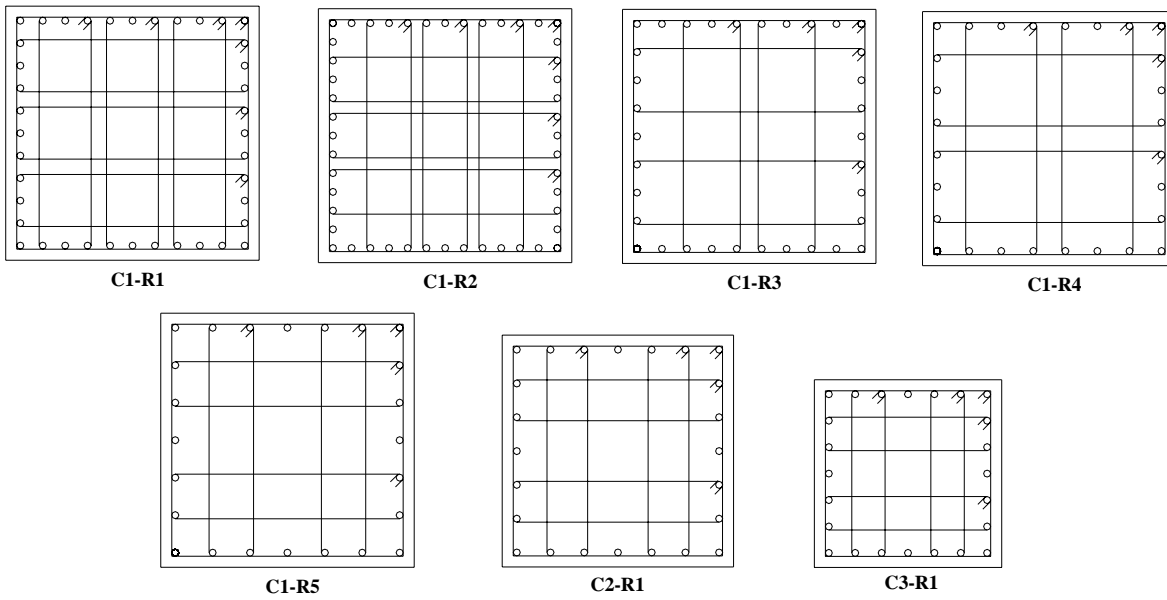


Figura 5.10 Secciones y refuerzos de las columnas del modelo M1Q4CP

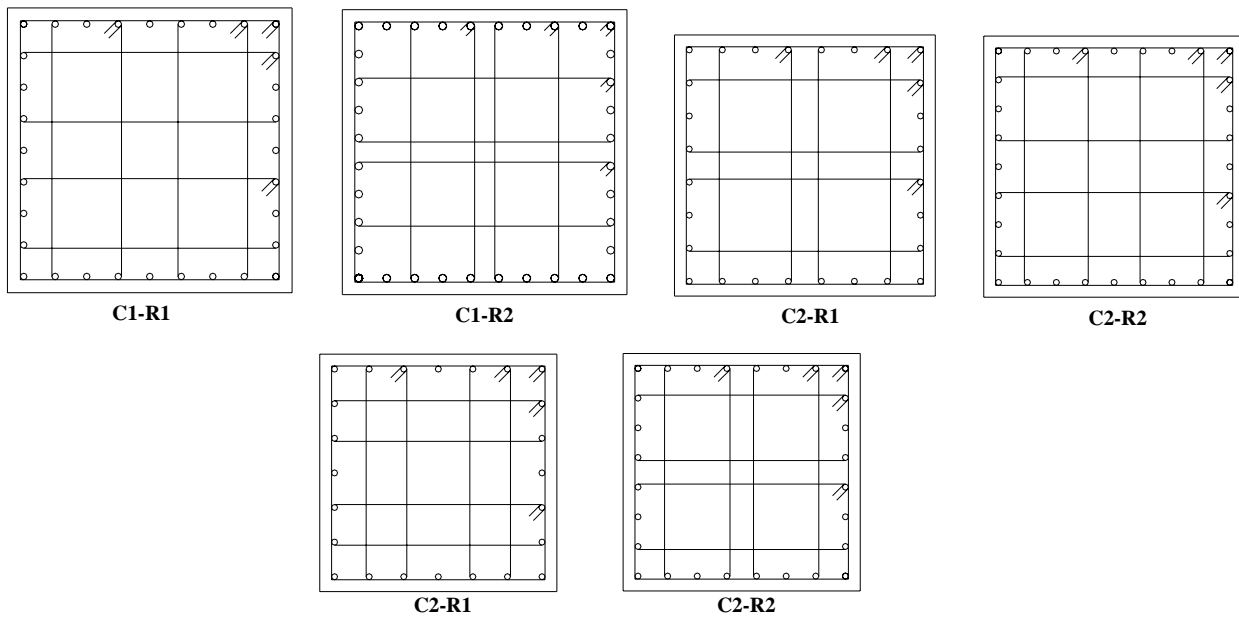


Figura 5.11 Secciones y refuerzos de las columnas del modelo M1Q4AA

5. 4 Diseño de los modelos con prefijo M2

5.4.1 Descripción de las secciones de diseño del modelo M2Q3CP

El reporte final del diseño de los diferentes elementos estructurales y su acero de refuerzo longitudinal y transversal del modelo en que tiene vigas secundarias orientadas tanto en sentido largo como en sentido corto, que se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ y en el cual se aplicó el planteamiento del cuerpo principal de de las NTCS-04 para su análisis sísmico se resumen en las tablas 5.43 a 5.46 (vigas), 5.47 y 5.48 (columnas).

Las dimensiones de las secciones transversales de las vigas en la dirección x a diferencia de las vigas del modelo M1Q3CP no solo se diseñaron para dar rigidez lateral a ese sentido del edificio, sino que rigieron criterios de resistencia lo que provoco que las secciones resultaran más grandes y con cantidades de acero más elevadas ya que en este sentido ahora se descargan vigas secundarias al igual que en las vigas paralelas al eje y . La sección no varía en elevación, ya que las demandas de acero no variaban significativamente adoptando así las dimensiones 60 x 90 cm como se muestra en las tablas 5.43 y 5.44.

En cuanto a la determinación de las secciones transversales de las vigas paralelas al eje y , estas quedaron regidas por los criterios de resistencia, pero se pudo observar que tanto sus secciones como sus armados disminuyeron en comparación con el modelo M1Q3CP esto debido a que la carga vertical se reparte de manera más uniforme originando que los esfuerzos se repartan tanto en las vigas en sentido corto como en el largo. Sus dimensiones se variaron cada cinco niveles, tratando de tener solo las secciones necesarias y evitar una sobrerresistencia a flexión elevada en vigas de los niveles superiores. De esta forma se obtuvieron tres secciones distintas; 75 x 100 cm (vigas V1) de los niveles uno a cinco, 70 x 100 cm (vigas V2) de los niveles seis al diez y 55 x 85 cm (vigas V3) de los niveles once a quince. En las tablas 5.45 y 5.46 se aprecian las dimensiones y disposiciones de refuerzo para estas vigas.

Las columnas son de tres secciones transversales, 120 x 120 cm (columnas C1) de los entrepiso uno a cinco, 110 x 110 cm (columnas C2) de los entrepisos seis a diez y 95 x 95 cm (columnas C3) de los entrepisos once a quince. En la figura 5.12 se muestran las secciones transversales con su disposición de refuerzo para este modelo, el refuerzo longitudinal se encuentra distribuido de manera uniforme.

Para el diseño de las columnas de los primeros niveles (columnas C1) rigieron los criterios de resistencia sobre los de deformación lateral, se observó también que las columnas ubicadas en la periferia demandaban áreas de refuerzo más grandes que las columnas centrales. Para los dos grupos de columnas restantes (columnas C2 y C3) rigió el criterio de deformación sobre los de resistencia, y el refuerzo quedó establecido por la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas de la sección 7.3.2 de las NTCC-04.

Las columnas de los primeros niveles cumplieron sin problema alguno con el requisito de resistencia mínima a flexión, debido a que su sección es más grande que la de los niveles superiores y a que las fuerzas axiales son más elevadas que en pisos superiores y por lo tanto generan áreas de acero elevadas; todo esto genera un momento flexionante elevado. A pesar de que varias columnas del primer grupo (C1) que se encontraban por debajo de las columnas de los grupos superiores satisfacían los requisitos de resistencia mínima a flexión, su refuerzo quedó determinado por el número de varillas que se necesitaban en niveles superiores y evitar así problemas de anclaje. En lo referente al refuerzo transversal la separación de este en los extremos de todas las columnas fue regida por el requisito de confinamiento del núcleo del concreto.

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	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
2	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
3	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
4	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
5	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
6	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
7	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
8	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
9	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
10	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
11	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
12	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
13	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
14	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
15	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6

Sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	zona central
V1-R1	60 x 90	7 # 12 + 1 # 6	6 # 12 + 1 # 6	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 15 cm
V1-R2	60 x 90	7 # 12 + 1 # 8	6 # 12	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 20 cm
V1-R3	60 x 90	6 # 12	5 # 12	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 15 cm
V1-R4	60 x 90	5 # 12 + 1 # 6	4 # 12 + 1 # 8	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 15 cm
V1-R5	60 x 90	6 # 10	4 # 10 + 1 # 6	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 25 cm
V1-R6	60 x 90	6 # 10	6 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 20 cm

Tabla 5.45 Tipificación de las trabes paralelas al eje y del modelo M2Q3CP

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	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
2	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
3	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
4	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
5	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
6	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
7	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
8	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
9	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
10	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
11	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
12	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
13	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
14	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
15	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5

Tabla 5.46 Refuerzo de las vigas paralelas al eje y del modelo M2Q3CP

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	zona central
V1-R1	75 x 100	8 # 12	7 # 12 + 1 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 15 cm
V1-R2	75 x 100	8 # 12 + 1 # 10	8 # 12	6 # 4 @ 12.5 cm	6 # 4 @ 12.5 cm
V1-R3	75 x 100	7 # 12	6 # 12 + 1 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 15 cm
V1-R4	75 x 100	7 # 12	6 # 12 + 1 # 8	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 20 cm
V1-R5	75 x 100	7 # 12	5 # 12 + 1 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 20 cm
V1-R6	75 x 100	6 # 12 + 1 # 10	5 # 12 + 1 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 25 cm
V2-R1	70 x 100	6 # 12 + 1 # 10	6 # 12 + 1 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 15 cm
V2-R2	70 x 100	8 # 12	7 # 12	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 15 cm
V2-R3	70 x 100	6 # 12 + 1 # 6	6 # 12	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 20 cm
V2-R4	70 x 100	6 # 12	5 # 12	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 20 cm
V2-R5	70 x 100	6 # 12 + 1 # 8	5 # 12	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 20 cm
V2-R6	70 x 100	6 # 12 + 1 # 6	5 # 12	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 25 cm
V3-R1	55 x 85	6 # 10 + 1 # 8	5 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 30 cm
V3-R2	55 x 85	7 # 10	6 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 30 cm
V3-R3	55 x 85	6 # 10	5 # 10	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 25 cm
V3-R4	55 x 85	5 # 10 + 1 # 8	6 # 8	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 30 cm
V3-R5	55 x 85	6 # 10 + 1 # 6	7 # 8	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 30 cm
V3-R6	55 x 85	6 # 10	4 # 10 + 1 # 6	6 # 4 @ 15 cm	6 # 4 @ 35 cm

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-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R1
2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
3	C1-R3	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R3	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4
4	C1-R3	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R3	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4
5	C1-R3	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R3	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4
6	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
7	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
8	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
9	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
10	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	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-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2
12	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2
13	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2
14	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2
15	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2	C3-R1	C3-R1	C3-R1	C3-R2

Sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Barras	Cuantía (ρ)	extremos	zona central
C1-R1	120 x 120	48 # 12	0.0380	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 20
C1-R2	120 x 120	44 # 10	0.0242	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 15
C1-R3	120 x 120	36 # 10	0.0198	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 30
C1-R4	120 x 120	40 # 10	0.0220	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 15
C2-R1	110 x 110	24 # 10	0.0157	6 # 4 @ 10	8 # 4 @ 25
C2-R2	110 x 110	28 # 10	0.0183	6 # 4 @ 10	8 # 4 @ 10
C3-R1	95 x 95	20 # 10	0.0176	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 15
C3-R2	95 x 95	24 # 10	0.0211	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 15

5.4.2 Descripción de las secciones de diseño del modelo M2Q3AA

Las secciones finales de los diferentes elementos estructurales y su acero de refuerzo longitudinal y transversal del modelo en que tiene vigas secundarias orientadas tanto en sentido largo como en sentido corto, que se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ y en el cual se aplicó el planteamiento del Apéndice A de las NTCS-04 para su análisis sísmico se resumen en las tablas 5.49 a 5.52 (vigas), 5.53 y 5.54 (columnas).

Las dimensiones de las secciones transversales de las vigas en la dirección x se diseñaron para dar rigidez lateral a ese sentido del edificio, y no rigieron criterios de resistencia, aún así las secciones resultaron ligeramente más grande que las del modelo M1Q3AA y con cantidades de acero más elevadas ya que en este sentido ahora se descargan vigas secundarias al igual que en las vigas paralelas al eje y . La sección no varía en elevación, ya que las demandas de acero no variaban significativamente adoptando así las dimensiones 60 x 90 cm como se muestra en las tablas 5.49 y 5.50.

En cuanto a la determinación de las secciones transversales de las vigas paralelas al eje y , estas quedaron regidas por los criterios de resistencia, pero se pudo observar que tanto sus secciones como sus armados disminuyeron en comparación con el modelo M1Q3AA esto debido a que la carga vertical se reparte de manera más uniforme originando que los esfuerzos se repartan tanto en las vigas principales del sentido corto como en el largo. Sus dimensiones se variaron cada cinco niveles, tratando de tener solo las secciones necesarias y evitar una sobrerresistencia a flexión elevada en vigas de los niveles superiores. De esta forma se obtuvieron tres secciones distintas; 75 x 100 cm (vigas V1) de los niveles uno a cinco, 70 x 100 cm (vigas V2) de los niveles seis al diez y 55 x 85 cm (vigas V3) de los niveles once a quince. En las tablas 5.51 y 5.52 se aprecian las dimensiones y disposiciones de refuerzo para estas vigas.

Las columnas son de tres secciones transversales, 125 x 125 cm (columnas C1) de los entresijos uno a cinco, 110 x 110 cm (columnas C2) de los entresijos seis a diez y 95 x 95 cm (columnas C3) de los entresijos once a quince. En la figura 5.13 se muestran las secciones transversales con su disposición de refuerzo para este modelo, el refuerzo longitudinal se encuentra distribuido de manera uniforme.

Para el diseño de las columnas de este modelo rigieron los criterios de deformación lateral sobre los de resistencia, el hecho de que en este modelo rigieran dichos criterios llevo a que la mayoría de las columnas (aquellas del nivel dos hacia arriba) demandaran únicamente el refuerzo mínimo. Al final el refuerzo quedó establecido por la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas de la sección 7.3.2 de las NTCC-04.

Las columnas de los primeros niveles cumplieron sin problema alguno con el requisito de resistencia mínima a flexión, debido a que su sección es más grande que la de los niveles superiores y a que las fuerzas axiales son más elevadas que en pisos superiores y por lo tanto generan áreas de acero elevadas; todo esto genera un momento flexionante elevado. A pesar de que varias columnas del primer grupo (C1) que se encontraban por debajo de las columnas de los grupos superiores satisfacían los requisitos de resistencia mínima a flexión, su refuerzo quedó determinado por el número de varillas que se necesitaban en niveles superiores y evitar así problemas de anclaje. En lo referente al refuerzo transversal la separación de este en los extremos de todas las columnas fue regida por el requisito de confinamiento del núcleo del concreto.

Tabla 5.49 Tipificación de las vigas paralelas al eje x del modelo M2Q3AA								
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	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
2	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
3	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
4	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
5	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
6	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
7	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
8	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
9	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
10	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
11	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
12	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
13	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
14	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
15	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4

Tabla 5.50 Refuerzo de las vigas paralelas al eje x del modelo M2Q3AA					
sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	zona central
V1-R1	60 x 90	8 # 8	7 # 8	4 # 4@ 20 cm	4 # 4 @ 30 cm
V1-R2	60 x 90	7 # 8	5 # 8	4 # 4@ 15 cm	4 # 4 @ 20 cm
V1-R3	60 x 90	6 # 8	5 # 8	4 # 4@ 20 cm	4 # 4 @ 35 cm
V1-R4	60 x 90	5 # 8	4 # 8	4 # 4@ 20 cm	4 # 4 @ 25 cm

Tabla 5.51 Tipificación de las traveses paralelas al eje y del modelo M2Q3AA

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

Tabla 5.52 Refuerzo de las vigas paralelas al eje y del modelo M2Q3AA

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	zona central
V1-R1	75 x 100	7 # 10 + 1 # 8	7 # 10	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 30 cm
V1-R2	75 x 100	6 # 10 + 1 # 8	6 # 10 + 1 # 6	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V1-R3	75 x 100	6 # 10 + 1 # 6	5 # 10 + 1 # 8	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 30 cm
V1-R4	75 x 100	6 # 8 + 1 # 6	4 # 8 + 1 # 6	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V1-R5	75 x 100	6 # 10	5 # 10	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V1-R6	75 x 100	6 # 10 + 1 # 6	5 # 10 + 1 # 8	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V2-R1	70 x 100	7 # 10 + 1 # 6	7 # 10	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V2-R2	70 x 100	6 # 10 + 1 # 6	6 # 10	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V2-R3	70 x 100	7 # 8	5 # 8	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V2-R4	70 x 100	6 # 8	5 # 8	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V2-R5	70 x 100	6 # 10	4 # 10 + 1 # 8	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V2-R6	70 x 100	6 # 10	5 # 10	6 # 4 @ 20 cm	6 # 4 @ 35 cm
V3-R1	55 x 85	5 # 10	4 # 10 + 1 # 6	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 30 cm
V3-R2	55 x 85	7 # 8	6 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 30 cm
V3-R3	55 x 85	5 # 8	3 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 25 cm
V3-R4	55 x 85	5 # 8	3 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 30 cm
V3-R5	55 x 85	5 # 8	3 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 30 cm
V3-R6	55 x 85	5 # 8	3 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 30 cm

Tabla 5.53 Tipificación de las columnas del modelo M2Q3AA

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-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
3	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
4	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
5	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
6	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
7	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
8	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
9	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
10	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R1	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2	C2-R2
11	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2
12	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2
13	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2
14	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2
15	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2

Tabla 5.54 Refuerzo de las columnas del modelo M2Q3AA

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Barras	Cuantía (ρ)	extremos	zona central
C1-R1	125 x 125	36 # 8	0.0117	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 30
C1-R2	125 x 125	40 # 8	0.0131	8 # 4 @ 10	8 # 4 @ 30
C2-R1	110 x 110	28 # 8	0.0117	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 25
C2-R2	110 x 110	32 # 8	0.0134	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 25
C3-R1	95 x 95	24 # 8	0.0135	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 25
C3-R2	95 x 95	28 # 8	0.0157	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 25

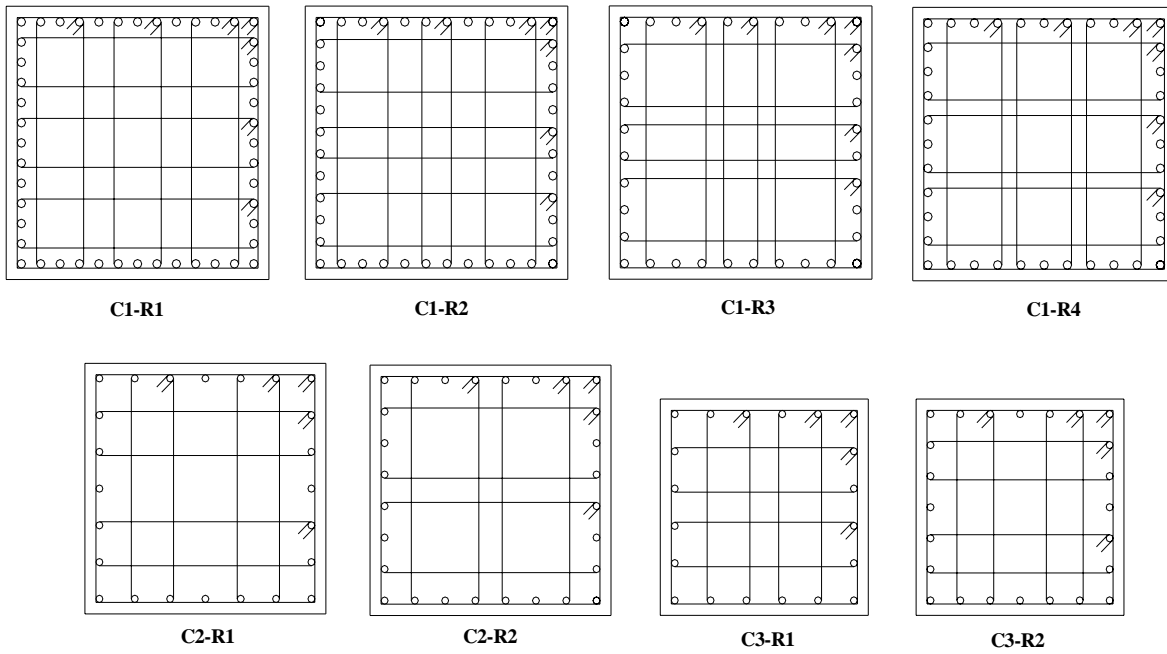


Figura 5.12 Secciones y refuerzos de las columnas del modelo M2Q3CP

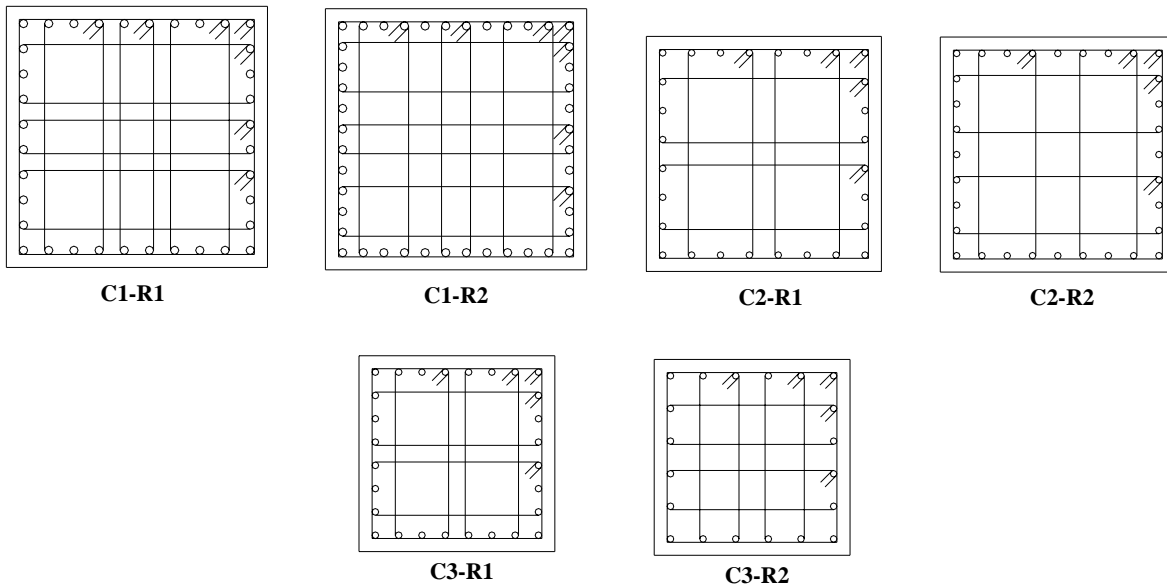


Figura 5.13 Secciones y refuerzos de las columnas del modelo M2Q3AA

5.4.3 Descripción de las secciones de diseño del modelo M2Q4CP

El reporte final del diseño de los diferentes elementos estructurales y su acero de refuerzo longitudinal y transversal del modelo en que tiene vigas secundarias orientadas tanto en sentido largo como en sentido corto, que se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y en el cual se aplicó el planteamiento del cuerpo principal de de las NTCS-04 para su análisis sísmico se resumen en las tablas 5.55 a 5.58 (vigas), 5.59 y 5.60 (columnas).

Las dimensiones de las secciones transversales de las vigas en la dirección x a diferencia de las vigas del modelo M1Q4CP no solo se diseñaron para dar rigidez lateral a ese sentido del edificio, sino que rigieron criterios de resistencia lo que provoco que las secciones resultaran ligeramente más grande y con cantidades de acero más elevadas ya que en este sentido ahora se descargan vigas secundarias al igual que en las vigas paralelas al eje y . La sección no varía en elevación, ya que las demandas de acero no variaban significativamente adoptando así las dimensiones 45 x 85 cm como se muestra en las tablas 5.55 y 5.56.

En cuanto a la determinación de las secciones transversales de las vigas paralelas al eje y , estas quedaron regidas por los criterios de resistencia, pero se pudo observar que tanto sus secciones como sus armados disminuyeron en comparación con el modelo M1Q4CP esto debido a que la carga vertical se reparte de manera más uniforme originando que los esfuerzos se repartan tanto en las vigas en sentido corto como en el largo. Sus dimensiones se variaron cada cinco niveles, tratando de tener solo las secciones necesarias y evitar una sobrerresistencia a flexión elevada en vigas de los niveles superiores. De esta forma se obtuvieron tres secciones distintas; 65 x 100 cm (vigas V1) de los niveles uno a cinco, 60 x 95 cm (vigas V2) de los niveles seis al diez y 50 x 85 cm (vigas V3) de los niveles once a quince. En las tablas 5.57 y 5.58 se aprecian las dimensiones y disposiciones de refuerzo para estas vigas.

Las columnas son de tres secciones transversales, 100 x 100 cm (columnas C1) de los entepiso uno a cinco, 90 x 90 cm (columnas C2) de los entepisos seis a diez y 80 x 80 cm (columnas C3) de los entepisos once a quince. En la figura 5.14 se muestran las secciones transversales con su disposición de refuerzo para este modelo, el refuerzo longitudinal se encuentra distribuido de manera uniforme.

Para el diseño de las columnas de los primeros niveles (columnas C1) rigieron los criterios de resistencia sobre los de deformación lateral, se observó también que las columnas ubicadas en la periferia demandaban áreas de refuerzo más grandes que las columnas centrales. Para los dos grupos de columnas restantes (columnas C2 y C3) rigió el criterio de deformación sobre los de resistencia, y el refuerzo quedó establecido por la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas de la sección 7.3.2 de las NTCC-04.

Las columnas de los primeros niveles cumplieron sin problema alguno con el requisito de resistencia mínima a flexión, debido a que su sección es más grande que la de los niveles superiores y a que las fuerzas axiales son más elevadas que en pisos superiores y por lo tanto generan áreas de acero elevadas; todo esto genera un momento flexionante elevado. A pesar de que varias columnas del primer grupo (C1) que se encontraban por debajo de las columnas de los grupos superiores satisfacían los requisitos de resistencia mínima a flexión, su refuerzo quedó determinado por el número de varillas que se necesitaban en niveles superiores y evitar así problemas de anclaje. En lo referente al refuerzo transversal la separación de este en los extremos de todas las columnas fue regida por el requisito de confinamiento del núcleo del concreto.

Tabla 5.55 Tipificación de las vigas paralelas al eje x del modelo M2Q4CP								
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	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
2	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
3	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
4	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
5	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
6	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
7	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
8	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
9	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
10	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
11	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R4	V1-R4	V1-R4	V1-R4
12	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
13	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
14	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6
15	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R5	V1-R6	V1-R6	V1-R6	V1-R6

Tabla 5.56 Refuerzo de las vigas paralelas al eje x del modelo M2Q4CP					
sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	zona central
V1-R1	45 x 85	5 # 12 + 1 # 8	6 # 10	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 15 cm
V1-R2	45 x 85	5 # 12 + 1 # 10	6 # 10	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 15 cm
V1-R3	45 x 85	4 # 12 + 1 # 8	5 # 10	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 20 cm
V1-R4	45 x 85	6 # 10	4 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 15 cm
V1-R5	45 x 85	4 # 10 + 1 # 6	5 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 25 cm
V1-R6	45 x 85	4 # 10	5 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 20 cm

Tabla 5.57 Tipificación de las trabes paralelas al eje y del modelo M2Q4CP

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	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
2	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
3	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
4	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
5	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
6	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
7	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
8	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
9	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
10	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
11	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
12	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
13	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
14	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
15	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5

Tabla 5.58 Refuerzo de las vigas paralelas al eje y del modelo M2Q4CP

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	zona central
V1-R1	65 x 100	6 # 12 + 1 # 10	5 # 12 + 1 # 8	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 12.5 cm
V1-R2	65 x 100	6 # 12 + 1 # 10	5 # 12 + 1 # 10	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 12.5 cm
V1-R3	65 x 100	6 # 12	5 # 12	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 15 cm
V1-R4	65 x 100	6 # 12	4 # 12 + 1 # 10	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V1-R5	65 x 100	5 # 12 + 1 # 8	6 # 10	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V1-R6	65 x 100	5 # 12 + 1 # 6	6 # 10	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 25 cm
V2-R1	60 x 95	6 # 12	7 # 10	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 15 cm
V2-R2	60 x 95	6 # 12	7 # 10	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V2-R3	60 x 95	7 # 10	6 # 10	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 15 cm
V2-R4	60 x 95	5 # 12 + 1 # 8	6 # 10	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V2-R5	60 x 95	5 # 12 + 1 # 6	5 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 15 cm
V2-R6	60 x 95	7 # 10	5 # 10 + 1 # 6	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 25 cm
V3-R1	50 x 85	5 # 10 + 1 # 8	4 # 10 + 1 # 6	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 25 cm
V3-R2	50 x 85	5 # 10 + 1 # 8	4 # 10 + 1 # 6	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 30 cm
V3-R3	50 x 85	5 # 10	4 # 10	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V3-R4	50 x 85	7 # 8	5 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 25 cm
V3-R5	50 x 85	5 # 10 + 1 # 8	6 # 8	4 # 4 @ 12.5 cm	4 # 4 @ 20 cm
V3-R6	50 x 85	5 # 10	5 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 30 cm

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-R1	C1-R2	C1-R1	C1-R1	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1
2	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3	C1-R3
3	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4
4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4
5	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	C1-R4	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-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3
13	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3	C3-R3
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

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Barras	Cuantía (ρ)	extremos	zona central
C1-R1	100 x 100	36 # 12	0.0390	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 25 cm
C1-R2	100 x 100	32 # 12	0.0365	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 25 cm
C1-R3	100 x 100	32 # 10	0.0253	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 20 cm
C1-R4	100 x 100	24 # 10	0.0190	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 15 cm
C2-R1	90 x 90	20 # 10	0.0196	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C2-R2	90 x 90	24 # 10	0.0235	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 15 cm
C3-R1	80 x 80	20 # 10	0.0248	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm
C3-R2	80 x 80	24 # 10	0.0297	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 25 cm
C3-R3	80 x 80	16 # 10	0.0198	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm

5.4.4 Descripción de las secciones de diseño del modelo M2Q4AA

El reporte final de las secciones finales de los diferentes elementos estructurales y su acero de refuerzo longitudinal y transversal del modelo en que tiene vigas secundarias orientadas tanto en sentido largo como en sentido corto, que se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y en el cual se aplicó el planteamiento del Apéndice A de las NTCS-04 para su análisis sísmico se presenta en las tablas 5.61 a 5.64 (vigas), 5.65 y 5.66 (columnas).

Las dimensiones de las secciones transversales de las vigas en la dirección x se diseñaron para dar rigidez lateral a ese sentido del edificio, y no rigieron criterios de resistencia, aún así las secciones resultaron ligeramente más grande que las del modelo M1Q4AA y con cantidades de acero más elevadas ya que en este sentido ahora se descargan vigas secundarias al igual que en las vigas paralelas al eje y . La sección no varía en elevación, ya que las demandas de acero no variaban significativamente adoptando así las dimensiones 55 x 95 cm como se muestra en las tablas 5.61 y 5.62.

En cuanto a la determinación de las secciones transversales de las vigas paralelas al eje y , estas quedaron regidas por los criterios de resistencia, pero se pudo observar que tanto sus secciones como sus armados disminuyeron en comparación con el modelo M1Q4AA esto debido a que la carga vertical se reparte de manera más uniforme originando que los esfuerzos se repartan tanto en las vigas principales del sentido corto como en el largo. Sus dimensiones se variaron cada cinco niveles, tratando de tener solo las secciones necesarias y evitar una sobrerresistencia a flexión elevada en vigas de los niveles superiores. De esta forma se obtuvieron tres secciones distintas; 70 x 110 cm (vigas V1) de los niveles uno a cinco, 70 x 100 cm (vigas V2) de los niveles seis al diez y 50 x 85 cm (vigas V3) de los niveles once a quince. En las tablas 5.63 y 5.64 se aprecian las dimensiones y disposiciones de refuerzo para estas vigas.

Las columnas son de tres secciones transversales, 105 x 105 cm (columnas C1) de los entrespiso uno a cinco, 95 x 95 cm (columnas C2) de los entrespisos seis a diez y 85 x 85 cm (columnas C3) de los entrespisos once a quince. En la figura 5.15 se muestran las secciones transversales con su disposición de refuerzo para este modelo, el refuerzo longitudinal se encuentra distribuido de manera uniforme.

Para el diseño de las columnas de este modelo rigieron los criterios deformación lateral sobre los de resistencia, el hecho de que en este modelo rigieran dichos criterios llevo a que todas las columnas demandaran únicamente el refuerzo mínimo. Al final el refuerzo quedó establecido por la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas de la sección 7.3.2 de las NTCC-04.

Las columnas de los primeros niveles cumplieron sin problema alguno con el requisito de resistencia mínima a flexión, debido a que su sección es más grande que la de los niveles superiores y a que las fuerzas axiales son más elevadas que en pisos superiores y por lo tanto generan áreas de acero elevadas; todo esto genera un momento flexionante elevado. A pesar de que varias columnas del primer grupo (C1) que se encontraban por debajo de las columnas de los grupos superiores satisfacían los requisitos de resistencia mínima a flexión, su refuerzo quedó determinado por el número de varillas que se necesitaban en niveles superiores y evitar así problemas de anclaje. En lo referente al refuerzo transversal la separación de este en los extremos de todas las columnas fue regida por el requisito de confinamiento del núcleo del concreto.

Tabla 5.61 Tipificación de las vigas paralelas al eje x del modelo M2Q4AA								
Nivel	Marcos A y D, cruja:				Marcos B y C, cruja			
	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5
1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
2	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
3	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
4	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
5	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
6	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
7	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
8	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
9	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R2	V1-R2	V1-R2	V1-R2
10	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3
11	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3
12	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3
13	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3
14	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3
15	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R1	V1-R3	V1-R3	V1-R3	V1-R3

Tabla 5.62 Refuerzo de las vigas paralelas al eje x del modelo M2Q4AA					
sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	extremos	zona central
V1-R1	55 x 95	5 # 10	4 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 15cm	4 # 4 @ 30 cm
V1-R2	55 x 95	7 # 8	4 # 8	4 # 4 @ 15cm	4 # 4 @ 30 cm
V1-R3	55 x 95	5 # 8	3 # 8 + 1 # 6	4 # 4 @ 20cm	4 # 4 @ 40 cm

Tabla 5.63 Tipificación de las traveses paralelas al eje y del modelo M2Q4AA

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	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
2	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
3	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
4	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
5	V1-R1	V1-R2	V1-R1	V1-R3	V1-R4	V1-R3	V1-R5	V1-R6	V1-R5
6	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
7	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
8	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
9	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
10	V2-R1	V2-R2	V2-R1	V2-R3	V2-R4	V2-R3	V2-R5	V2-R6	V2-R5
11	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
12	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
13	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
14	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5
15	V3-R1	V3-R2	V3-R1	V3-R3	V3-R4	V3-R3	V3-R5	V3-R6	V3-R5

Tabla 5.64 Refuerzo de las vigas paralelas al eje y del modelo M2Q4AA

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	Extremos	Zona central
V1-R1	70 x 110	7 # 10	6 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 35 cm
V1-R2	70 x 110	6 # 10	5 # 10 + 1 # 8	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 40 cm
V1-R3	70 x 110	6 # 10	5 # 10	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 30 cm
V1-R4	70 x 110	7 # 8	5 # 8	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 40 cm
V1-R5	70 x 110	6 # 10	5 # 10	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 35 cm
V1-R6	70 x 110	7 # 8	5 # 8	4 # 4 @ 25 cm	4 # 4 @ 40 cm
V2-R1	70 x 100	7 # 10 + 1 # 6	7 # 10	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 40 cm
V2-R2	70 x 100	6 # 10 + 1 # 8	6 # 10	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 40 cm
V2-R3	70 x 100	6 # 8 + 1 # 6	4 # 8	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 35 cm
V2-R4	70 x 100	6 # 8	5 # 8	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 40 cm
V2-R5	70 x 100	6 # 10	5 # 10	4 # 4 @ 15 cm	4 # 4 @ 35 cm
V2-R6	70 x 100	6 # 8	5 # 8	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 40 cm
V3-R1	50 x 85	7 # 8	6 # 8 + 1 # 6	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 40 cm
V3-R2	50 x 85	6 # 8 + 1 # 6	5 # 8 + 1 # 6	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 40 cm
V3-R3	50 x 85	6 # 8	4 # 8	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 40 cm
V3-R4	50 x 85	5 # 8 + 1 # 6	3 # 8	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 40 cm
V3-R5	50 x 85	5 # 8	3 # 8	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 40 cm
V3-R6	50 x 85	5 # 8	3 # 8	4 # 4 @ 20 cm	4 # 4 @ 40 cm

Tabla 5.65 Tipificación de las columnas del modelo M2Q4AA

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-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
3	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
4	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
5	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R1	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2	C1-R2
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-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1
12	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1
13	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1
14	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1
15	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1	C3-R2	C3-R2	C3-R2	C3-R1

Tabla 5.66 Refuerzo de las columnas del modelo M2Q4AA

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Barras	Cuantía (ρ)	extremos	Zona central
C1-R1	105 x 105	28 # 8	0.0129	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 25
C1-R2	105 x 105	32 # 8	0.0147	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 25
C2-R1	95 x 95	24 # 8	0.0135	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 30
C2-R2	95 x 95	28 # 8	0.0157	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 30
C3-R1	85 x 85	28 # 8	0.0196	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 35
C3-R2	85 x 85	24 # 8	0.0168	6 # 4 @ 10	6 # 4 @ 35

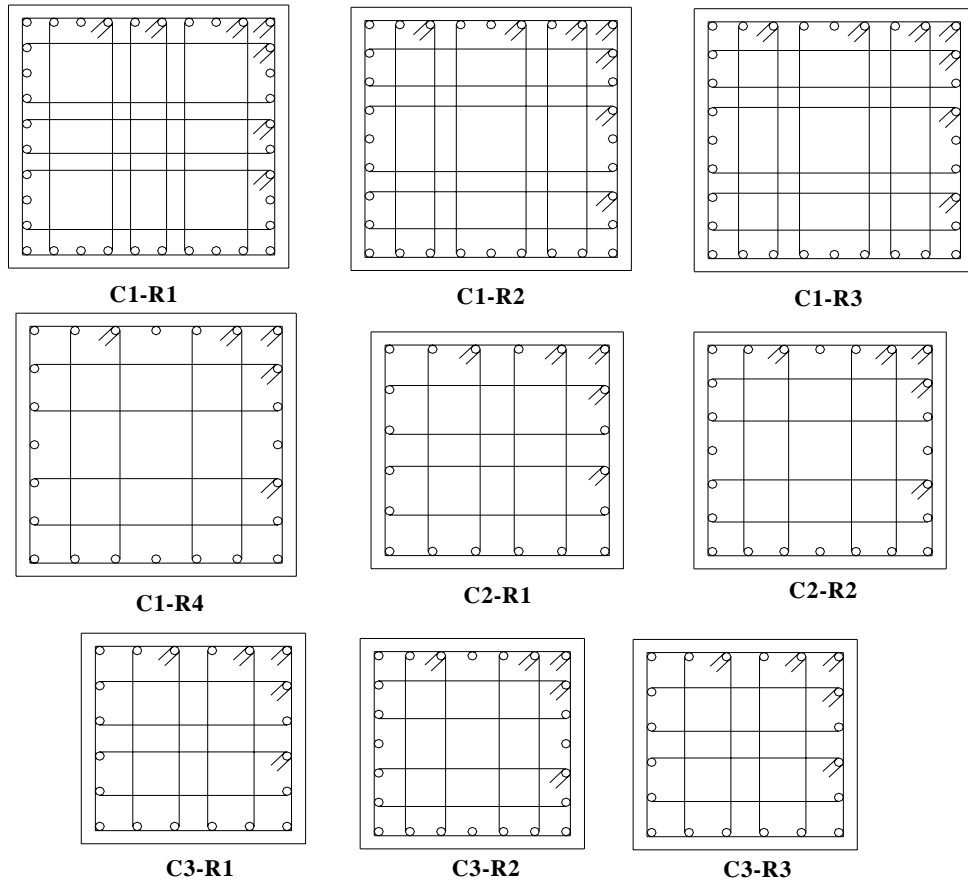


Figura 5.14 Secciones y refuerzos de las columnas del modelo M2Q4CP

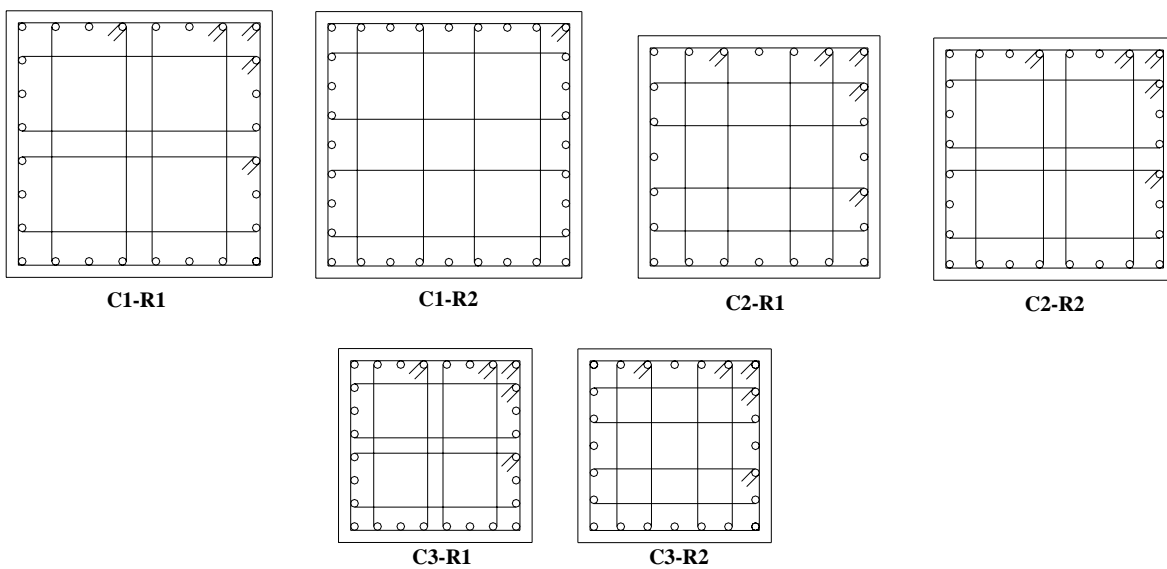


Figura 5.15 Secciones y refuerzos de las columnas del modelo M2Q4AA

Capítulo 6

Metodología de evaluación

6.1 Consideraciones generales

En el presente estudio se pretende evaluar las diferencias que se tienen al diseñar los modelos en estudio con los requerimientos del cuerpo principal de las Normas Técnicas Complementarias NTCC-04 y al hacerlo con las disposiciones establecidas en el Apéndice Normativo “A” de dichas normas, todos estos diseños tomando en cuenta la aportación de la losa a la resistencia a flexión de las vigas, así como la diferencia entre los modelos identificados como “M1”, estructurados con vigas secundarias paralelas al lado largo del edificio y como “M2”, con vigas secundarias paralelas tanto al lado largo como al lado corto del edificio, respectivamente.

Los aspectos fundamentales que se pretende evaluar son:

- a) Si los factores de comportamiento sísmico $Q = 3$ y $Q = 4$ empleados para diseñar estructuras con base en marcos dúctiles de concreto reforzado son razonables.
- b) Las diferencias que se tienen al diseñar los modelos con las disposiciones del cuerpo principal y el Apéndice normativo A de las NTCS-04 para el análisis sísmico.
- c) Las diferencias que se tienen en el comportamiento dinámico de marcos dúctiles por el impacto en el diseño global de las cargas verticales en función de cómo las distribuyen las vigas secundarias, entre los modelos “M1”, estructurados con vigas secundarias paralelas al lado largo del edificio, y los modelos “M2”, estructurados con vigas secundarias paralelas tanto al lado largo como al lado corto del edificio.
- d) El comportamiento de los edificios tomando en cuenta la sobrerresistencia global ante cargas laterales.

Para la evaluación de estos aspectos, se estudió el comportamiento sísmico de los modelos efectuando análisis dinámicos no lineales, utilizando el programa DRAIN-2DX (Prakash *et al.* 1992) utilizando modelos con distribución de fuerzas laterales entre los marcos mediante la acción del diafragma rígido (figura 6.1). Los modelos no consideran el efecto de degradación de rigidez y resistencia. La acción del diafragma rígido se modela con elementos elásticos infinitamente rígidos cuya función es transmitir las fuerzas cortantes entre cada uno de los marcos exclusivamente, lo que quiere decir que dichos elementos no tienen amortiguamiento ni pueden disipar energía por comportamiento histerético.

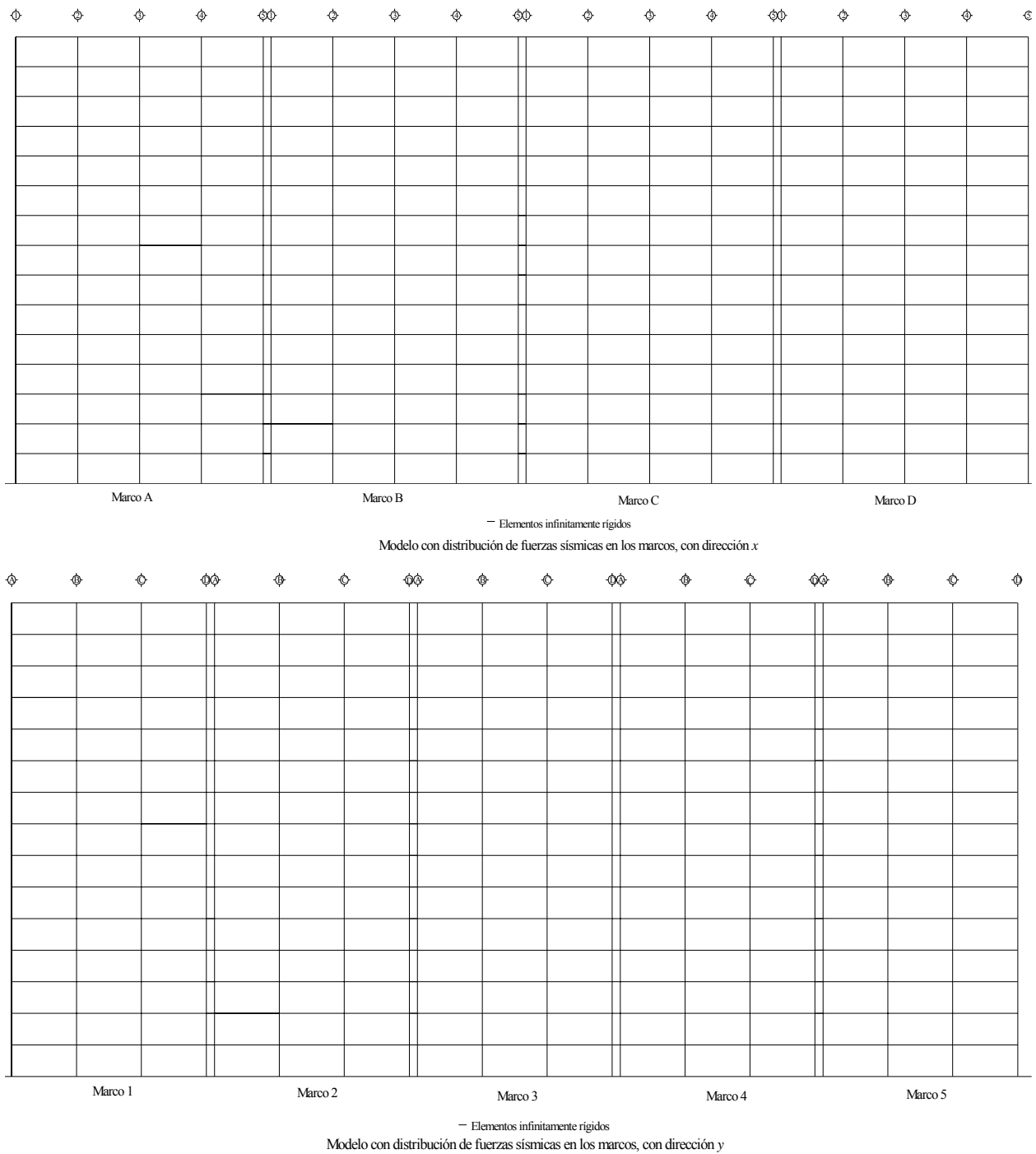


Figura 6.1 Modelos con distribución de fuerzas laterales entre los marcos por acción del diafragma rígido

Los modelos se construyeron para poder obtener por separado la respuesta individual de cada marco, pero para los intereses de este estudio sólo se consideró el ensamblaje total de los cuatro y cinco marcos existentes en las direcciones x y y respectivamente, esto con el propósito de evaluar el comportamiento estructural total unidireccional de cada modelo.

Los análisis no lineales, en los cuales se consideró tanto las resistencias nominales como los efectos de 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 Transporte 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 Córdoba en la colonia Roma. Para todos los modelos se consideraron en los análisis dinámicos no lineales los efectos P- Δ y no se consideró en ningún caso la interacción suelo-estructura.

El acelerograma SCT-EW tiene una duración un poco mayor de 160 segundos y una aceleración máxima del terreno de aproximadamente 0.17 g con una respuesta espectral máxima de 1.0 g. para un periodo de 2 segundos, con una fase intensa de 30 segundos. El registro sintético S56-EW presenta una duración similar, pero con aceleración máxima del terreno de 0.21 g y respuesta espectral máxima de 1.4 g para un periodo de 2.2 segundos aproximadamente.

Se escogió el registro SCT-EW con el fin de tener un acelerograma representativo y con características similares a las del máximo contemplado por el Reglamento del cual se pretenden evaluar sus criterios. El registro sintético E56-EW representa aceleraciones de terreno tales de acuerdo con los expertos se podrían presentar durante la acción de uno de los sismos que se esperan (Tena 2005).

6.2 Determinación de la resistencia nominal de los miembros estructurales

Al igual que en trabajos previos (Correa y Tena 2004, Correa 2005, Tena y Correa 2006), para poder calcular las resistencias nominales de vigas a flexión y columnas a flexocompresión y flexotensión se consideró:

- a) La interacción de la losa con las vigas, para poder determinar dicha interacción se determinó la resistencia a flexión positiva de las vigas considerando una porción de la losa que forma parte del patín a compresión de la viga, así como el acero de refuerzo contenido dentro de esta porción de losa. El ancho del patín se calculó conforme a lo establecido en el apartado 2.2.3 de las NTCC-04.
- b) La distribución real del acero de refuerzo, incluyendo la aportación del refuerzo a compresión de las vigas.
- c) El nuevo bloque equivalente de esfuerzos del concreto estipulado en las NTCC-04.
- d) El comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo, tal como se especifica en las NTCC-04.

A pesar de que se han designado como resistencias nominales a aquellas determinadas aplicando lo descrito en los cuatro incisos anteriores, se debe mencionar que incluyen un cierto grado de sobrerresistencia, aquéllas debidas al uso del RCDF-04. Por lo que la respuesta de la estructura bajo consideración de resistencias nominales presentara algunos efectos de sobrerresistencia como los siguientes (Luna 1999, Correa 2005, Tena y Correa 2006):

- a) Factor originado al uso de factores de carga ($FC = 1.1$)
- b) Factor originado 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 debido al uso de secciones y elementos tipo
- e) Contribución del acero a compresión
- f) Contribución del ancho efectivo de la losa al patín de compresión de vigas

6.3 Determinación de las resistencias tomando en cuenta fuentes de sobrerresistencia

De la misma manera, en concordancia con los trabajos previos de referencia, con la finalidad de estimar de mejor manera la sobrerresistencia máxima, se determinó la resistencia de los elementos estructurales tomando en cuenta las siguientes fuentes adicionales de sobrerresistencia:

- a) Factor de comportamiento real del acero empleando el modelo de Rodríguez y Botero (1994)
- b) Factor de comportamiento real del concreto utilizando el modelo de Kent y Park modificado.

Cabe mencionar que para calcular las resistencias a flexión de las vigas para tomar en cuenta la participación de la losa se diseñaron dichos elementos como secciones L y T según lo dispuesto en el apartado 2.2.3 de las NTCC-04. Para el cálculo de las resistencias de las vigas incorporando las fuentes de sobrerresistencia arriba mencionadas se utilizó el programa BIAXW 96 (Wallace *et al.* 1996).

6.4 Parámetros dinámicos evaluados

De manera similar al trabajo presentado por Correa (2005), los parámetros dinámicos analizados para todos los modelos no lineales fueron los que se describen párrafos abajo. A diferencia con lo presentado por Correa (2005), en este trabajo prefirió estudiarse el número total de medios ciclos inelásticos para cada entrepiso (inciso f), en vez de normalizar éstos con respecto al número total de medios ciclos dinámico, como hizo Correa (2005).

- a) Curvas de histéresis de entrepiso

En estas curvas 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 en cualquier instante de tiempo comprendido en el lapso de duración del análisis dinámico. El estudio de estas curvas nos aporta una idea de si el trabajo de la estructura fue elástico o inelástico y en caso de tener comportamiento inelástico observando la amplitud y el área de los ciclos nos dan una medida de la cantidad de energía introducida debido al sismo que es disipada por tal comportamiento.

- b) Envoltentes de distorsiones de entrepiso (Δ)

Durante al análisis dinámico se presenta la máxima distorsión por cada entrepiso, sin que los valores de distorsión de un entrepiso y otro ocurran necesariamente en el mismo instante. En estas gráficas que muestran esta envoltente también se puede apreciar la distorsión que experimenta cada modelo tras ser analizado con las fuerzas laterales de diseño (distorsiones de diseño) así como los límites de distorsión de entrepiso establecidos por las NTCS-04.

- c) Distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia (Δ_{fluencia})

Se reporta el valor de la distorsión asociada a la primera fluencia de cualquier elemento o grupo de elementos estructurales que forman parte del entrepiso. Para los entrepisos que se mantuvieron dentro del intervalo de comportamiento elástico, se reporta el valor de distorsión máxima alcanzada. También se muestra el límite de distorsión de entrepiso $\gamma = 0.004$ establecido en el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 que se relaciona con la revisión de rigidez lateral de la estructura para la limitación de daños a elementos no estructurales, y para los modelos diseñados bajo lo estipulado en dicho Apéndice las distorsiones asociadas al sismo de servicio. Esto con el propósito de tener como referencia el orden de magnitudes de distorsión de entrepiso que el sismo de servicio contemplado por el reglamento demandaría a la estructura eventualmente y así establecer comparaciones con aquéllos niveles de distorsión para los cuales se inicia el daño estructural.

- d) Distorsiones de entrepiso máximas asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\Delta_{\text{máxima}}$)

Con el propósito de incorporar de una mejor manera la deformación de las estructuras ante las sollicitaciones de un sismo, resulta interesante medir la distorsión de entrepiso desde la posición que se asocia al cambio de dirección de la fuerza cortante, sin que necesariamente corresponda a esta posición el estado inicial de la estructura descargada.

- e) Envolventes de cortantes de entrepiso (V/W_T)

En esta gráfica se observa el máximo cortante que toma el entrepiso normalizado con respecto al peso total de la estructura y como se trata de una envolvente, en general no corresponden los valores de uno y otro entrepiso al mismo instante de tiempo.

- f) Número de medios ciclos en los que se presentó respuesta inelástica

Con esta gráfica se pretende tener una medida de la inelasticidad que presenta la estructura, mostrando el número de medios ciclos que presentaron respuesta inelástica, lo que puede dar una idea de si existe es o no importante considerar el fenómeno que se conoce como fatiga de bajo ciclaje.

- g) Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ)

Las demandas de ductilidad se obtienen a partir de las curvas 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. Debido a que la excitación sísmica infiere a la estructura varios ciclos de sollicitaciones en diversas direcciones se obtiene para cada entrepiso un valor máximo de demanda de ductilidad positiva y otro de demanda de ductilidad, por lo que en la gráfica se muestra el valor máximo de éstos y se compara con el factor de comportamiento sísmico, aunque se reconoce que μ y Q 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 valor se pretende valorar la degradación de rigidez 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 la gráfica normalizada con respecto a la rigidez elástica.

- 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 ($k_{\text{elástica}}$)

Este valor se determina promediando las rigideces de todos los medios ciclos que experimenta el entrepiso en cuestión. La rigidez promedio también se presenta 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 aproximada que aquella que se determina usando la rigidez pico a pico como en el anterior inciso.

j) Mapeo de la fluencia de elementos estructurales

Se pretende con estos mapas de fluencias observar las zonas más vulnerables de la estructura. Además, en éstos se incluye las magnitudes de las demandas de rotaciones plásticas acumuladas que se presentan en los elementos estructurales con el propósito de observar las demandas de trabajo inelástico en vigas y columnas y el mecanismo de deformación última que la estructura tiende a presentar.

Capítulo 7

Comparación del comportamiento dinámico no lineal para los modelos diseñados con $Q = 3$

7.1 Modelo M1Q3CP

El modelo M1Q3CP está estructurado con vigas secundarias sólo orientadas en el sentido largo y diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ y al que se le aplicó lo estipulado en el cuerpo principal de las NTCS-04 para su análisis sísmico, su diseño se muestra en el capítulo cinco en su inciso 5.3.1.

7.1.1 Curvas de histéresis de entrepiso

En la dirección x el diseño de las vigas principales no es impactado por las descargas de las vigas secundarias. Se observa que para esta dirección, las curvas de histéresis ante el registro SCT-EW y tomando en cuenta resistencias nominales definen ciclos inelásticos amplios y estables, permaneciendo elásticos los dos últimos niveles (figura 7.1). En contraste, para la dirección y , donde las vigas secundarias impactan el diseño de las vigas principales, se observa un menor trabajo inelástico con respecto al de la dirección x , manteniéndose elásticos varios niveles superiores (figura 7.2). Al considerar sobrerresistencias se aprecia que disminuyen la amplitud de los ciclos en la dirección x , por lo que las incursiones inelásticas son más discretas (figura 7.3). En dirección y las historias de distorsión muestran un comportamiento elástico (figura 7.4).

Para el análisis ante el acelerograma sintético de la estación 56 en la dirección x y considerando tanto resistencias nominales como sobrerresistencias se apreciaron historias inestables debidas a los enormes desplazamientos que sufrió la estructura, por lo que la estructura ante un sismo de las características de dicho acelerograma sufriría colapso (figuras 7.5 y 7.7). En dirección y considerando resistencias nominales se observaron las mismas características que para la dirección x , cuando se incorporaron sobrerresistencias la estructura resiste sin colapso y con incursiones inelásticas discretas en los primeros entrepisos (figuras 7.6 y 7.8).

7.1.2 Envolventes de distorsiones de entrepiso (Δ)

Al tomar en cuenta resistencias nominales, se observa que las distorsiones dinámicas en dirección x superan ligeramente a las distorsiones de diseño ante el acelerograma SCT-EW en los entrepisos intermedios, pero sin rebasar el límite $\Delta = 0.012$ que impone el reglamento del cuerpo principal de las NTCS-04 (figura 7.9). En dirección y las distorsiones dinámicas se encuentran por debajo de las de diseño, localizándose muy alejadas del límite impuesto (figura 7.10).

Al incorporar las fuentes adicionales de sobrerresistencia en la dirección x se observa que sólo para el entrepiso siete las distorsiones dinámicas son superiores que las de diseño y los valores de éstas en niveles intermedios disminuyen en comparación con las relacionadas con resistencias nominales (figura 7.11). En la dirección y se mantienen las distorsiones de los entrepisos intermedios inferiores que las relacionadas con resistencias nominales y por debajo del límite impuesto por el cuerpo principal (figura 7.12).

Ante el acelerogramas sintético de la estación 56, tomando en cuenta resistencias nominales la estructura sufrió en ambas direcciones colapso por lo que sus distorsiones son muy grandes, incorporando fuentes adicionales de sobrerresistencia únicamente en dirección y se observó un comportamiento adecuado ante dicho acelerograma, presentando distorsiones por debajo del límite impuesto por el cuerpo principal de las NTCS-04 (figura 7.16).

7.1.3 Distorsiones de fluencia (Δ_{fluencia})

Ante el acelerograma SCT-EW y para la dirección x tomando en cuenta resistencias nominales, los entrepisos que presentan fluencias lo hacen con valores de distorsión por debajo del límite $\Delta = 0.004$ establecido por el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 para limitar el daño a elementos no estructurales y graficado como referencia (figura 7.9). Para la dirección y y los entrepisos que presentan fluencias lo hacen muy por debajo del límite $\Delta = 0.004$ (figura 7.10). Considerando sobrerresistencias en dirección x se retrasa la fluencia, presentándose a valores de distorsión superiores a los relacionados con resistencias nominales además superiores a los del límite $\Delta = 0.004$ en algunos entrepisos (figura 7.11). En dirección y no se tiene trabajo inelástico.

Las distorsiones de fluencia ante el registro de la estación 56 en dirección x y considerando sobrerresistencias presenta influencias inferiores a la del límite impuesto por el Apéndice Normativo A (figura 7.16).

7.1.4 Distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\Delta_{\text{máxima}}$)

Ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales, las distorsiones máximas en dirección x superan a las distorsiones de diseño de los entrepisos dos al doce, tomando valores máximos de aproximadamente $\Delta = 0.016$ en el quinto entrepiso (figura 7.9). En dirección y las distorsiones máximas son inferiores a las de diseño para todos los niveles (figura 7.10).

Considerando sobrerresistencias las distorsiones máximas para la dirección x disminuyen ligeramente rebasando ahora sólo a las de diseño en los entrepisos tres al ocho (figura 7.11). En dirección y ninguna rebasa a las de entrepiso (figura 7.12).

Para el acelerograma de la estación 56 en dirección x y considerando sobrerresistencias ninguna distorsión máxima rebasa las de diseño (figura 7.16).

7.1.5 Envolventes de cortantes de entrepiso (V/W_T)

Al considerar fuentes adicionales de sobrerresistencia, como es de esperarse, se observa que para ambas direcciones la estructura toma más cortante que cuando se consideran resistencias nominales, en promedio se demanda un 7 y 25 por ciento para la dirección x y y respectivamente. Además se aprecia que para la dirección x y ante el acelerograma de la estación 56 tomando sobrerresistencias la estructura es demandada a tomar más cortante que ante el acelerograma SCT-EW, lo que muestra que el registro de la estación 56 es más severo (figuras 7.9, 7.10, 7.11, 7.12 y 7.16).

7.1.6 Número de medios ciclos en los que se presentó respuesta inelástica

Al considerar fuentes adicionales de sobrerresistencia para ambos registros y direcciones el número de ciclos inelásticos disminuye considerablemente que al tomar solo resistencias nominales. Se observan valores máximos del orden de 32 y 14 medios ciclos inelásticos considerando resistencias nominales y sobrerresistencias respectivamente para la dirección x . Para la dirección y valores máximos de aproximadamente de 16 y 4 medios ciclos inelásticos tomando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia respectivamente (figuras 7.9, 7.10, 7.11, 7.12 y 7.16).

7.1.7 Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ) y degradación de rigidez

Ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales las demandas de ductilidad de entrepiso para la dirección x están por debajo de 3, tomando valores máximos de 2.5 aproximadamente en el nivel siete. Se observa con claridad una correspondencia entre los valores más altos de ductilidad y una mayor

degradación de rigidez debido a trabajo inelástico, tomando valores asociados a las máximas demandas de ductilidad de aproximadamente 45% de la rigidez elástica si se toma la rigidez inelástica mínima, ó 70% de la rigidez elástica cuando se toma la rigidez inelástica promedio (figura 7.9).

Para la dirección y las demandas de ductilidad alcanzan apenas valores de 1.3 en el tercer nivel, correspondiéndole valores de rigidez inelástica mínima del orden del 85% de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de 90% de la rigidez elástica aproximadamente (figura 7.10).

Al tomar fuentes adicionales de sobrerresistencia los valores de demandas de ductilidad se reducen, así como la degradación de rigidez. Para la dirección x se obtuvieron valores máximos de 1.3 aproximadamente para el quinto entrepiso, correspondiéndole rigideces inelásticas mínimas de aproximadamente 85% de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de 92% de la rigidez aproximadamente (figura 7.11). En dirección y se observa comportamiento elástico, por lo que los valores de ductilidad son igual a uno y rigideces mínima y promedio iguales a la rigidez elástica (figura 7.12).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando sobrerresistencias en dirección y , se aprecia que presenta mayores demandas de ductilidad y degradación de rigidez que ante el registro SCT-EW (figura 7.16).

7.1.8 Mapeo de fluencia en elementos estructurales

El valor de las demandas de rotación plástica acumulada en los miembros estructurales con trabajo en el intervalo inelástico para la dirección x , tomando resistencias nominales y ante el acelerograma SCT-EW se presenta en la figura 7.17. Todas las columnas que presentaron fluencias presentan demandas de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad. y en las vigas valores cercanos a 0.07 rad., observándose una concentración de trabajo inelástico de los niveles dos al seis, para la dirección y y ningún elemento con incursión inelástica presentó demandas de rotación superiores a 0.01 rad.(figura 7.18).

Al considerar la sobrerresistencia para la dirección x , desaparecen las fluencias en las columnas y en un gran número de las vigas, tomando valores inferiores a 0.01 rad. (figura 7.19). Para la dirección y y la estructura tiene una respuesta elástica (figura 7.20).

Para la dirección y y considerando sobrerresistencias y el acelerograma de la estación 56, se observan fluencias en las columnas en los dos primeros niveles y en las vigas desde el nivel uno al ocho, todos los valores de demanda de rotación inelástica tanto para vigas como para columnas fueron inferiores a 0.01 rad. (figura 7.21).

De acuerdo a las magnitudes y localizaciones de las rotaciones plásticas en ambas consideraciones de resistencia, muestran que el comportamiento inelástico mostrado corresponde al asociado a un diseño con mecanismo de falla último de columna fuerte-viga débil.

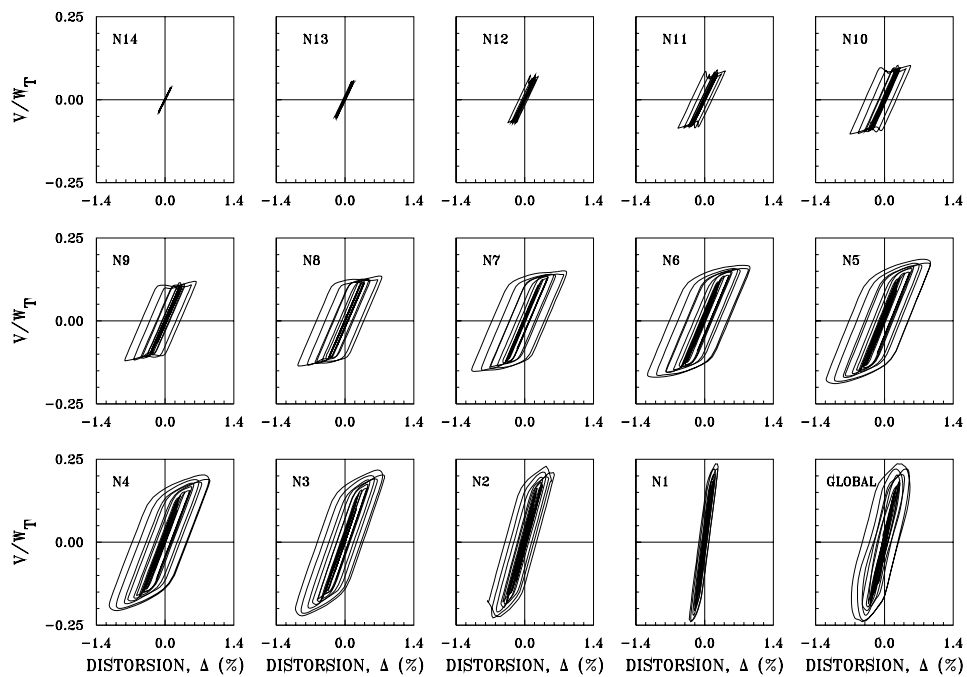


Figura 7.1 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M1Q3CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

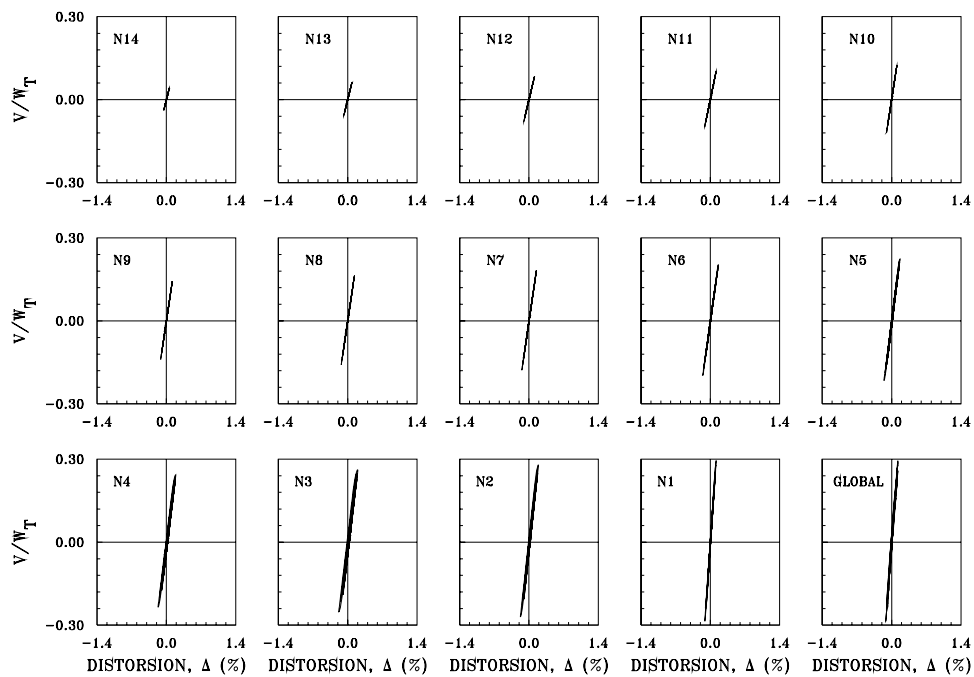


Figura 7.2 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M1Q3CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

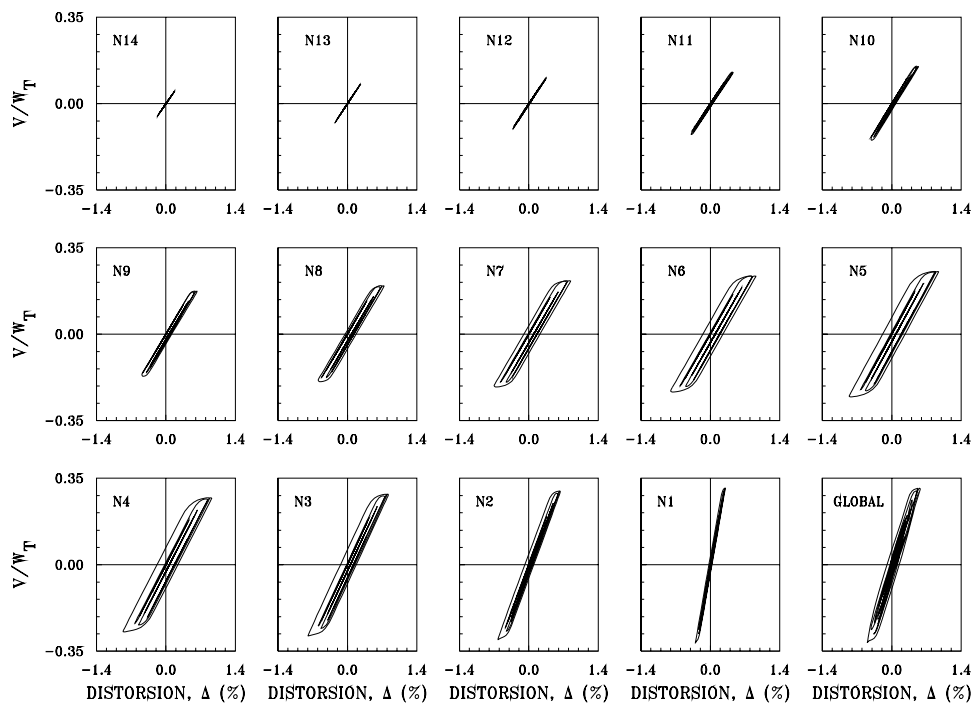


Figura 7.3 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M1Q3CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

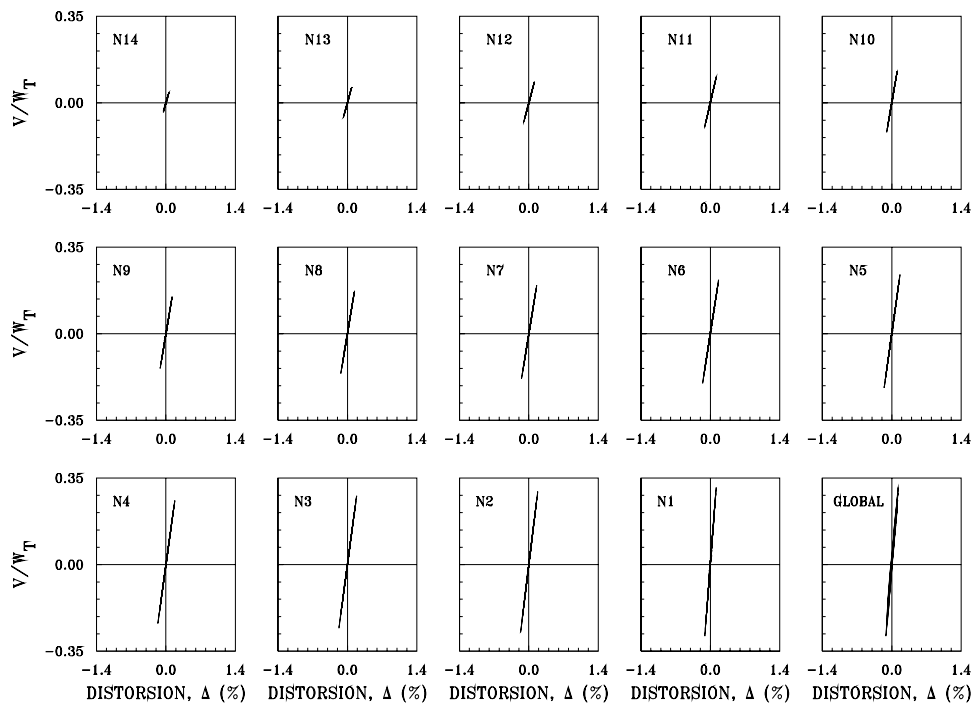


Figura 7.4 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M1Q3CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

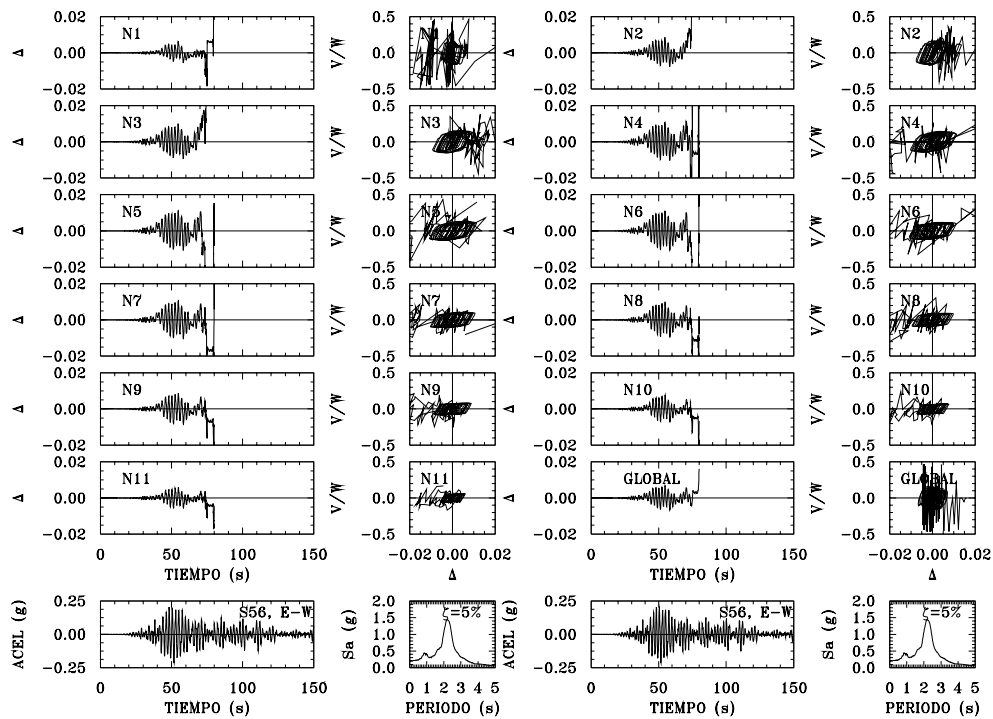


Figura 7.5 Respuesta dinámica en la dirección x del modelo M1Q3CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

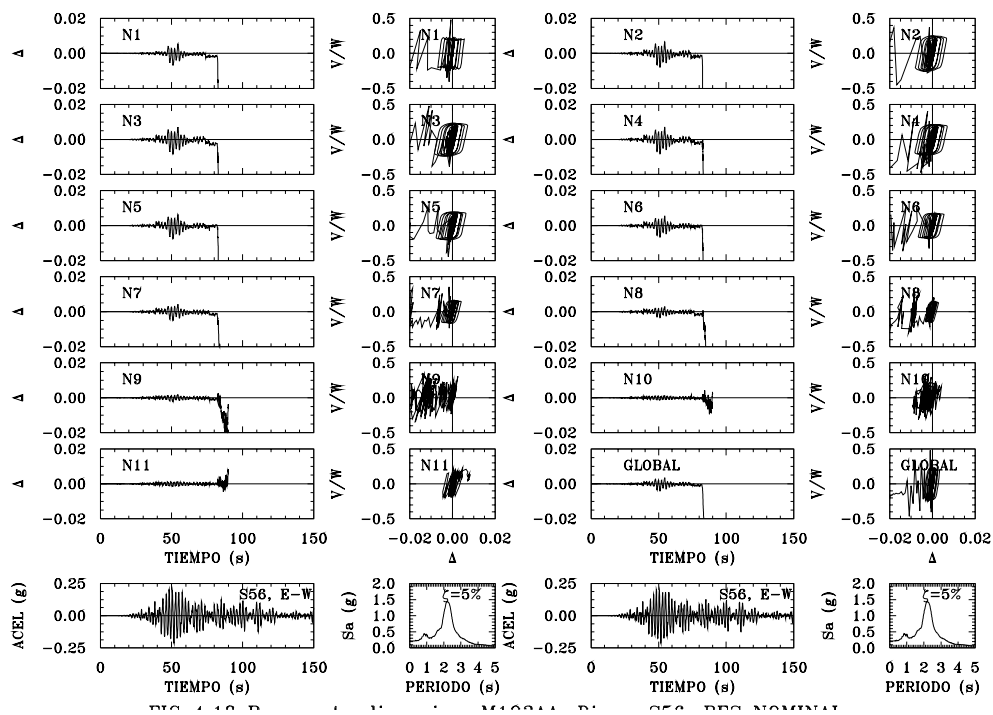


Figura 7.6 Respuesta dinámica en la dirección y del modelo M1Q3CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

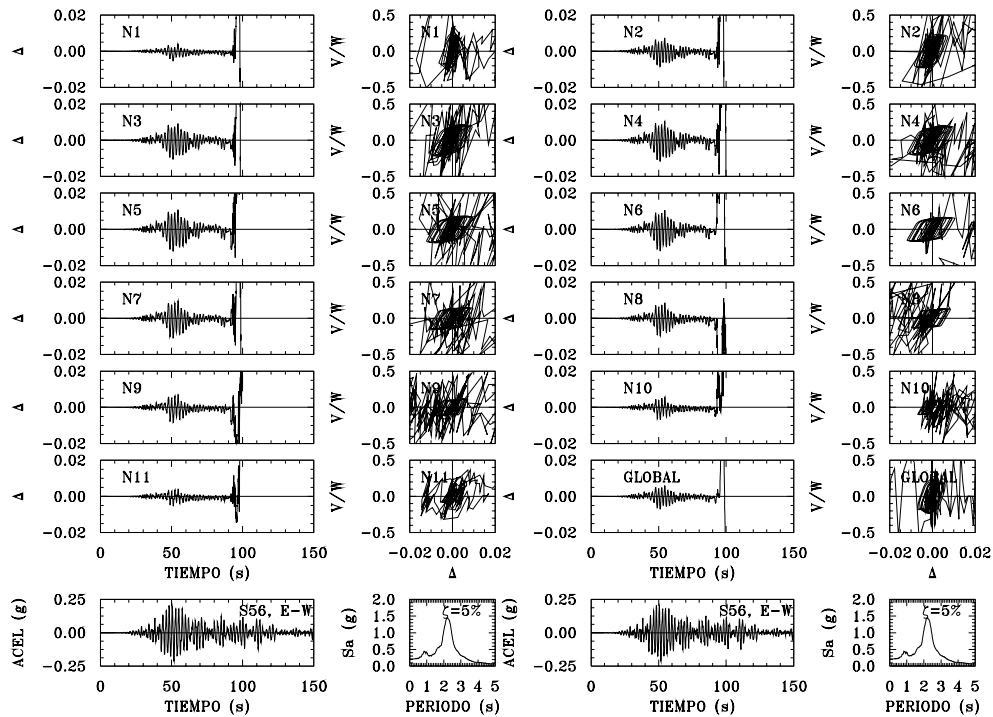


Figura 7.7 Respuesta dinámica en la dirección x del modelo M1Q3CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56

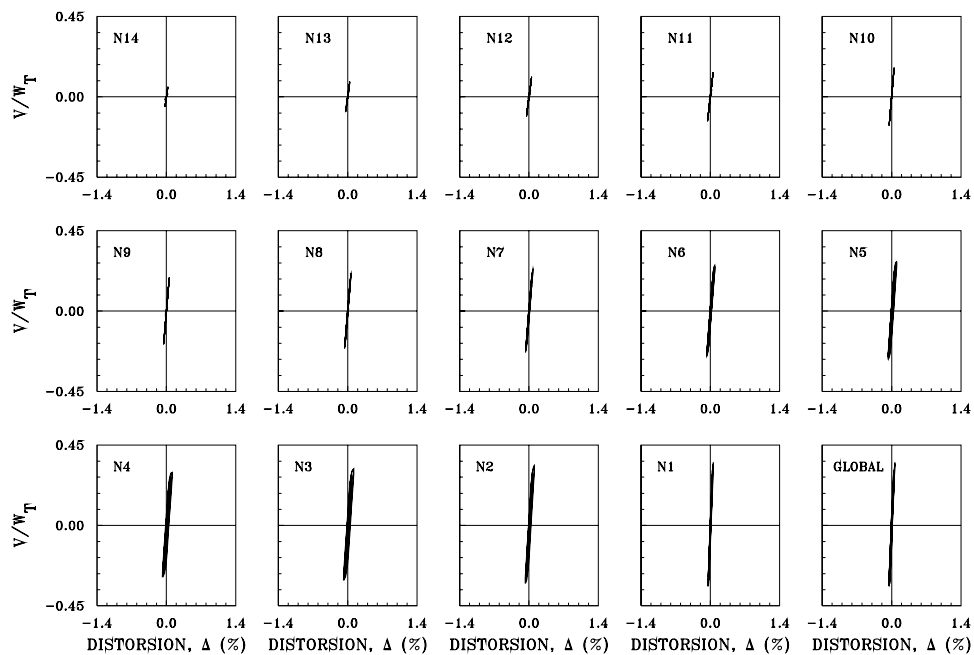


Figura 7.8 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M1Q3CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56

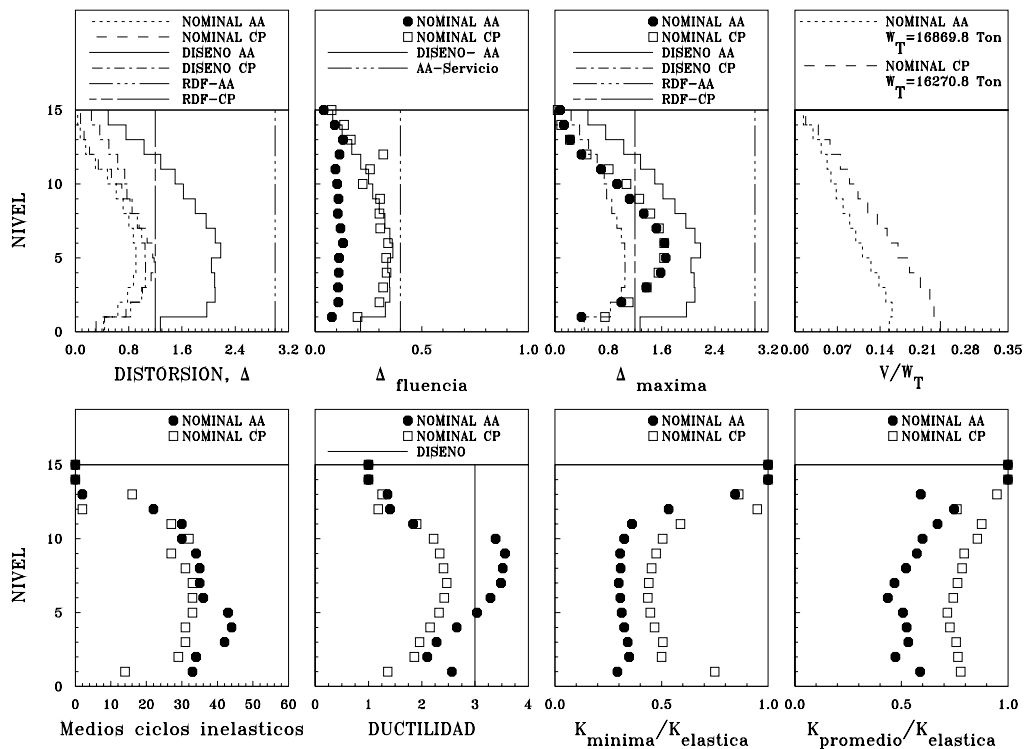


Figura 7.9 Envolturas de respuesta máxima, dirección x modelos M1 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

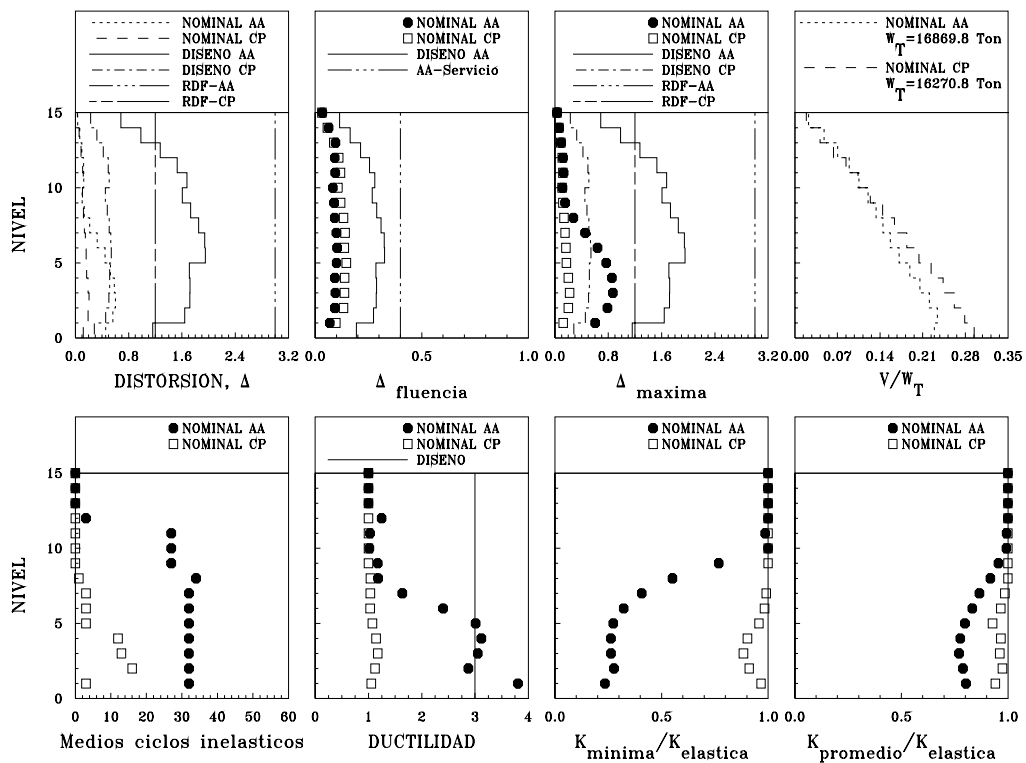


Figura 7.10 Envolturas de respuesta máxima, dirección y y modelos M1 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

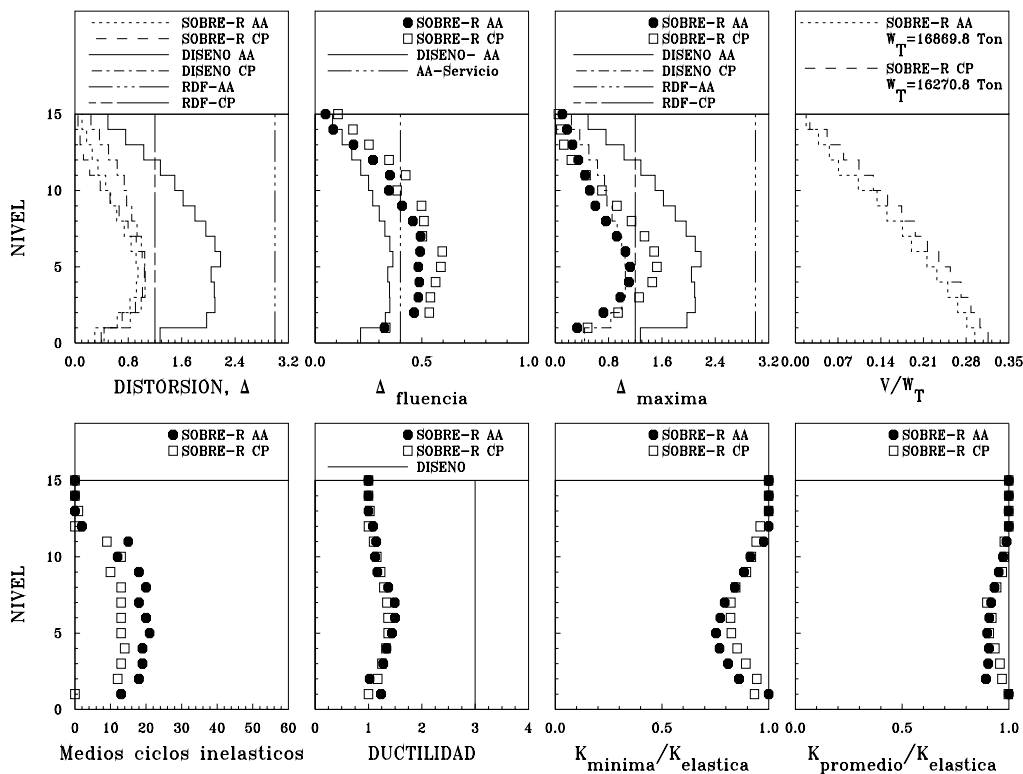


Figura 7.11 Envolturas de respuesta máxima, dirección x modelos M1 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando sobrerresistencias

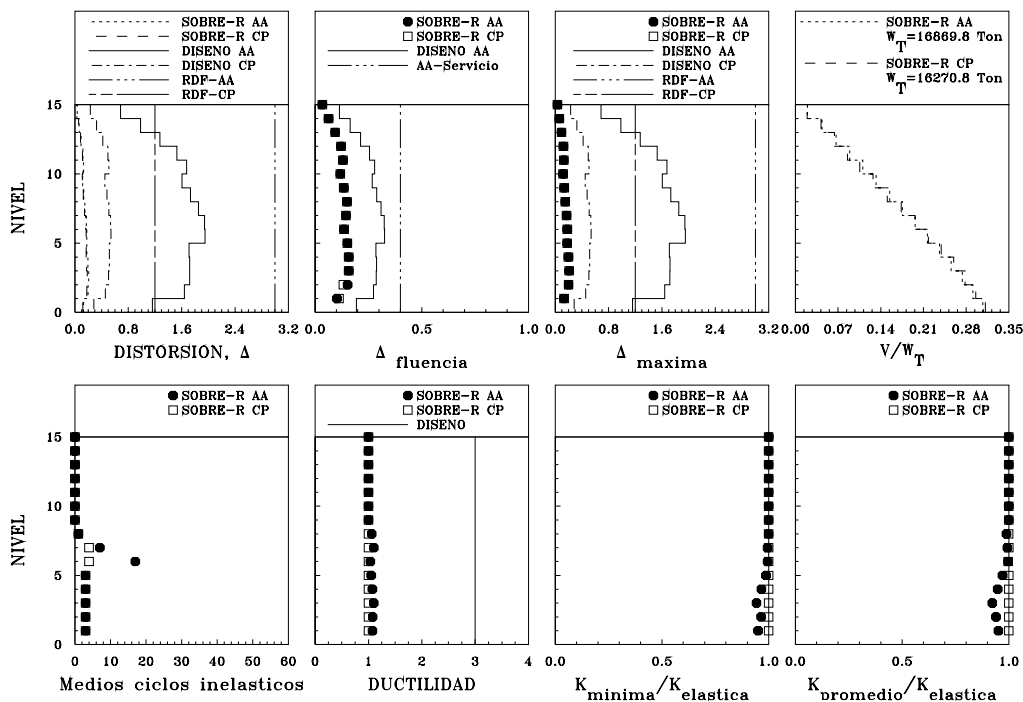


Figura 7.12 Envolturas de respuesta máxima, dirección y y modelos M1 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando sobrerresistencias

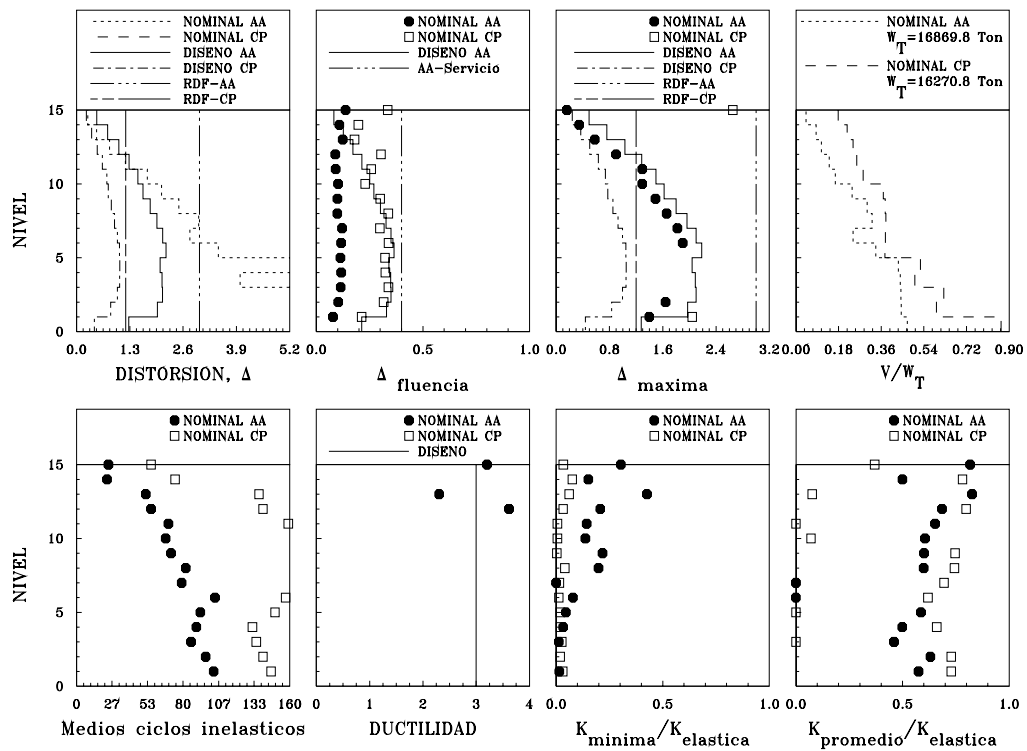


Figura 7.13 Envoltentes de respuesta máxima, dirección x modelos M1 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma de la estación 56, considerando resistencias nominales

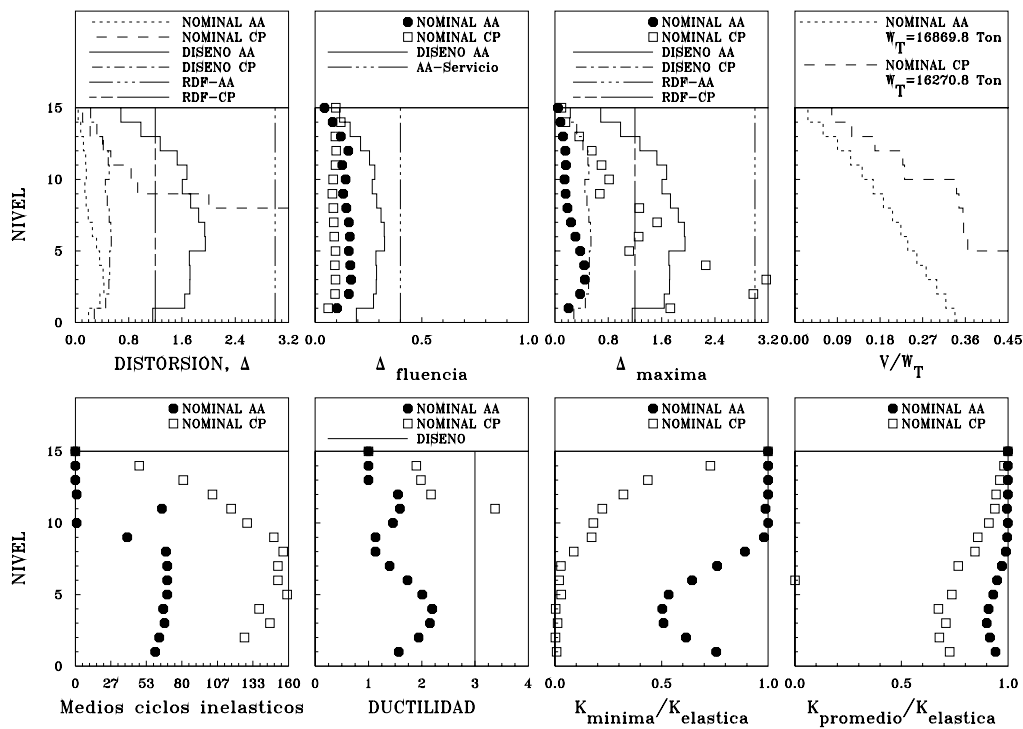


Figura 7.14 Envoltentes de respuesta máxima, dirección y y modelos M1 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma de la estación 56, considerando resistencias nominales

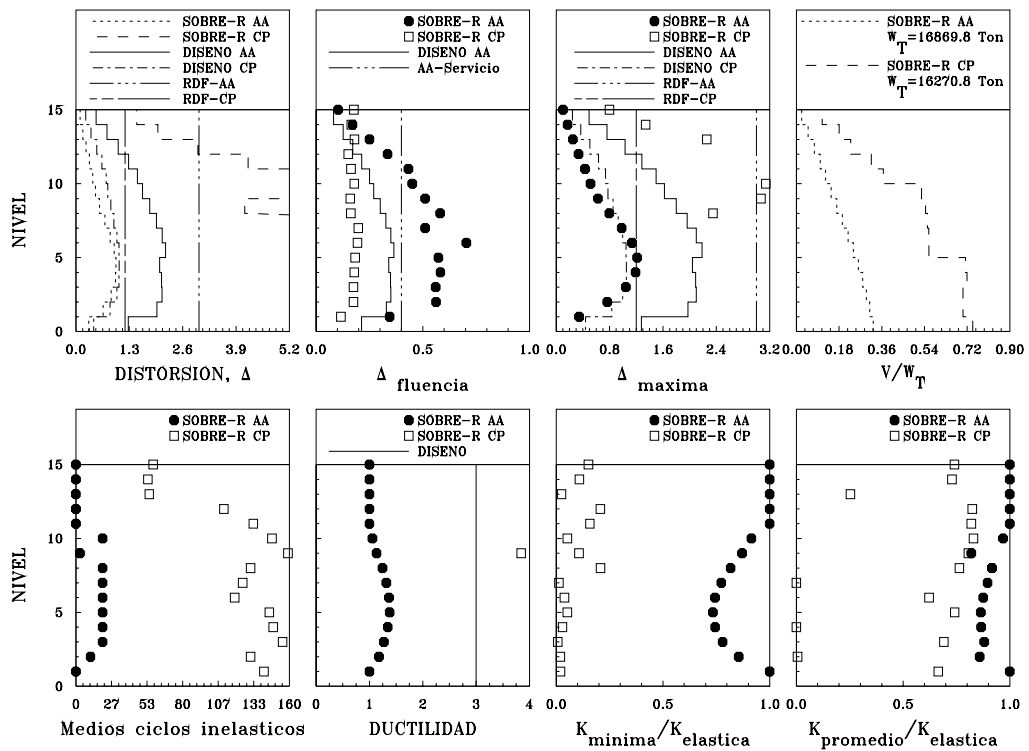


Figura 7.15 Envolturas de respuesta máxima, dirección x modelos M1 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma de la estación 56, considerando sobrerresistencias

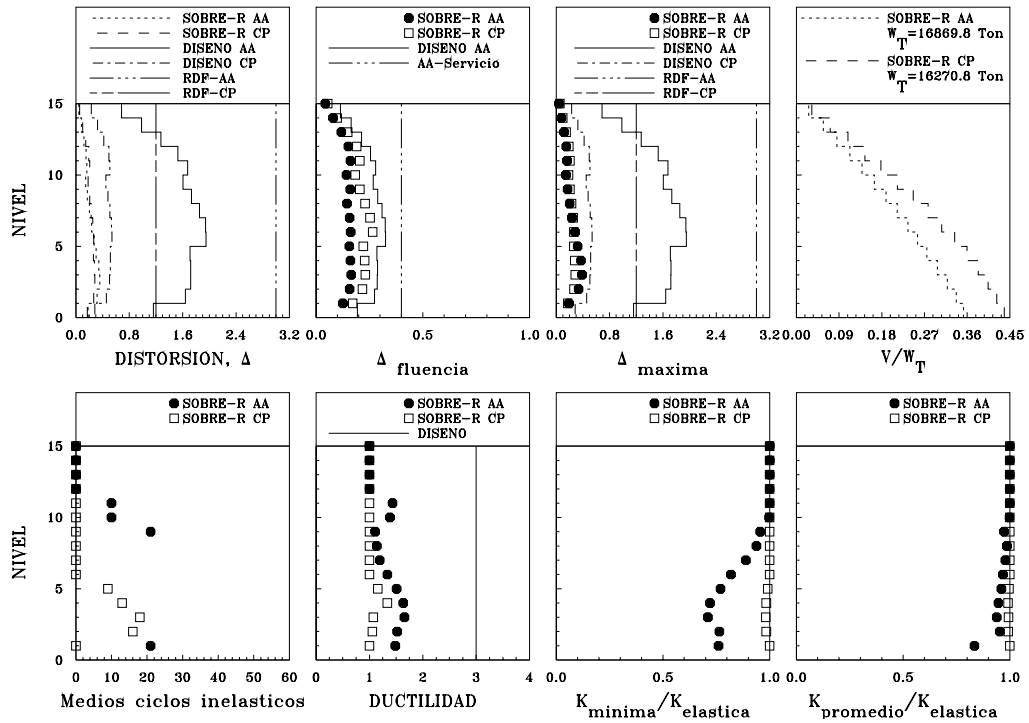


Figura 7.16 Envolturas de respuesta máxima, dirección y y modelos M1 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma de la estación 56, considerando sobrerresistencias

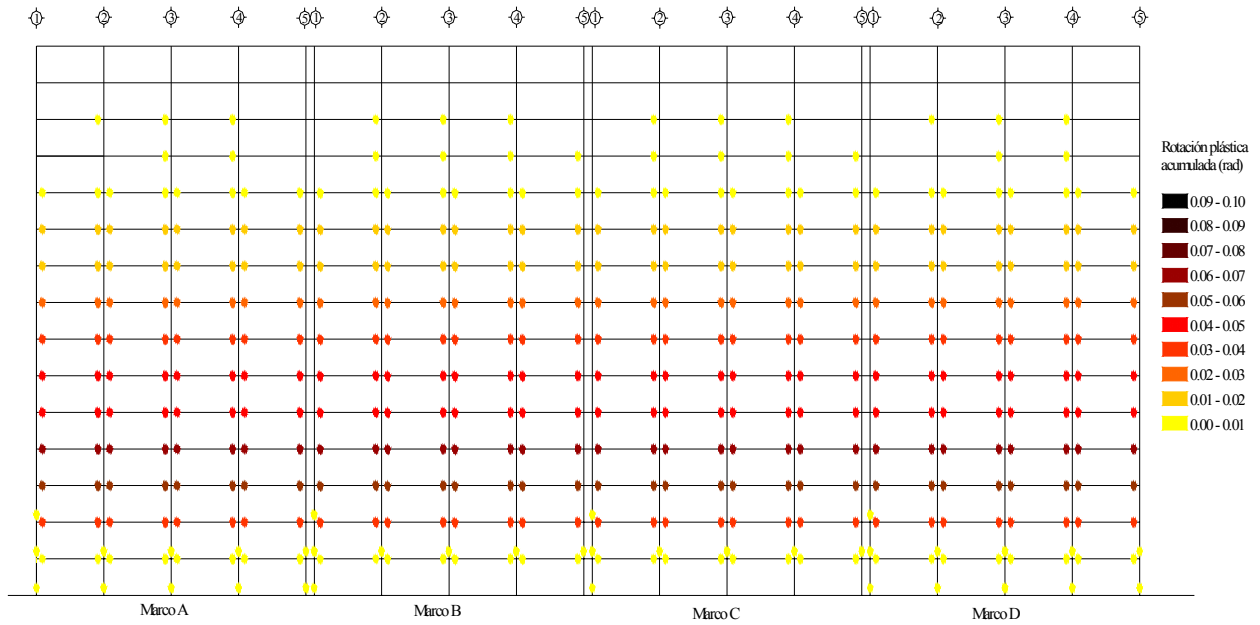


Figura 7.17 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q3CP en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

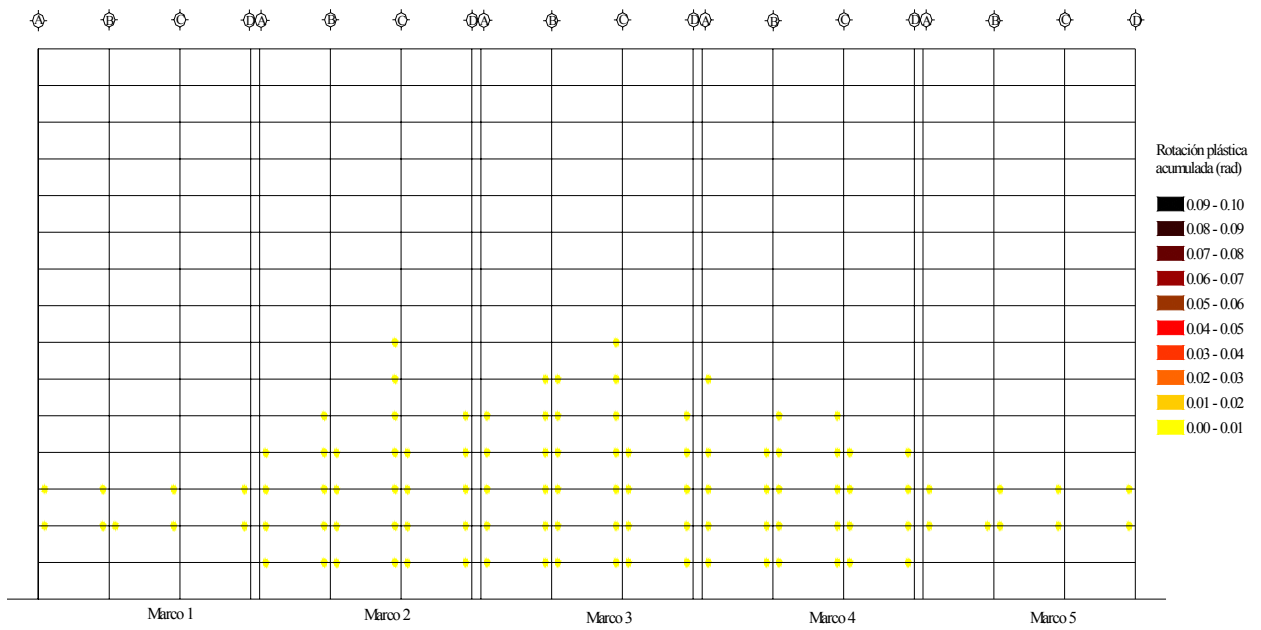


Figura 7.18 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q3CP en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

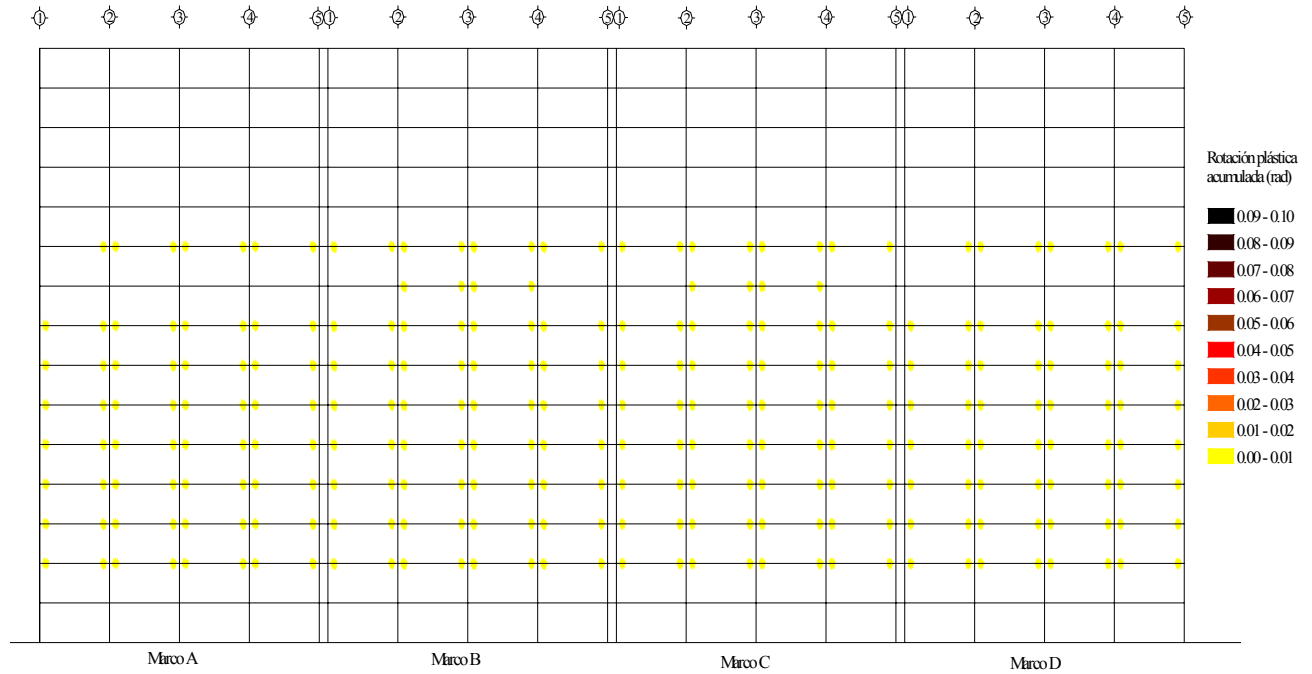


Figura 7.19 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q3CP en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencia

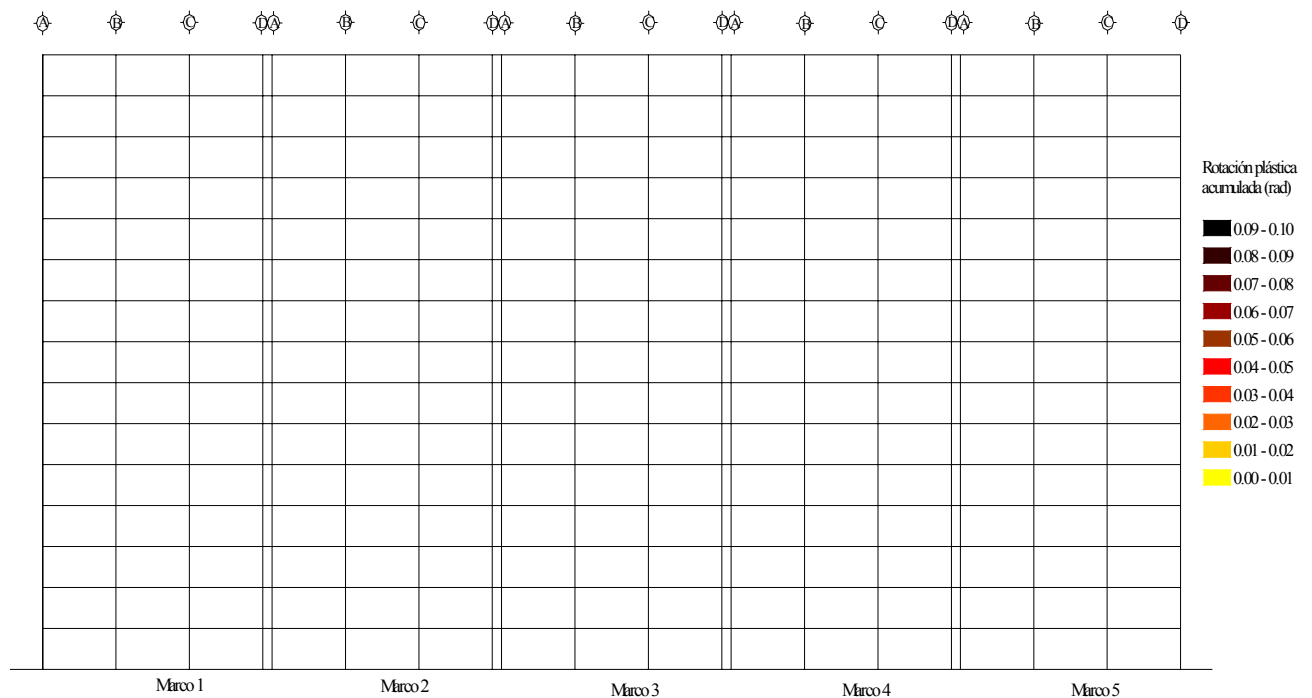


Figura 7.20 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q3CP en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencia

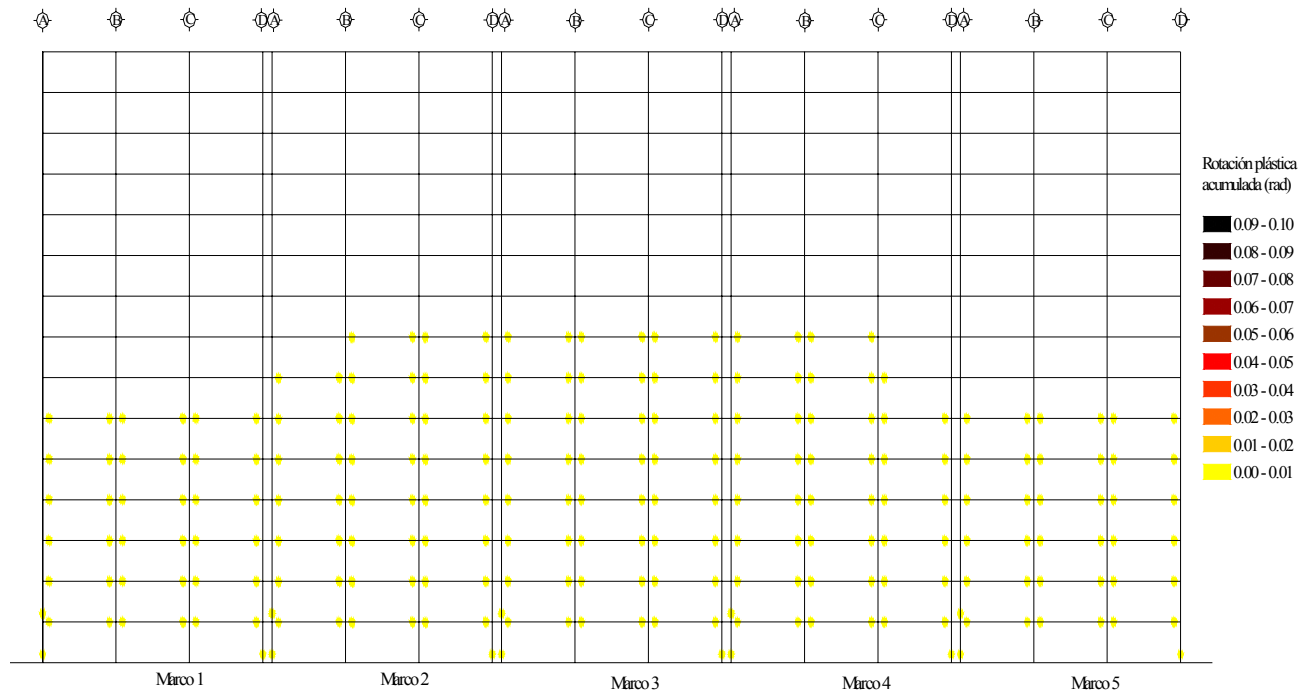


Figura 7.21 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q3CP en dirección y, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56, tomando fuentes adicionales de sobrerresistencia

7.2 Modelo M1Q3AA

El modelo M1Q3AA está estructurado con vigas secundarias sólo orientadas en el sentido largo y diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ y al cual se le aplicó lo estipulado en el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 para su análisis sísmico, su diseño se muestra en el capítulo cinco en su inciso 5.3.2.

7.2.1 Curvas de histéresis de entrepiso

Para la dirección x y considerando resistencias nominales y el acelerograma SCT-EW, se observa de una manera similar al modelo M1Q3CP que la respuesta de los dos últimos niveles permaneció en el intervalo elástico (figura 7.22). En la dirección y el trabajo inelástico exhibido es mucho menor al de la dirección x , aunque mayor al mostrado por el modelo M1Q3CP, mostrando ciclos histéreticos de los entrepisos más amplios (figuras 7.2 y 7.23). Lo descrito anteriormente coincide y reafirma lo concluido por Correa (2005), en lo referente a que la adopción del planteamiento del Apéndice normativo A en su estudio conlleva a tener una mejor repartición del daño estructural y una mayor disipación de energía debido a comportamiento inelástico.

Tomando en cuenta sobrerresistencias, se observa para ambas direcciones una disminución importante en la amplitud de los ciclos histéreticos, pero conservando la tendencia a presentar mayor trabajo inelástico en la dirección x (figuras 7.24 y 7.25).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando resistencias nominales para la dirección x , al igual que en el modelo M1Q3CP la estructura presenta historias de histéresis inestables y por lo tanto colapso ante un sismo con las características de dicho acelerograma (figura 7.26). Para la dirección y a diferencia del modelo M1Q3CP que sufrió colapso ante las mismas sollicitaciones, se muestra que la estructura resiste sin colapso y con incursiones inelásticas discretas en los primeros niveles (figura 7.27).

Al incorporar fuentes adicionales de sobrerresistencia se observa para la dirección x , que la estructura no se colapsa y permanecen elásticos los últimos cinco niveles (figura 7.28). En dirección y y los ciclos histeréticos muestran un comportamiento elástico (figura 7.29).

7.2.2 Envoltentes de distorsiones de entrepiso (Δ)

Para la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales las distorsiones dinámicas están muy por debajo del límite $\Delta = 0.030$ de seguridad contra el colapso impuesto por el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 y en ningún caso rebasan a las distorsiones de diseño. Al comparar las distorsiones de entrepiso dinámicas entre los modelos M1Q3CP y M1Q3AA en esta dirección se observa que el modelo diseñado con el Apéndice Normativo A sufre distorsiones menores a las del modelo diseñado con el cuerpo principal de las NTCS-04 (figura 7.9).

En dirección y las distorsiones dinámicas de entrepiso tampoco rebasan a las distorsiones de diseño y se encuentran aún más alejadas del límite de distorsión $\Delta = 0.030$ establecido por el Apéndice Normativo A de las NTCS-04, esto debido a que es la dirección donde impactan las vigas secundarias al diseño de las vigas principales y por lo tanto hace a la estructura más rígida en esta dirección. Para los primeros siete niveles se aprecia que las distorsiones dinámicas del modelo M1Q3AA son mayores a las del modelo M1Q3CP (figura 7.10).

Al incorporar fuentes adicionales de sobrerresistencia para la dirección x disminuyen ligeramente en los primeros niveles, cumpliendo con las distorsiones límite de mejor manera. Se observa además que en los primeros nueve niveles el modelo M1Q3AA sufre distorsiones menores que las experimentadas por el modelo M1Q3CP, cambiando esta tendencia en los últimos seis niveles, teniendo distorsiones ligeramente mayores el modelo diseñado con el Apéndice Normativo A (figura 7.11). En la dirección y se abaten las distorsiones dinámicas de los primeros siete niveles de manera notable y sin apreciarse diferencias significativas entre las distorsiones dinámicas de los modelos M1Q3AA y M1Q3CP (figura 7.12).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando resistencias nominales, en la dirección y se observan distorsiones dinámicas muy por debajo del límite estipulado en el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 (figura 7.14).

Al considerar fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x muestra distorsiones inferiores al límite, y por supuesto inferiores a las del modelo M1Q3CP ya que este modelo experimentó distorsiones enormes y por lo tanto colapso ante las mismas solicitaciones (figura 7.15). Para la dirección y las distorsiones disminuyeron cumpliendo holgadamente con el límite impuesto por el Apéndice Normativo A de las NTCS-04, se aprecian distorsiones ligeramente mayores para el modelo M1Q3AA en los primeros seis niveles, cambiando esta tendencia en los últimos nueve niveles, teniendo distorsiones ligeramente mayores el modelo M1Q3CP (figura 7.16).

Aunque este modelo no tendría que cumplir con el límite impuesto para distorsiones de entrepiso $\Delta = 0.012$ impuesto por el cuerpo principal de las NTCS-04, se observa que para los casos que no sufrieron colapso, en ninguna dirección, para las dos consideraciones de resistencia y ante ambos registros, las distorsiones de entrepiso dinámicas no rebasan dicho límite.

7.2.3 Distorsiones de fluencia (Δ_{fluencia})

Para la dirección x tomando resistencias nominales y ante el acelerograma SCT-EW, la fluencia se presenta en todos los entrepisos con valores de distorsión muy inferiores a los del límite $\Delta = 0.004$ establecido en el Apéndice Normativo A para limitación de daño a elementos no estructurales. Comparando las distorsiones de fluencia entre los modelos M1Q3CP y M1Q3AA se observa claramente que para todos los entrepisos la fluencia aparece primero en el modelo M1Q3AA (figura 7.9).

En la dirección y se aprecia que la fluencia se presenta a valores de distorsión menores a los de la dirección x , por lo cual también se encuentran por debajo del límite establecido en el Apéndice Normativo A. Se aprecia que las distorsiones de fluencia para el modelo M1Q3AA se presentan con valores ligeramente inferiores a los del modelo M1Q3CP (figura 7.10)

Al considerar fuentes adicionales de sobrerresistencia se retrasa la fluencia, presentándose a valores de distorsión notablemente mayores a los relacionados con resistencias nominales y en varios niveles con valores superiores al límite $\Delta = 0.04$. Se mantiene la tendencia de presentarse la fluencia a valores menores para el modelo M1Q3AA con respecto al modelo M1Q3CP (figura 7.11).

Para la dirección y se retrasó la fluencia, presentándose a valores de distorsión ligeramente mayores, pero inferiores al límite. De manera similar a lo sucedido con resistencias nominales las distorsiones de fluencia para el modelo M1Q3AA se presentan con valores ligeramente inferiores a los del modelo M1Q3CP (figura 7.12)

Ante el acelerograma de la estación 56 y bajo fuentes adicionales de sobrerresistencia en la dirección y se aprecia que el modelo M1Q3AA tiende a fluir a valores de distorsión de entrepiso menores a las del modelo M1Q3CP (figura 7.16).

7.2.4 Distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\Delta_{\text{máxima}}$)

Para la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales, las distorsiones máximas no rebasan a las distorsiones de diseño en ningún entrepiso, tomando valores máximos de $\Delta = 0.017$ en el quinto entrepiso. El modelo M1Q3CP presenta en la mayoría de los entrepisos distorsiones máximas mayores a las del modelo M1Q3AA (figura 7.9).

En la dirección y las distorsiones máximas tampoco rebasan a las de diseño, alcanzando valores máximos de $\Delta = 0.0085$ en el tercer entrepiso. El modelo M1Q3AA presenta valores mayores de los entrepisos uno a ocho a los correspondientes al modelo M1Q3CP, permaneciendo muy similares en el resto de los entrepisos (figura 7.10).

Tomando en cuenta sobrerresistencias las distorsiones máximas disminuyen notablemente, por lo que están en todos casos por debajo de las distorsiones de diseño para ambas direcciones. En dirección x las distorsiones máximas son superiores a las del modelo M1Q3CP de los niveles uno al once invirtiéndose esta tendencia para los niveles restantes (figura 7.11). En dirección y no se aprecian diferencias notables entre los modelos M1Q3CP y M1Q3AA (figura 7.12).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando sobrerresistencias para la dirección y se aprecia que el modelo M1Q3CP presenta distorsiones máximas ligeramente menores en los primeros cinco niveles, en los niveles restantes no se aprecian diferencias importantes con respecto al modelo M1Q3AA (figura 7.16).

7.2.5 Envoltentes de cortantes de entrepiso (V/W_T)

Ante el acelerograma SCT-EW en la dirección x y considerando resistencias nominales se aprecia una mayor capacidad por parte del modelo DQ3CP a tomar más cortante con respecto al modelo M1Q3AA de aproximadamente un 35 % en promedio (figura 7.9). Para la dirección y también se aprecia la tendencia del modelo M1Q3CP a tomar mayor cortante que el modelo M1Q3AA con un valor promedio aproximadamente del 25 % (figura 7.10).

Al considerar fuentes adicionales de sobrerresistencia en la dirección x se mantiene la tendencia del modelo M1Q3CP de tomar más cortante que el modelo M1Q3AA, en la dirección y no se aprecian diferencias importantes entre los dos modelos (figuras 7.11 y 7.12).

Considerando fuentes de sobrerresistencia y ante el acelerograma de la estación 56 en la dirección x se mantiene la tendencia del modelo M1Q3CP de tomar más cortante que en un 20 % promedio aproximadamente con respecto al modelo M1Q3AA (figura 7.16).

7.2.6 Número de medios ciclos en los que se presentó respuesta inelástica

En la dirección x considerando resistencias nominales y ante el acelerograma SCT-EW alcanzan valores máximos de 44 medios ciclos inelásticos, mientras que en dirección y se alcanzaron valores máximos de 34 medios ciclos aproximadamente. Para la dirección x el número de medios ciclos inelásticos del modelo M1Q3CP es menor al del modelo M1Q3AA, para la dirección y los valores alcanzados por el modelo M1Q3AA también son mayores que para el modelo M1Q3CP (figuras 7.9 y 7.10).

Tomando en cuenta las fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x el número de medios ciclos disminuye pasando de valores máximos de 44 a 22, para la dirección y disminuyen los valores de 34 a 18. Se mantiene el comportamiento para resistencias nominales en la dirección x , el número de medios ciclos inelásticos es mayor para el modelo M1Q3AA con respecto al modelo M1Q3CP, para la dirección y la diferencia solo es notable en los entrepisos seis y siete donde el modelo M1Q3AA muestra un número ligeramente mayor de medios ciclos inelásticos (figuras 7.11 y 7.12).

Ante el registro de la estación 56 y considerando fuentes de sobrerresistencias en la dirección y se observa que el modelo M1Q3AA presenta más medios ciclos inelásticos que el modelo M1Q3CP (figura 7.16).

7.2.7 Demanda máxima de ductilidad de entrepiso (μ) y degradación de rigidez

En la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales las demandas de ductilidad de entrepiso de los niveles cinco al diez se encuentran por encima de 3, tomando un valor máximo en el noveno entrepiso igual a $\mu = 3.5$, apreciándose una degradación de rigidez inelástica mínima de aproximadamente 30 % de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de aproximadamente 42 % de la rigidez elástica (figura 7.9).

En la dirección y las demandas de ductilidad de entrepiso de los primeros cuatro niveles se encuentran también por encima de 3, tomando un valor máximo en el primer entrepiso igual a $\mu = 3.8$. Observándose una degradación de rigidez inelástica mínima de aproximadamente 22 % de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de aproximadamente 72 % de la rigidez elástica (figura 7.10).

Al comparar las demandas de ductilidad de entrepiso del modelo M1Q3AA y M1Q3CP se aprecia que el modelo diseñado con el Apéndice Normativo A presenta mayores demandas de ductilidad en ambas direcciones que el modelo diseñado con el cuerpo principal de las NTCS-04, correspondiéndole en consecuencia una mayor degradación de rigidez (figuras 7.9 y 7.10).

Al incorporar las fuentes adicionales de sobrerresistencia los valores de demanda de ductilidad de entrepiso disminuyen, así como la degradación de rigidez estructural, teniéndose en la dirección x valores máximos aproximadamente de $\mu = 1.5$ en el sexto entrepiso, correspondiéndole una rigidez inelástica mínima de aproximadamente 75% de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de 90% de la rigidez elástica. Para la dirección y se apreciaron valores máximos aproximadamente de $\mu = 1.2$ en el sexto entrepiso, correspondiéndole una rigidez inelástica mínima de aproximadamente 92% de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de 95% de la rigidez elástica (figuras 7.11 y 7.12).

En la dirección x las demandas de ductilidad para los modelos M1Q3CP y M1Q3AA son muy similares en la mayoría de los entrepisos, apreciándose en algunos de ellos valores máximos para el modelo M1Q3AA, en dirección y se observa la misma tendencia (figuras 7.11 y 7.12).

Ante el acelerograma de la estación 56 y con sobrerresistencias para la dirección y y el modelo M1Q3AA presenta demandas de ductilidad mayores que las correspondientes al modelo M1Q3CP (figura 7.16).

7.2.8 Mapeo de fluencia en elementos estructurales

Para la dirección x tomando en cuenta resistencias nominales y el acelerograma SCT-EW las columnas del primer nivel fluyeron en su base así como algunas columnas del segundo nivel, teniendo todas estas columnas demandas máximas de rotación inferiores a 0.02 rad. Las vigas presentan demandas de rotación inferiores a 0.09 rad., mostrándose una clara concentración del trabajo inelástico en los entrepisos cuatro, cinco y seis. Tales diferencias en las magnitudes de las rotaciones plásticas en vigas y columnas y su ubicación ponen en evidencia a un diseño con mecanismo de falla último de viga débil-columna fuerte (figura 7.30).

Haciendo comparación entre los modelos M1Q3CP y M1Q3AA se aprecia que el modelo diseñado bajo lo estipulado en el Apéndice Normativo A presenta menor número de fluencias aunque con valores de rotación ligeramente superiores, ya que el modelo M1Q3CP presenta fluencias en marcos exteriores para el primer nivel, para todas las columnas en el segundo nivel y sólo algunas en el tercer nivel, todas estas fluencias en la base y para el modelo M1Q3AA se presentan fluencias en todo el primer nivel y en algunas columnas del segundo nivel, también todas las fluencias en la base, pero con valores de rotación superiores a las presentadas en M1Q3CP, así también en las vigas los valores de rotación plástica acumulada son inferiores en M1Q3CP (figuras 7.17 y 7.30).

Para la dirección y se aprecia que el trabajo inelástico es menor que para la dirección x , aunque en las columnas existen más fluencias que para la dirección x pero sin exceder valores de 0.01 rad, además que en el segundo nivel se aprecian fluencias en ambos extremos de las columnas. Para las vigas se presentan demandas de rotación plástica inferiores a 0.02 rad., apreciando un mayor trabajo inelástico en los primeros seis entrepisos (figura 7.18). Comparando los modelos M1Q3CP y M1Q3AA se aprecia un trabajo inelástico mayor en el modelo M1Q3AA, ya que en el modelo M1Q3CP no se aprecian fluencias en las columnas (figuras 7.18 y 7.31).

Considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x disminuyen las fluencias y los valores de rotación plástica para las columnas, ya que ningún valor supera 0.01 rad., en las vigas se aprecia una reducción del trabajo inelástico presentando valores inferiores a 0.06 rad. (figura 7.32). Comparando los modelos M1Q3CP y M1Q3AA se aprecia que en el modelo diseñado con el cuerpo principal existe un trabajo inelástico mucho menor ya que ninguna columna fluye y las demandas de rotación plástica en las vigas no superan el valor de 0.01 rad. (figuras 7.19 y 7.32).

En dirección y se presentan escasas fluencias en las columnas del primer nivel con valores inferiores a 0.01 rad., en las vigas se aprecia un trabajo inelástico menor ya que las rotaciones plásticas disminuyen de forma importante sobre todo en los marcos exteriores (figura 7.33). Al comparar los modelos M1Q3AA y M1Q3CP es notable la diferencia ya que para el modelo M1Q3AA se aprecia un trabajo inelástico discreto a diferencia del M1Q3CP que presenta un comportamiento totalmente elástico (figuras 7.20 y 7.33).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando sobrerresistencia se tiene para la dirección x ninguna columna fluye y las vigas del primer nivel permanecen elásticas sin sobrepasar en ningún nivel valores de rotación plástica superiores a 0.03 rad.(figura 7.34), para la dirección y se tiene un trabajo inelástico muy discreto con sólo fluencias en las vigas para el segundo y tercer nivel con valores inferiores a 0.01 rad., entre los modelos M1Q3AA y M1Q3CP en la dirección y se aprecia un trabajo inelástico ligeramente mayor en el modelo M1Q3CP ya que en este modelo fluyen algunas columnas y en las vigas se observa trabajo inelástico en un mayor número de niveles (figuras 7.21 y 7.35).

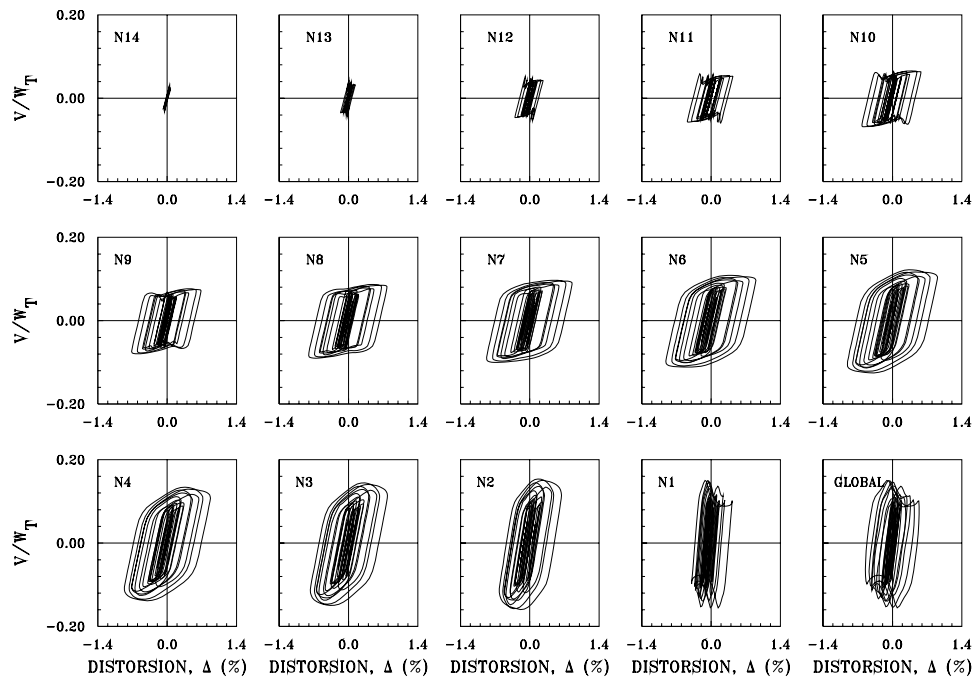


Figura 7.22 Curvas histeréticas de entropiso en la dirección x del modelo MIQ3AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

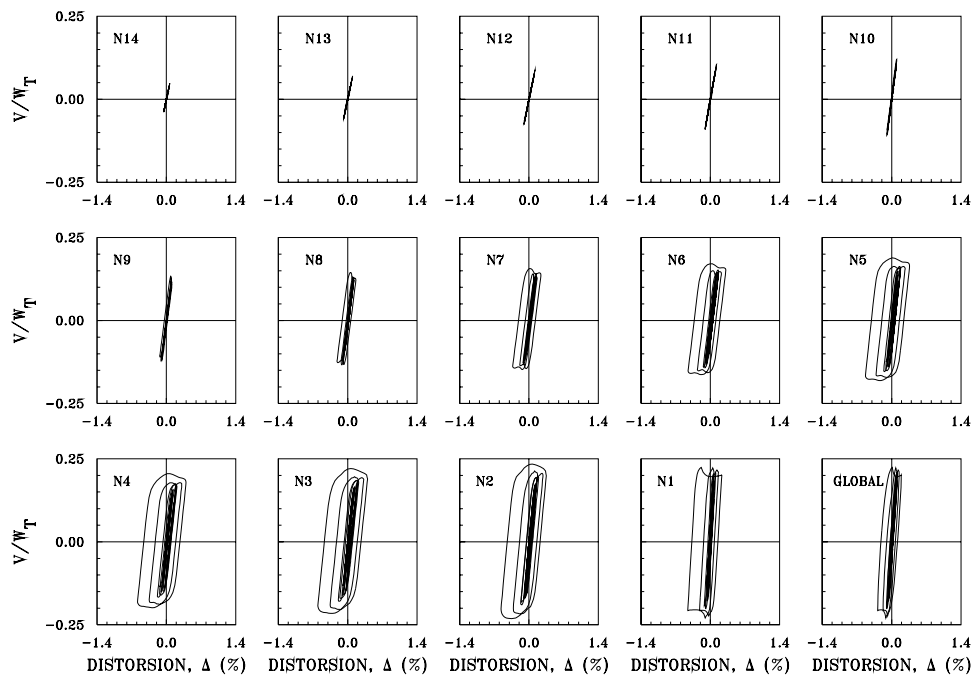


Figura 7.23 Curvas histeréticas de entropiso en la dirección y del modelo MIQ3AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

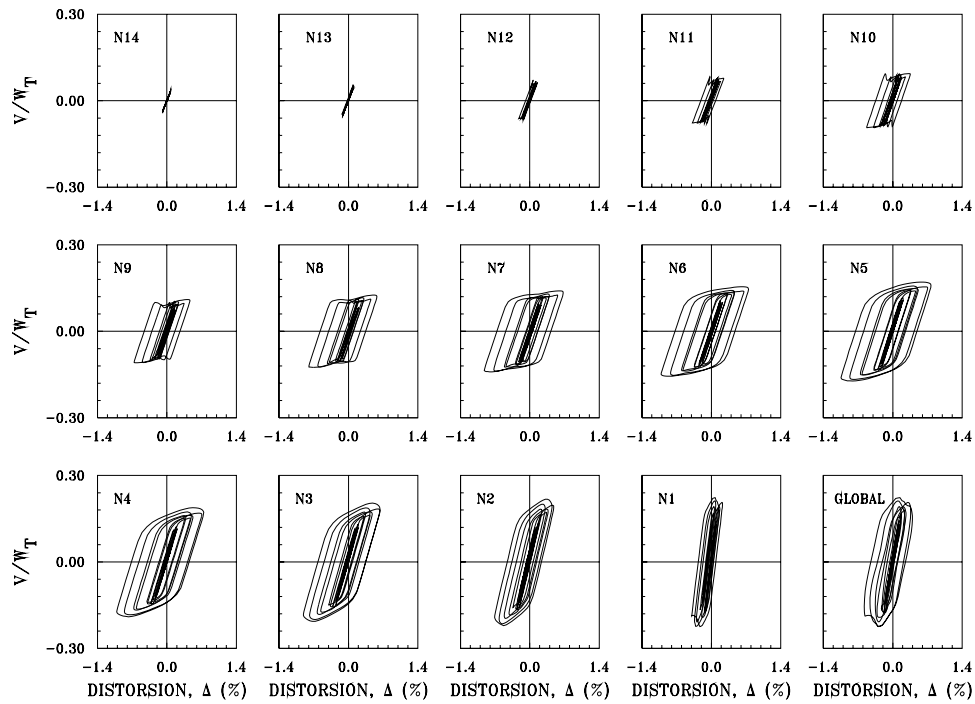


Figura 7.24 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo MIQ3AA considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

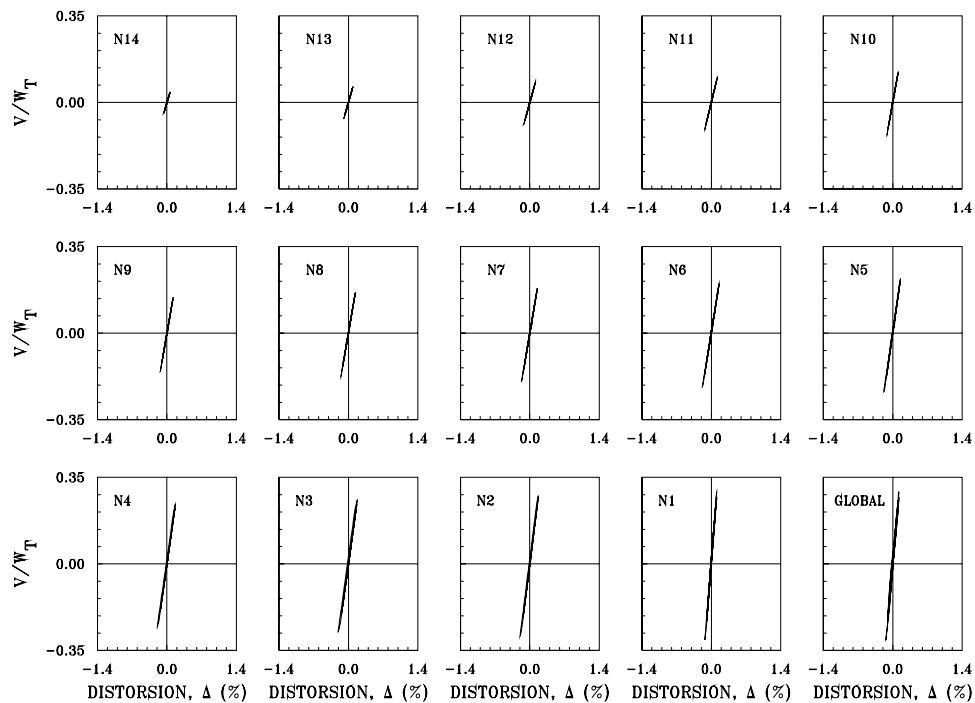


Figura 7.25 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo MIQ3AA considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

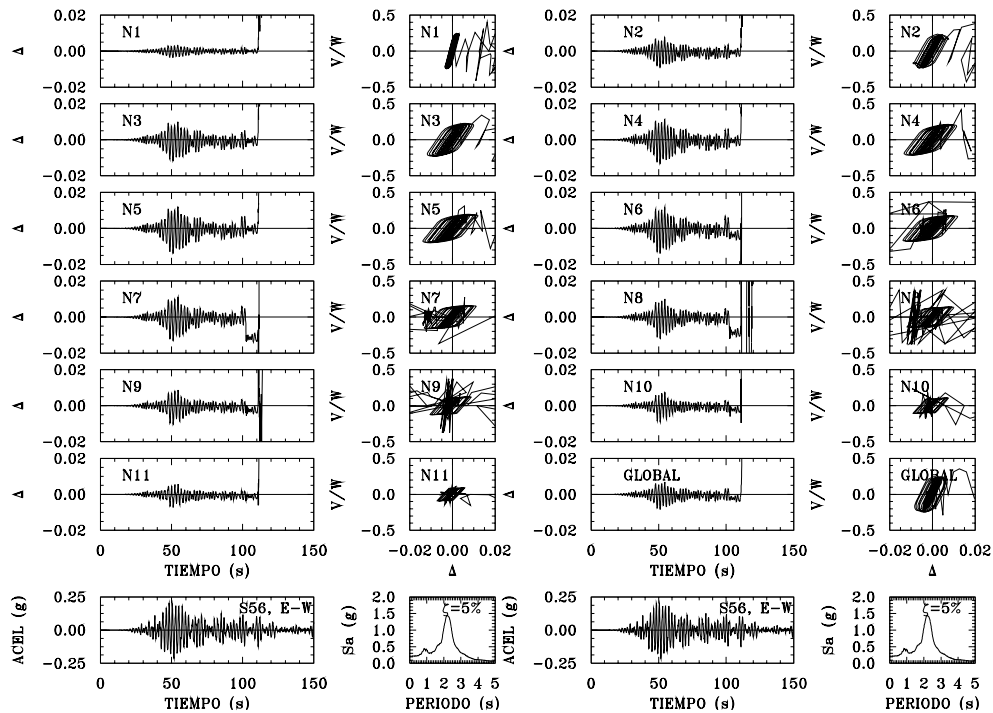


Figura 7.26 Respuesta dinámica en la dirección x del modelo M1Q3AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

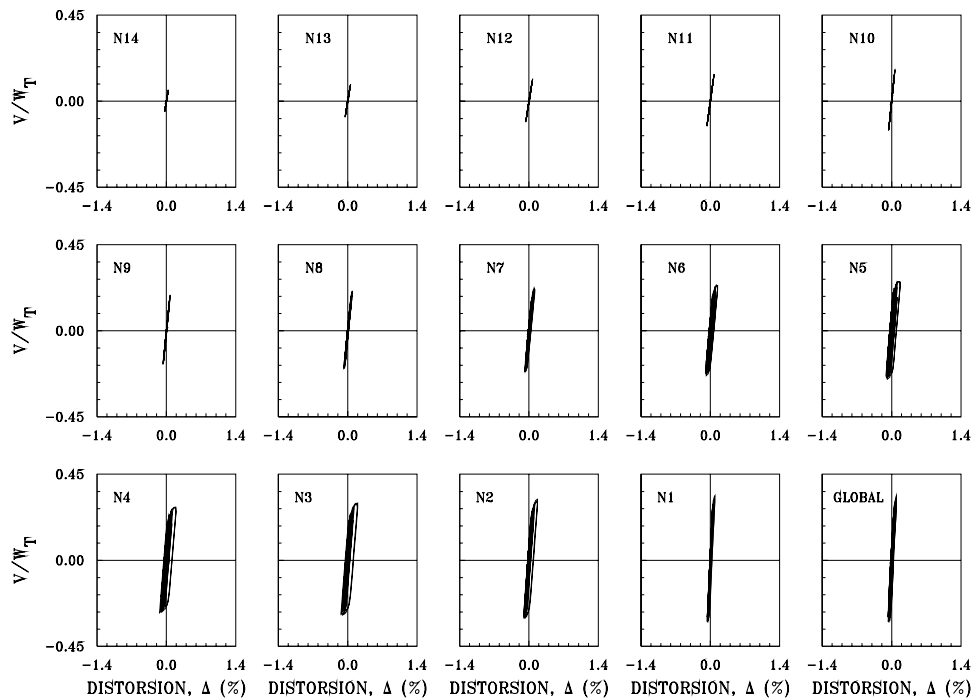


Figura 7.27 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M1Q3AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

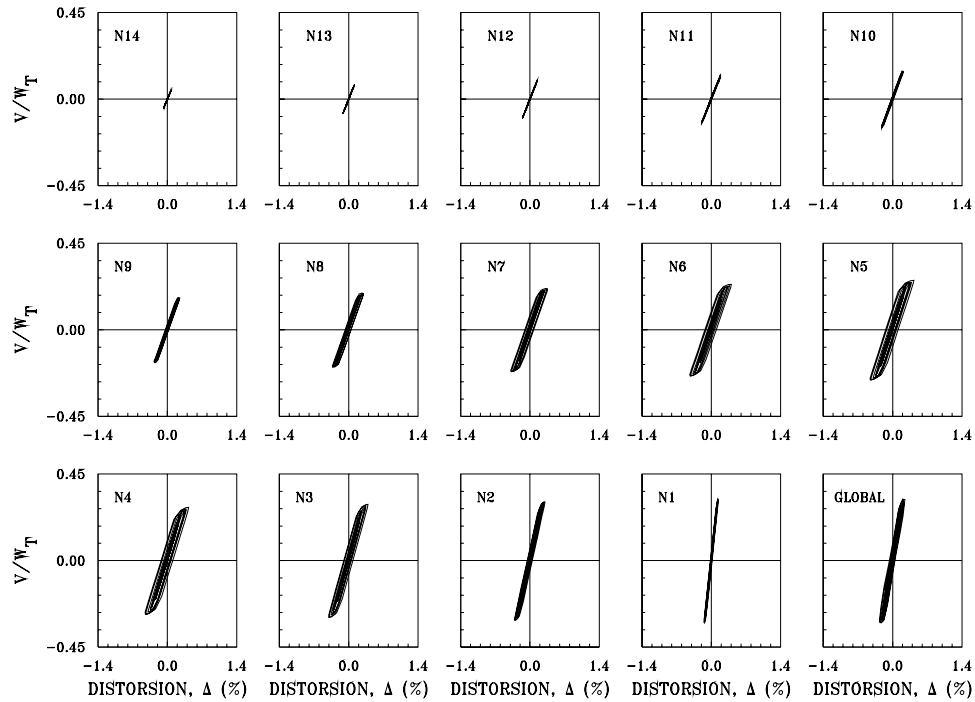


Figura 7.28 Curvas histeréticas de entropeso en la dirección x del modelo MIQ3AA considerando sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56

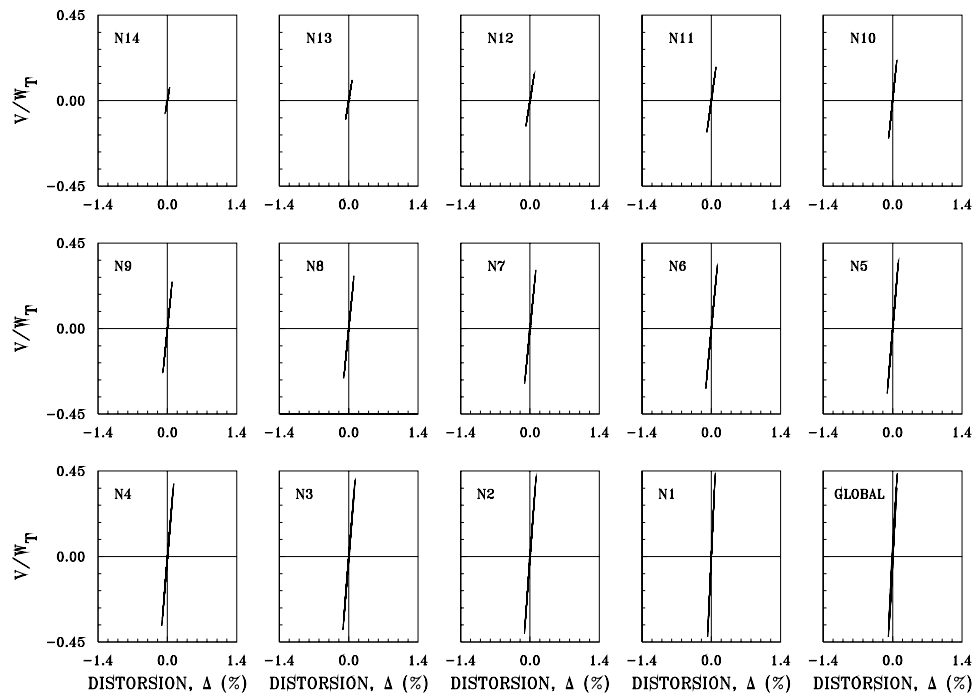


Figura 7.29 Curvas histeréticas de entropeso en la dirección y del modelo MIQ3AA considerando sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56

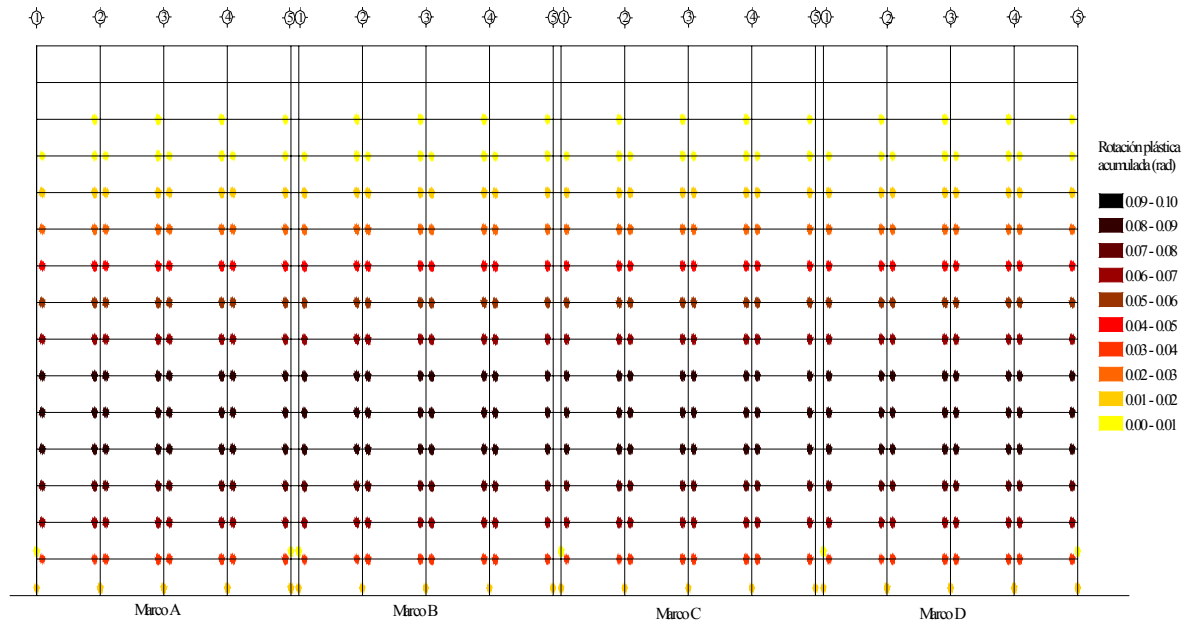


Figura 7.30 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q3AA en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

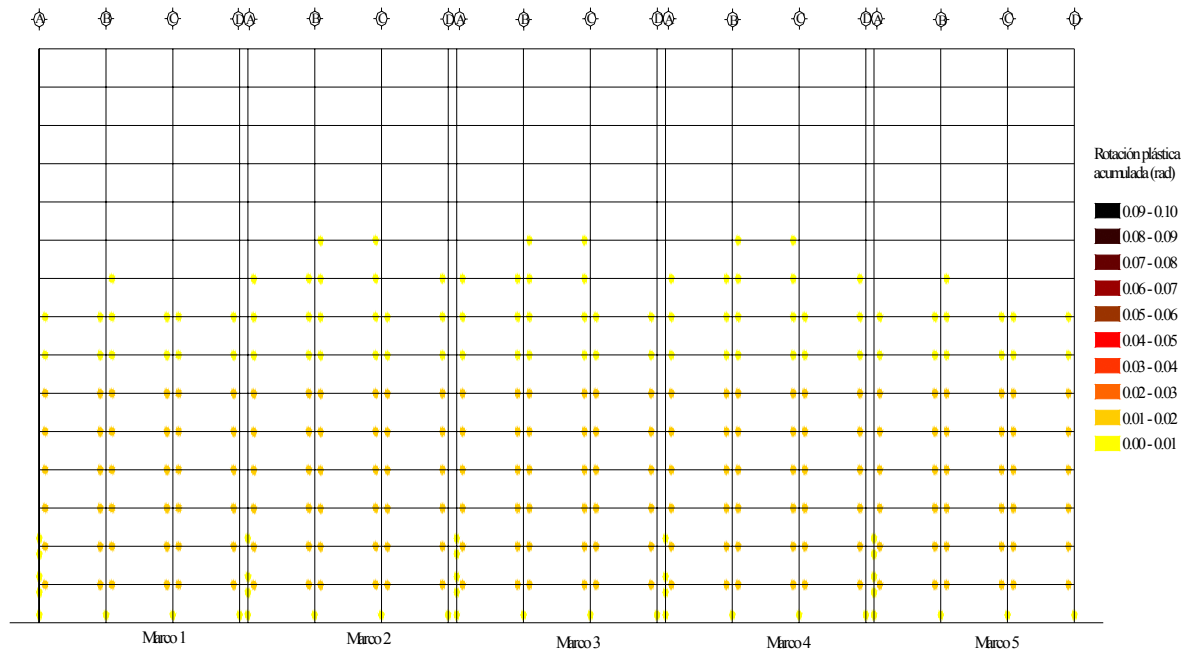


Figura 7.31 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q3AA en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

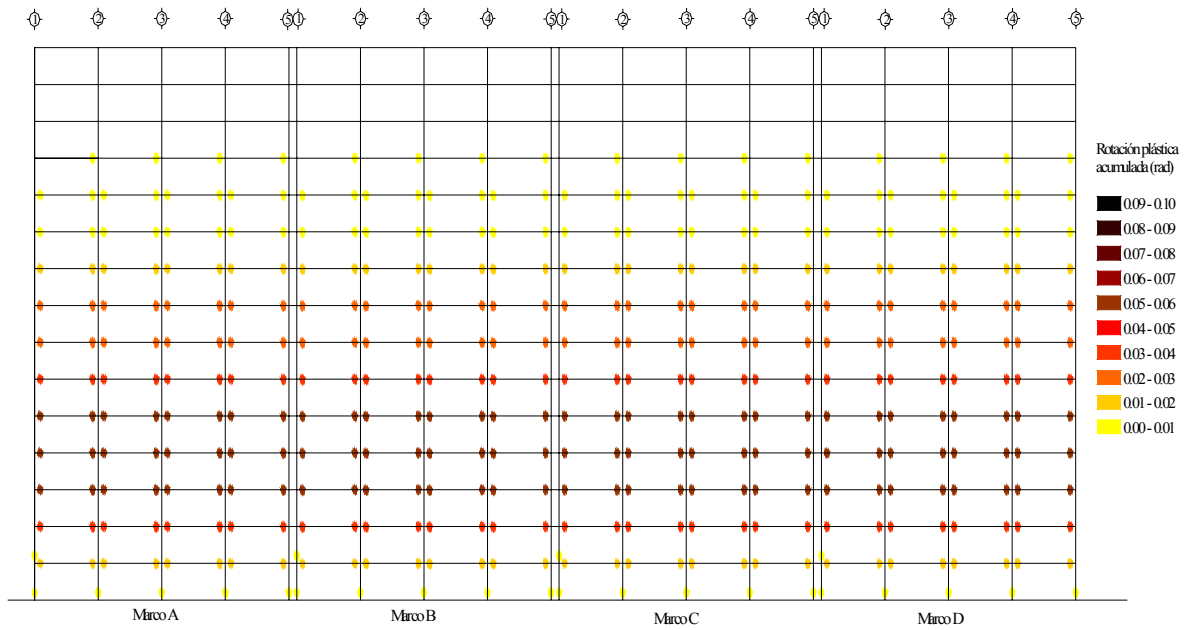


Figura 7.32 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q3AA en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencia.

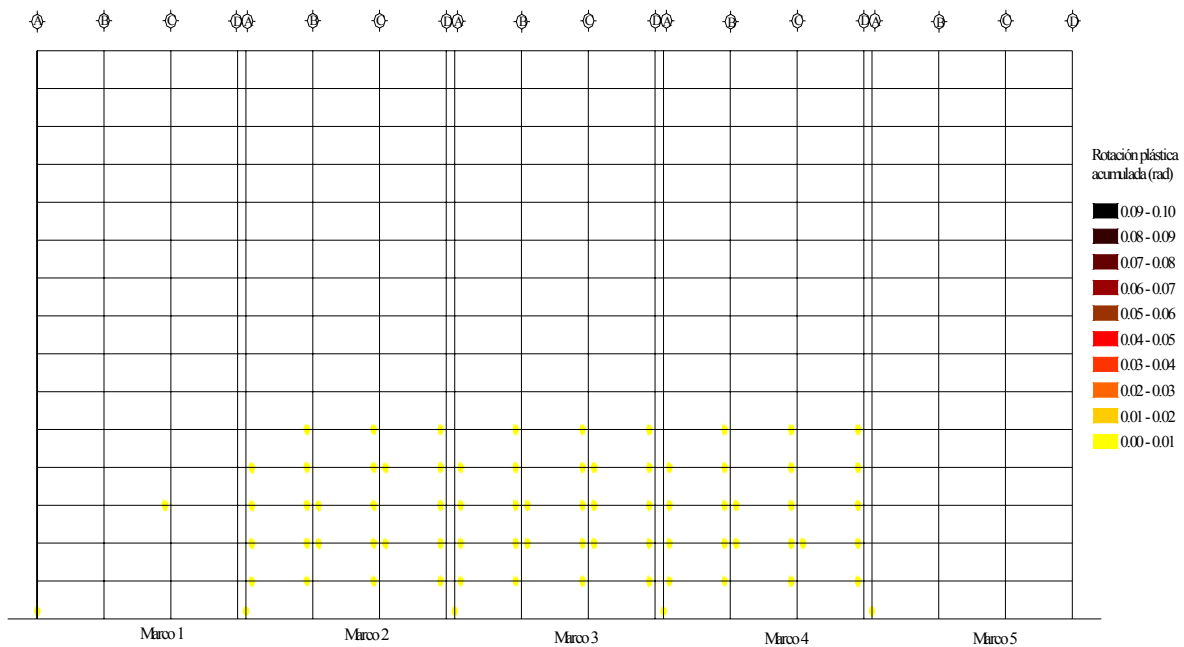


Figura 7.33 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q3AA en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencia.

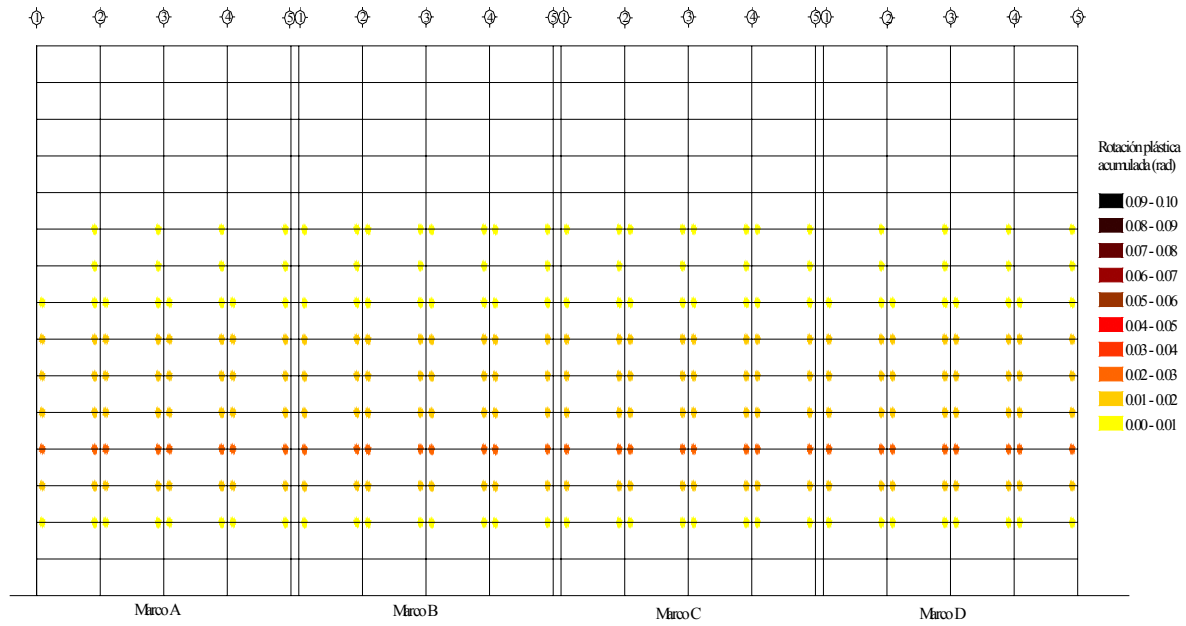


Figura 7.34 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q3AA en dirección x, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

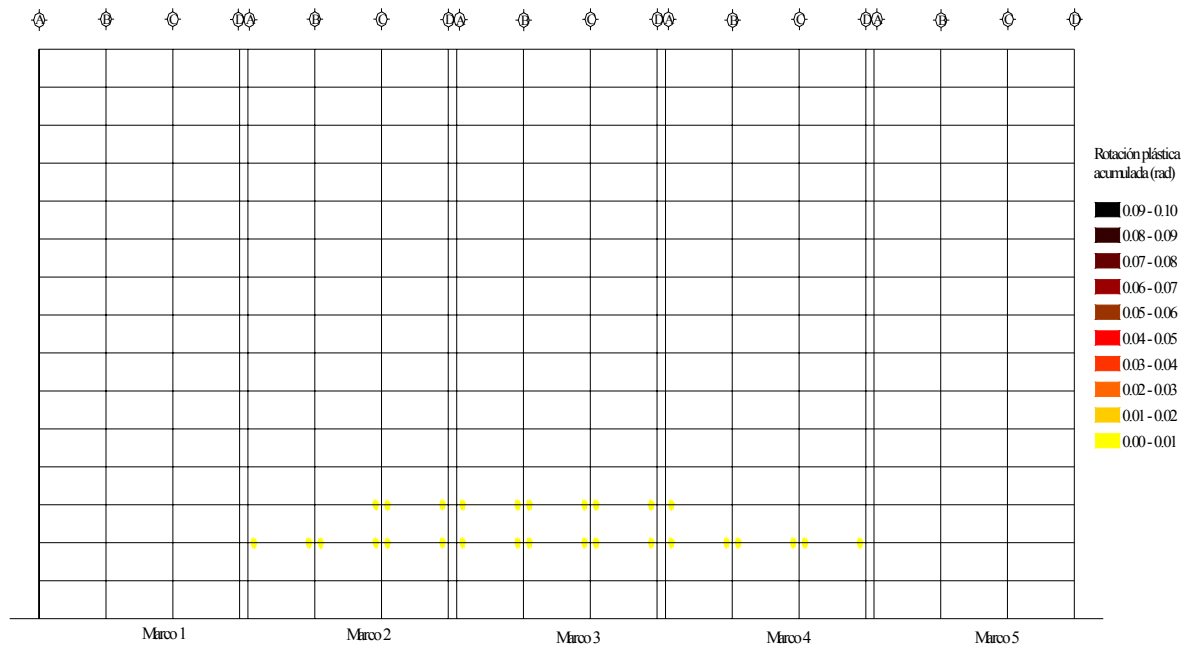


Figura 7.35 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q3AA en dirección y, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

7.3 Modelo M2Q3CP

El reporte final del diseño de los diferentes elementos estructurales del modelo M2Q3CP que está estructurado con vigas secundarias orientadas tanto en sentido largo como en sentido corto, en el cual se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ y en el que se aplicó el planteamiento del cuerpo principal de de las NTCS-04 para su análisis sísmico se resumen en el capítulo cinco en su apartado 5.4.1.

Cabe mencionar que las dimensiones de las secciones transversales de las vigas en la dirección x a diferencia de las vigas del modelo M1Q3CP no solo se diseñaron para dar rigidez lateral a ese sentido del edificio, sino que rigieron criterios de resistencia, lo que provocó que las secciones resultaran más grandes y con cantidades de acero más elevadas ya que en este sentido ahora se descargan vigas secundarias al igual que en las vigas paralelas al eje y , lo que hace que las cargas verticales se distribuyan de manera más uniforme en ambas direcciones.

7.3.1 Curvas de histéresis de entrepiso

Para la dirección x , ante el registro SCT-EW y considerando resistencias nominales, los seis últimos niveles permanecen elásticos, mientras que las curvas de histéresis de los niveles restantes presentan ciclos moderadamente amplios y estables observándose incursiones inelásticas moderadas (figura 7.36). En dirección y el trabajo inelástico ya no se muestra tan discreto en comparación con la dirección x como se aprecia en los modelos M1 estructurados únicamente con vigas secundarias paralelas al eje x , ya que muestra ciclos inelásticos más amplios y por lo tanto un incremento en su incursión inelástica (figura 7.37).

Al comparar los modelos M1Q3CP y M2Q3CP se observa que para el modelo M2 se presenta una mejor distribución en el trabajo inelástico para ambas direcciones que para el modelo M1, esto nos sugiere que una estructuración con vigas secundarias en ambos sentidos puede favorecer un comportamiento dinámico más equilibrado en ambas direcciones, ya que las cargas se distribuyen de manera más uniforme a las vigas principales lo cual deberá corroborarse con el estudio de un mayor número de casos (figuras 7.1, 7.2, 7.36 y 7.37)

Tras incorporar las fuentes adicionales de sobrerresistencia, se aprecia una disminución notablemente el trabajo inelástico ya que para ambas direcciones se tiene un comportamiento elástico (figuras 7.38 y 7.39). Comparando los modelos M1Q3CP y M2Q3CP se aprecia que para el modelo M1 en dirección x se tienen incursiones inelásticas discretas mientras que para el modelo M2 el comportamiento es elástico, para la dirección y el comportamiento es elástico para ambos modelos (figuras 7.3, 7.4, 7.38 y 7.39).

Ante el acelerograma de la estación 56 se aprecia un comportamiento dinámico muy similar al experimentado por el modelo M1Q3CP, ya que considerando resistencias nominales la estructura sufre colapso para ambas direcciones, y considerando sobrerresistencias la dirección x resiste sin colapso permaneciendo elásticos los últimos nueve entrepisos, la dirección y resiste sin colapso permaneciendo elásticos los últimos ocho entrepisos y los restantes con incursiones inelásticas moderadas (figuras 7.40, 7.41, 7.42 y 7.43).

7.3.2 Envoltentes de distorsiones de entrepiso (Δ)

En la dirección x , ante el registro SCT-EW y tras considerar resistencias nominales las distorsiones dinámicas de entrepiso de todo el edificio son menores que las distorsiones de diseño, sin superar el límite $\Delta = 0.012$ que impone el reglamento del cuerpo principal de las NTCS-04 (figura 7.44). De la misma manera en dirección y las distorsiones dinámicas se encuentran por debajo de las distorsiones de diseño y lejanas del límite impuesto (figura 7.45)

Comparando los modelos M1Q3CP y M2Q3CP para la dirección x se aprecia que el modelo M1 sufre distorsiones dinámicas mayores en todos los niveles que las experimentadas por el modelo M2, presentando valores máximos de distorsión de aproximadamente 0.011 y 0.085 respectivamente. Para la dirección y se aprecia un comportamiento totalmente inverso, ya que el modelo M2 experimenta distorsiones dinámicas superiores a las del modelo M1 (figuras 7.44 y 7.45).

Incorporando sobrerresistencias, en ambas direcciones se observa que las distorsiones dinámicas se abaten notablemente en comparación con las obtenidas para resistencias nominales. Al comparar los modelos M1Q3CP y M2Q3CP en ambas direcciones se observa el mismo comportamiento presentado para resistencias nominales, con distorsiones mayores en dirección x para el modelo M1 y con distorsiones mayores para M2 en dirección y (figuras 7.46 y 7.47).

Ante el acelerograma de la estación 56, tomando en cuenta resistencias nominales la estructura sufrió en ambas direcciones colapso por lo que sus distorsiones experimentadas son muy grandes (figuras 7.48 y 7.49). Incorporando fuentes adicionales de sobrerresistencia en ambas direcciones se observó un comportamiento adecuado ante dicho acelerograma, presentando distorsiones por debajo del límite impuesto por el cuerpo principal de las NTCS-04 (figuras 7.50 y 7.51). Comparando los modelos M1Q3CP y M2Q3CP con sobrerresistencias y para la dirección y se observa que el modelo M1 presenta distorsiones dinámicas menores con respecto al modelo M2 e inferiores al límite (figura 7.51).

7.3.3 Distorsiones de fluencia (Δ_{fluencia})

Para la dirección x ante el registro SCT-EW y considerando resistencias nominales, todos los entresijos que presentan fluencias lo hacen a valores de distorsión de entresijo inferiores al límite $\Delta = 0.012$ establecido por el cuerpo principal de las NTCS-04 y graficado como referencia. En la dirección y la fluencia se presenta a valores de distorsión menores a los correspondientes a la dirección x , permaneciendo las distorsiones de fluencia de todos los niveles muy por debajo del límite $\Delta = 0.012$. Comparando los modelos M1Q3CP y M2Q3CP se aprecia que en la dirección x el modelo M1 se presenta la fluencia a valores ligeramente superiores que los presentados para el modelo M2, pero en ningún caso sobrepasan el límite. Para la dirección y se presenta lo contrario, en el modelo M2 se presenta la fluencia a niveles ligeramente mayores, pero sin superar el límite (figuras 7.44 y 7.45).

Tras incorporar sobrerresistencias y para ambas direcciones se retrasa la fluencia como se esperaba, presentándose esta a valores de distorsión superiores a los relacionados con resistencias nominales, sin superar el límite $\Delta = 0.012$ además se aprecia el mismo comportamiento que cuando se toman resistencias nominales apreciándose que para el modelo M1Q3CP en la dirección x se presenta la fluencia a valores ligeramente superiores a los del modelo M2Q3CP y de manera contraria en dirección y el modelo M1Q3CP manifiesta la fluencia a valores inferiores al modelo M2Q3CP (figuras 7.46 y 7.47).

Ante el acelerograma de la estación 56 tras incorporar sobrerresistencias en ambas direcciones la fluencia se presenta a valores menores para el modelo M1, retrasándose para el modelo M2, en ningún caso superando el límite establecido por el cuerpo principal de las NTCS-04 (figuras 7.50 y 7.51).

7.3.4 Distorsiones de entresijo asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\Delta_{\text{máxima}}$)

Las distorsiones máximas en dirección x rebasan a las de diseño en los entresijos tres, cuatro y cinco ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales, alcanzando valores máximos de aproximadamente $\Delta = 0.013$ en el cuarto entresijo, para la dirección y no se rebasan a las distorsiones de entresijo presentándose valores máximos de aproximadamente $\Delta = 0.007$ en el cuarto entresijo. El modelo M1Q3CP presenta valores de distorsión mayores con respecto al modelo M2Q3CP para la dirección x , en la dirección y el modelo M2Q3CP presenta valores de distorsión máxima superiores al modelo M1Q3CP en todos los entresijos (figuras 7.44 y 7.45).

Al incorporar fuentes adicionales de sobrerresistencia y para la dirección x disminuyen las distorsiones máximas ubicándose por debajo de los valores de las distorsiones de diseño, presentándose valores mayores en el modelo M1Q3CP con respecto al modelo M2Q3CP, para la dirección y también disminuyen los valores de distorsión máxima, presentándose valores ligeramente mayores para el modelo M2Q3CP (figuras 7.46 y 7.47).

Ante el registro sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia se observa que el modelo M2Q3CP presenta valores de distorsión máxima ligeramente mayores con respecto al M1Q3CP en la dirección y (figura 7.51).

7.3.5 Envolventes de cortantes de entrepiso (V/W_T)

Para la dirección ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales para la dirección x se observa que el modelo M2Q3CP toma más cortante que el modelo M1Q3CP en un 13% en promedio, en la dirección y se aprecia que la diferencia entre ambos modelos es muy pequeña, el modelo M1Q3CP toma en promedio un 6% más que el modelo M2Q3CP (figuras 7.44 y 7.45).

Al incorporar fuentes adicionales de sobrerresistencia, se observa que para ambas direcciones el modelo M2QCP toma más cortante que cuando se consideran resistencias nominales, en promedio un 10 y 8 por ciento para la dirección en x y y respectivamente (figuras 7.46 y 7.47).

Ante el registro sintético de la estación 56 y considerando sobrerresistencias para la dirección y se observa que el modelo M1Q3CP toma más cortante que el modelo M2Q3CP en un 17% en promedio (figura 7.51).

7.3.6 Número de medios ciclos en los que se presentó respuesta inelástica

Se aprecia para la mayoría de los entrepisos que en la dirección x ante resistencias nominales y el acelerograma SCT-EW una mayor acción inelástica en el modelo M1Q3CP, presentando valores máximos del orden de 32 medios ciclos inelásticos contra 26 medios ciclos como valor máximo para el modelo M2Q3CP. Para la dirección y el modelo M2Q3CP presenta valores mayores de medios ciclos inelásticos con valor máximo de 23 contra 16 del modelo M1Q3CP (figuras 7.44 y 7.45).

Con sobrerresistencias se disminuye el número de ciclos inelásticos en ambas direcciones y se conserva el comportamiento para la dirección x observándose valores máximos en el modelo M1Q3CP de 13 medios ciclos contra 10 del modelo M2Q3CP, en dirección y cambia el comportamiento apreciándose una ligera mayor acción inelástica para el modelo M1Q3CP con respecto al modelo M2Q3CP que presenta un comportamiento elástico en la mayoría de los entrepisos (figuras 7.46 y 7.47).

Ante el registro sintético de la estación 56 y considerando sobrerresistencias para la dirección y se observa que el modelo M2Q3CP presenta valores máximos del orden de 40 medios ciclos inelásticos contra 19 medios ciclos como valor máximo para el modelo M1Q3CP (figura 7.51).

7.3.7 Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ) y degradación de rigidez

Ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales las demandas de ductilidad de entrepiso para la dirección x , el modelo M1Q3CP presenta demandas de ductilidad de entrepiso inferiores a 3, pero mayores a las experimentadas por el modelo M2Q3CP tomando valores máximos de 2.5 para el modelo M1 contra 2.2 del modelo M2. Se observa una correspondencia entre los valores más alto de ductilidad y una mayor degradación de rigidez, tomando valores de 45% para el modelo M1 y de 42% para M2 de la rigidez elástica tomando la rigidez inelástica mínima, y de 70% y 77% para M1 y M2 respectivamente de la rigidez elástica tomando la rigidez inelástica promedio. En la dirección y las demandas de ductilidad alcanzan valores

máximos de 2 para M2 y de 1.3 mostrando un trabajo casi elástico en esta dirección para M1 y con valores de rigidez inelástica mínimas de 85% y 50% para M1 y M2 respectivamente de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de 92% para M1 y de 86% para M2 de la rigidez elástica aproximadamente (figuras 7.44 y 7.45).

Al incorporar los efectos adicionales de la sobrerresistencia las demandas de ductilidad disminuyen, así como la degradación de rigidez estructural por trabajo inelástico, teniéndose en ambas direcciones un comportamiento elástico, asociado a una rigidez inelástica mínima y promedio de la rigidez elástica con valores unitarios. Para la dirección x las demandas de ductilidad el modelo M1Q3CP es mayor en los niveles dos al once con respecto al modelo M2Q3CP, en los niveles restantes también presenta comportamiento elástico, en dirección y ambos modelos presentan comportamiento elástico (figuras 7.46 y 7.47).

Al considerar el acelerograma de la estación 56 y con sobrerresistencia, el modelo M2Q3CP experimenta un comportamiento casi elástico en dirección x , en dirección y el modelo M2Q3CP presenta valores de ductilidad ligeramente mayores a las del modelo M1Q3CP (figuras 7.50 y 7.51).

7.3.8 Mapeo de fluencia en elementos estructurales

En la dirección x ante el registro SCT-EW considerando resistencias nominales se presentan escasas fluencias en las bases de las columnas para los dos primeros niveles con valores de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad. y en las vigas valores inferiores a 0.03 rad., apreciándose una concentración de trabajo inelástico en los niveles dos, tres y cuatro, en dirección y existen escasas fluencias en columnas y en vigas con fluencias del uno al ocho, en ningún caso con valores superiores a 0.01 rad. (figuras 7.52 y 7.53).

Al comparar los modelos M1Q3CP y M2Q3CP, se observa que el modelo M1Q3CP presenta un trabajo inelástico mayor con respecto al modelo M2Q3CP ya que existe un mayor número de fluencias en columnas aunque ambos casos con valores inferiores a 0.01 rad., en vigas también se observan mayores demandas de rotación plástica, en dirección y como se esperaba el trabajo inelástico es mayor para el modelo M2Q3CP que en el modelo M1Q3CP ya que la distribución de vigas secundarias en ambas direcciones hace que esta dirección sea más demandada por el trabajo inelástico que en el modelo M1 que exhibe un comportamiento más discreto (figuras 7.17, 7.18, 7.52 y 7.53).

Considerando sobrerresistencia en ambas direcciones se presenta un comportamiento elástico. Comparando los modelos M1Q3CP y M2Q3CP la diferencia existe en la dirección x ya que el modelo M1 presenta trabajo inelástico discreto contra un comportamiento elástico del modelo M2, en dirección y ambos modelos exhiben un comportamiento elástico (figuras 7.19, 7.20, 7.54 y 7.55).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia, en ambas direcciones se tiene un trabajo inelástico discreto con valores de rotación plástica inferiores a 0.01 rad., comparando los modelos M1Q3CP y M2Q3CP en dirección y se observa un trabajo inelástico mayor para el modelo M1, con valores similares entre ambos modelos pero con un mayor número para el modelo M1 (figuras 7.21, 7.56 y 7.57).

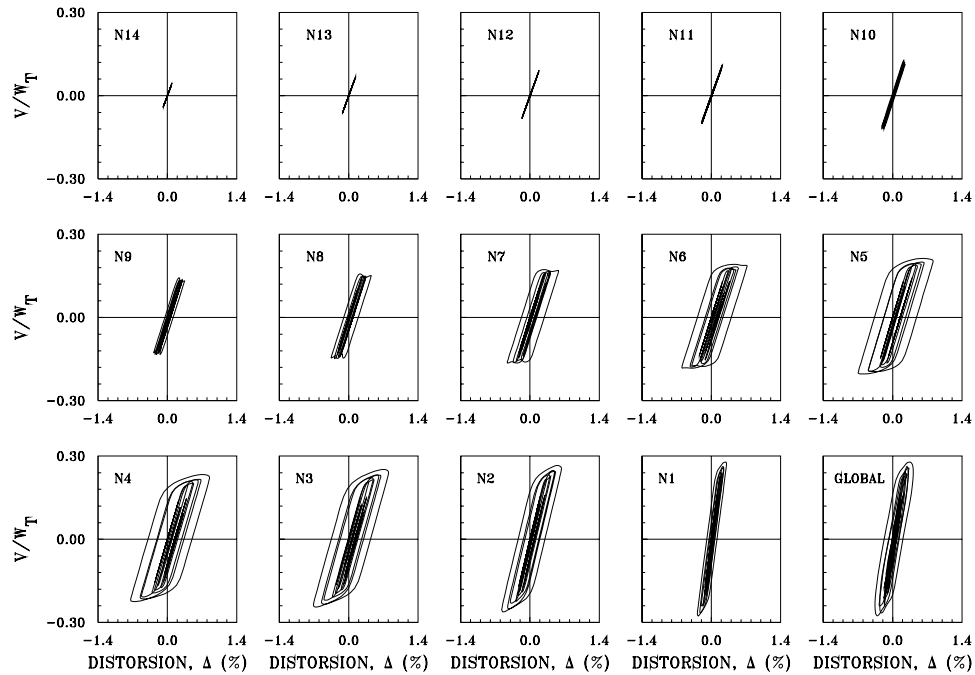


Figura 7.36 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M2Q3CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

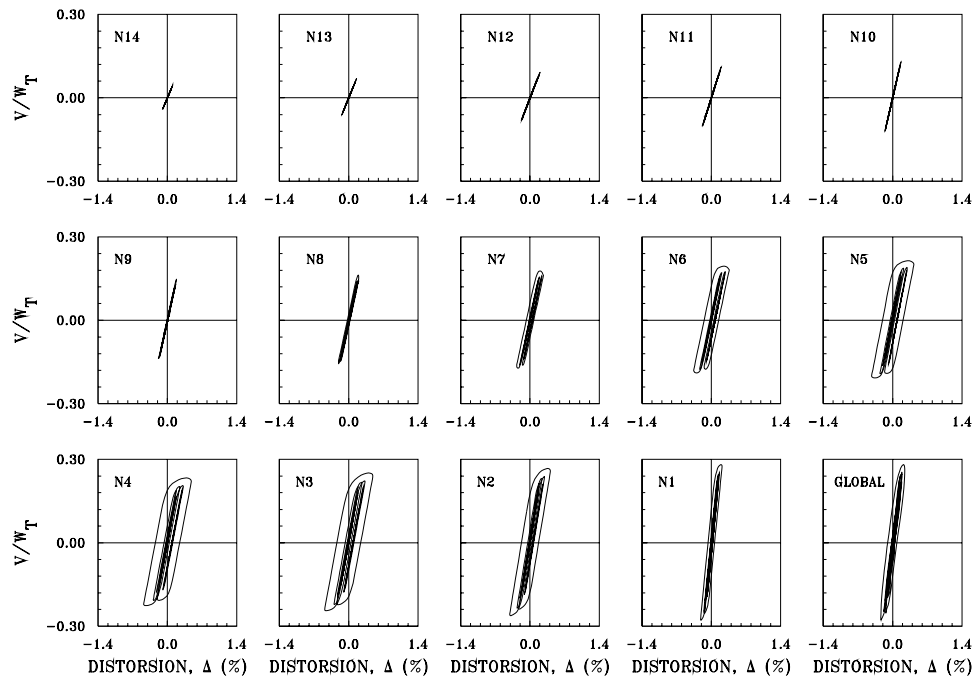


Figura 7.37 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M2Q3CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

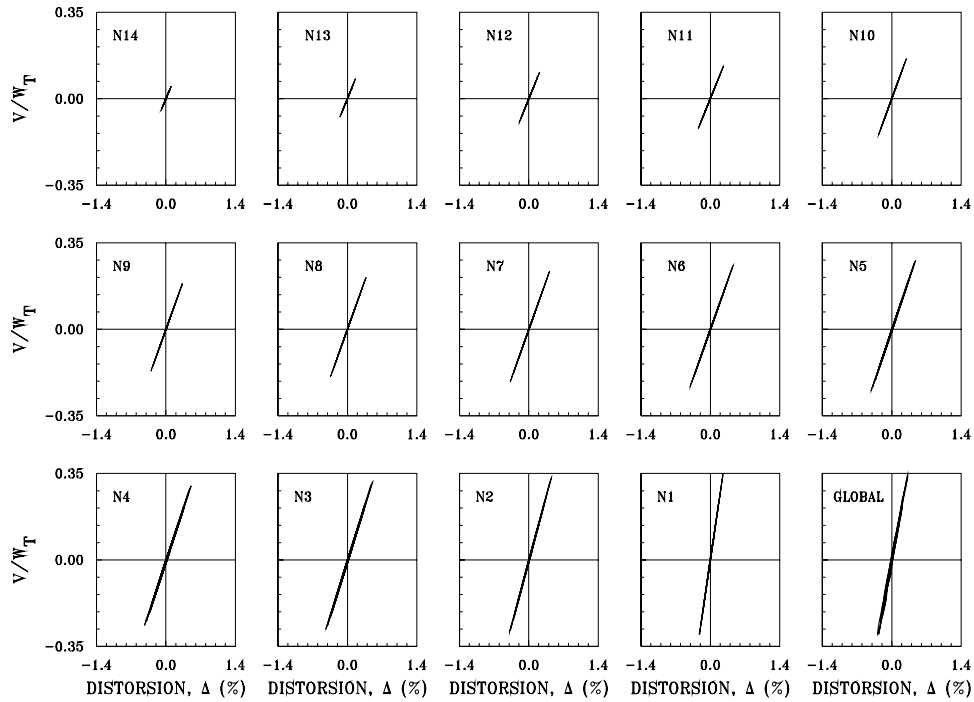


Figura 7.38 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M2Q3CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

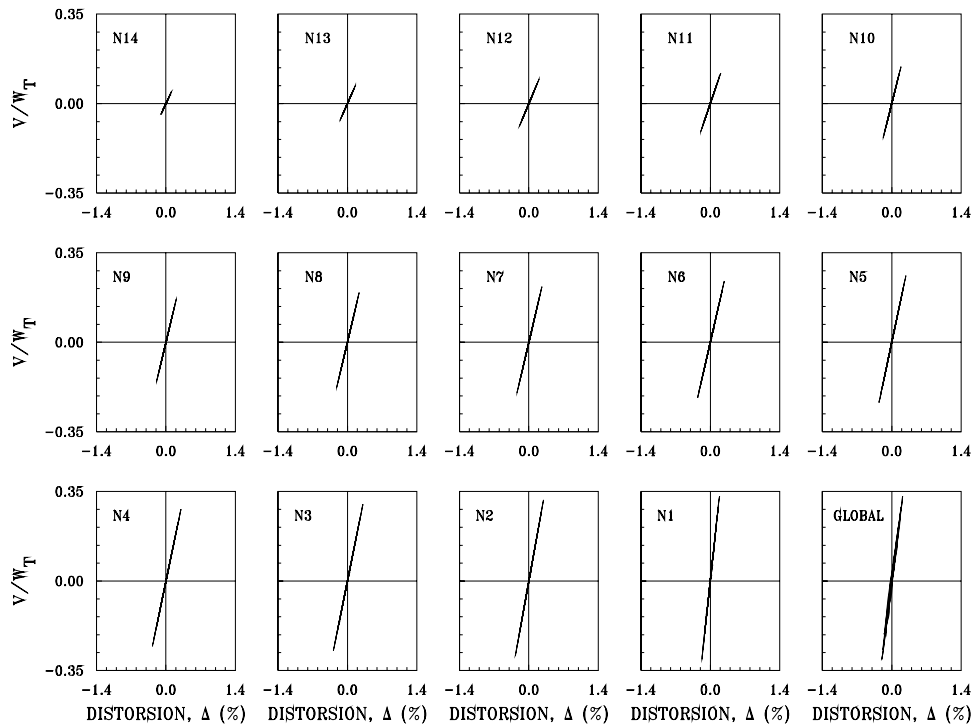


Figura 7.39 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M2Q3CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

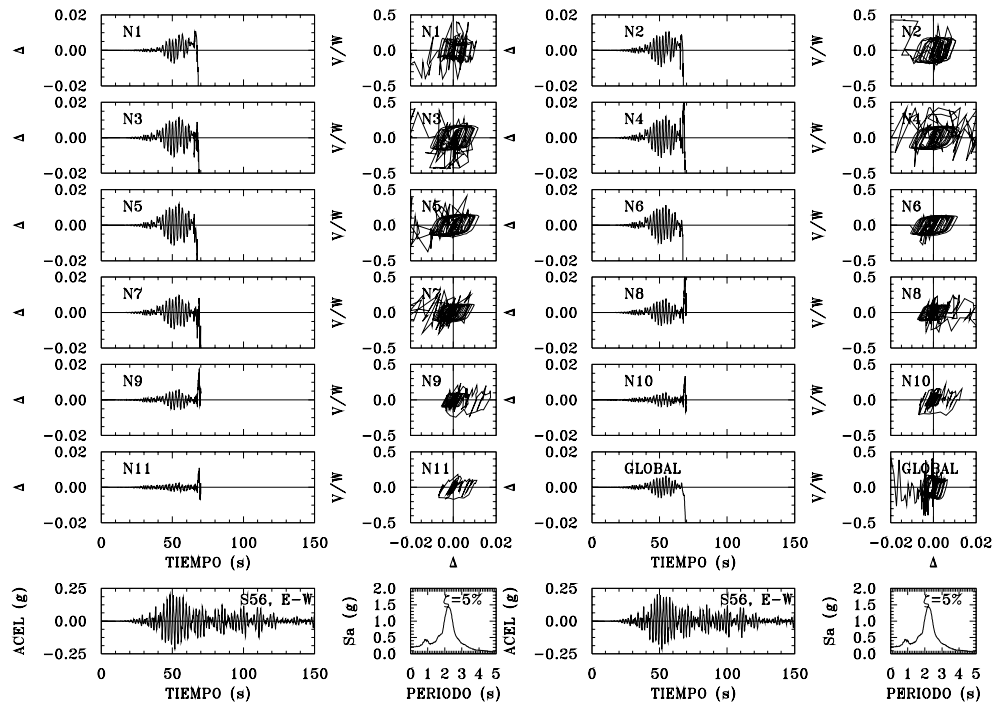


Figura 7.40 Respuesta dinámica en la dirección x del modelo M2Q3CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

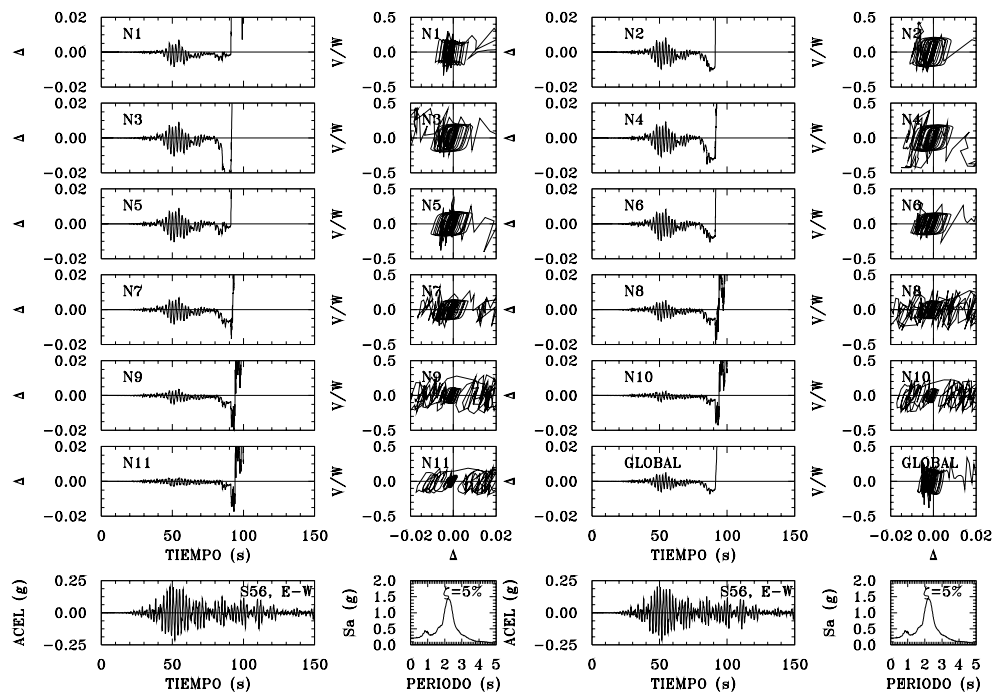


Figura 7.41 Respuesta dinámica en la dirección x del modelo M2Q3CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

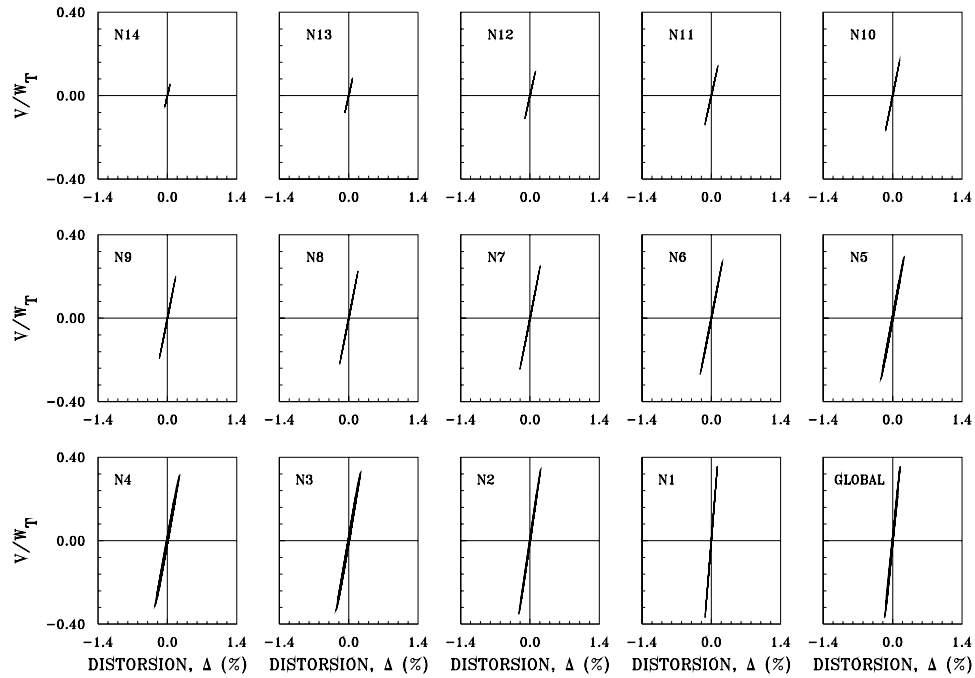


Figura 7.42 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M2Q3CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56

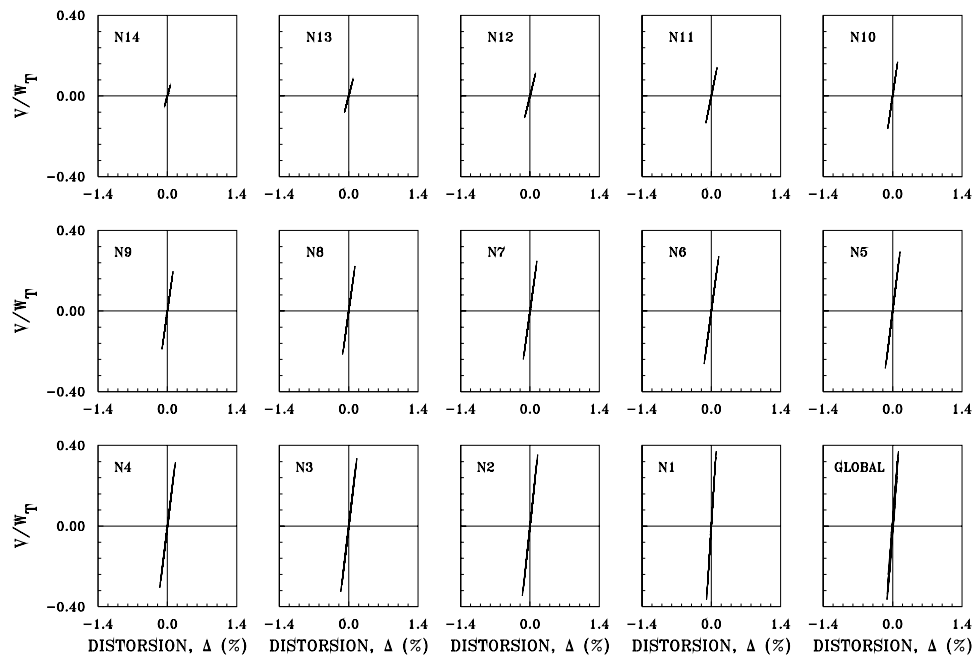


Figura 7.43 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M2Q3CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56

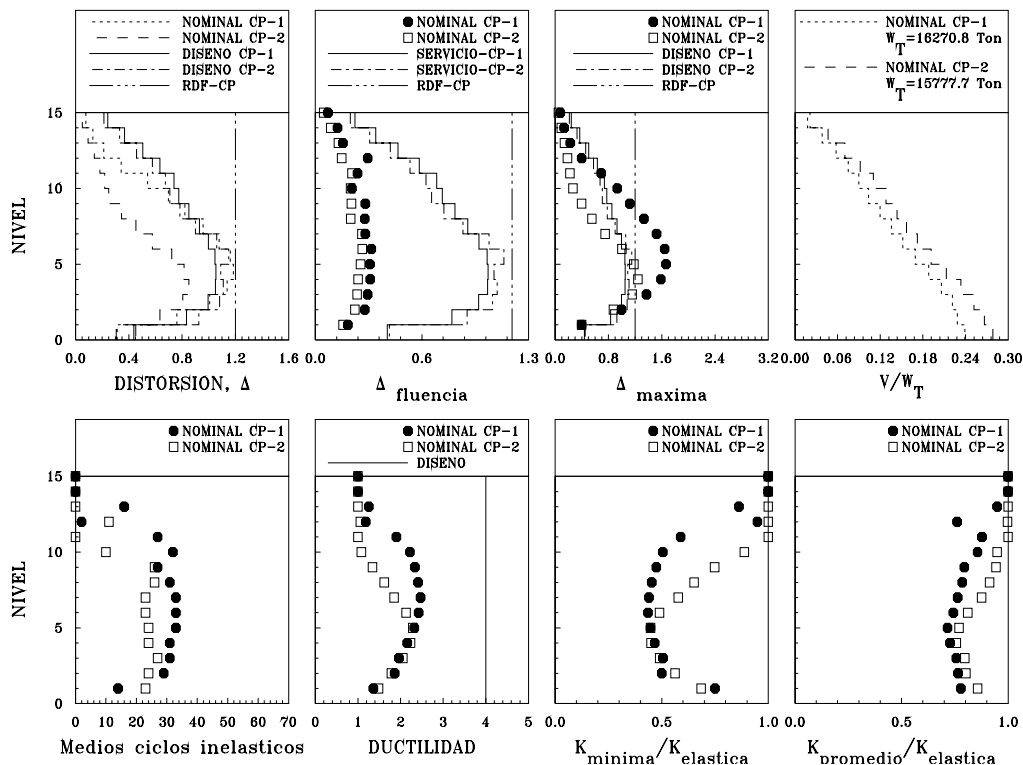


Figura 7.44 Envoltentes de respuesta máxima, dirección x modelos diseñados con $Q = 3$ para el CP, ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

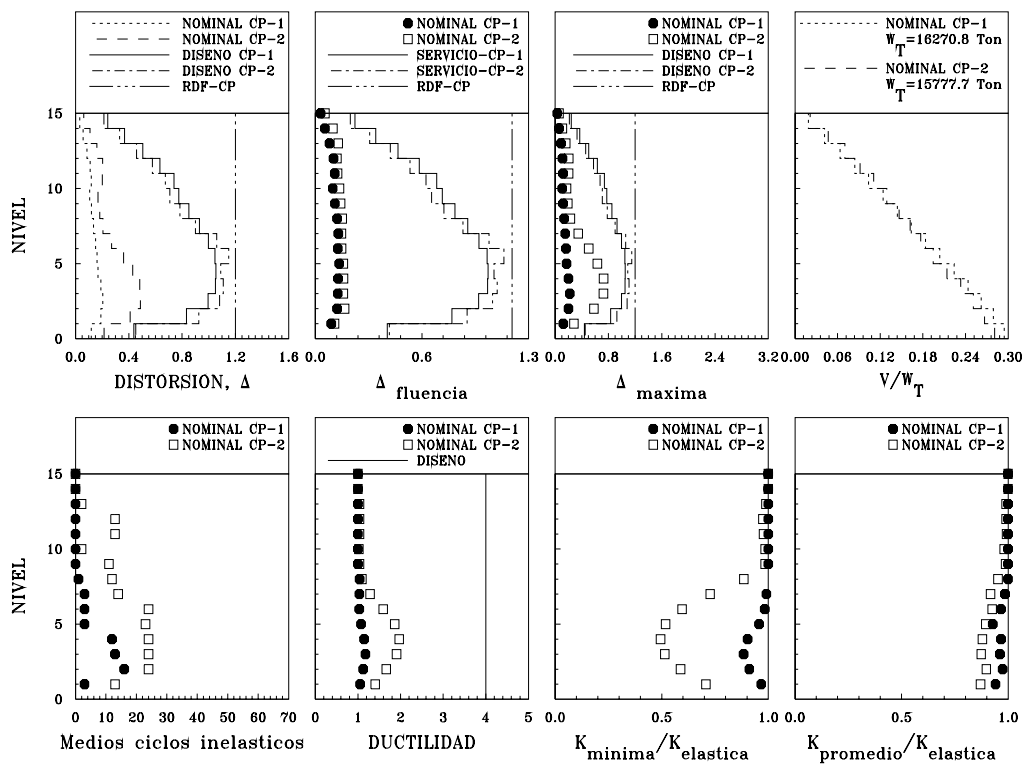


Figura 7.45 Envoltentes de respuesta máxima, dirección y modelos diseñados con $Q = 3$ para el CP, ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

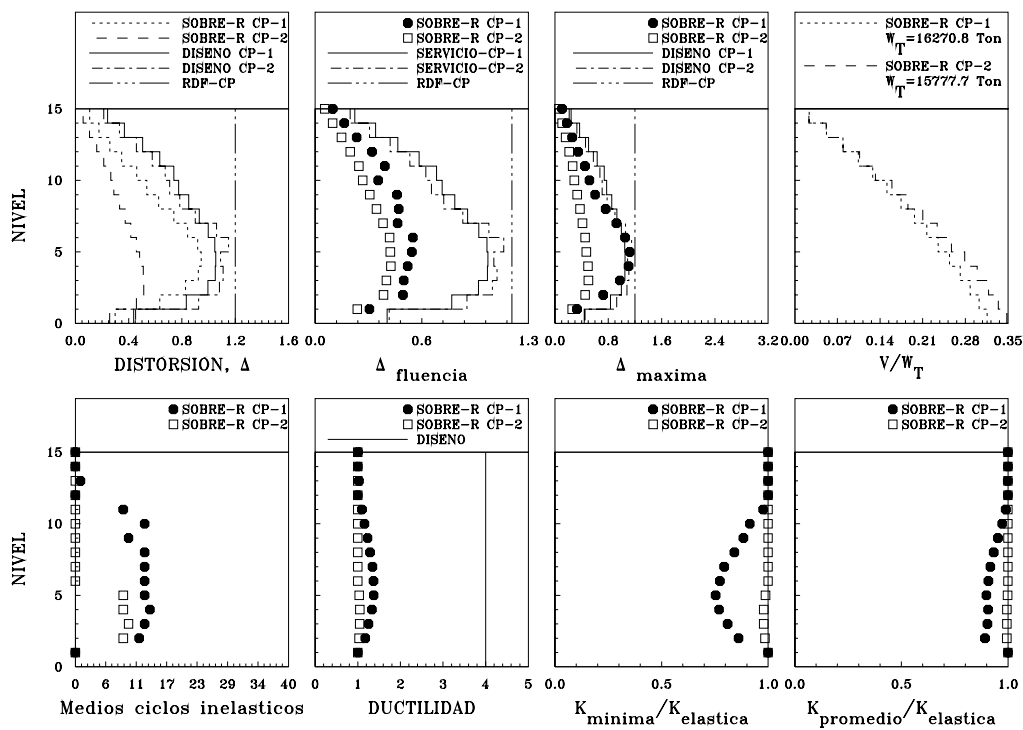


Figura 7.46 Envolventes de respuesta máxima, dirección x modelos diseñados con $Q = 3$ para el CP, ante el acelerograma SCT-EW, considerando sobrerresistencias

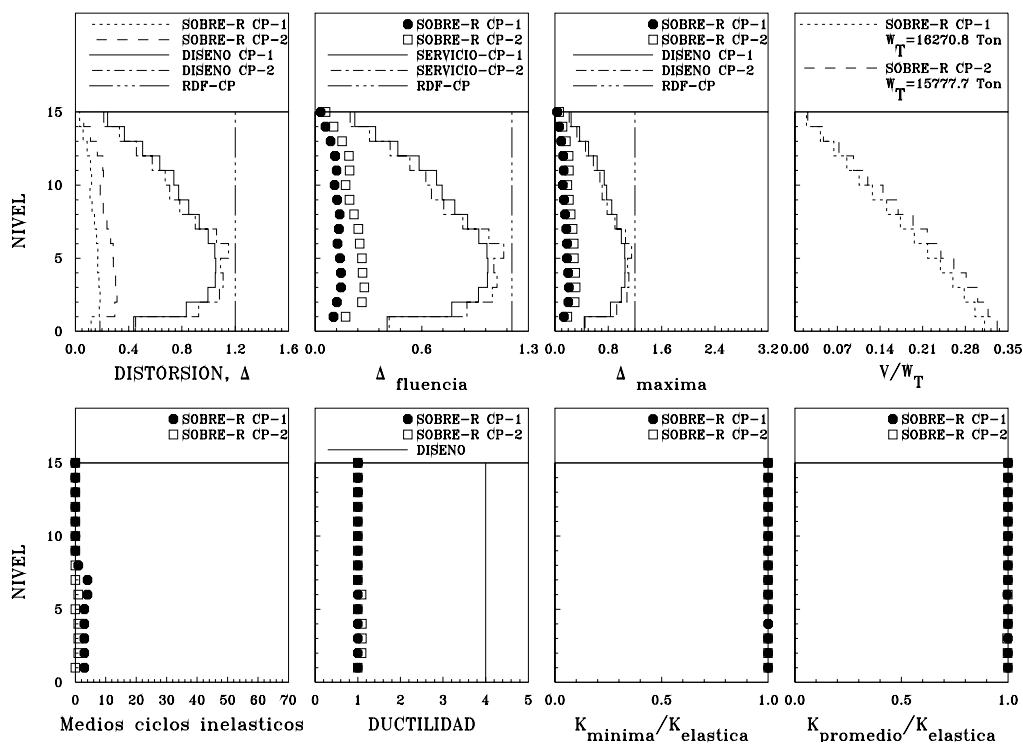


Figura 7.47 Envolventes de respuesta máxima, dirección y modelos diseñados con $Q = 3$ para el CP, ante el acelerograma SCT-EW, considerando sobrerresistencias

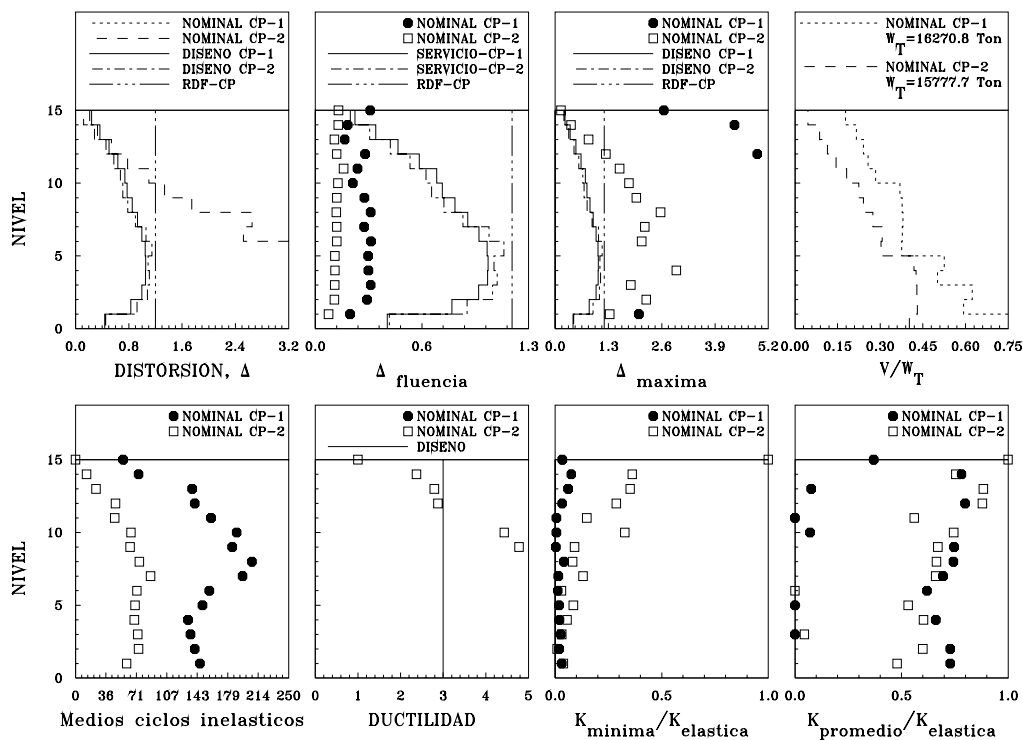


Figura 7.48 Envolventes de respuesta máxima, dirección x modelos diseñados con $Q = 3$ para el CP, ante el acelerograma de la estación 56, considerando resistencias nominales

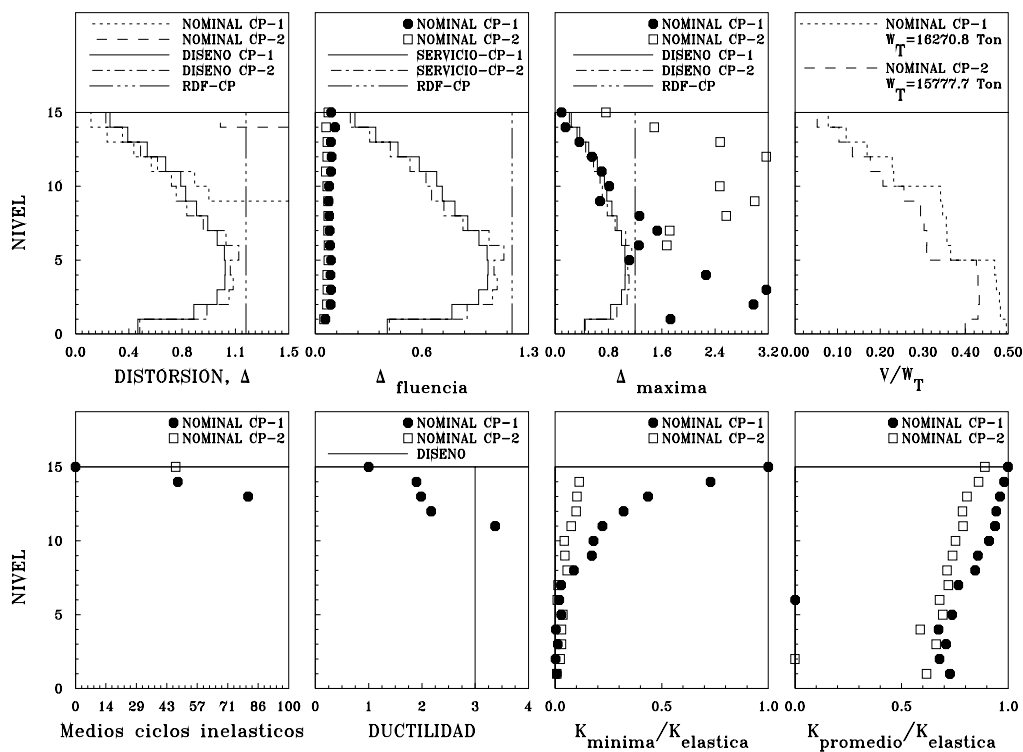


Figura 7.49 Envolventes de respuesta máxima, dirección y y modelos diseñados con $Q = 3$ para el CP, ante el acelerograma de la estación 56, considerando resistencias nominales

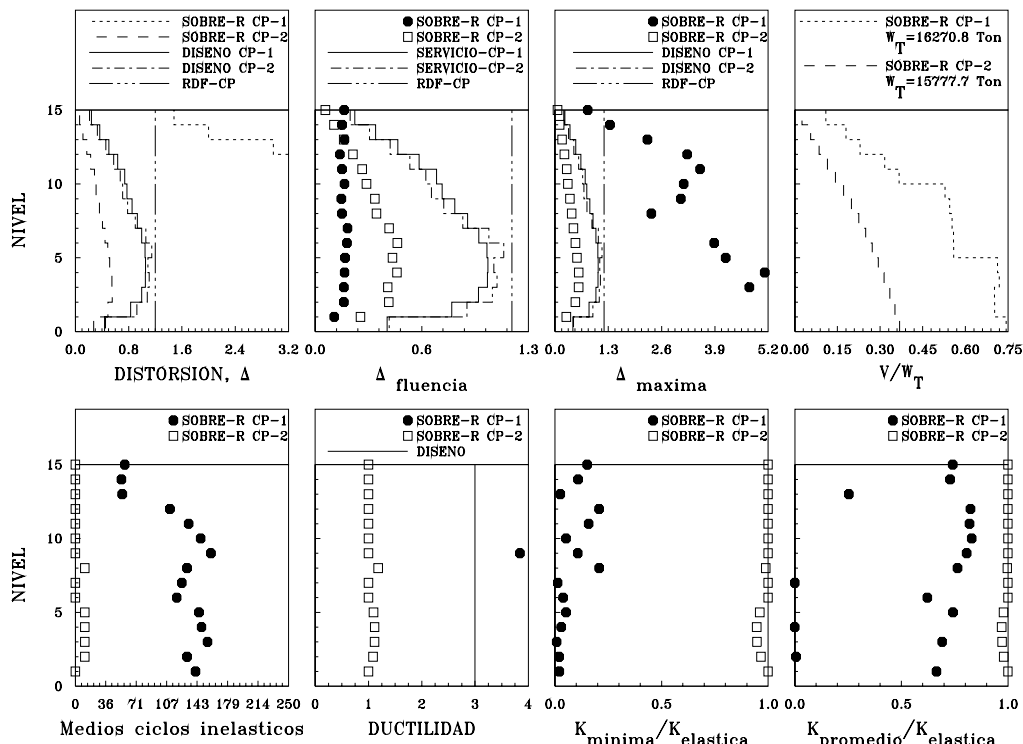


Figura 7.50 Envolventes de respuesta máxima, dirección x modelos diseñados con $Q = 3$ para el CP, ante el acelerograma de la estación 56, considerando sobrerresistencias

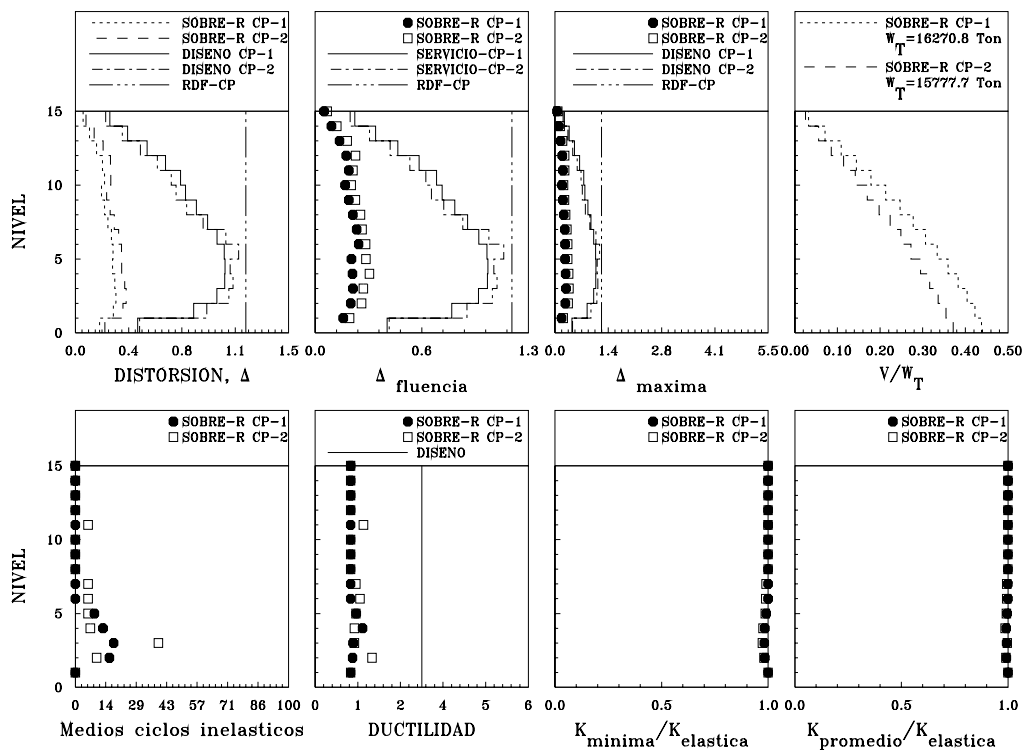


Figura 7.51 Envolventes de respuesta máxima, dirección y y modelos diseñados con $Q = 3$ para el CP, ante el acelerograma de la estación 56, considerando sobrerresistencias

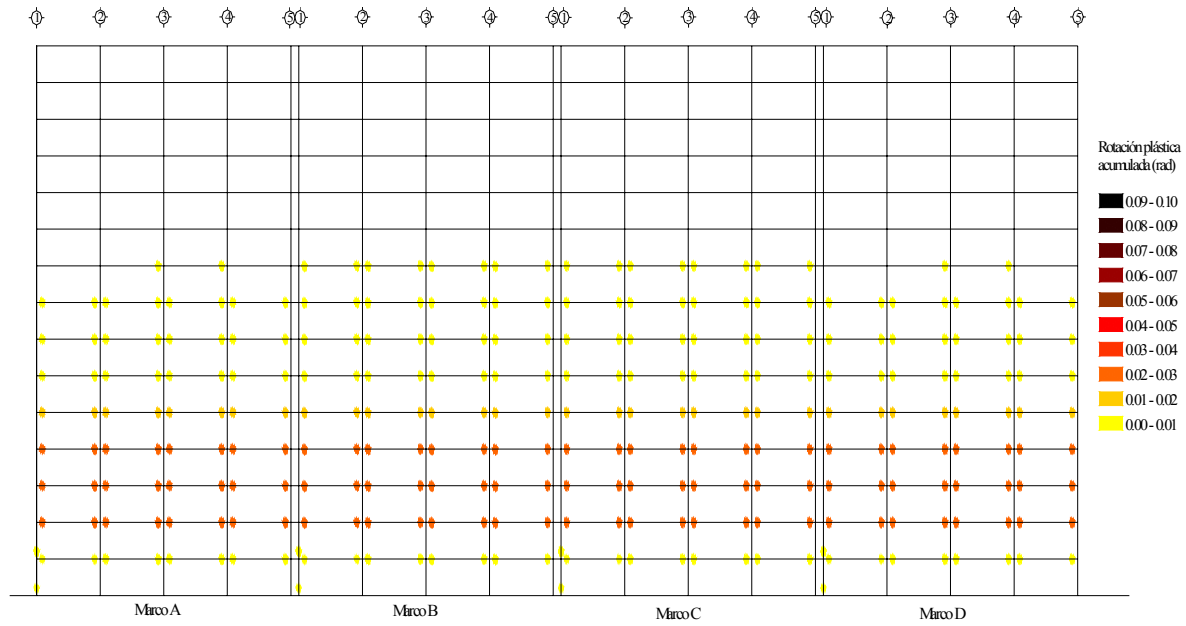


Figura 7.52 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q3CP en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

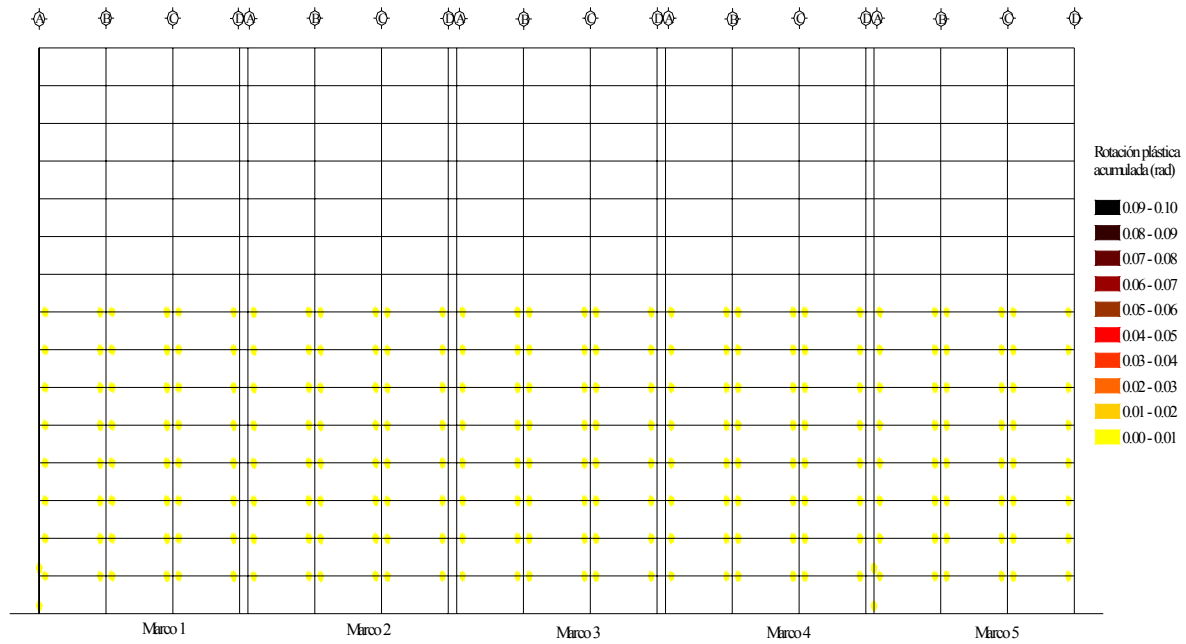


Figura 7.53 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q3CP en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

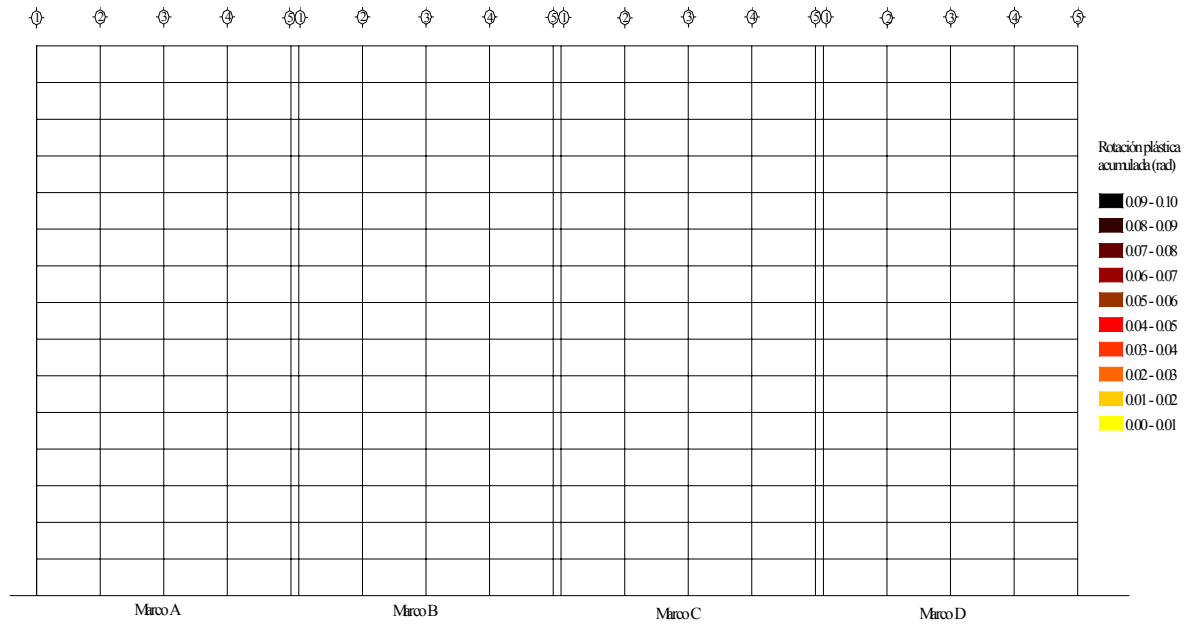


Figura 7.54 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q3CP en dirección x, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

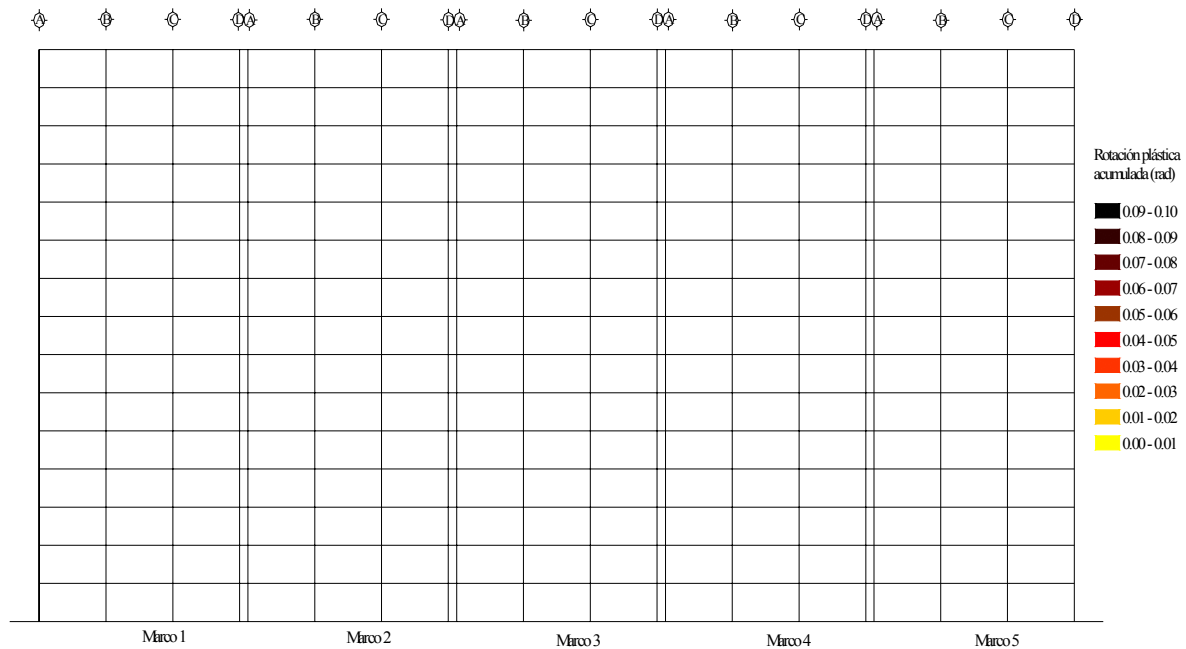


Figura 7.55 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q3CP en dirección y, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

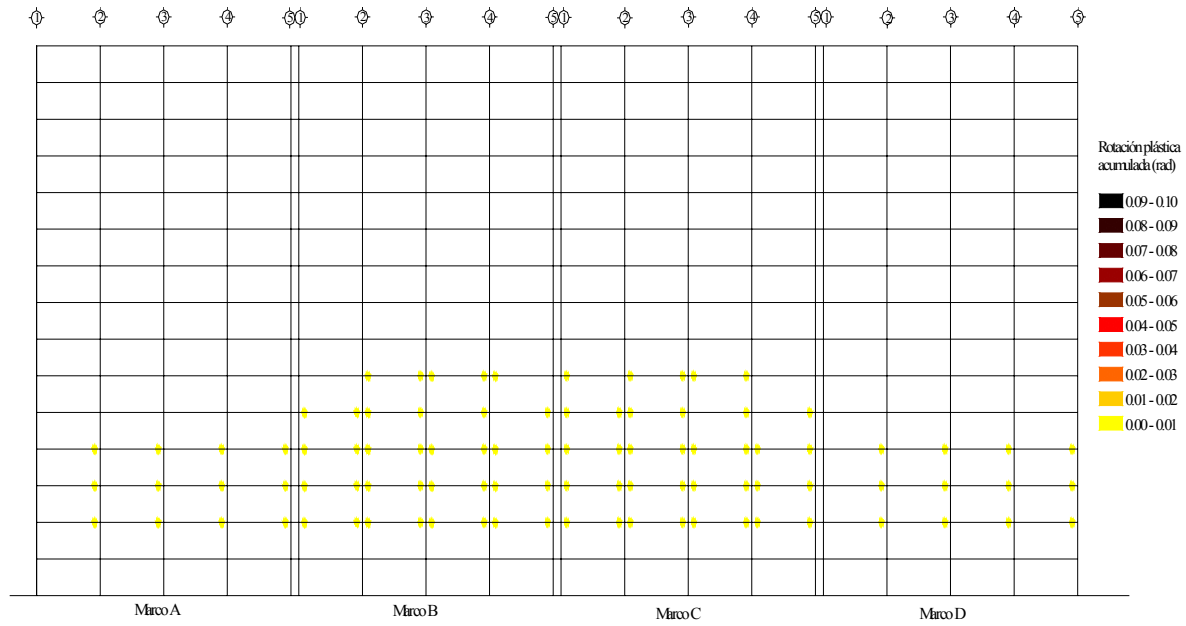


Figura 7.56 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q3CP en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

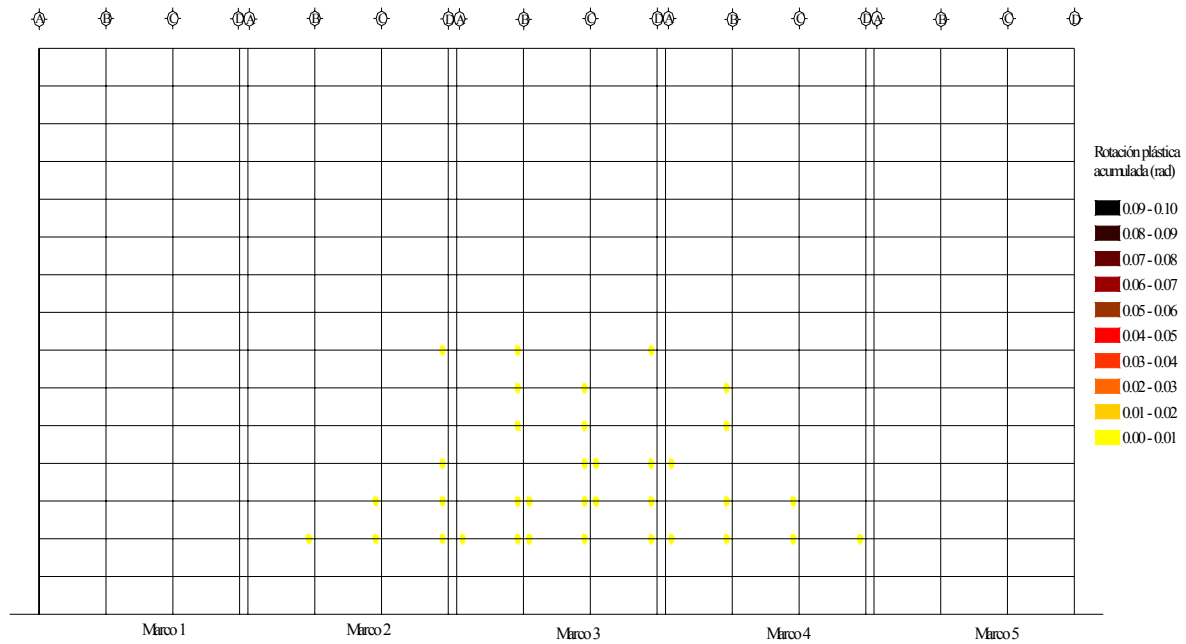


Figura 7.57 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q3CP en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

7.4 Modelo M2Q3AA

El diseño estructural del modelo M2Q3AA que al igual que todos los modelos M2 está estructurado con vigas secundarias orientadas tanto en sentido largo como en sentido corto, en el cual se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ y se aplicó el planteamiento del Apéndice Normativo A de las NTCS-04 para su análisis sísmico se presenta en el capítulo cinco en su inciso 5.4.2.

7.4.1 Curvas de histéresis de entrepiso

Considerando resistencias nominales y ante el registro SCT-EW para la dirección x se observa que los últimos cinco niveles permanecen elásticos a diferencia del modelo M1Q3AA donde sólo los últimos dos niveles permanecen elásticos, los niveles restantes exhiben ciclos amplios y estables (figura 7.58). Comparando los modelos M2Q3CP y M2Q3AA se observa que en el modelo diseñado con el cuerpo principal permanecieron elásticos los seis últimos niveles.

Para la dirección y se aprecia mayor actividad inelástica a la mostrada por el modelo M1Q3AA (figura 7.59), lo que reafirma que las vigas secundarias colocadas en este sentido equilibra de una mejor manera las demandas de trabajo inelástico en ambas direcciones y ya no se aprecia excesiva disparidad entre el trabajo inelástico que exhiben las dos direcciones de los modelos M1 estructurados sólo con vigas secundarias paralelas al eje x . Se aprecia que en el modelo M2Q3AA un mayor trabajo inelástico mayor que el que experimenta el modelo M2Q3CP, lo que sugiere que los modelos diseñados con el Apéndice Normativo A tienen una mayor capacidad de energía por trabajo inelástico

Tras incorporar a los análisis no lineales el efecto de la sobrerresistencia, se aprecia que en ambas direcciones se reducen la amplitud de los ciclos histeréticos sobre todo para la dirección y (figuras 7.60 y 7.61). El modelo M1Q3AA exhibe un mayor trabajo inelástico en la dirección x y menor en la dirección y con respecto al modelo M2Q3AA, continuando la tendencia de disminuir el trabajo inelástico en la dirección x e incrementándolo en la dirección y . Comparando los modelos M2Q3CP y M2Q3AA, se aprecia trabajo inelástico en ambas direcciones para el modelo M2Q3AA, mientras que el modelo M2Q3CP exhibe comportamiento elástico en ambas direcciones.

7.4.2 Envolventes de distorsiones de entrepiso (Δ)

Para la dirección x considerando resistencias nominales y el acelerograma SCT-EW las distorsiones dinámicas se encuentran muy por debajo del límite $\Delta = 0.030$ de seguridad contra el colapso impuesto por el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 y en ningún caso rebasan a las distorsiones de diseño. Al comparar las distorsiones de entrepiso dinámicas entre los modelos M1Q3AA y M2Q3AA se aprecia que las distorsiones del modelo M2 solo superan ligeramente a las del modelo M1 en los primeros cinco niveles, en los entrepisos restantes las distorsiones del modelo M1 son superiores (figura 7.66). Entre el modelo M2Q3CP y M2Q3AA se aprecia que el modelo diseñado con el cuerpo principal sufre distorsiones menores en todos los entrepisos (figura 7.68).

En dirección y las distorsiones de entrepiso dinámicas tampoco superaron a las de diseño y en consecuencia al límite de distorsión $\Delta = 0.030$ establecido en el Apéndice Normativo A de las NTCS-04. Las distorsiones dinámicas presentadas por el modelo M1Q3AA son para todos los entrepisos inferiores a las experimentadas por el modelo M2Q3AA (figura 7.67). Comparando los modelos M2Q3CP y M2Q3AA se aprecia que el modelo diseñado bajo lo estipulado por el cuerpo principal presenta distorsiones dinámicas menores a las experimentadas por el modelo M2Q3AA (figura 7.69).

Cuando se incorporan fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x las distorsiones dinámicas de entrepiso disminuyen ligeramente con respecto a las de resistencias nominales manteniéndose ligeramente superiores las distorsiones dinámicas del modelo M2Q3AA en los primeros cinco niveles e inferiores en los

entrepisos restantes con respecto al modelo M1Q3AA (figura 7.70). Entre los modelos M2Q3CP y M2Q3AA se aprecia una disminución en las distorsiones dinámicas y un comportamiento similar al presentado considerando resistencias nominales (Figura 7.72).

Para la dirección y las distorsiones de entrepiso dinámicas disminuyeron y tampoco superaron a las de diseño y por lo tanto al límite de distorsión $\Delta = 0.030$ establecido en el Apéndice Normativo A de las NTCS-04. Las distorsiones dinámicas presentadas por el modelo M1Q3AA son para todos los entrepisos inferiores a las presentadas por el modelo M2Q3AA (figura 7.71). Comparando los modelos M2Q3CP y M2Q3AA se aprecia que el modelo diseñado bajo lo estipulado por el cuerpo principal presenta distorsiones dinámicas ligeramente menores a las experimentadas por el modelo M2Q3AA (figura 7.73).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando sobrerresistencias se aprecia que las distorsiones dinámicas de entrepiso para la dirección x en el modelo M1Q3AA son inferiores en los primeros seis niveles invirtiéndose este comportamiento para los niveles restantes con respecto al modelo M2Q3AA (figura 7.74), en la dirección y se presentan distorsiones dinámicas superiores en todos los entrepisos para el modelo M2Q3AA (figura 7.75).

7.4.3 Distorsiones de fluencia (Δ_{fluencia})

Para la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y tomando resistencias nominales, la fluencia para el modelo M2Q3AA se presenta en todos los entrepisos a valores muy inferiores a los del límite $\Delta = 0.004$ establecido en el Apéndice Normativo A para limitación de daño a elementos no estructurales y a valores ligeramente superiores a los experimentados por el modelo M1Q3AA (figura 7.66). Además se observa que la fluencia para todos los entrepisos aparece primero en el modelo M2Q3CP (figura 7.68).

En la dirección y la fluencia se presenta a valores de distorsión ligeramente menores a los de la dirección x además se observa que el modelo M2Q3AA presenta la fluencia a valores ligeramente inferiores a los que se aprecian para el modelo M1Q3AA (figura 7.67). Comparando los modelos M2Q3AA y M2Q3CP se observa que en el modelo diseñado con el Apéndice Normativo A se presenta la fluencia a valores de distorsión menores a los experimentados con el modelo M2Q3CP (figura 7.69).

Considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia los valores de distorsión presentados al alcanzar la fluencia en el modelo M1Q3AA en la dirección x son superiores a los del modelo M2Q3AA y superando en varios niveles el valor límite de distorsión $\Delta = 0.004$ establecido en el Apéndice Normativo A (figura 7.70). Además en el modelo M2Q3AA aparece la fluencia a valores menores que los presentados en el modelo M2Q3CP (figura 7.72). En dirección y la fluencia aparece primero en el modelo M2Q3AA aunque con diferencias poco notables con respecto al modelo M1Q3AA (figura 7.71), también aparece primero la fluencia en el modelo M2Q3AA que en el modelo M2Q3CP, pero con diferencias de valores de distorsión más notorias (figura 7.73).

Para la dirección x ante el acelerograma de la estación 56 y considerando sobrerresistencias se aprecia que la fluencia se retrasa para el modelo M1Q3AA con respecto al modelo M2Q3AA, sobrepasando en varios entrepisos el valor límite (figura 7.74). En el modelo M2Q3CP se retrasa la fluencia apareciendo a valores mayores que los del modelo M2Q3AA (figura 7.76). En dirección y se presenta el mismo comportamiento aunque con diferencias más pequeñas (figuras 7.75 y 7.77).

7.4.4 Distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\Delta_{\text{máxima}}$)

En la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales, las distorsiones máximas no sobrepasan a las de diseño en ningún entrepiso, alcanzando valores máximos de $\Delta = 0.016$ en el quinto entrepiso. Al comparar los modelos M1Q3AA y M2Q3AA se observa que en el modelo M2 las

distorsiones máximas son mayores en los primeros cinco niveles (figura 7.66). El modelo M2Q3CP presenta distorsiones menores en los niveles uno al diez con respecto al modelo M2Q3AA (figura 7.68).

En la dirección y las distorsiones máximas de los modelos M1Q3AA y M2Q3AA están por debajo de las distorsiones de diseño y por lo tanto también del límite impuesto por el Apéndice Normativo A de las NTCS-04, el modelo M1 presenta valores menores de distorsión máxima en todos sus entrepisos (figura 7.67). Entre los modelos M2Q3CP y M2Q3AA se observa que ninguno de los dos modelos sobrepasa las distorsiones de diseño y el modelo M2Q3AA presenta valores mayores en todos los entrepisos (figura 7.69).

Considerando sobrerresistencias las distorsiones máximas disminuyen en ambas direcciones, por lo que sus valores resultan aún mejor contenidos por las distorsiones de diseño. En dirección x se aprecia un comportamiento similar que al utilizar resistencias nominales, ya que el modelo M1Q3AA presenta distorsiones máximas menores en los primeros cinco niveles con respecto al modelo M2Q3AA (figura 7.70). De igual forma el modelo M2Q3CP sigue presentando distorsiones menores en los niveles uno al diez con respecto al modelo M2Q3AA (figura 7.72)

En dirección y las distorsiones máximas del modelo M1Q3AA continuaron presentando la tendencia observada con resistencias nominales de tener valores inferiores a los del modelo M2Q3AA (figura 7.71). El modelo M2Q3AA siguió presentando valores de distorsión máxima superiores a los del modelo M2Q3CP (figura 7.73).

Al considerar sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56 se aprecia en dirección x que los valores de distorsión máxima son mayores en el modelo M2Q3AA en los primeros seis entrepisos (figura 7.74). Comparando los modelos M2Q3CP y M2Q3AA se observa que el modelo M2Q3AA presenta valores mayores de los niveles uno al ocho (figura 7.76). En dirección y las distorsiones máximas del modelo M1Q3AA fueron inferiores a las del modelo M2Q3AA (figura 7.75). El modelo M2Q3CP presenta valores de distorsión menores de los niveles uno al ocho a los presentados por el modelo M2Q3AA (figura 7.77).

7.4.5 Envolventes de cortantes de entrepiso (V/W_T)

Al observar el comportamiento en la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales se aprecia que el modelo M2Q3AA presenta la tendencia a tomar ligeramente más cortante que el modelo M1Q3AA con un valor aproximadamente de 7% en promedio (figura 7.66). Entre los modelos M2Q3CP y M2Q3AA se aprecia que el modelo diseñado con el Apéndice normativo A de las NTCS-04 toma menos cortante que el modelo M2Q3CP en aproximadamente un 35 % en promedio (figura 7.68).

En la dirección y el modelo M1Q3AA toma más cortante que el modelo M2Q3AA en aproximadamente un 12% (figura 7.67). Para los modelos M2Q3CP y M2Q3AA se observa que toma más cortante el modelo M2Q3CP en un 25% en promedio (figura 7.69).

Considerando sobrerresistencias y como es lógico la estructura toma más cortante en ambas direcciones. En la dirección x el modelo M1Q3AA toma más cortante que el modelo M2Q3AA en un 11% en promedio invirtiéndose el comportamiento presentado con resistencias nominales (figura 7.70). El modelo M2Q3CP toma más cortante que el modelo M2Q3AA en un 34% en promedio (figura 7.72).

En dirección y el modelo M1Q3AA conserva la tendencia observada con resistencias nominales de tomar más cortante que el modelo M2Q3AA en un 9% aproximadamente (figura 7.71). Para el modelo M2Q3CP al igual que para resistencias nominales se observa que toma más cortante que el modelo M2Q3AA en un 19% en promedio (figura 7.73).

Ante el acelerograma de la estación 56 se aprecia que el modelo M2Q3AA toma más cortante de los niveles tres al seis que el modelo M1Q3AA, en los niveles restante se observa muy poca diferencia entre los valores

de ambos modelos (figura 7.74). En dirección y el modelo M1Q3AA toma más cortante en todos los entrepisos (figura 7.75).

7.4.6 Número de medios ciclos en los que se presentó respuesta inelástica

En la dirección x considerando resistencias nominales y ante el acelerograma SCT-EW el modelo M1Q3AA presenta un trabajo inelástico mayor presentando valores máximos de 44 medios ciclos inelástico superiores a los 38 que experimenta el modelo M2Q3AA (figura 7.66). El modelo M2Q3CP presenta valores máximos de 26 medios ciclos y por lo tanto una menor actividad inelástica que el modelo M2Q3AA que presenta valores máximos de 35 medios ciclos inelásticos (figura 7.68).

En dirección y el modelo M1Q3AA muestra menor trabajo inelástico que el modelo M2Q3AA con valores máximos de medios ciclos inelásticos de 34 y 38 respectivamente (figura 7.67). Los valores máximos alcanzados por el modelo M2Q3CP son de 23 medios ciclos, menores que a los 35 experimentados por el modelo M2Q3AA (figura 7.69).

Con sobrerresistencias se disminuye el número de medios ciclos en ambas direcciones. En la dirección x se observa que ahora el modelo M1Q3AA muestra un trabajo inelástico menor al del modelo M2Q3AA (figura 7.70). En la comparación entre los modelos M2Q3CP y M2Q3AA se aprecia la misma tendencia que para resistencias nominales presentando mayor actividad inelástica en el modelo M2Q3AA (figura 7.72).

Para la dirección y el modelo M1Q3AA continua mostrando menor trabajo inelástico que el modelo M2Q3AA (figura 7.71). Los valores máximos de medios ciclos inelásticos alcanzados por el modelo M2Q3CP son menores que los experimentados por el modelo M2Q3AA, ya que el modelo diseñado con el cuerpo principal exhibe un comportamiento casi elástico (figura 7.73).

Ante el acelerograma de la estación 56 se aprecia que el modelo M2Q3AA presenta una actividad inelástica mayor que el modelo M1Q3AA (figura 7.74). En dirección y sucede algo similar a lo de la dirección x ya que el modelo M2Q3AA exhibe un trabajo inelástico mayor que el del modelo M1Q3AA (figura 7.75).

7.4.7 Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ) y degradación de rigidez

Ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales las demandas de ductilidad de entrepiso para la dirección x , el modelo M1Q3AA presenta demandas de ductilidad de entrepiso en los niveles cinco al diez por encima de 3, tomando un valor máximo en el noveno entrepiso igual a $\mu = 3.5$, para el modelo M2Q3AA se observan demandas de ductilidad de entrepiso en los niveles uno al siete superiores a 3, tomando un valor máximo en el cuarto entrepiso igual a $\mu = 4$. Se observa una correspondencia entre los valores más altos de ductilidad y una mayor degradación de rigidez, tomando valores de 28% para el modelo M1 y de 12% para M2 de la rigidez elástica tomando la rigidez inelástica mínima, y de 42% y 50% para M1 y M2 respectivamente de la rigidez elástica tomando la rigidez inelástica promedio (figura 7.66).

En la dirección y las demandas de ductilidad alcanzan valores máximos de 4.0 para M2 y de 3.1 para M1 y con valores de rigidez inelástica mínimas de 22% y 15% para M1 y M2 respectivamente de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de 78% para M1 y de 63% para M2 de la rigidez elástica aproximadamente (figura 7.67).

Al comparar las demandas de ductilidad de entrepiso del modelo M2Q3AA y M2Q3CP se aprecia que el modelo diseñado con el Apéndice Normativo A presenta mayores demandas de ductilidad en ambas direcciones que el modelo diseñado con el cuerpo principal de las NTCS-04, correspondiéndole en consecuencia una mayor degradación de rigidez (figuras 7.68 y 7.69).

Al incorporar los efectos adicionales de la sobrerresistencia las demandas de ductilidad disminuyen, así como la degradación de rigidez estructural por trabajo inelástico, teniéndose en la dirección x valores máximos de

aproximadamente $\mu = 1.4$ para el modelo M1Q3AA inferior al valor máximo presentado por el modelo M2Q3AA de $\mu = 3$ aproximadamente. Se aprecia una correspondencia entre los valores más altos de ductilidad y una mayor degradación de rigidez, tomando valores de 80% para el modelo M1 y de 33% para M2 de la rigidez elástica tomando la rigidez inelástica mínima, y de 88% y 68% para M1 y M2 respectivamente de la rigidez elástica tomando la rigidez inelástica promedio (figura 7.70).

En la dirección y las demandas de ductilidad alcanzan valores máximos de 1.6 para M2 y de 1.1 para M1 y con valores de rigidez inelástica mínimas de 92% y 58% para M1 y M2 respectivamente de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de 93% para M1 y de 90% para M2 de la rigidez elástica aproximadamente (figura 7.71).

Al comparar las demandas de ductilidad de entrepiso del modelo M2Q3AA y M2Q3CP se aprecia que se conserva la tendencia presentada al considerar resistencias nominales, ya que el modelo diseñado con el Apéndice Normativo A presenta mayores demandas de ductilidad en ambas direcciones que el modelo diseñado con el cuerpo principal de las NTCS-04, por lo que en consecuencia le corresponde una mayor degradación de rigidez (figuras 7.72 y 7.73).

Al considerar el acelerograma de la estación 56 y con sobrerresistencia, el modelo M2Q3AA experimenta demandas de ductilidad mayores y por lo tanto una mayor degradación de rigidez que el modelo M1Q3AA en ambas direcciones (figuras 7.74 y 7.75).

7.4.8 Mapeo de fluencia en elementos estructurales

Para la dirección x tomando en cuenta resistencias nominales y el acelerograma SCT-EW existen fluencias en las bases de las columnas de los dos primeros niveles, teniendo todas estas columnas demandas máximas de rotación inferiores a 0.03 rad. Las vigas presentan demandas de rotación inferiores a 0.09 rad., mostrándose una clara concentración del trabajo inelástico en los entrepisos cuatro, cinco y seis. Las diferencias en las magnitudes de las rotaciones plásticas en vigas y columnas y su mapeo exhiben un diseño con mecanismo de falla último de viga débil-columna fuerte (figura 7.78).

Haciendo comparación entre los modelos M1Q3AA y M2Q3AA se aprecia que el modelo M1 presenta fluencias en las columnas con valores de rotación ligeramente inferiores a los que exhibe el modelo M2, en las vigas los valores de rotación plástica son muy similares para ambos modelos (figuras 7.30 y 7.78).

En dirección y existen escasas fluencias en columnas en los dos primeros entrepisos con valores inferiores a 0.02 rad., apareciendo algunas fluencias en los dos extremos de las columnas en el primer nivel y en vigas con fluencias del uno al once, en ningún caso con valores superiores a 0.04 rad. Como se esperaba el trabajo inelástico es mayor para el modelo M2Q3AA que para el modelo M1Q3AA ya que la distribución de vigas secundarias en ambas direcciones hace que esta dirección tenga una actividad inelástica mayor que en el modelo M1 que exhibe un comportamiento más discreto (figuras 7.53 y 7.79).

Considerando sobrerresistencias se observa que se reduce el trabajo inelástico en ambas direcciones disminuye, reduciéndose los valores de rotación plástica acumulada tanto para vigas como en columnas, entre los modelos M1Q3AA y M2Q3AA en dirección x se aprecia ligeramente un mayor trabajo inelástico para el modelo M2, sobre todo en los niveles uno al nueve. En dirección y para el modelo M1 la actividad inelástica es menor, ya que se aprecian menos fluencias que para el modelo M2 (figuras 7.32, 7.33, 7.80 y 7.81).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando sobrerresistencias, el trabajo inelástico es mayor en ambas direcciones para el modelo M2Q3AA con respecto al modelo M1Q3AA (figuras 7.34, 7.35, 7.82 y 7.83).

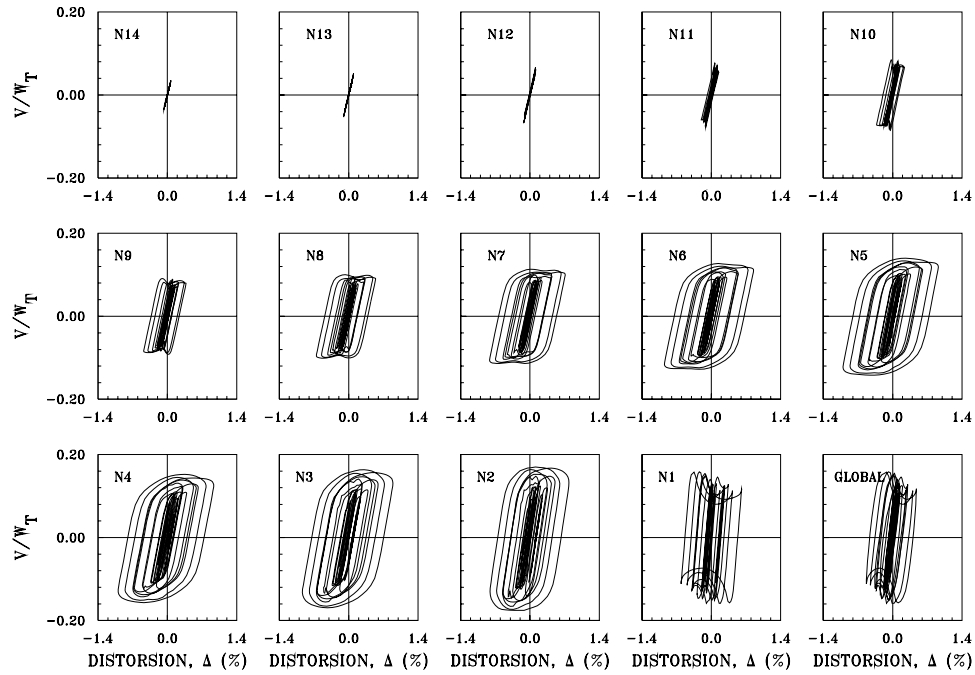


Figura 7.58 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M2Q3AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

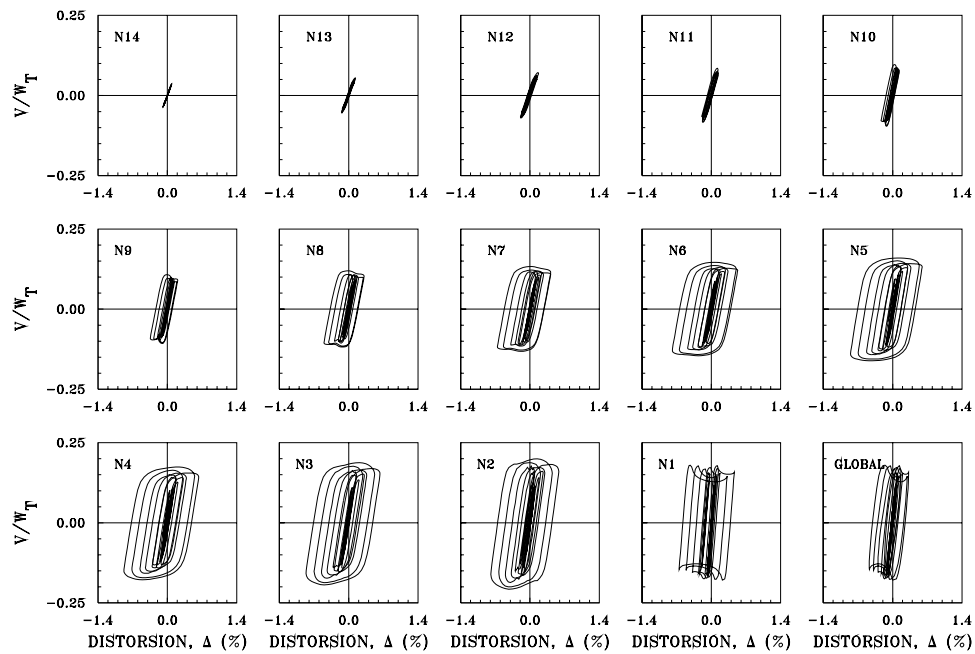


Figura 7.59 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M2Q3AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

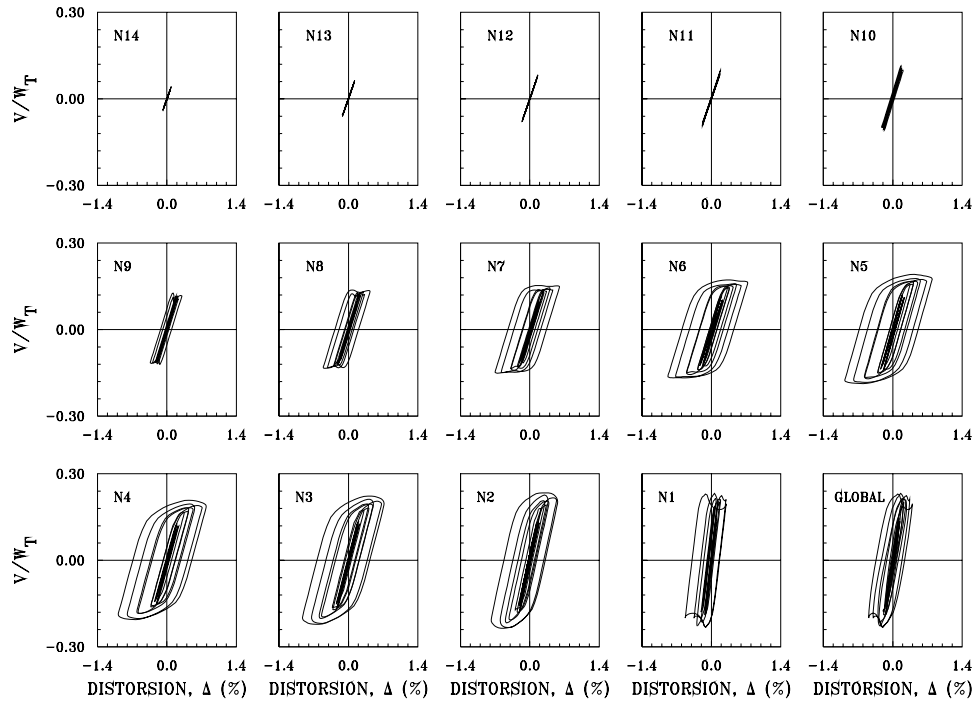


Figura 7.60 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M2Q3AA considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia ante el acelerograma SCT-EW

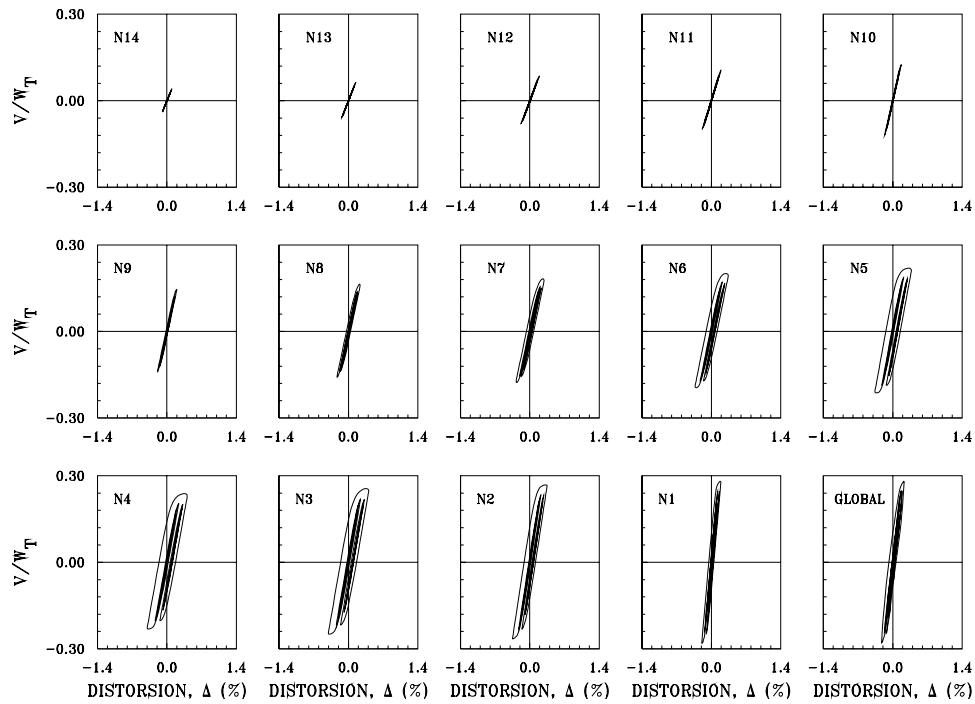


Figura 7.61 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M2Q3AA considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia ante el acelerograma SCT-EW

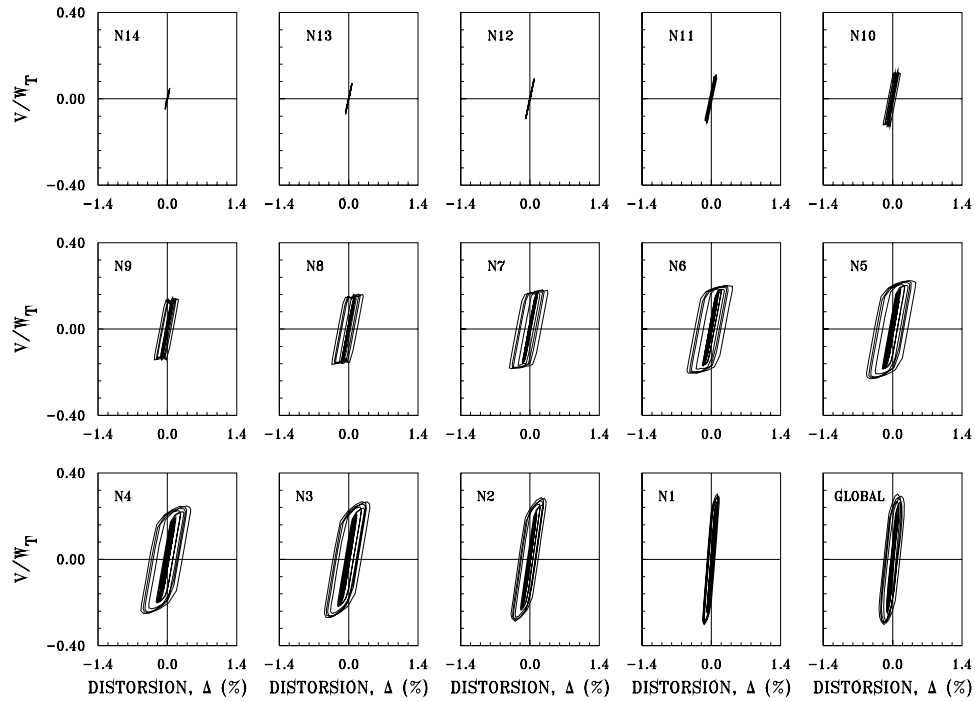


Figura 7.62 Curvas histeréticas de entropeso en la dirección x del modelo M2Q3AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

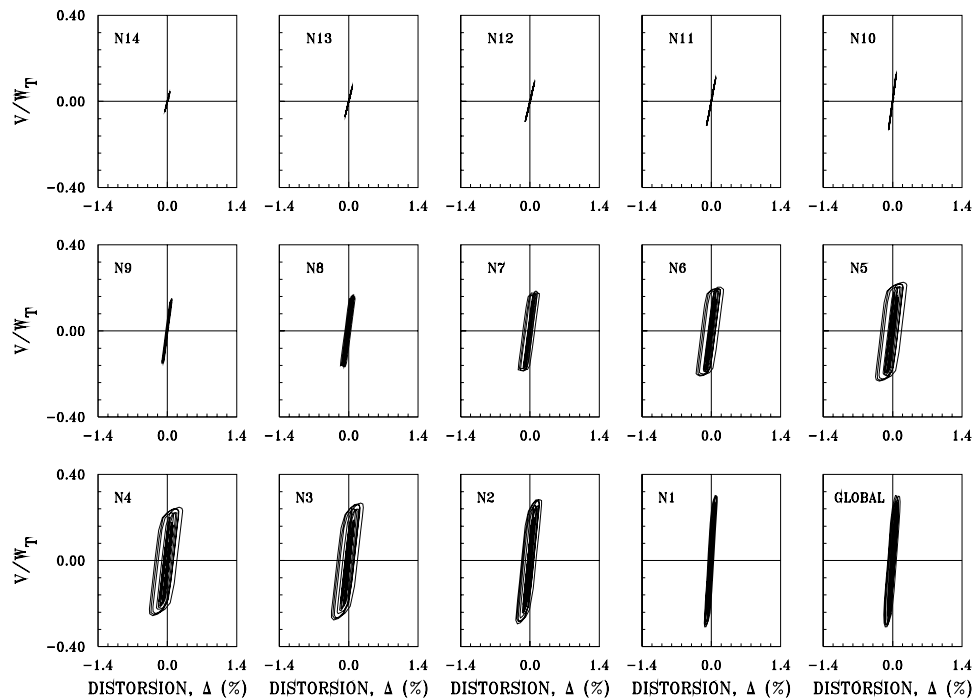


Figura 7.63 Curvas histeréticas de entropeso en la dirección y del modelo M2Q3AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

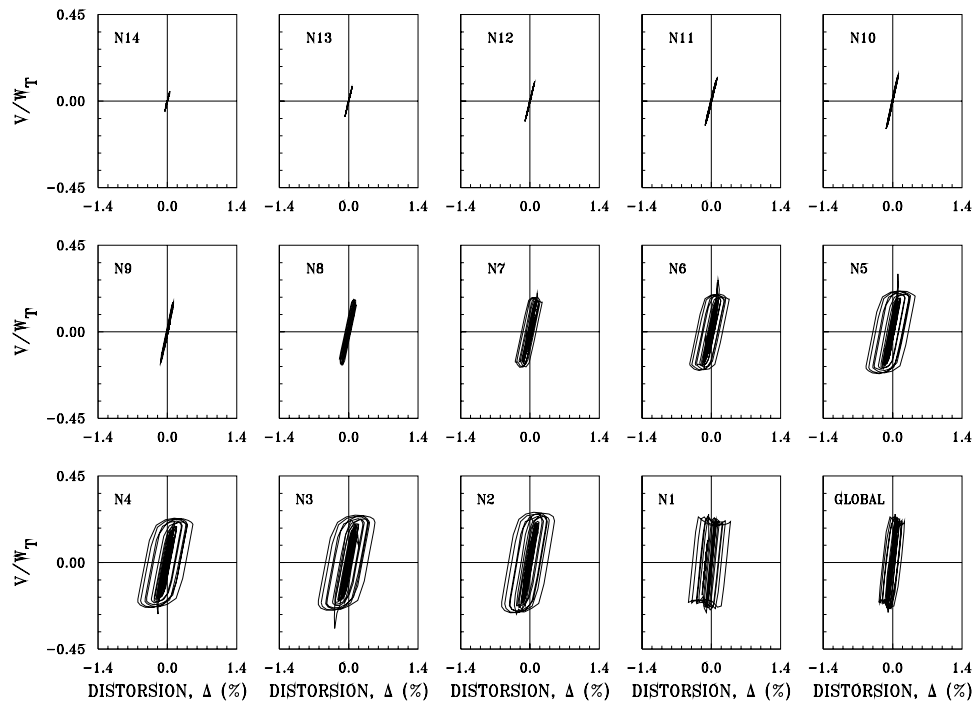


Figura 7.64 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M2Q3AA considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia ante el acelerograma de la estación 56

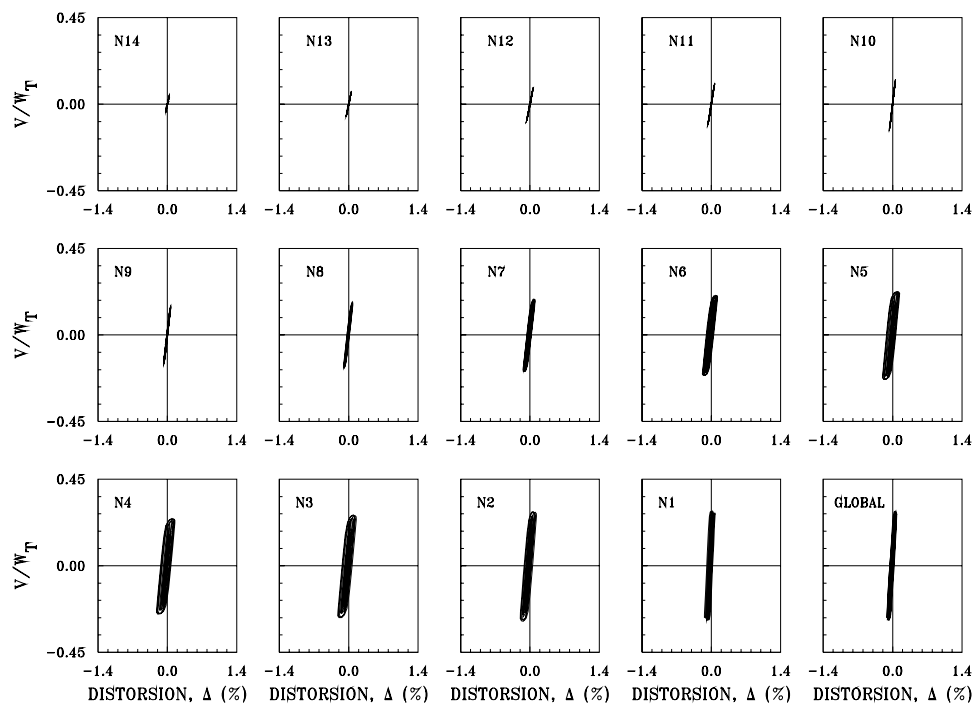


Figura 7.65 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M2Q3AA considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia ante el acelerograma de la estación 56

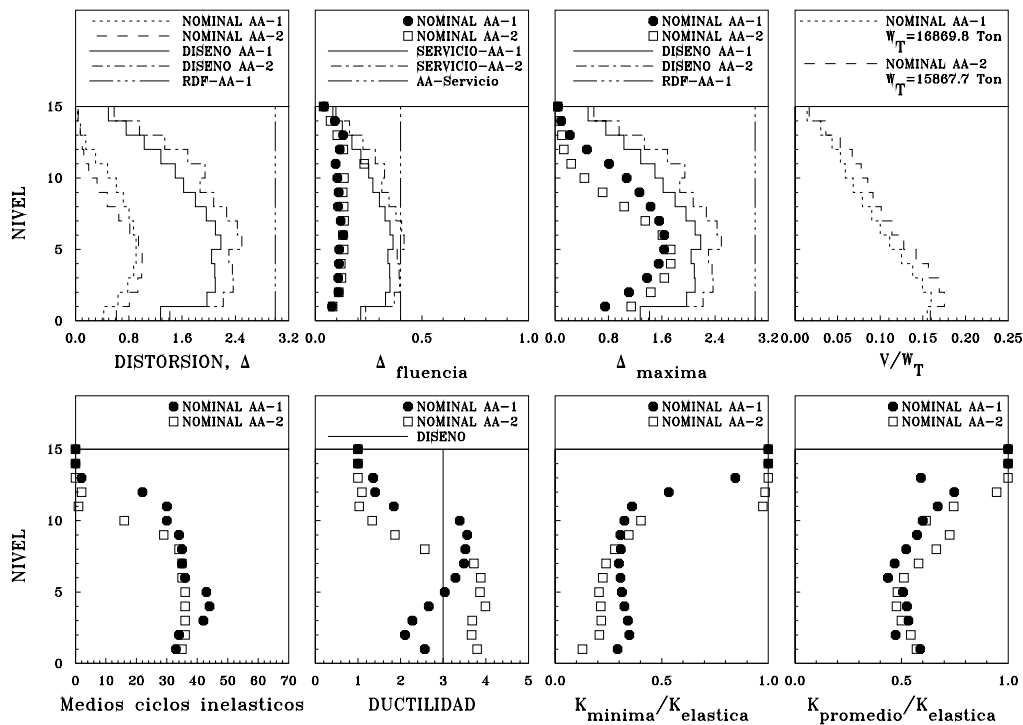


Figura 7.66 Envolventes de respuesta máxima, dirección x modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 3$ para el AA, ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

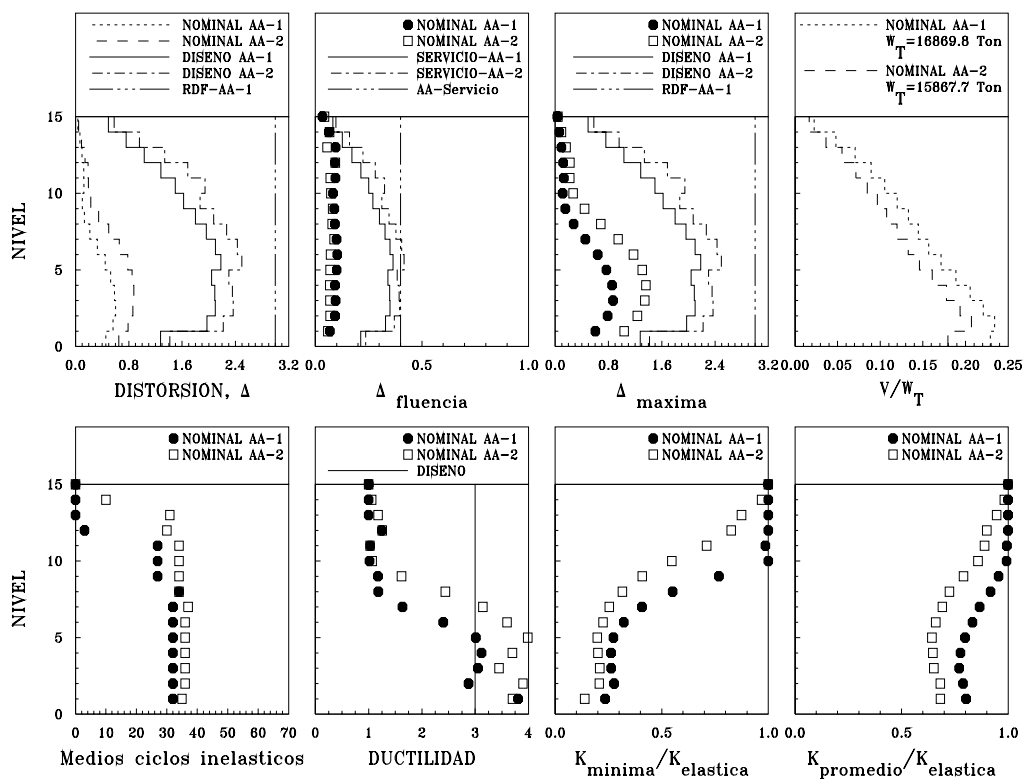


Figura 7.67 Envolventes de respuesta máxima, dirección y modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 3$ para el AA, ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

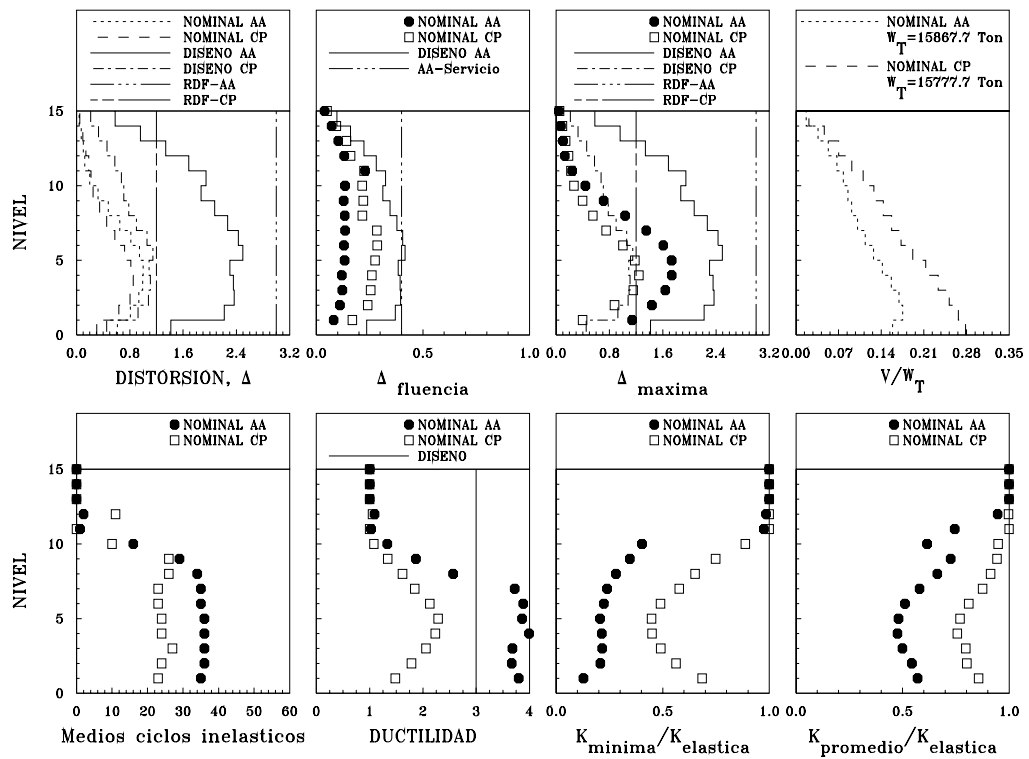


Figura 7.68 Envolturas de respuesta máxima, dirección x modelos M2 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

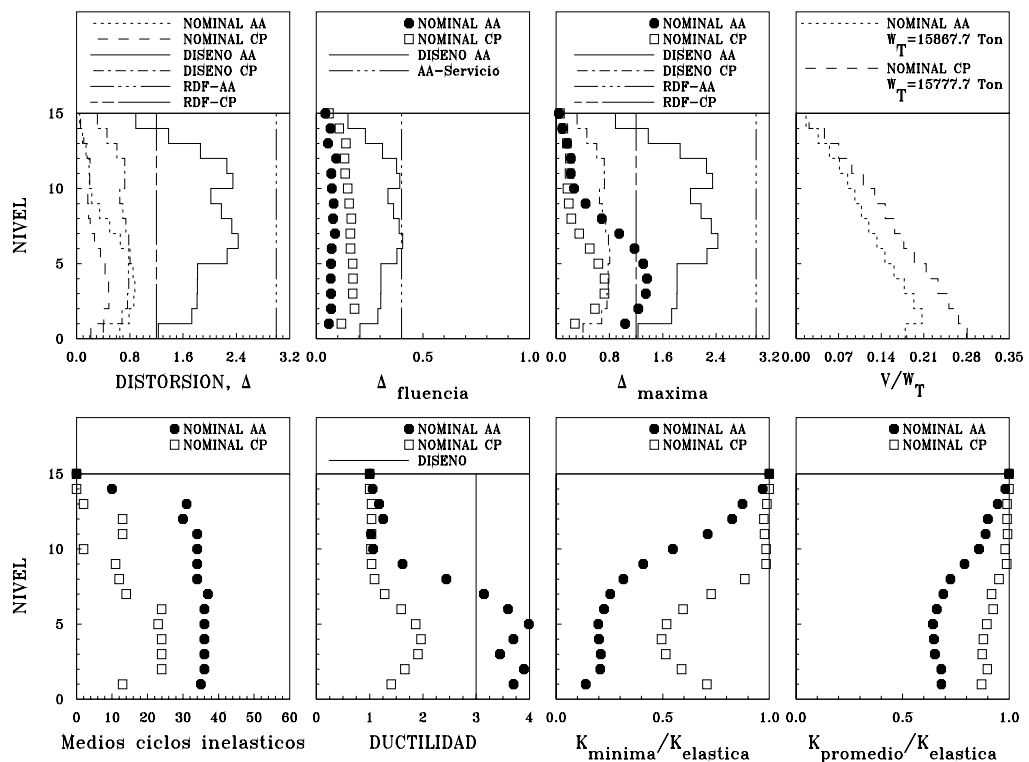


Figura 7.69 Envolturas de respuesta máxima, dirección x modelos M2 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

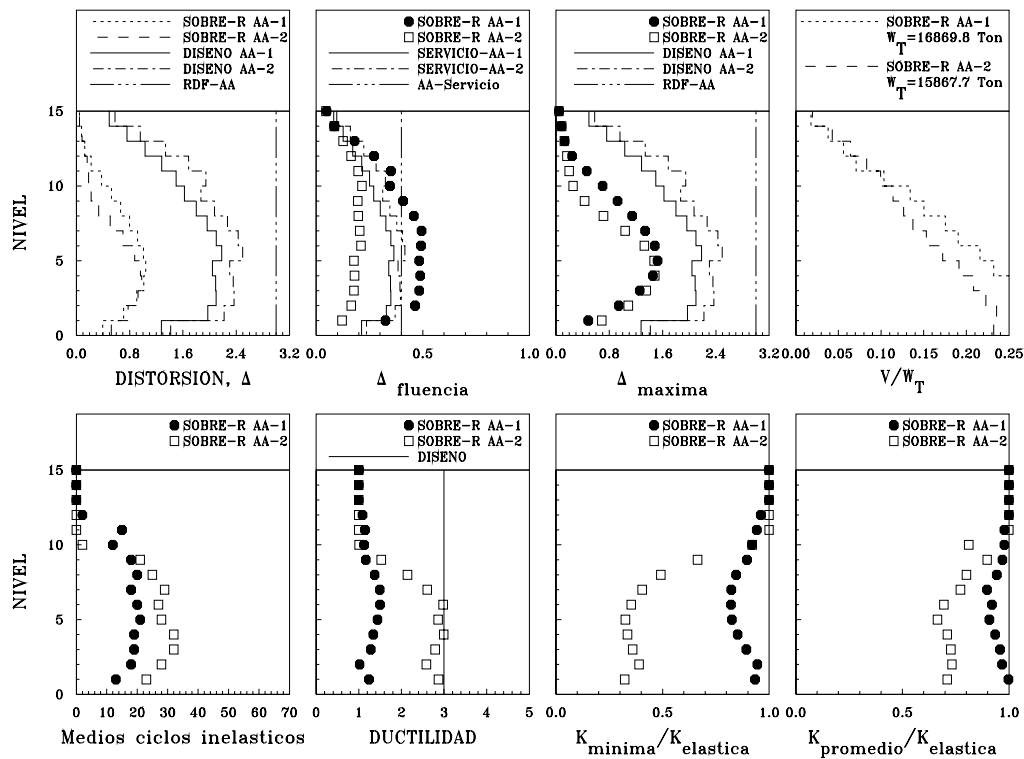


Figura 7.70 Envolturas de respuesta máxima, dirección x, modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 3$ para el AA, ante el acelerograma SCT-EW, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

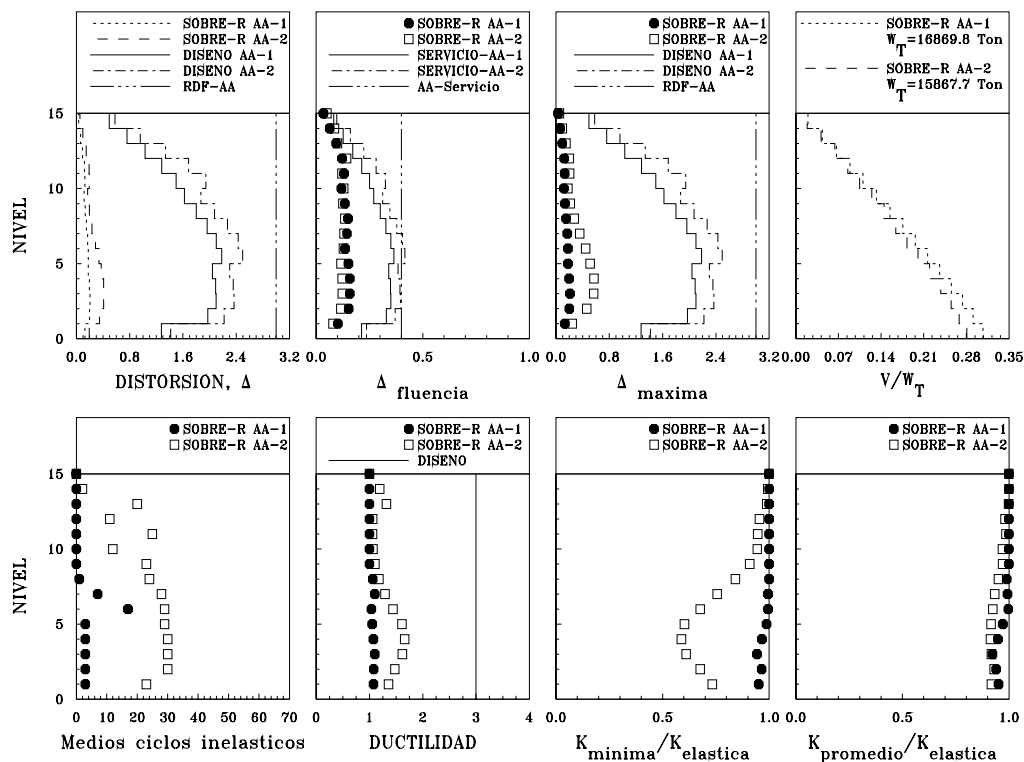


Figura 7.71 Envolturas de respuesta máxima, dirección y, modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 3$ para el AA, ante el acelerograma SCT-EW, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

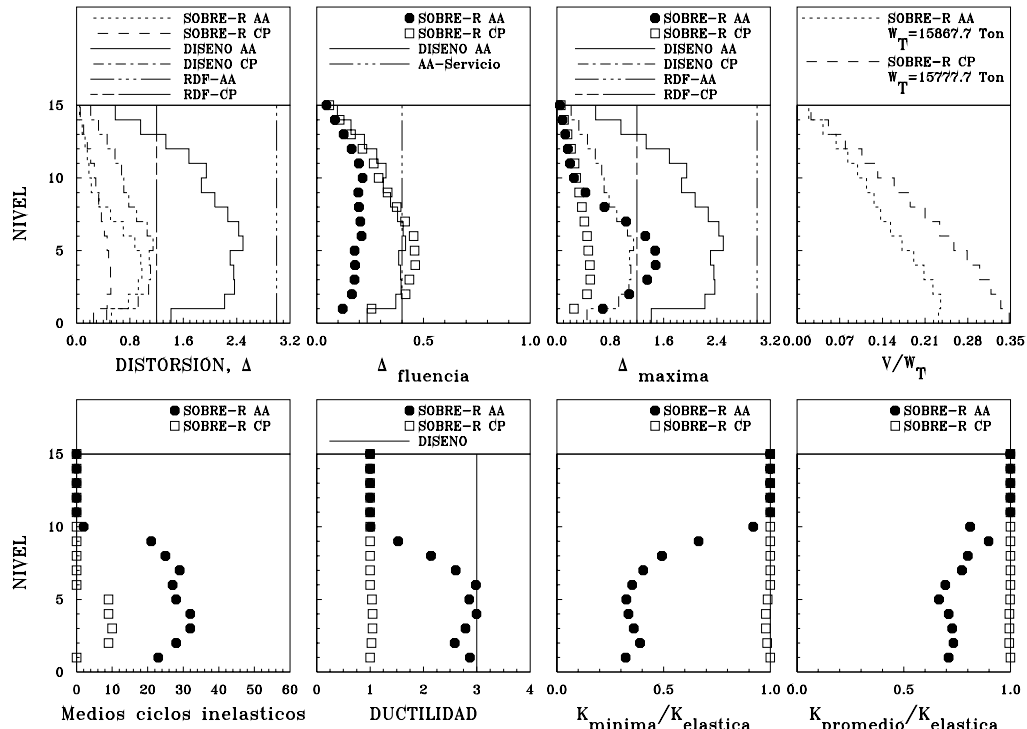


Figura 7.72 Envoltentes de respuesta máxima, dirección x modelos M2 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

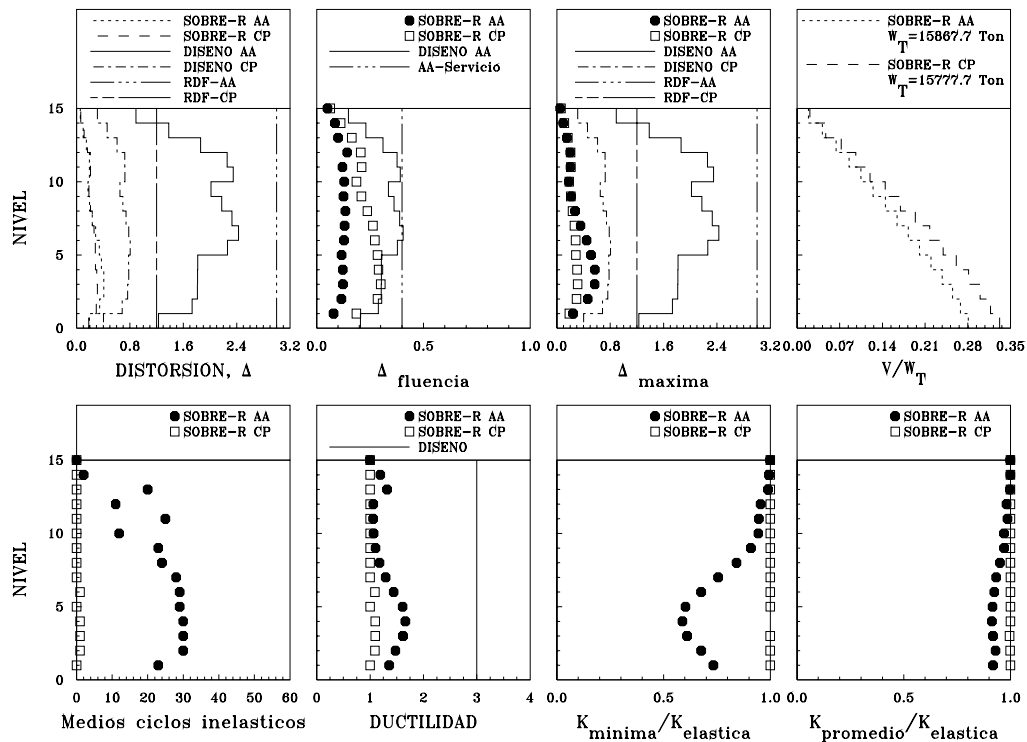


Figura 7.73 Envoltentes de respuesta máxima, dirección y y modelos M2 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

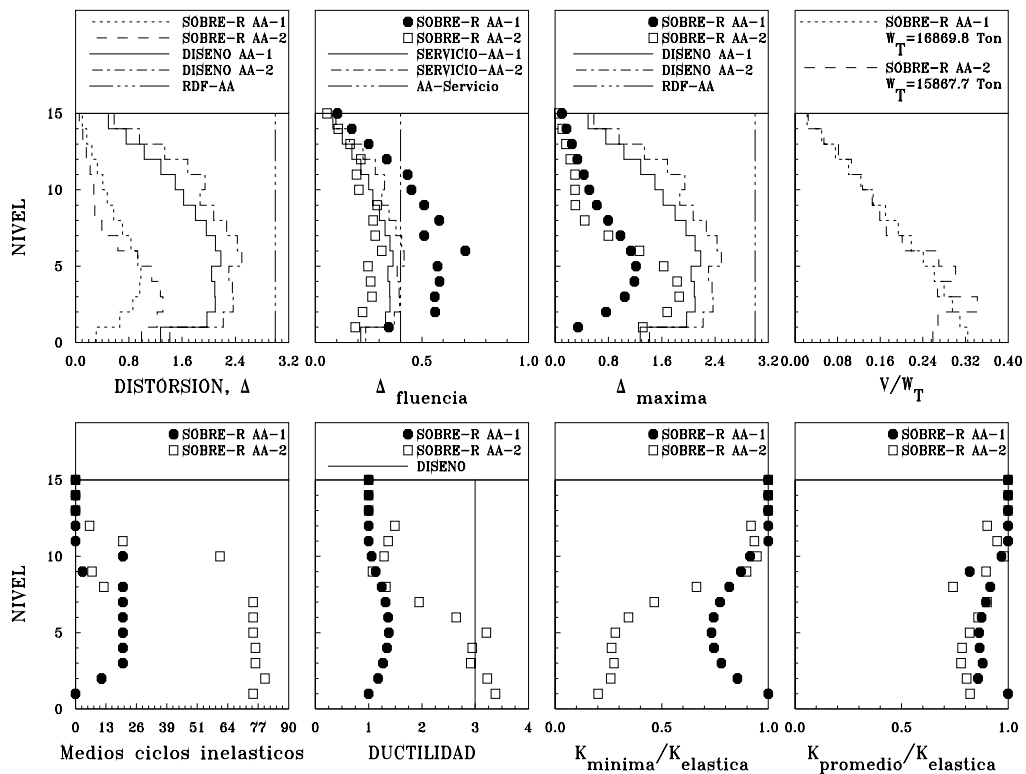


Figura 7.74 Envolventes de respuesta máxima, dirección x, modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 3$ para el AA, ante el acelerograma de la estación 56, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

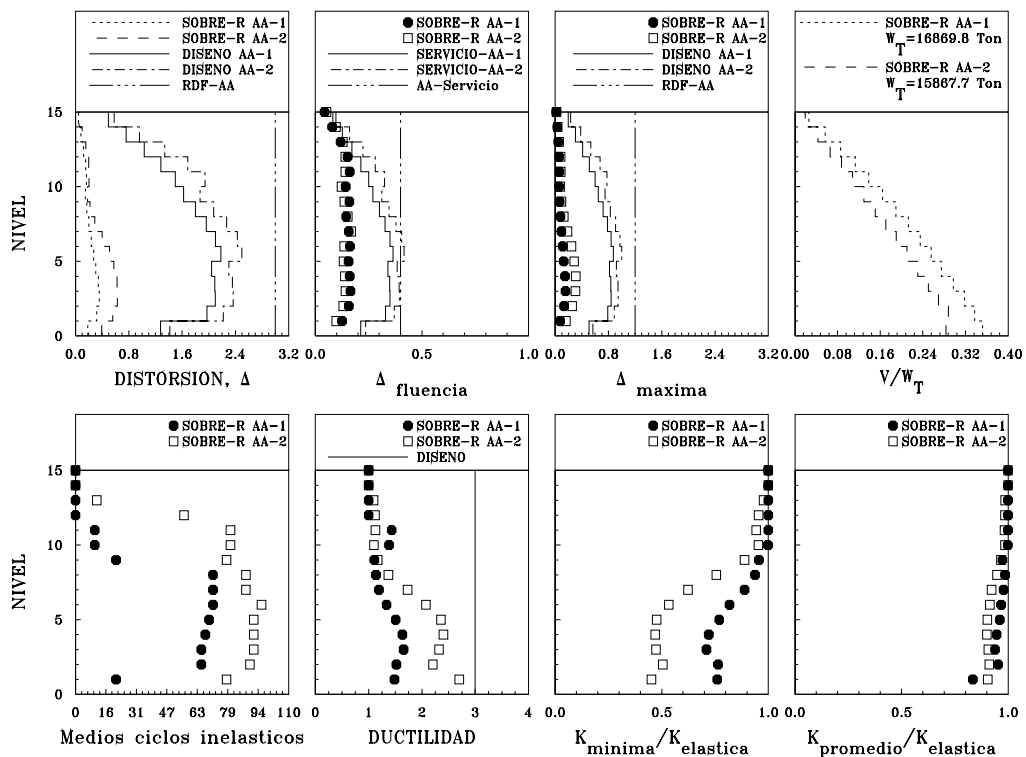


Figura 7.75 Envolventes de respuesta máxima, dirección y, modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 3$ para el AA, ante el acelerograma de la estación 56, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

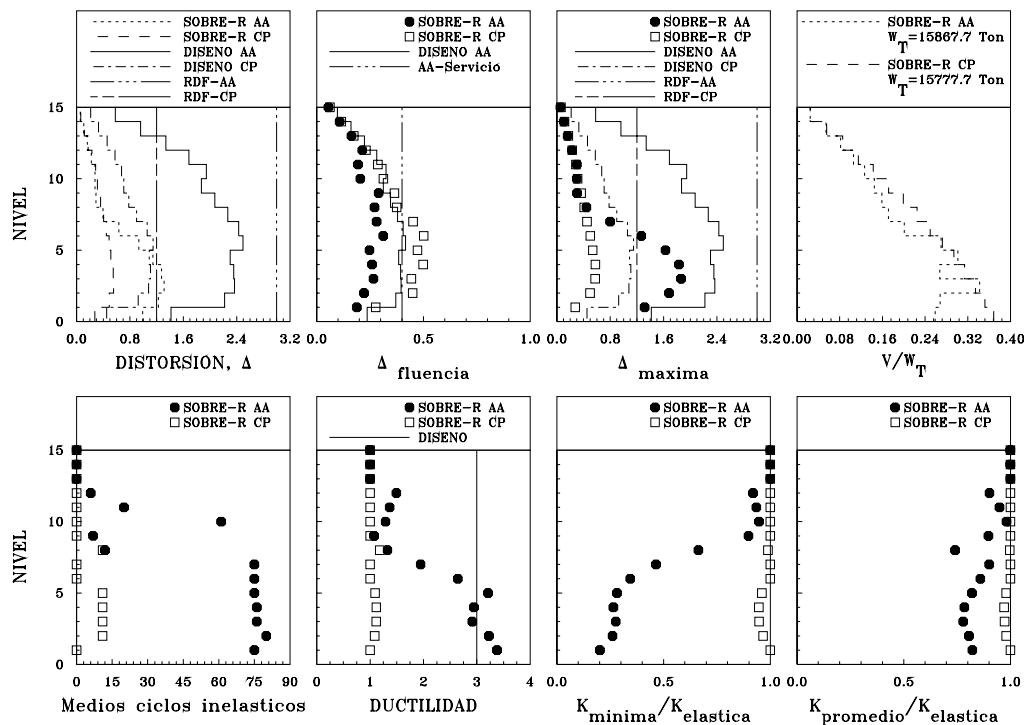


Figura 7.76 Envolturas de respuesta máxima, dirección x modelos M2 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma de la estación 56, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

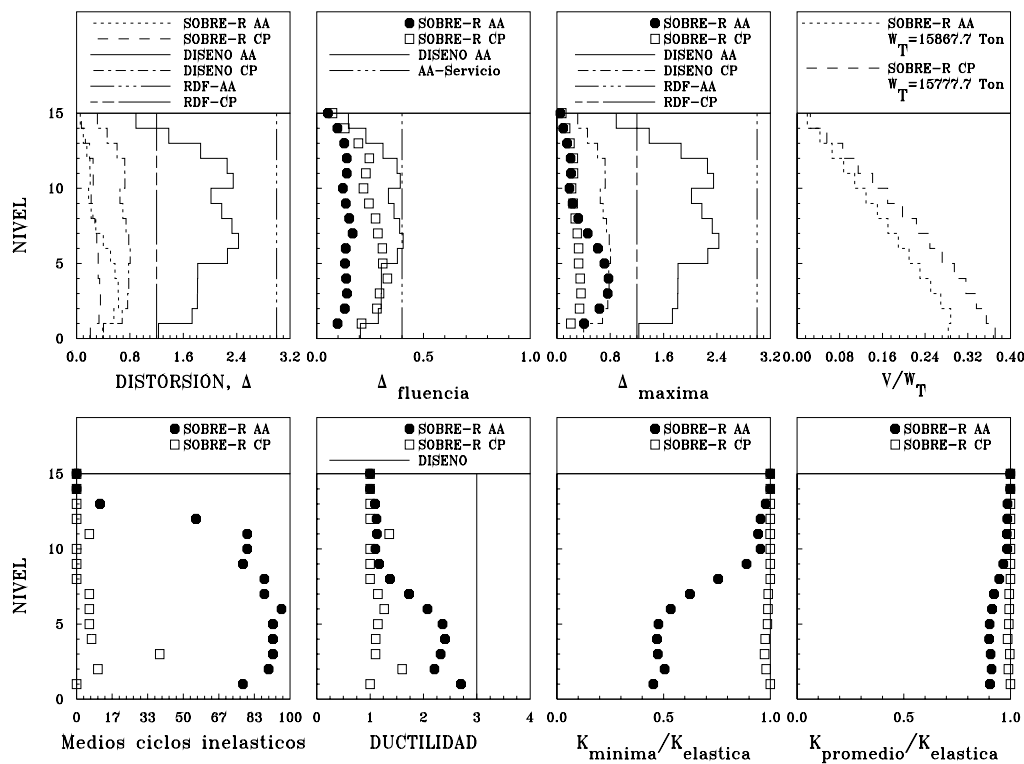


Figura 7.77 Envolturas de respuesta máxima, dirección y y modelos M2 diseñados con $Q = 3$ para el CP y AA ante el acelerograma de la estación 56, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

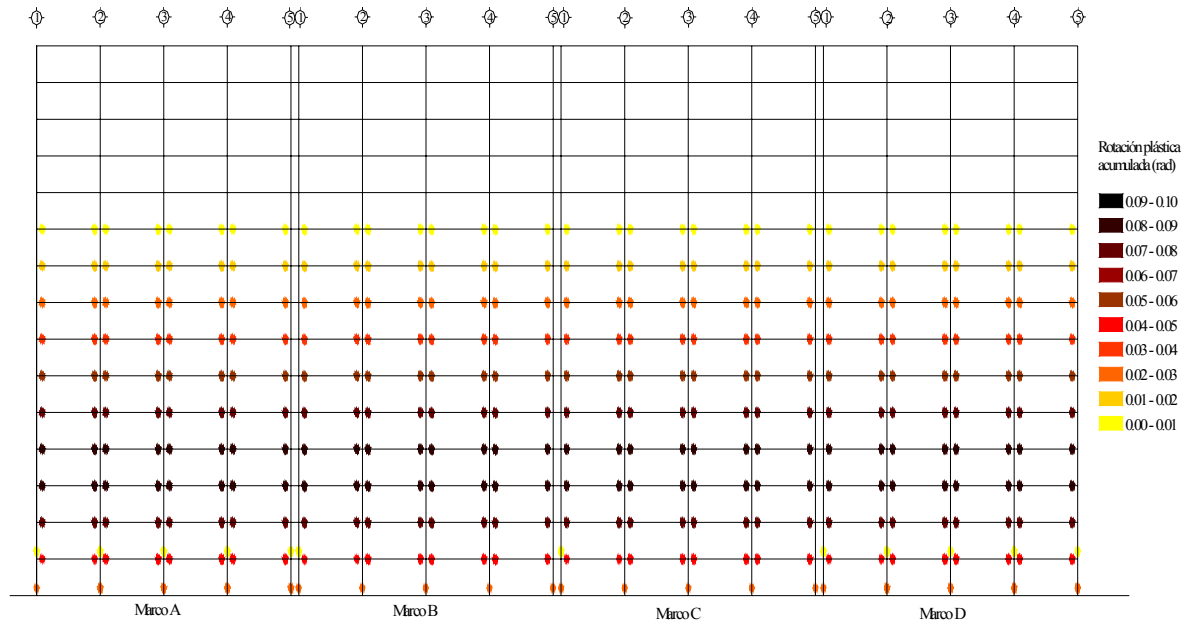


Figura 7.78 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q3AA en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

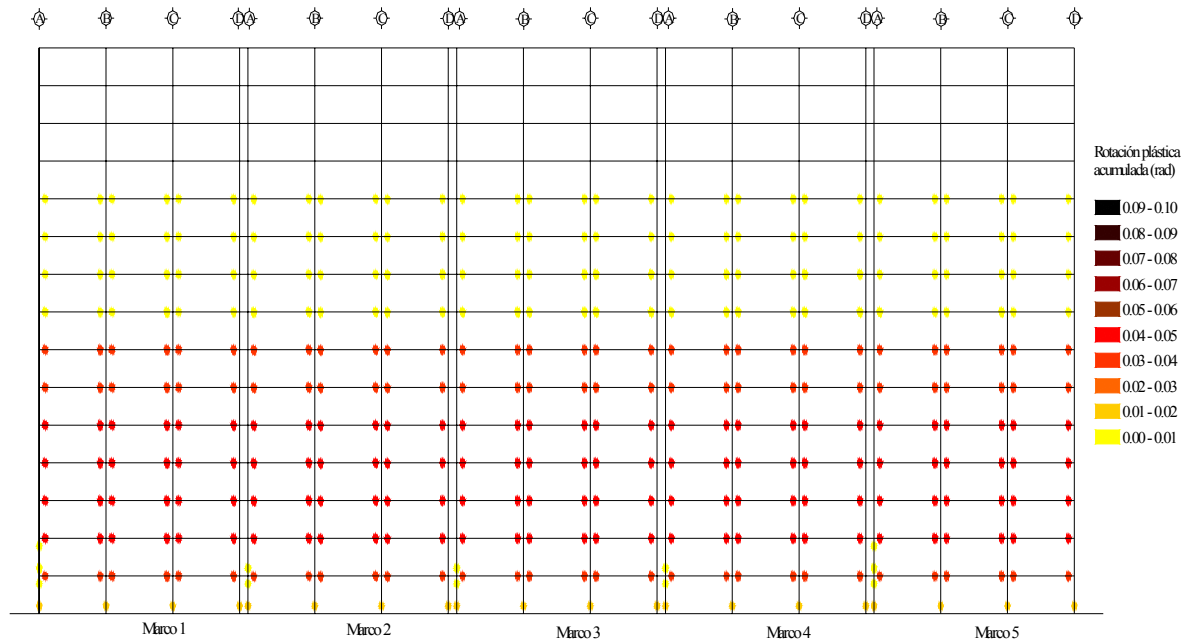


Figura 7.79 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q3AA en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

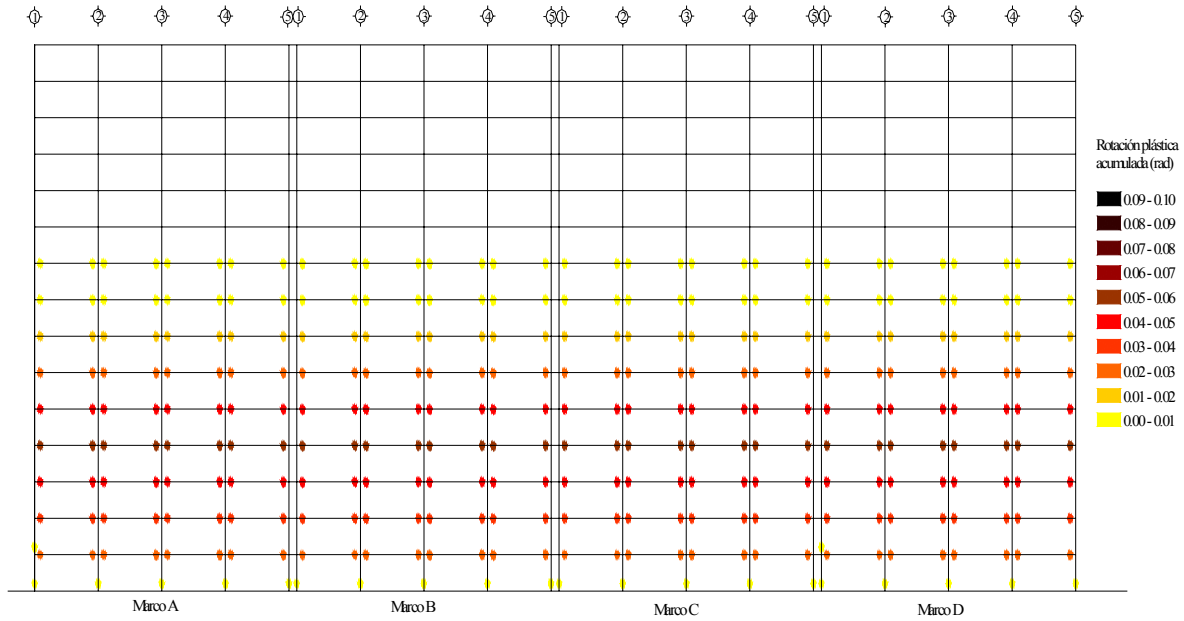


Figura 7.80 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q3AA en dirección x, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

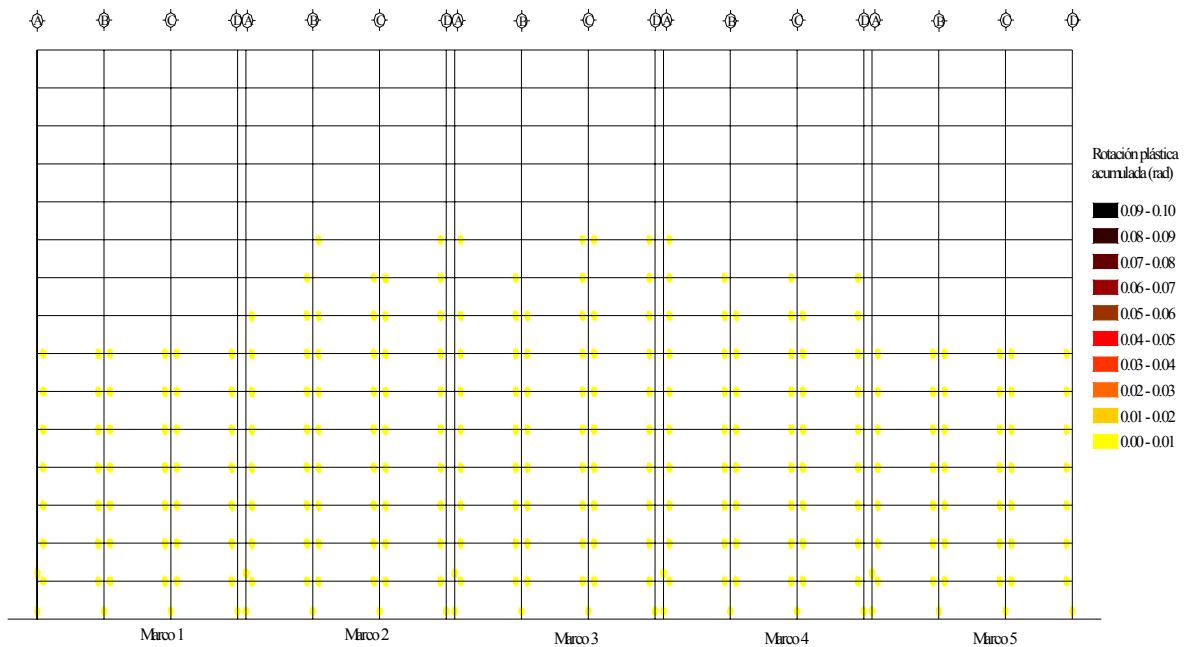


Figura 7.81 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q3AA en dirección y, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

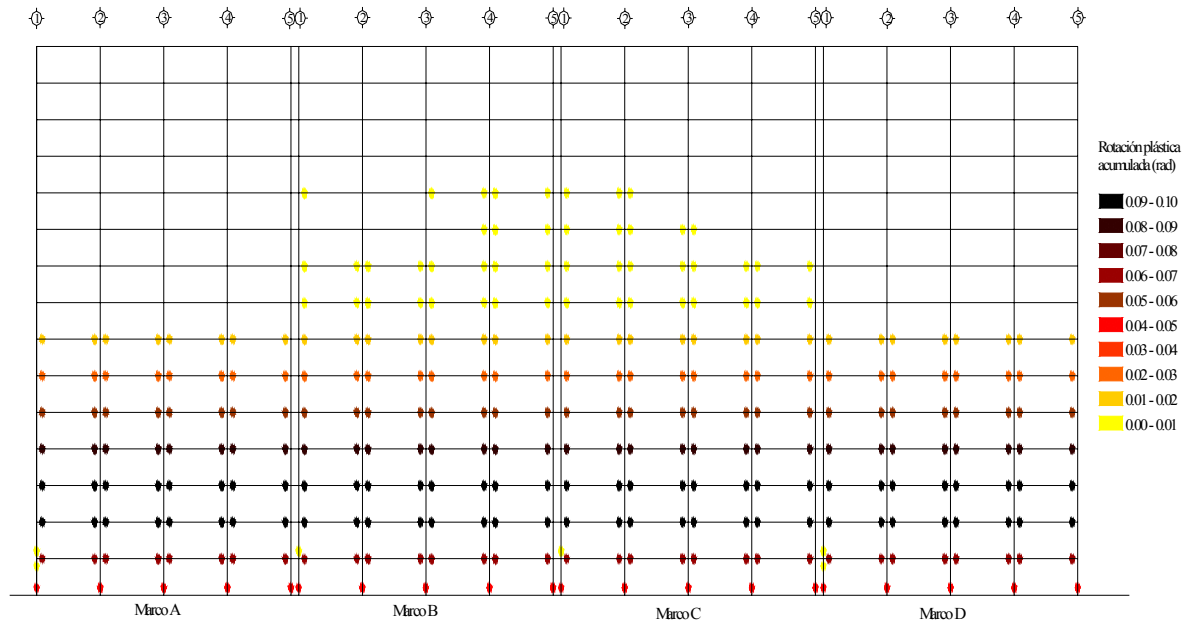


Figura 7.82 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q3AA en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

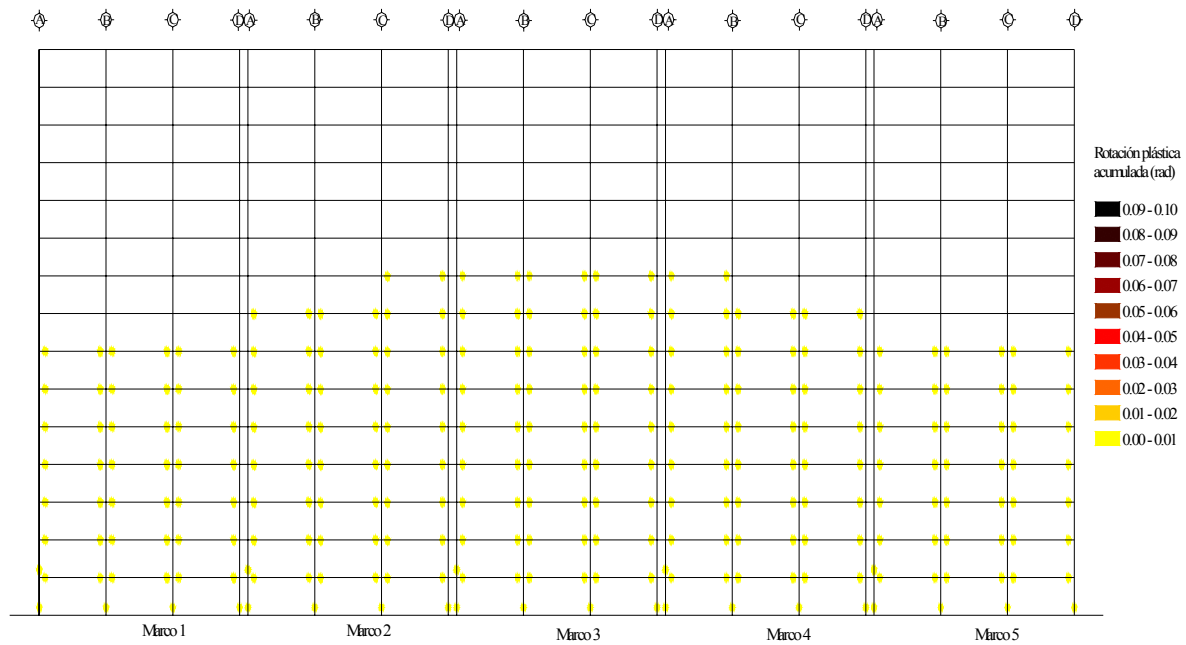


Figura 7.83 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q3AA en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

7.5 Comparación de mapeos de rotaciones plásticas entre modelos DQ3AA (Correa 2005) y M1Q3AA

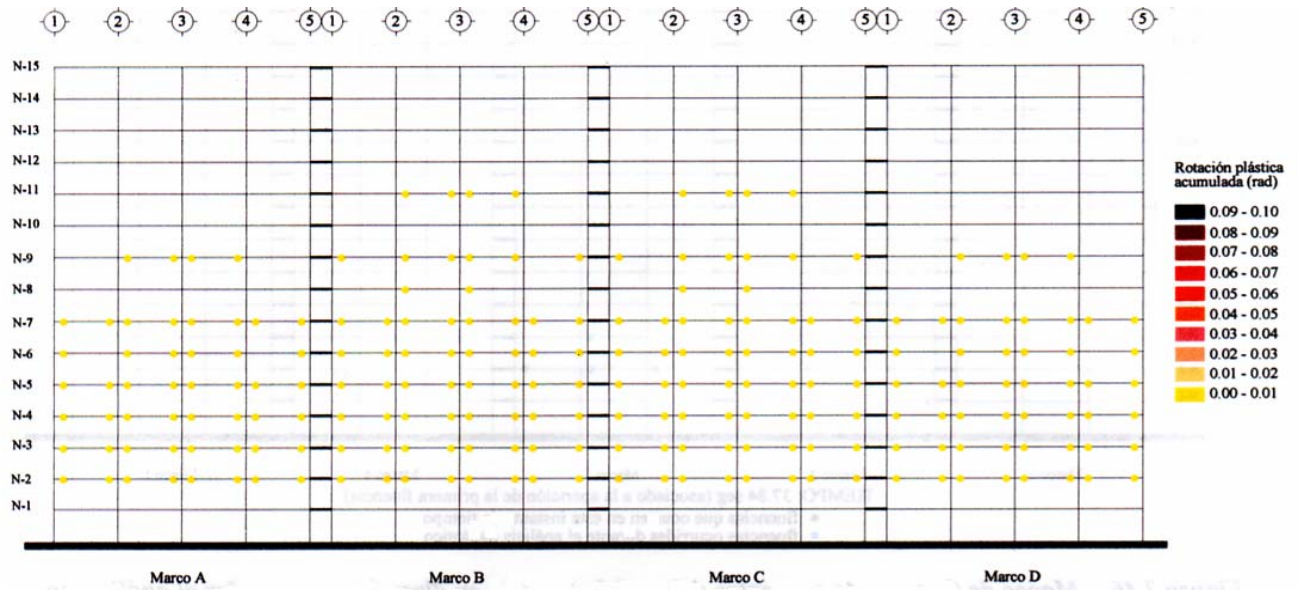
A continuación se analizará el mapeo de rotaciones plásticas del modelo DQ3AA presentado en Correa (2005), y el modelo M1Q3AA comprendido dentro de este estudio, con la finalidad de comparar la actividad inelástica entre ambos modelos.

Ante el acelerograma SCT-EW y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x se observa que se tiene mayor trabajo inelástico en el modelo M1Q3AA, ya que aunque en columnas son pocas las fluencias y ningún valor rotación plástica supera 0.01 rad., en el modelo DQ3AA ninguna columna fluye, en las vigas se aprecia también un mayor número de fluencias y valores mayores de rotación plástica para el modelo M1Q3AA (figuras 7.32 y 7.84)

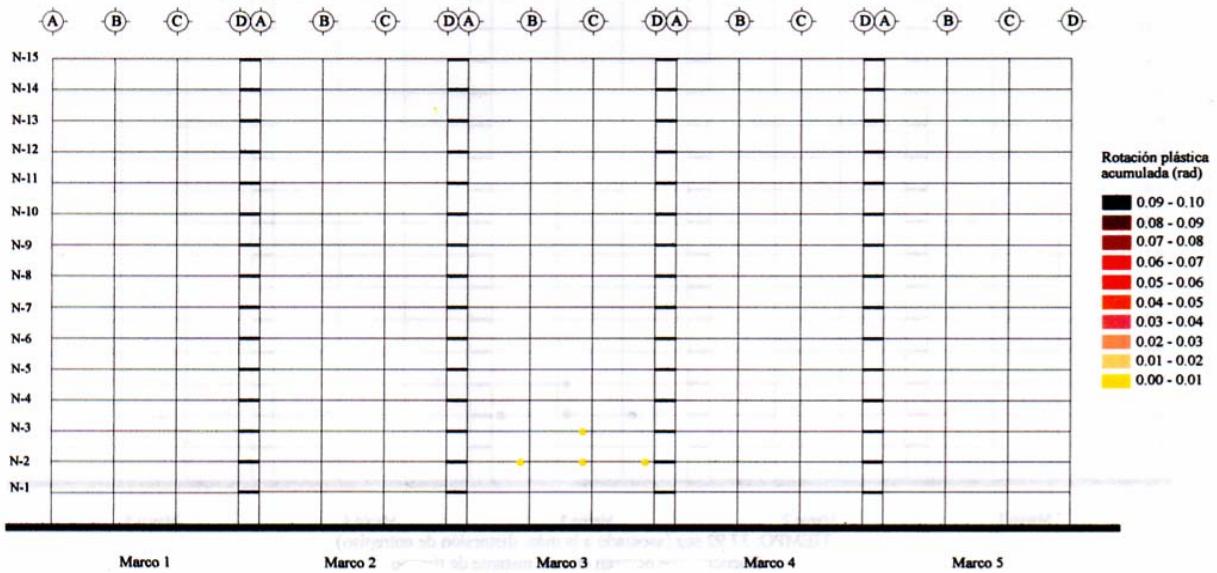
En dirección y y en el modelo M1Q3AA se presentan escasas fluencias en las columnas del primer nivel con valores inferiores a 0.01 rad., en las vigas se aprecian sólo algunas fluencias en los primeros cinco niveles con valores inferiores a 0.01 rad., mientras que en el modelo DQ3AA no existe fluencia en columnas y sólo escasas fluencias en las vigas del segundo y tercer entrepiso con valores menores a 0.01 rad (figuras 7.33 y 7.84).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia, se tiene un trabajo inelástico mayor en el modelo M1Q3AA con respecto al modelo DQ3AA en dirección x , ya que aunque en ninguno de los dos modelos aparecen fluencias en columnas el modelo M1Q3AA presenta valores de rotación plástica superiores a los mostrados por el modelo DQ3AA (figuras 7.34 y 7.85).

En dirección y se aprecia una actividad inelástica ligeramente mayor en el modelo DQ3AA, ya que presenta fluencias en un mayor número de entrepisos en vigas a diferencia de escasas fluencias en sólo dos entrepisos en el modelo M1Q3AA, en ambos casos con valores inferiores a 0.01 rad (figuras 7.35 y 7.85).

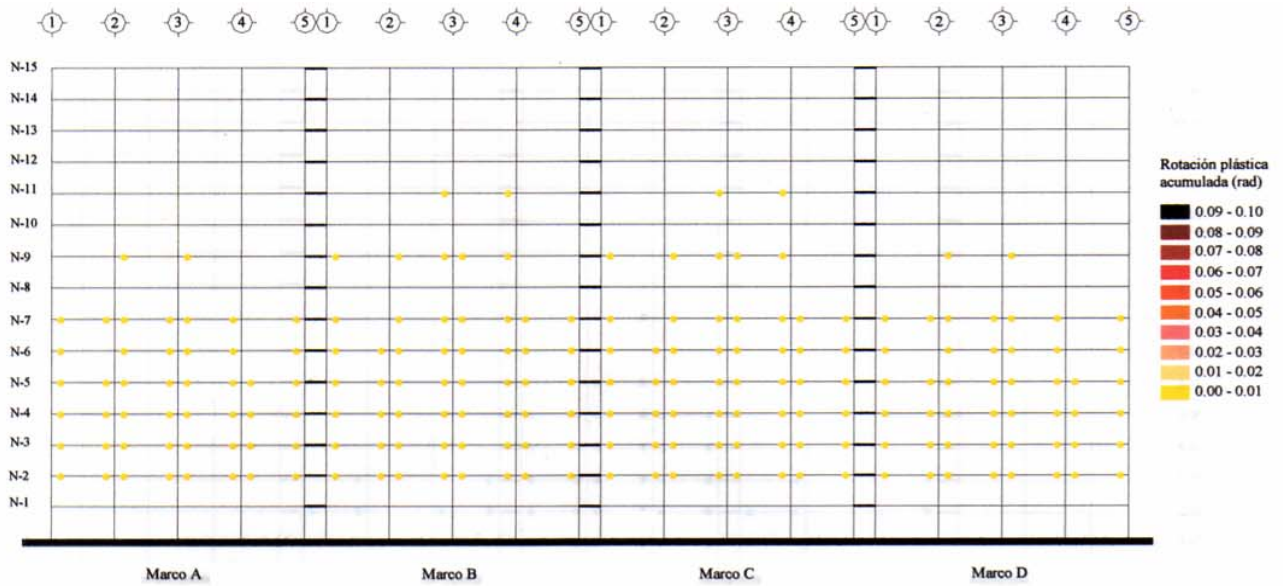


Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3AA en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

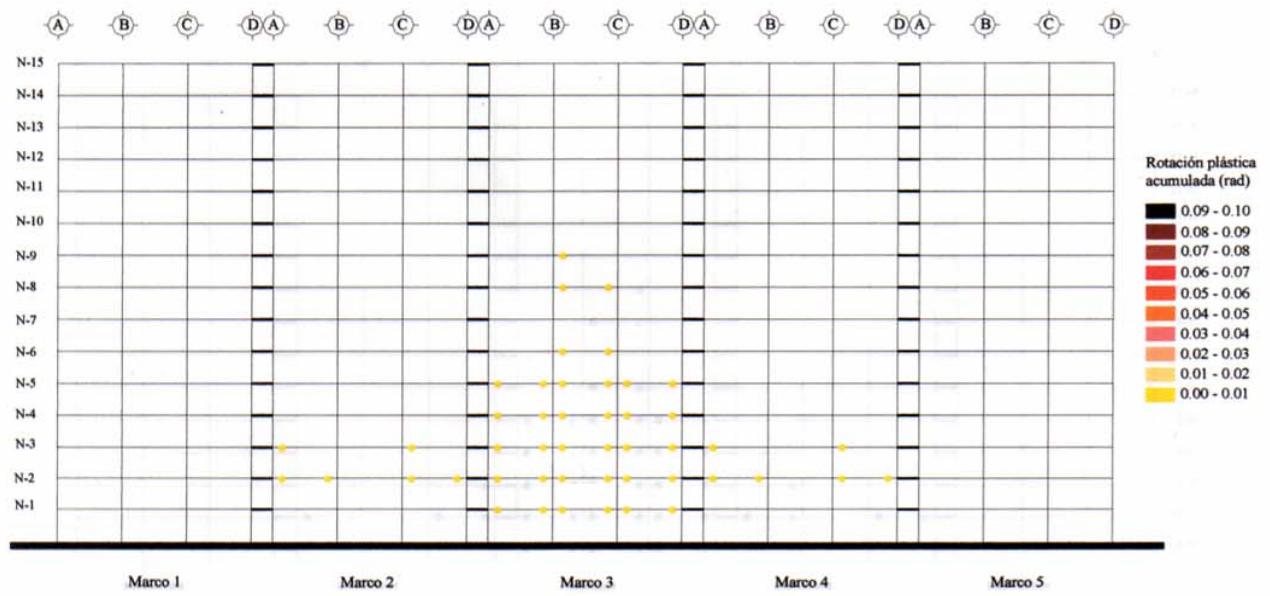


Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3AA en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

Figura 7.84 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3AA, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias (Correa, 2005)



Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3AA en dirección x, para el análisis no lineal efectuado con el acelerograma de la estación 56 considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia



Rotaciones plásticas acumuladas 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 7.85 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ3AA, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias (Correa, 2005)

Capítulo 8

Comparación del comportamiento dinámico no lineal para los modelos diseñados con $Q = 4$

8.1 Modelo M1Q4CP

El modelo M1Q4CP presenta una estructuración con vigas secundarias sólo orientadas en el sentido largo y diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, y cual se le aplicó lo estipulado en el cuerpo principal de las NTCS-04 para su análisis sísmico, su diseño se muestra en el capítulo cinco en su inciso 5.3.3.

8.1.1 Curvas de histéresis de entrepiso

Para la dirección x el diseño de las vigas principales no se ve impactado por las descargas de las vigas secundarias. Se aprecia que para esta dirección, las curvas de histéresis ante el registro SCT-EW y tomando en cuenta resistencias nominales definen ciclos inelásticos amplios y estables, permaneciendo elásticos los dos últimos niveles (figura 8.1). En contraste, para la dirección y , donde las vigas secundarias impactan el diseño de las vigas principales, se observa un menor trabajo inelástico con respecto al de la dirección x , manteniéndose elásticos los seis últimos niveles (figura 8.2).

Al incorporar sobrerresistencias se observa que disminuyen la amplitud de los ciclos para la dirección x , por lo que las incursiones inelásticas son más discretas (figura 8.3). En dirección y el edificio muestra un comportamiento elástico (figura 8.4).

Ante el acelerograma sintético de la estación 56 y considerando tanto resistencias nominales como sobrerresistencias en la dirección x se apreciaron historias inestables a consecuencia de los enormes desplazamientos que presentó la estructura, por lo que ante un sismo de las características de dicho acelerograma el edificio sufriría colapso (figuras 8.5 y 8.7). En la dirección y y considerando resistencias nominales se observó un comportamiento similar al presentado en la dirección x , cuando se tomaron en cuenta las fuentes adicionales de sobrerresistencia la estructura resiste sin colapso y con ciclos amplios y estables para los niveles que presentaron actividad inelástica, presentando comportamiento elástico los últimos seis entrepisos (figuras 8.6 y 8.8).

8.1.2 Envoltentes de distorsiones de entrepiso (Δ)

Considerando resistencias nominales, se observa que las distorsiones dinámicas para la dirección x superan moderadamente a las distorsiones de diseño ante el acelerograma SCT-EW en los entrepisos cuatro al seis, pero sin rebasar el límite $\Delta = 0.012$ que marca el cuerpo principal de las NTCS-04 (figura 8.9). Para la dirección y las distorsiones dinámicas se encuentran por debajo de las de diseño, localizándose alejadas del límite impuesto (figura 8.10).

Incorporando sobrerresistencias en la dirección x se aprecia que al igual que al considerar resistencias nominales en los entrepisos cuatro al seis las distorsiones dinámicas son superiores que las de diseño y los valores de éstas en niveles intermedios disminuyen ligeramente en comparación con las relacionadas con resistencias nominales (figura 8.11). En la dirección y se mantienen las distorsiones de los entrepisos intermedios inferiores a las relacionadas con resistencias nominales y por debajo del límite impuesto por el cuerpo principal (figura 8.12).

Ante el acelerograma sintético de la estación 56, tomando en cuenta resistencias nominales la estructura sufrió en ambas direcciones colapso por lo que sus distorsiones son muy grandes, incorporando fuentes

adicionales de sobrerresistencia sólo en dirección x se observó un adecuado comportamiento ante dicho acelerograma, presentando distorsiones por debajo del límite impuesto por el cuerpo principal de las NTCS-04 (figura 8.16).

8.1.3 Distorsiones de fluencia (Δ_{fluencia})

Ante el acelerograma SCT-EW y para la dirección x tomando en cuenta resistencias nominales, aquellos entresijos que presentan fluencias lo hacen con valores de distorsión por debajo del límite $\Delta = 0.004$ establecido por el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 para limitar el daño a elementos no estructurales y graficado como referencia (figura 8.9). En la dirección y y los entresijos que presentan fluencias lo hacen muy por debajo del límite $\Delta = 0.004$ (figura 8.10).

Considerando sobrerresistencias en dirección x se retrasa la fluencia, presentándose a valores de distorsión superiores a los relacionados con resistencias nominales además superiores en los niveles tres al ocho al límite $\Delta = 0.004$ (figura 8.11). La dirección y presenta trabajo elástico (figura 8.12).

Las distorsiones de fluencia ante el registro de la estación 56 en dirección x y considerando sobrerresistencias se encuentran por debajo del límite impuesto por el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 (figura 8.16).

8.1.4 Distorsiones de entresijo asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\Delta_{\text{máxima}}$)

Ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales, las distorsiones máximas en dirección x superan a las distorsiones de diseño de los entresijos dos al diez, tomando valores máximos de aproximadamente $\Delta = 0.019$ en el quinto entresijo (figura 8.9). Para la dirección y las distorsiones máximas son inferiores a las de diseño para todos los entresijos (figura 8.10).

Al considerar sobrerresistencias las distorsiones máximas para la dirección x disminuyen ligeramente rebasando a las de diseño sólo en los entresijos tres al ocho (figura 8.11). En dirección y ninguna rebasa a las de entresijo (figura 8.12).

Ante el acelerograma de la estación 56 en dirección x y considerando sobrerresistencias todas las distorsiones máximas son inferiores a las de diseño (figura 8.16).

8.1.5 Envoltentes de cortantes de entresijo (V/W_T)

Considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia y ante el acelerograma SCT-EW, como es de esperarse, se aprecia que en ambas direcciones la estructura toma más cortante que cuando se consideran resistencias nominales, en promedio un 23 y 15% para la dirección x y y respectivamente. Ante el acelerograma de la estación 56 tomando sobrerresistencias para la dirección x la estructura es demandada a tomar más cortante que ante el acelerograma SCT-EW, lo que muestra que el registro de la estación 56 es más severo (figuras 8.9, 8.10, 8.11, 8.12 y 8.16).

8.1.6 Número de medios ciclos en los que se presentó respuesta inelástica

Ante el acelerograma SCT-EW y al considerar fuentes adicionales de sobrerresistencia el número de ciclos inelásticos disminuyeron ligeramente en dirección x y de manera importante en dirección y que al tomar sólo resistencias nominales. En dirección x se presentan valores máximos del orden de 33 medios ciclos considerando resistencias nominales y de 31 medios ciclos inelásticos tomando sobrerresistencias (figuras 8.9 y 8.11).

Para la dirección y y valores máximos de aproximadamente de 24 y 2 medios ciclos inelásticos tomando resistencias nominales y fuentes adicionales de sobrerresistencia respectivamente (figuras 8.10 y 8.12).

8.1.7 Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ) y degradación de rigidez

Ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales las demandas de ductilidad de entrepiso para la dirección x están por debajo de $\mu=4$, tomando valores máximos de 2.9 aproximadamente en el séptimo entrepiso. Se observa claramente una correspondencia entre los valores más altos de ductilidad y una mayor degradación de rigidez debido a trabajo inelástico, tomando valores asociados a las máximas demandas de ductilidad de aproximadamente 35 % de la rigidez elástica si se toma la rigidez inelástica mínima, ó 58 % de la rigidez elástica cuando se toma la rigidez inelástica promedio (figura 8.9).

En la dirección y las demandas de ductilidad alcanzan apenas valores de 2.3 en el tercer entrepiso, correspondiéndole valores de rigidez inelástica mínima del orden del 45% de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de 90% de la rigidez elástica aproximadamente (figura 8.10).

Tomando fuentes adicionales de sobrerresistencia los valores de demandas de ductilidad se reducen, así como la degradación de rigidez. En la dirección x se obtuvieron valores máximos de dos aproximadamente para el quinto entrepiso, correspondiéndole rigideces inelásticas mínimas de aproximadamente 50% de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de 90% de la rigidez aproximadamente (figura 8.11). En dirección y se observa comportamiento elástico, por lo que los valores de ductilidad son igual a uno y rigideces mínima y promedio iguales a la rigidez elástica (figura 8.12).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando sobrerresistencias en dirección y , se aprecia que presenta valor máximo de ductilidad de 1.6 y rigideces mínima y promedio de la elástica cercanas a la unidad (figura 8.16).

8.1.8 Mapeo de fluencia en elementos estructurales

Para la dirección x , tomando resistencias nominales y ante el acelerograma SCT-EW se observa que todas las columnas que presentaron fluencias presentan demandas de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad., en las vigas valores cercanos a 0.09 rad., observándose una concentración de trabajo inelástico de los niveles dos al seis (figura 8.17). Para la dirección y ningún elemento estructural con incursión inelástica presentó demandas de rotación superiores a 0.02 rad. (figura 8.18).

Al considerar la sobrerresistencia en ambas direcciones disminuye la actividad inelástica. En dirección x aparecen fluencias sólo en algunas columnas de los dos primeros niveles con valores menores 0.01 rad. y en las vigas los valores de rotación plástica acumulado son inferiores a 0.04 rad. (figura 8.19). Para la dirección y la estructura tiene una respuesta elástica (figura 8.20).

En la dirección y y considerando sobrerresistencias y el acelerograma de la estación 56, se observan fluencias en columnas para los dos primeros niveles, apareciendo fluencias en ambos extremos de estas para el primer nivel y sólo en la base en el segundo entrepiso con valores inferiores a 0.01 rad., en las vigas todos los valores de demanda de rotación plástica son inferiores a 0.02 rad. (figura 8.21).

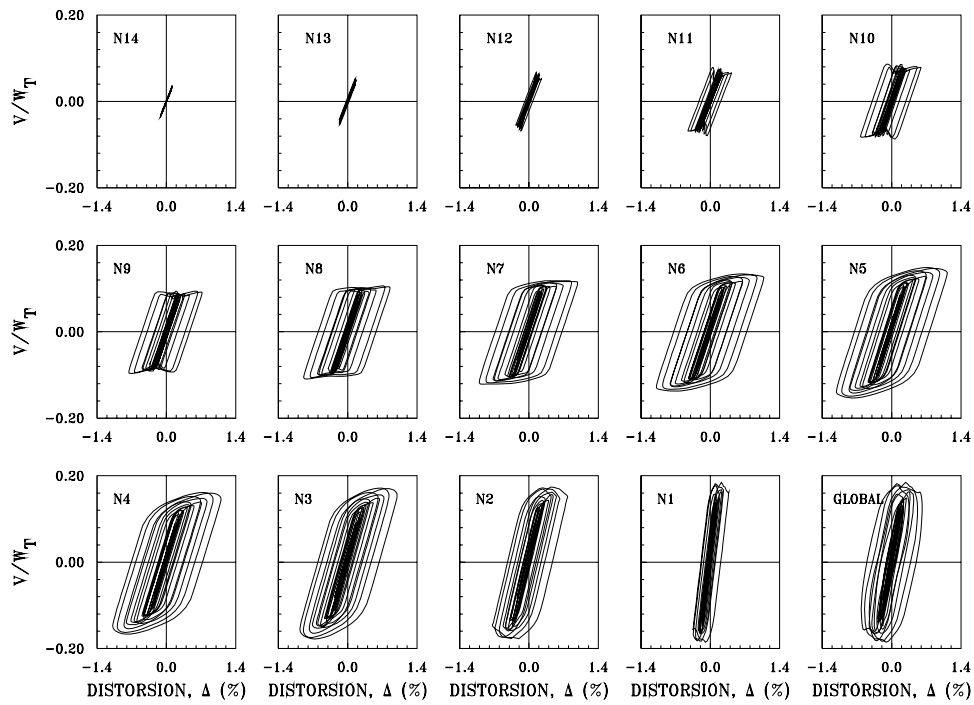


Figura 8.1 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M1Q4CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

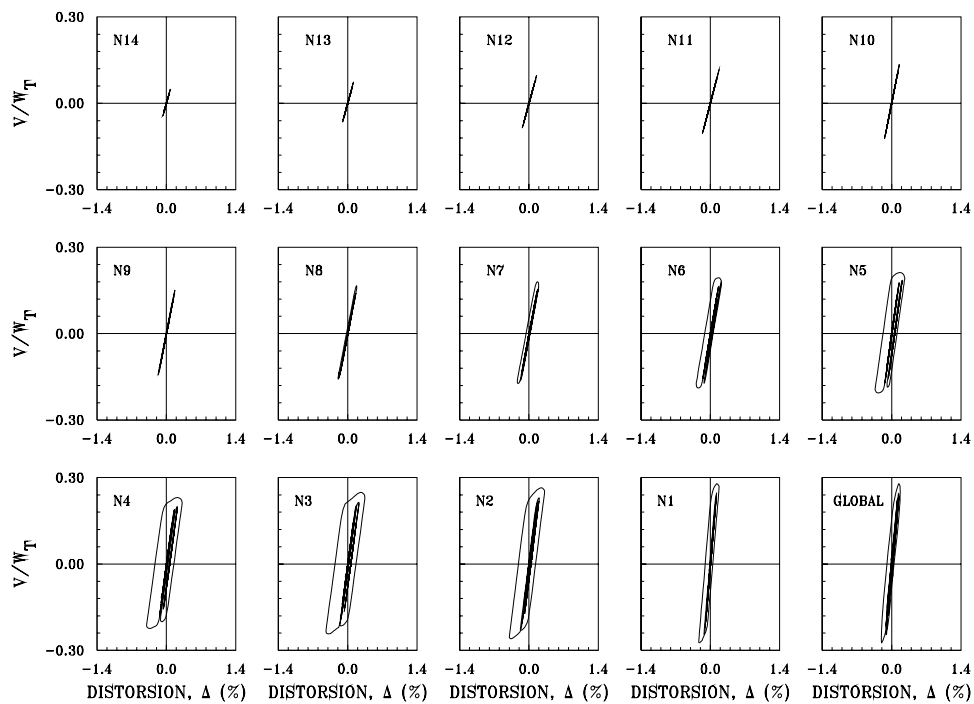


Figura 8.2 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M1Q4CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

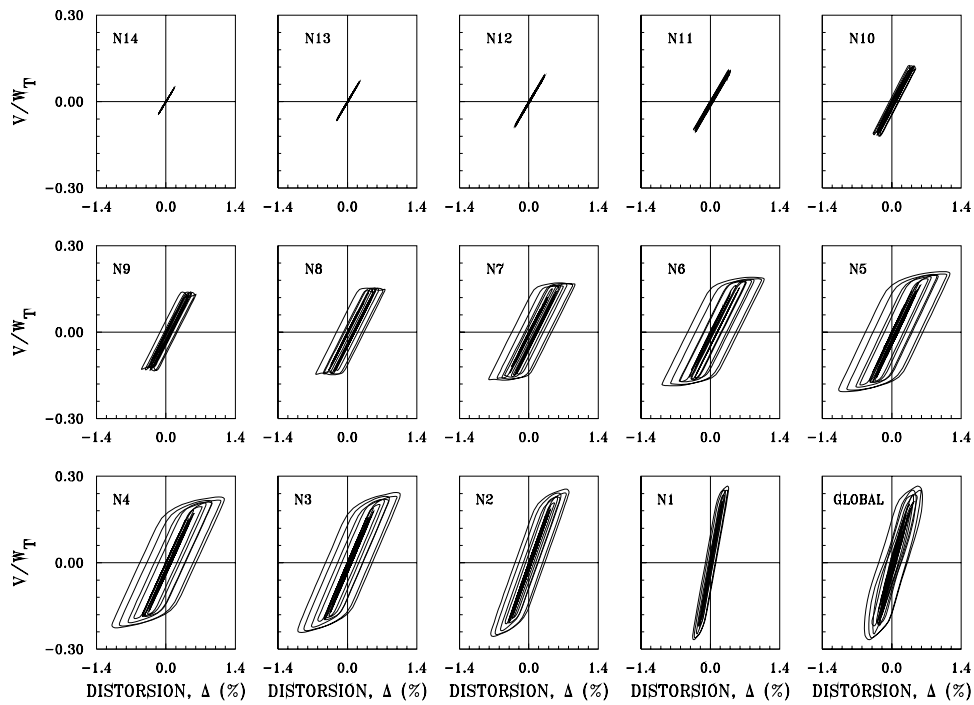


Figura 8.3 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M1Q4CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

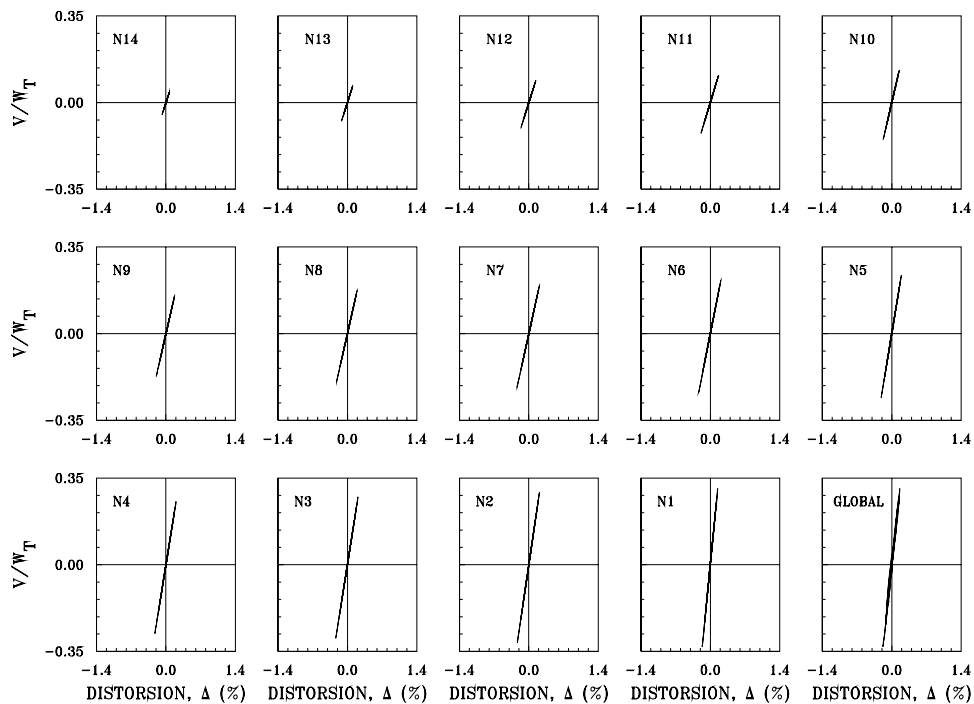


Figura 8.4 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M1Q4CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

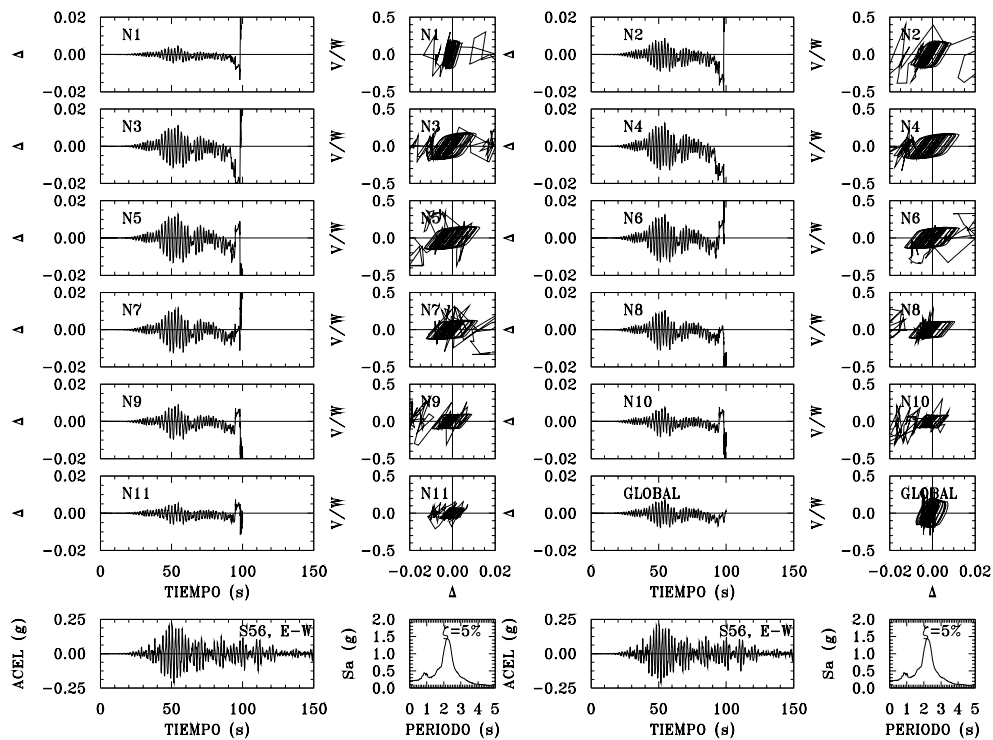


Figura 8.5 Respuesta dinámica en la dirección x del modelo M1Q4CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

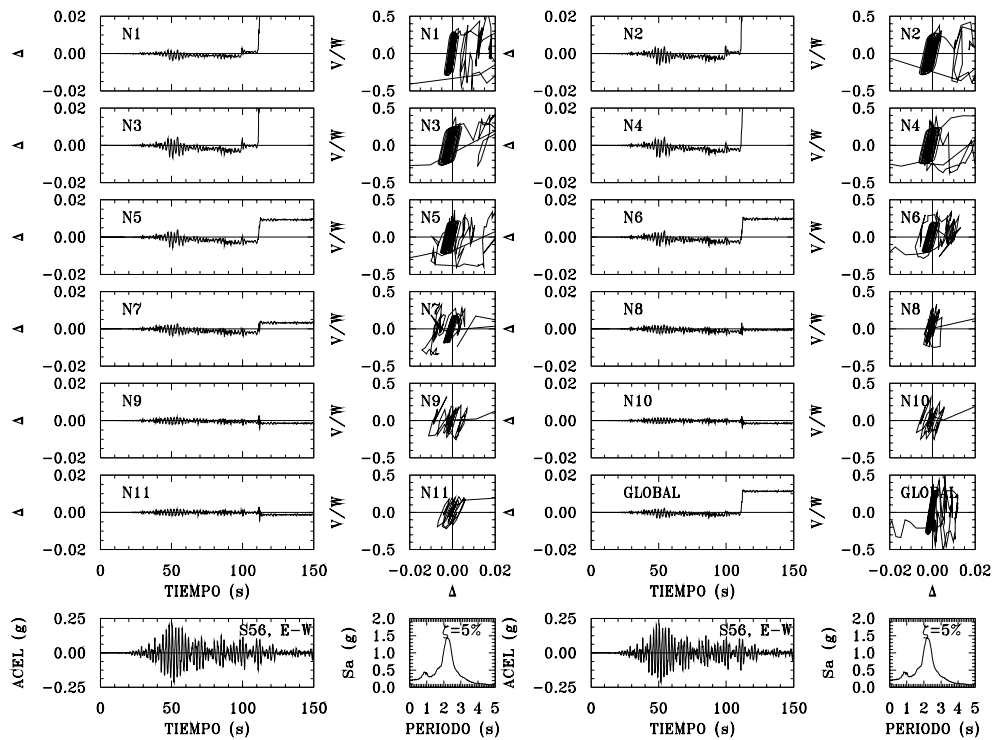


Figura 8.6 Respuesta dinámica en la dirección y del modelo M1Q4CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

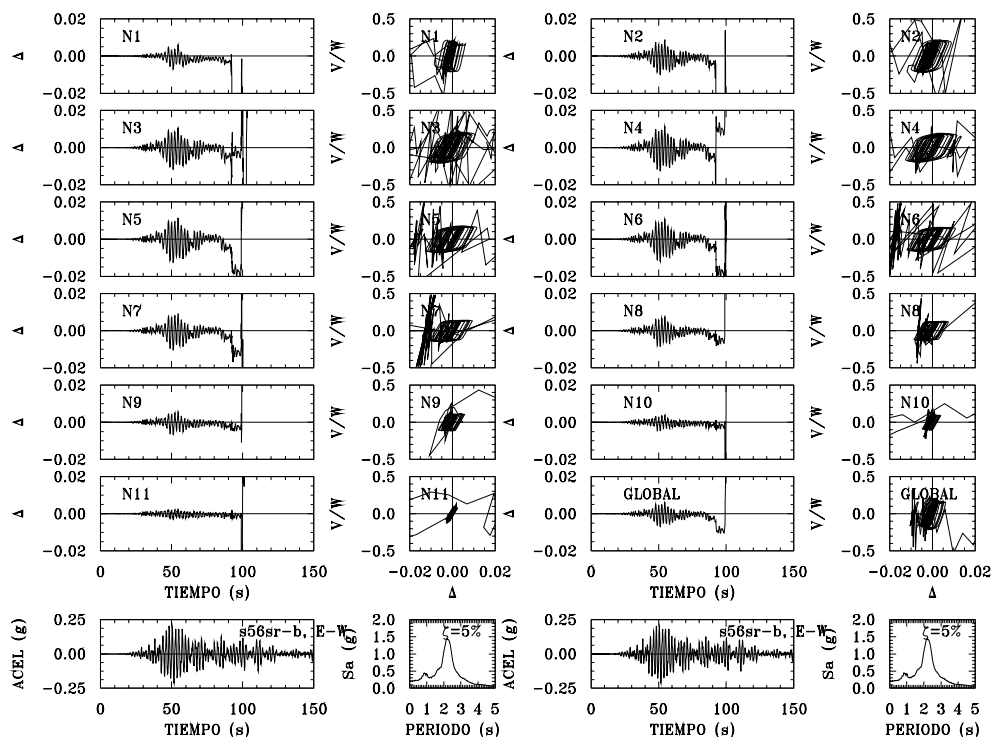


Figura 8.7 Respuesta dinámica en la dirección x del modelo M1Q4CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56

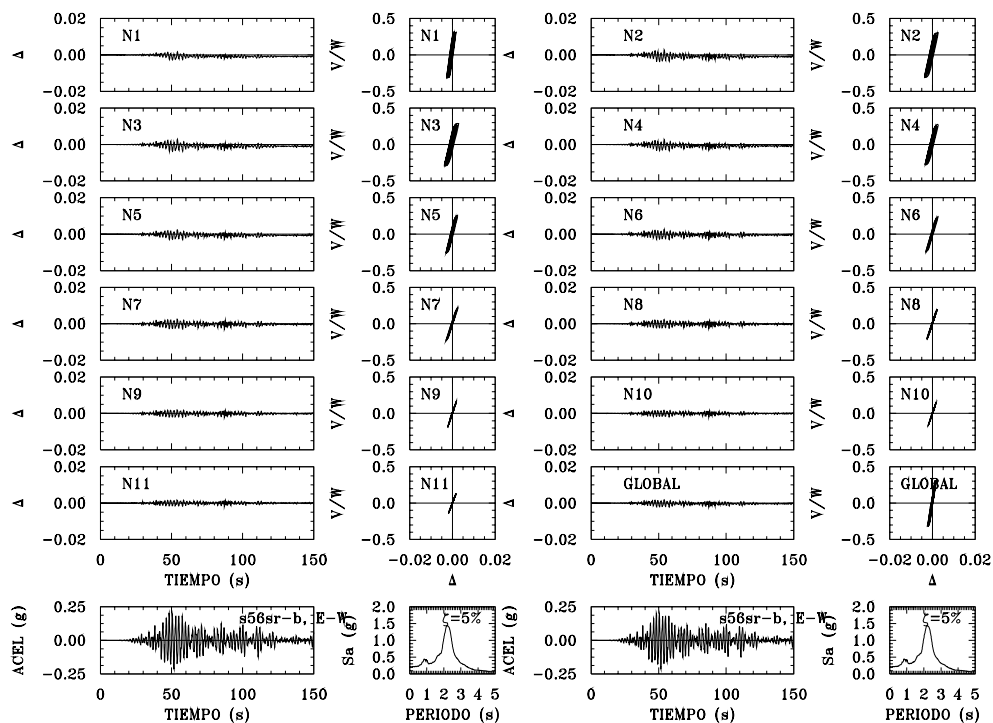


Figura 8.8 Respuesta dinámica en la dirección y del modelo M1Q4CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56

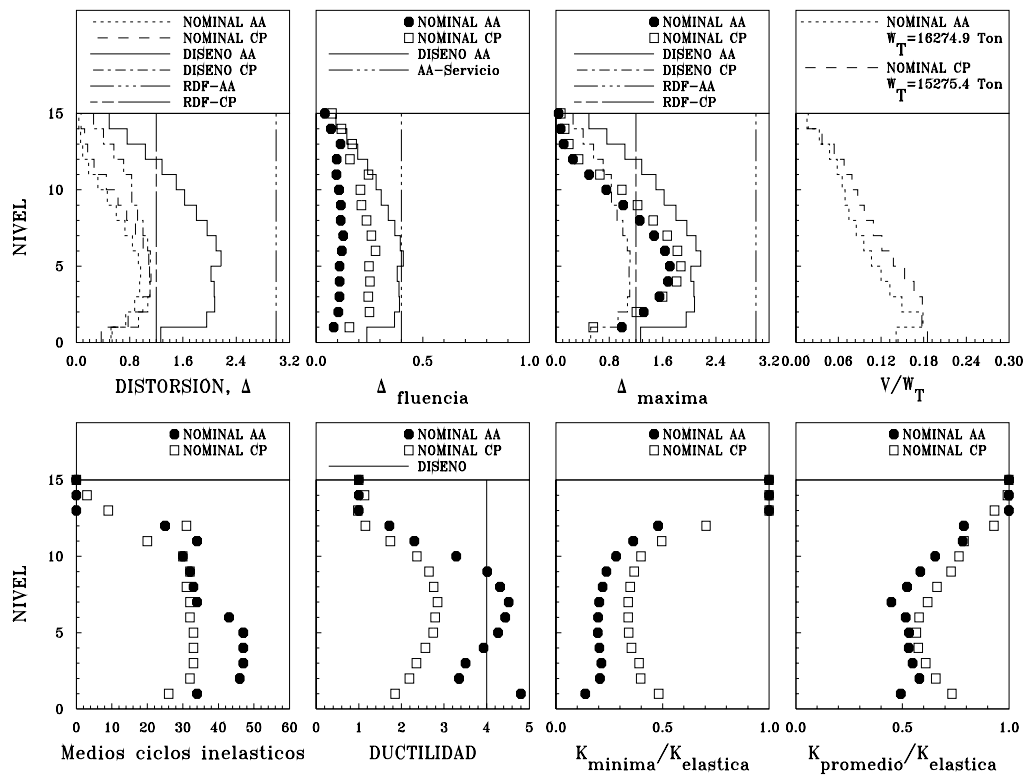


Figura 8.9 Envolturas de respuesta máxima, dirección x modelos M1 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

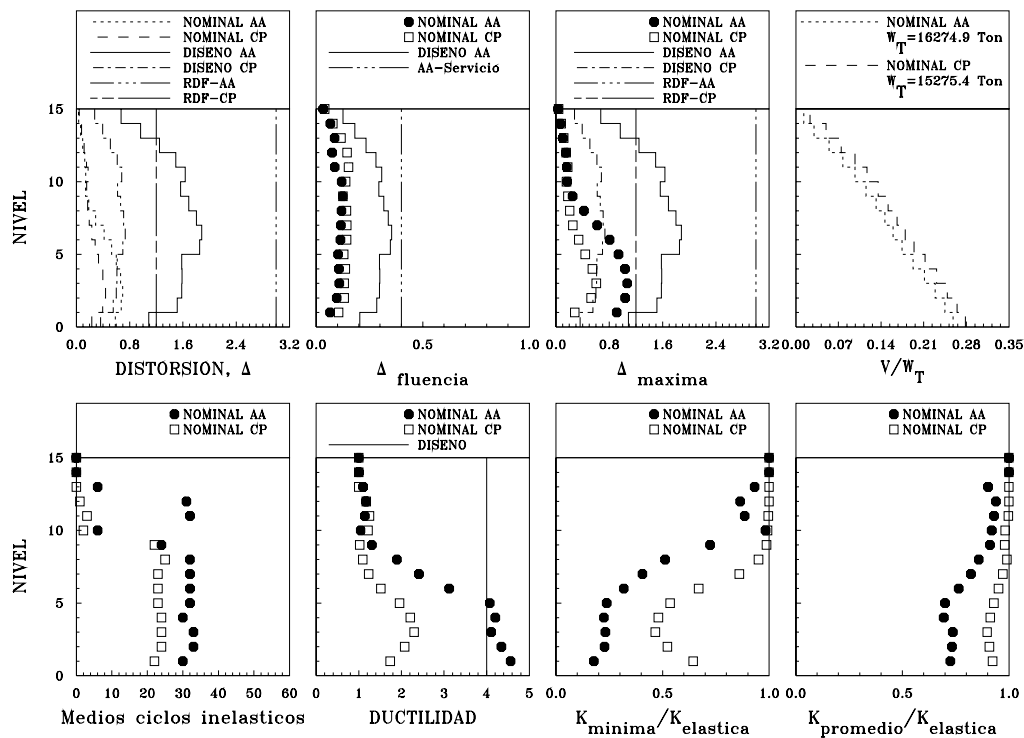


Figura 8.10 Envolturas de respuesta máxima, dirección y y modelos M1 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

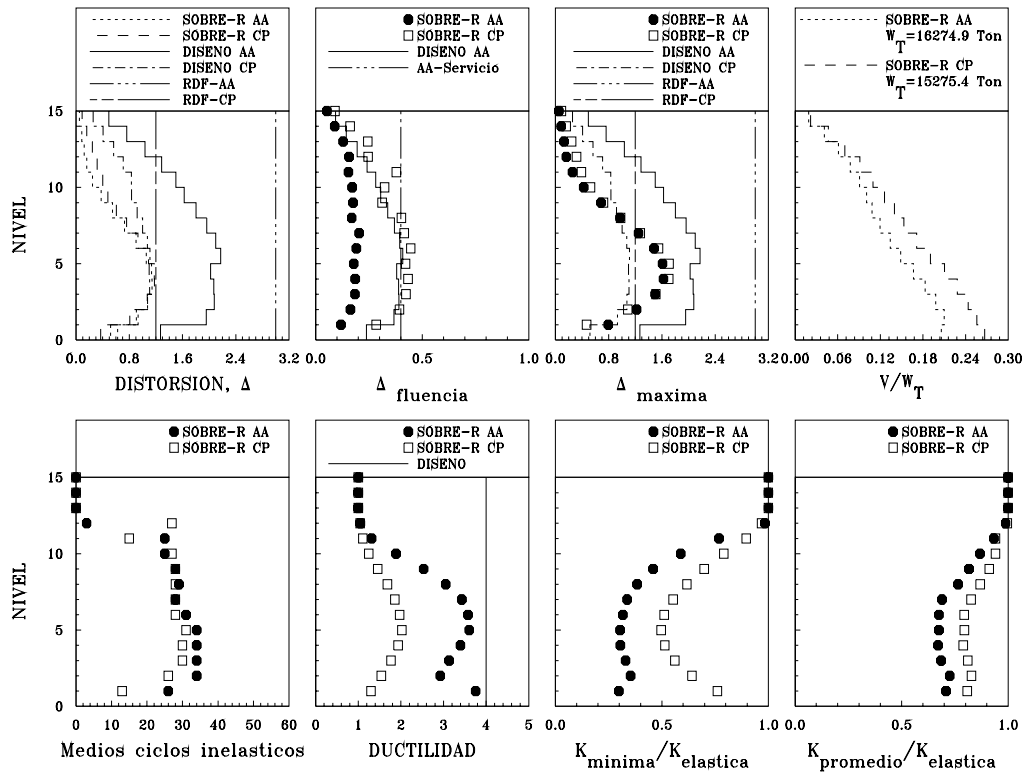


Figura 8.11 Envolventes de respuesta máxima, dirección x modelos M1 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando sobrerresistencias

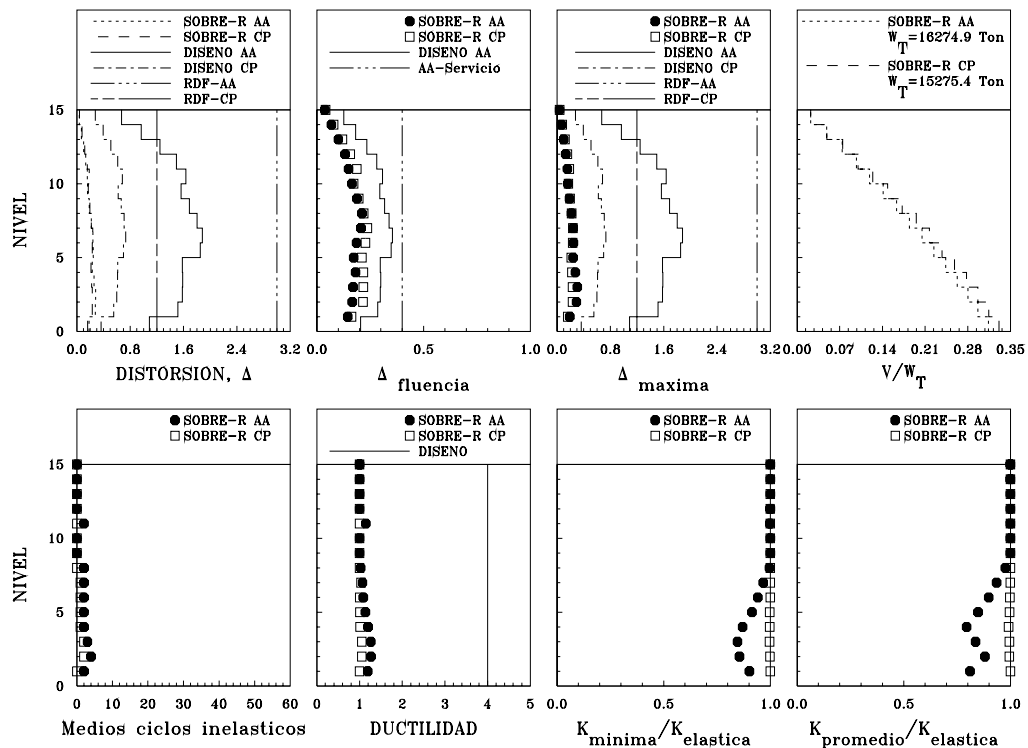


Figura 8.12 Envolventes de respuesta máxima, dirección y y modelos M1 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando sobrerresistencias

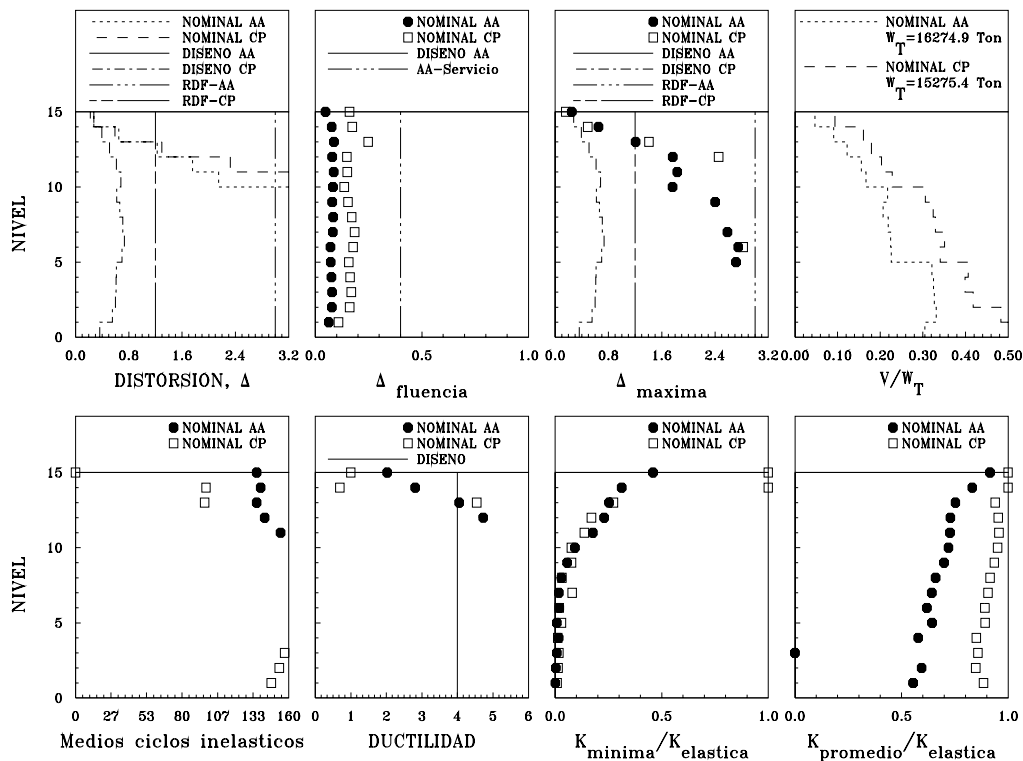


Figura 8.13 Envolturas de respuesta máxima, dirección x modelos M1 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma de la estación 56, considerando resistencias nominales

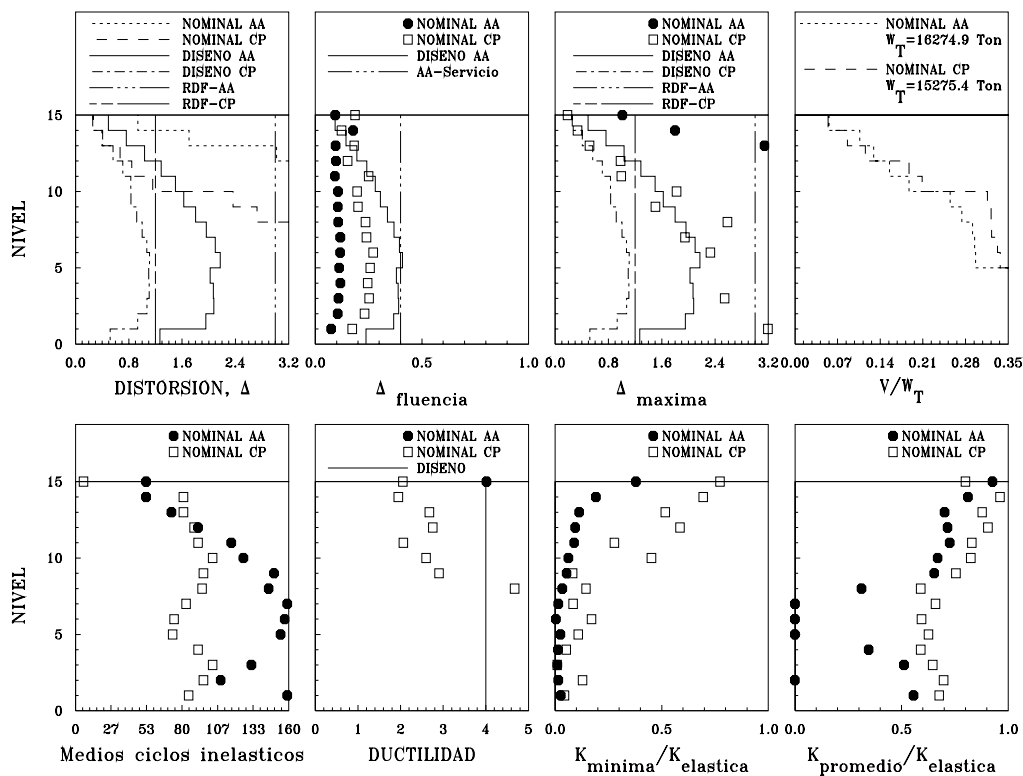


Figura 8.14 Envolturas de respuesta máxima, dirección y y modelos M1 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma de la estación 56, considerando resistencias nominales

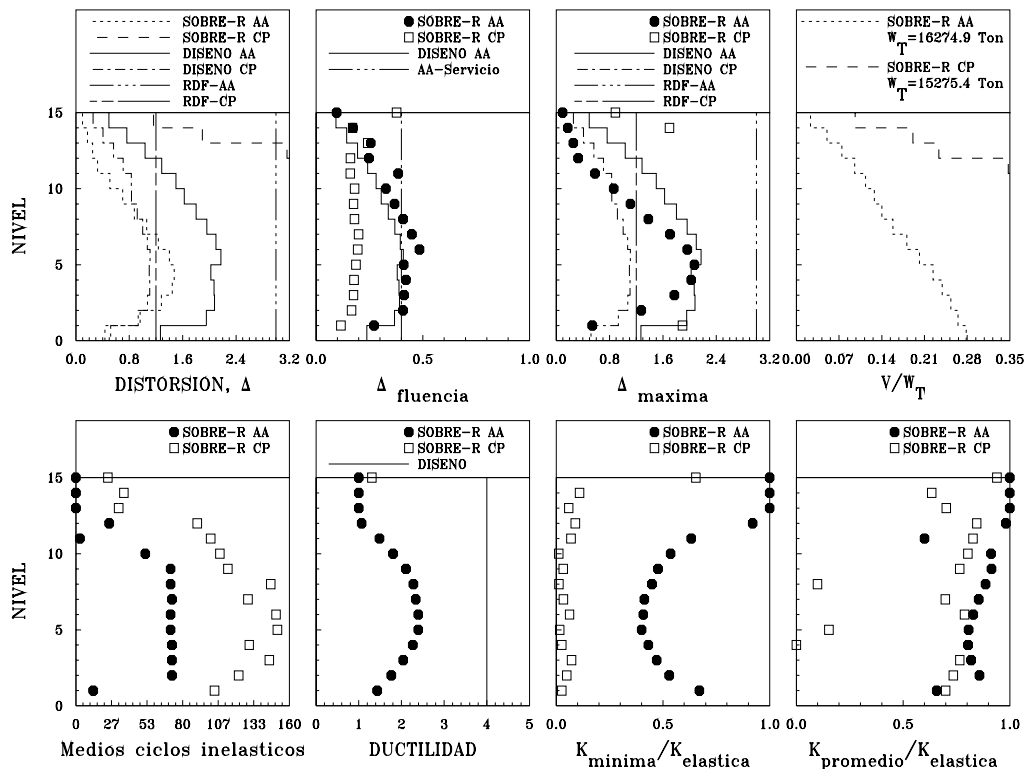


Figura 8.15 Envolturas de respuesta máxima, dirección x modelos M1 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma de la estación 56, considerando sobrerresistencias.

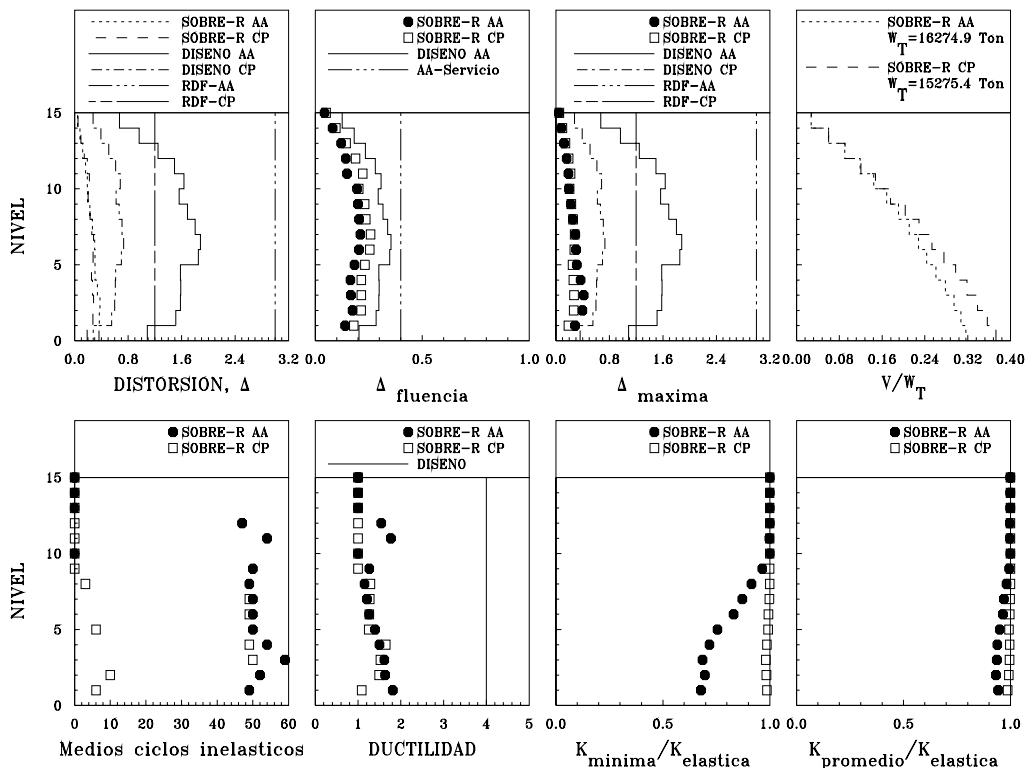


Figura 8.16 Envolturas de respuesta máxima, dirección y y modelos M1 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma de la estación 56, considerando sobrerresistencias

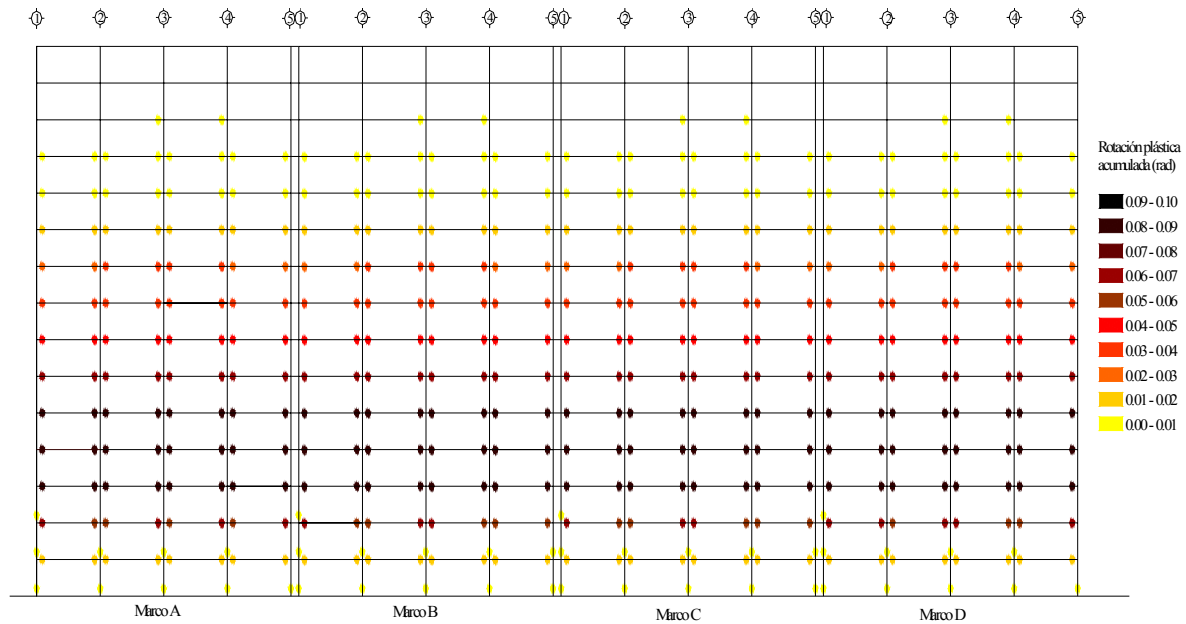


Figura 8.17 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q4CP en dirección x, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

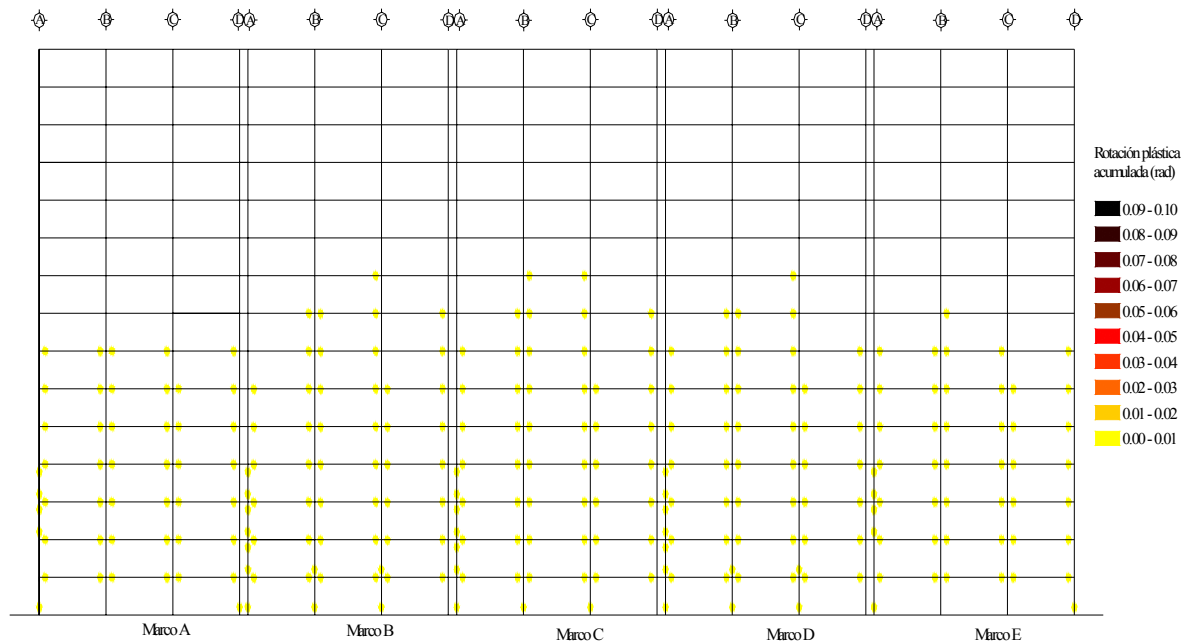


Figura 8.18 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q4CP en dirección y, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

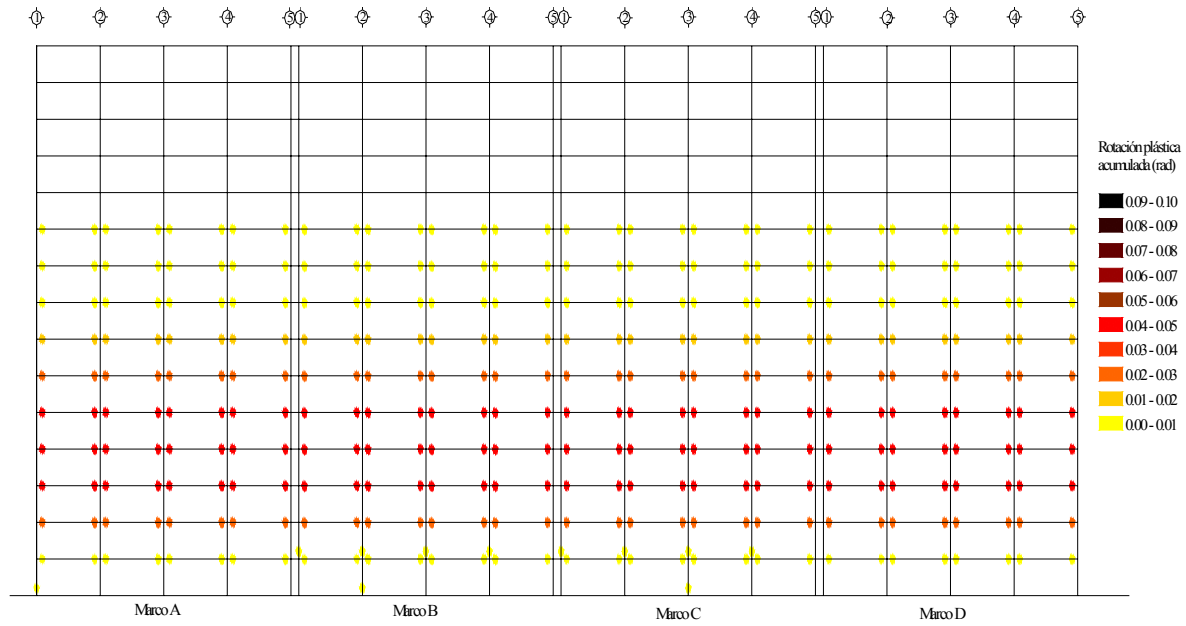


Figura 8.19 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q4CP en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuetes adicionales de sobrerresistencias

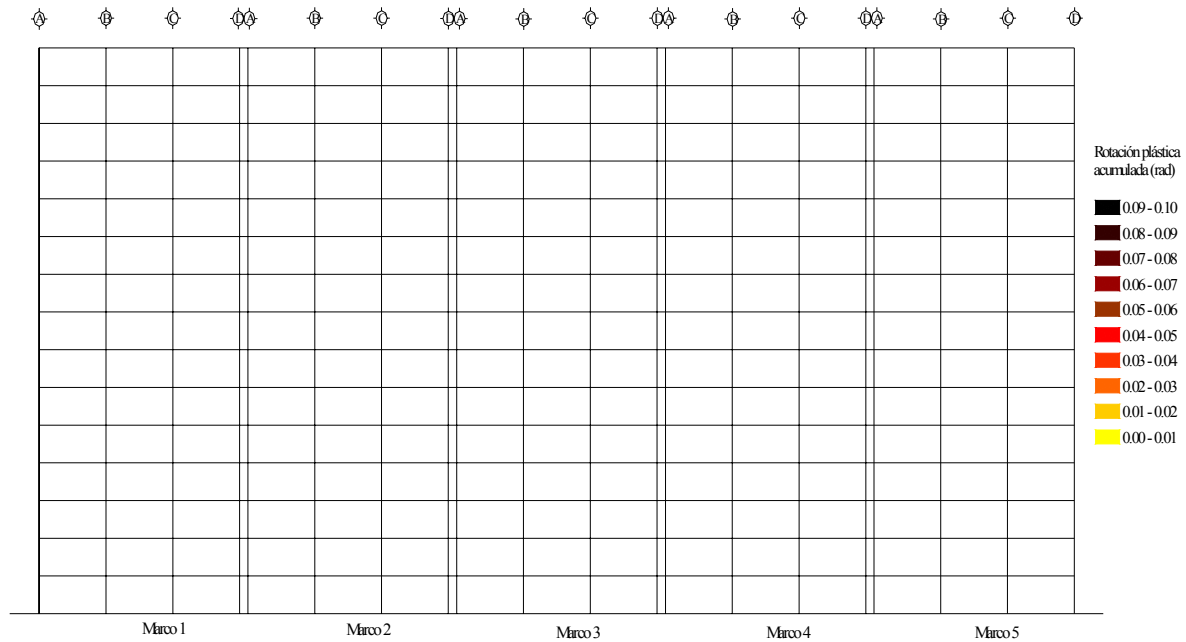


Figura 8.20 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q4CP en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuetes adicionales de sobrerresistencias

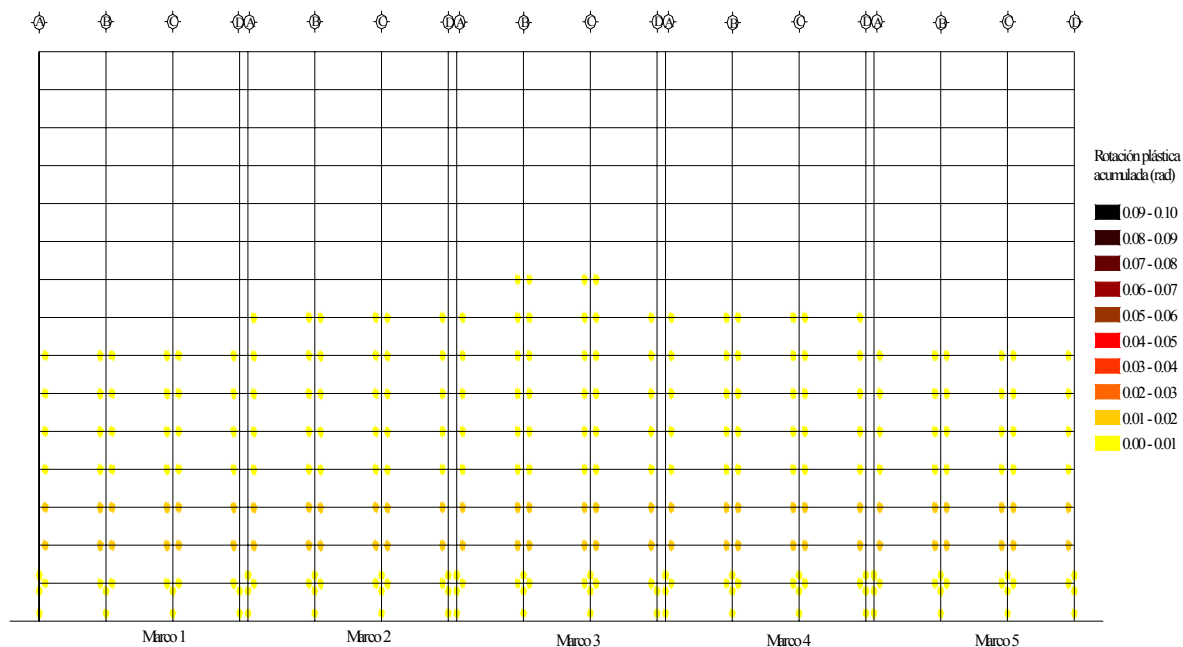


Figura 8.21 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q4CP en dirección y, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

8.2 Modelo M1Q4AA

El modelo M1Q4AA está estructurado con vigas secundarias solo orientadas en el sentido largo y diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y al cual se le aplicó lo estipulado en el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 para su análisis sísmico, su diseño se muestra en el capítulo cinco en su inciso 5.3.4.

8.2.1 Curvas de histéresis de entrepiso

Para la dirección x al considerar resistencias nominales y el acelerograma SCT-EW, se observa que a diferencia del modelo M1Q4CP donde sólo los dos últimos entrepisos permanecieron elásticos, la respuesta del modelo M1Q4AA presenta comportamiento elástico en los tres últimos niveles (figura 8.22). Para la dirección y el trabajo inelástico exhibido es inferior al de la dirección x , aunque mayor al mostrado por el modelo M1Q4CP, mostrando ciclos histeréticos de los entrepisos más amplios (figuras 8.2 y 8.23). Esto confirma que el impacto de las descargas de las vigas secundarias sobre las vigas principales paralelas al eje y se manifiesta haciendo mucho más rígida esta dirección y por lo tanto demandándole un trabajo inelástico más discreto que en la dirección x .

Tomando en cuenta sobrerresistencias, se aprecia para ambas direcciones una disminución importante en la amplitud de los ciclos histeréticos, pero conservando la tendencia a presentar mayor trabajo inelástico en la dirección x (figuras 8.24 y 8.25).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando resistencias nominales para ambas direcciones al igual que en el modelo M1Q4CP la estructura presenta historias de histéresis inestables y por lo tanto colapso ante un sismo con las características de dicho acelerograma (figuras 8.26 y 8.27).

Al incorporar fuentes adicionales de sobrerresistencia se observa para la dirección x , que la estructura no colapsa y permanecen elásticos los últimos tres entrepisos (figura 8.28). En dirección y los ciclos histeréticos

muestran un trabajo inelástico discreto manteniéndose elásticos los entrepisos del cinco al quince (figura 8.29).

8.2.2 Envoltentes de distorsiones de entrepiso (Δ)

Para la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales las distorsiones dinámicas están muy por debajo del límite $\Delta = 0.030$ de seguridad contra el colapso impuesto por el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 y en ningún entrepiso rebasan a las distorsiones de diseño. Al comparar las distorsiones de entrepiso dinámicas entre los modelos M1Q4CP y M1Q4AA en esta dirección se observa que el modelo diseñado con el Apéndice Normativo A sufre distorsiones inferiores a las del modelo diseñado con el cuerpo principal de las NTCS-04 (figura 8.9).

En dirección y las distorsiones dinámicas de entrepiso tampoco rebasan a las distorsiones de diseño y se encuentran aún más alejadas del límite de distorsión $\Delta = 0.030$ establecido por el Apéndice Normativo A de las NTCS-04, esto en consecuencia a que es la dirección donde impactan las vigas secundarias al diseño de las vigas principales y por lo tanto hace a la estructura más rígida en esta dirección. Para los entrepisos del uno al ocho se aprecia que las distorsiones dinámicas del modelo M1Q4AA son mayores a las del modelo M1Q4CP (figura 8.10).

Incorporando fuentes adicionales de sobrerresistencias para la dirección x se observa que disminuyen ligeramente en los primeros niveles, cumpliendo con las distorsiones límite de mejor manera. Se observa además que en los primeros dos niveles el modelo M1Q4AA sufre distorsiones mayores que las experimentadas por el modelo M1Q4CP, cambiando esta tendencia en los entrepisos restantes, teniendo distorsiones ligeramente mayores el modelo diseñado con el cuerpo principal (figura 8.11). En la dirección y se abaten las distorsiones dinámicas de los primeros siete niveles de manera importante y sin apreciarse diferencias significativas entre las distorsiones dinámicas de los modelos M1Q3AA y M1Q3CP (figura 8.12).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección y se muestran distorsiones inferiores al límite, y ligeramente superiores en los primeros entrepisos a las del modelo M1Q4CP (figura 8.16).

8.2.3 Distorsiones de fluencia (Δ_{fluencia})

Para la dirección x tomando resistencias nominales y ante el acelerograma SCT-EW, la fluencia se presenta en todos los entrepisos con valores de distorsión muy inferiores a los del límite $\Delta = 0.004$ establecido en el Apéndice Normativo A para limitación de daño a elementos no estructurales. Comparando las distorsiones de fluencia entre los modelos M1Q4CP y M1Q4AA se observa que para todos los entrepisos la fluencia aparece primero en el modelo M1Q4AA (figura 8.9).

En la dirección y se aprecia que la fluencia se presenta a valores de distorsión ligeramente menores a los de la dirección x , por lo cual también se encuentran contenidos dentro del límite establecido en el Apéndice Normativo A. Se aprecia que las distorsiones de fluencia para el modelo M1Q4AA se presentan con valores ligeramente inferiores a los del modelo M1Q4CP (figura 8.10)

Considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia se retrasa la fluencia, presentándose a valores de distorsión mayores a los relacionados con resistencias nominales pero sin rebasar al límite $\Delta = 0.04$. Se mantiene la tendencia de presentarse la fluencia a valores menores para el modelo M1Q4AA con respecto al modelo M1Q4CP (figura 8.11).

Para la dirección y se retrasó la fluencia, presentándose a valores de distorsión ligeramente mayores, pero inferiores al límite. De manera similar a lo sucedido con resistencias nominales las distorsiones de fluencia

para el modelo M1Q3AA se presentan con valores ligeramente inferiores a los del modelo M1Q4CP (figura 8.12)

Ante el acelerograma de la estación 56 y bajo fuentes adicionales de sobrerresistencia en la dirección x se aprecia que el modelo M1Q3AA tiende a fluir a valores de distorsión de entrepiso menores a las del modelo M1Q4CP (figura 8.16).

8.2.4 Distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\Delta_{\text{máxima}}$)

Para la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales, las distorsiones máximas no rebasan a las distorsiones de diseño en ningún entrepiso, tomando valores máximos de $\Delta = 0.017$ en el quinto entrepiso. El modelo M1Q4CP presenta en la mayoría de los entrepisos distorsiones máximas superiores a las del modelo M1Q4AA (figura 8.9).

En la dirección y y las distorsiones máximas tampoco rebasan a las de diseño, alcanzando valores máximos de $\Delta = 0.011$ en el tercer entrepiso. El modelo M1Q4AA presenta valores mayores de los entrepisos uno a nueve a los correspondientes al modelo M1Q4CP, permaneciendo muy similares en el resto de los entrepisos (figura 8.10).

Tomando en cuenta sobrerresistencias las distorsiones máximas disminuyen y permanecen siempre por debajo de las distorsiones de diseño para ambas direcciones. En dirección x las distorsiones máximas son superiores a las del modelo M1Q4CP de los primeros dos niveles invirtiéndose esta tendencia para los niveles restantes (figura 8.11). En dirección y no se aprecian diferencias notables entre los modelos M1Q4CP y M1Q4AA (figura 8.12).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando sobrerresistencias para la dirección y se aprecia que el modelo M1Q4CP presenta distorsiones máximas ligeramente menores en los primeros cinco niveles, en los niveles restantes no se aprecian diferencias importantes con respecto al modelo M1Q4AA (figura 8.16).

8.2.5 Envolventes de cortantes de entrepiso (V/W_T)

Ante el acelerograma SCT-EW en la dirección x y considerando resistencias nominales se aprecia una mayor capacidad por parte del modelo M1Q4CP a tomar más cortante con respecto al modelo M1Q4AA de aproximadamente un 15% en promedio (figura 8.9). Para la dirección y también se aprecia la tendencia del modelo M1Q4CP a tomar mayor cortante que el modelo M1Q4AA con un valor promedio aproximadamente del 11% (figura 8.10).

Al considerar fuentes adicionales de sobrerresistencia en la dirección x se mantiene la tendencia del modelo M1Q4CP de tomar más cortante que el modelo M1Q4AA con un valor promedio aproximadamente del 19%. En la dirección y se aprecian diferencias muy pequeñas entre los dos modelos apreciándose una ligera tendencia de tomar más cortante para el modelo M1Q4CP (figuras 8.11 y 8.12).

Considerando fuentes de sobrerresistencia y ante el acelerograma de la estación 56 en la dirección y se mantiene la tendencia del modelo M1Q4CP de tomar más cortante en un 16% promedio aproximadamente con respecto al modelo M1Q4AA (figura 8.16).

8.2.6 Número de medios ciclos en los que se presentó respuesta inelástica

En la dirección x considerando resistencias nominales y ante el acelerograma SCT-EW alcanzan valores máximos de 47 medios ciclos inelásticos alcanzados, mientras que en dirección y se alcanzaron valores máximos de 33 medios ciclos aproximadamente. Para la dirección x el número de medios ciclos inelásticos

del modelo M1Q4CP es menor al del modelo M1Q4AA, para la dirección y los valores alcanzados por el modelo M1Q4AA también son mayores que para el modelo M1Q4CP (figuras 8.9 y 8.10).

Tomando en cuenta las fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x el número de medios ciclos disminuye pasando de valores máximos de 47 a 34, para la dirección y disminuyen los valores de 33 a 4. Se conserva lo observado para resistencias nominales en la dirección x , el número de medios ciclos inelásticos es mayor para el modelo M1Q4AA con respecto al modelo M1Q4CP, para la dirección y la diferencia solo es notable en los entrepisos uno al ocho y once donde el modelo M1Q4AA muestra un número ligeramente mayor de medios ciclos inelásticos (figuras 8.11 y 8.12).

Ante el registro de la estación 56 y considerando fuentes de sobrerresistencias en la dirección y se observa que como en los casos anteriores el modelo M1Q4AA presenta más medios ciclos inelásticos que el modelo M1Q4CP (figura 8.16).

8.2.7 Demanda máxima de ductilidad de entrepiso (μ) y degradación de rigidez

En la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales las demandas de ductilidad de entrepiso de los niveles cinco al nueve se encuentran por encima de $\mu = 4$, tomando un valor máximo en el noveno entrepiso igual a $\mu = 4.8$, apreciándose una degradación de rigidez inelástica mínima de aproximadamente 12% de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de aproximadamente 42% de la rigidez elástica (figura 8.9).

En la dirección y las demandas de ductilidad de entrepiso de los primero cinco niveles se encuentran por encima del factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, tomando un valor máximo en el primer entrepiso igual a $\mu = 4.6$. Observándose una degradación de rigidez inelástica mínima de aproximadamente 18% de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de aproximadamente 70% de la rigidez elástica (figura 8.10).

Al comparar las demandas de ductilidad de entrepiso del modelo M1Q4AA y M1Q4CP se aprecia que el modelo diseñado con el Apéndice Normativo A presenta mayores demandas de ductilidad en ambas direcciones que el modelo diseñado con el cuerpo principal de las NTCS-04, correspondiéndole en consecuencia una mayor degradación de rigidez (figuras 8.9 y 8.10).

Al incorporar las fuentes adicionales de sobrerresistencia los valores de demanda de ductilidad de entrepiso disminuyen, así como la degradación de rigidez estructural, teniéndose en la dirección x valores máximos aproximadamente de $\mu = 3.7$ en el primer entrepiso, correspondiéndole una rigidez inelástica mínima de aproximadamente 30% de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de 68% de la rigidez elástica. Para la dirección y se apreciaron valores máximos aproximadamente de $\mu = 1.3$ en el segundo entrepiso, correspondiéndole una rigidez inelástica mínima de aproximadamente 82% de la rigidez elástica y rigidez inelástica promedio de 83% de la rigidez elástica (figuras 8.11 y 8.12).

En la dirección x las demandas de ductilidad para el modelo M1Q4CP son menores a las del modelo M1Q4AA en la mayoría de los entrepisos, en dirección y se observa la misma tendencia (figuras 8.11 y 8.12).

Ante el acelerograma de la estación 56 y con sobrerresistencias para la dirección y el modelo M1Q4AA presenta demandas de ductilidad ligeramente mayores que las correspondientes al modelo M1Q4CP (figura 8.16).

8.2.8 Mapeo de fluencia en elementos estructurales

Para la dirección x tomando en cuenta resistencias nominales y el acelerograma SCT-EW las columnas del primer nivel fluyeron en su base así como algunas columnas del segundo nivel presentaron fluencias en la base, teniendo todas estas columnas demandas máximas de rotación inferiores a 0.03 rad. Las vigas presentan

demandas de rotación inferiores a 0.09 rad., mostrándose una clara concentración del trabajo inelástico en los entrepisos tres al seis. Tales diferencias en las magnitudes de las rotaciones plásticas en vigas y columnas y su ubicación ponen en evidencia a un diseño con mecanismo de falla último de viga débil-columna fuerte (figura 8.30).

Haciendo comparación entre los modelos M1Q4CP y M1Q4AA se aprecia que el modelo diseñado bajo lo estipulado en el Apéndice Normativo A presenta menor número de fluencias aunque con valores de rotación ligeramente superiores, ya que el modelo M1Q4CP presenta fluencias en todas las columnas en el primer y segundo nivel y sólo algunas en el tercer nivel, todas estas fluencias en la base y para el modelo M1Q4AA se presentan fluencias en todo el primer nivel y en algunas columnas del segundo nivel, también todas las fluencias en la base, pero con valores de rotación superiores a las presentadas en M1Q4CP, en las vigas los valores de rotación plástica acumulada son muy similares en ambos modelos (figuras 8.17 y 8.30).

Para la dirección y se aprecia que el trabajo inelástico es menor que para la dirección x , aunque en las columnas existen más fluencias que para la dirección x pero sin exceder valores de 0.02 rad, además que en los primeros cinco entrepisos se aprecian fluencias en ambos extremos de las columnas. Para las vigas se presentan demandas de rotación plástica inferiores a 0.03 rad., apreciando un mayor trabajo inelástico en los primeros cinco entrepisos (figura 8.18). Comparando los modelos M1Q4CP y M1Q4AA se aprecia un trabajo inelástico mayor en el modelo M1Q4AA por tener valores y número de rotaciones plásticas acumuladas inferiores al modelo M1Q4CP (figuras 8.18 y 8.31).

Considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x disminuyen las fluencias y los valores de rotación plástica para las columnas, ya que ningún valor supera 0.01 rad., en las vigas se aprecia una reducción del trabajo inelástico presentando valores inferiores a 0.06 rad. (figura 8.32). Comparando los modelos M1Q4CP y M1Q4AA se aprecia que en el modelo diseñado con el cuerpo principal existe un trabajo inelástico mucho menor ya que escasas columnas fluyen y las demandas de rotación plástica en las vigas no superan el valor de 0.04 rad. (figuras 8.19 y 8.32).

En dirección y se presentan escasas fluencias en las columnas del primer y segundo nivel con valores inferiores a 0.01 rad., en las vigas se aprecia un trabajo inelástico menor ya que las rotaciones plásticas disminuyen de forma importante (figura 8.33). Al comparar los modelos M1Q4AA y M1Q4CP es notable la diferencia ya que para el modelo M1Q4AA se aprecia un trabajo inelástico discreto a diferencia del M1Q4CP que presenta un comportamiento elástico (figuras 8.20 y 8.33).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando sobrerresistencia en la dirección y y entre los modelos M1Q4AA y M1Q4CP se aprecia un trabajo inelástico ligeramente mayor en el modelo M1Q4CP ya que en este modelo fluyen algunas columnas de los dos primeros entrepisos y en las vigas se observa trabajo inelástico en un mayor número de niveles (figuras 8.21 y 8.35).

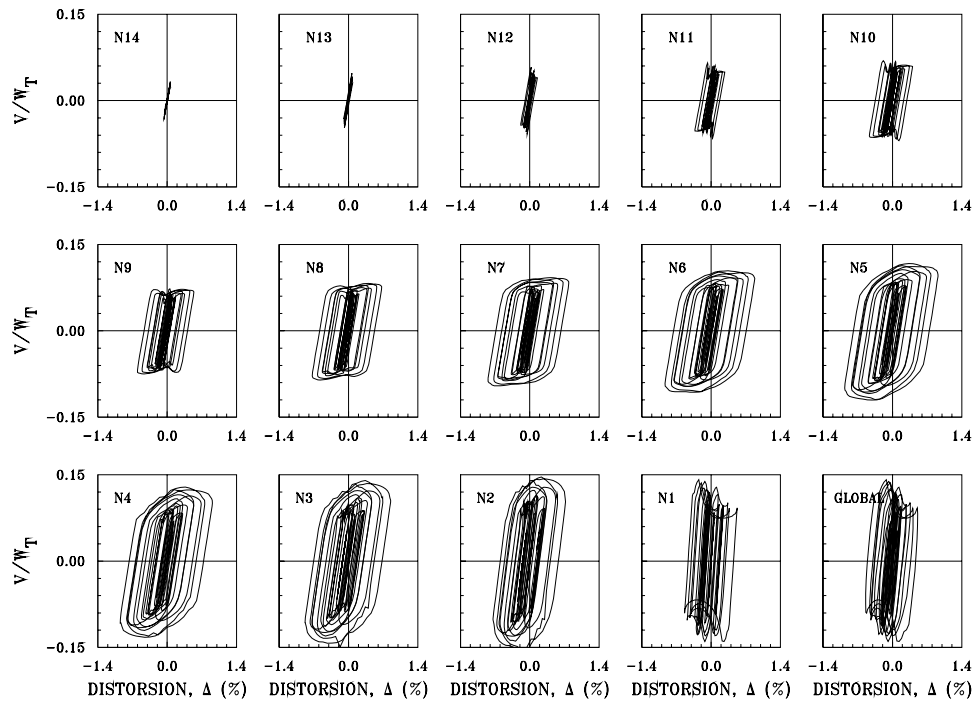


Figura 8.22 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo MIQ4AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

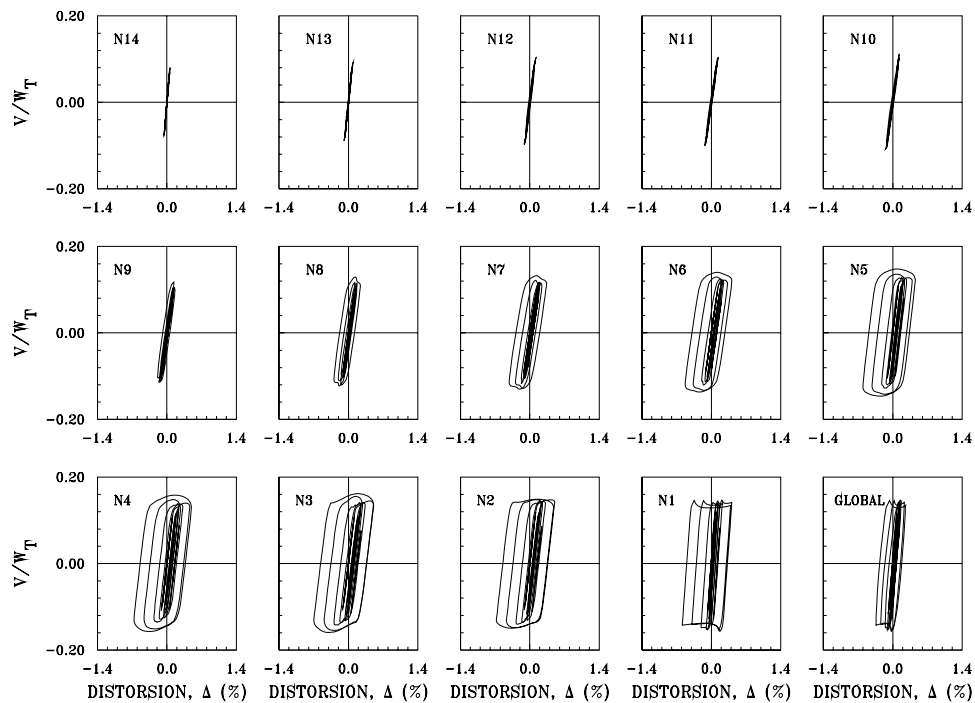


Figura 8.23 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo MIQ4AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

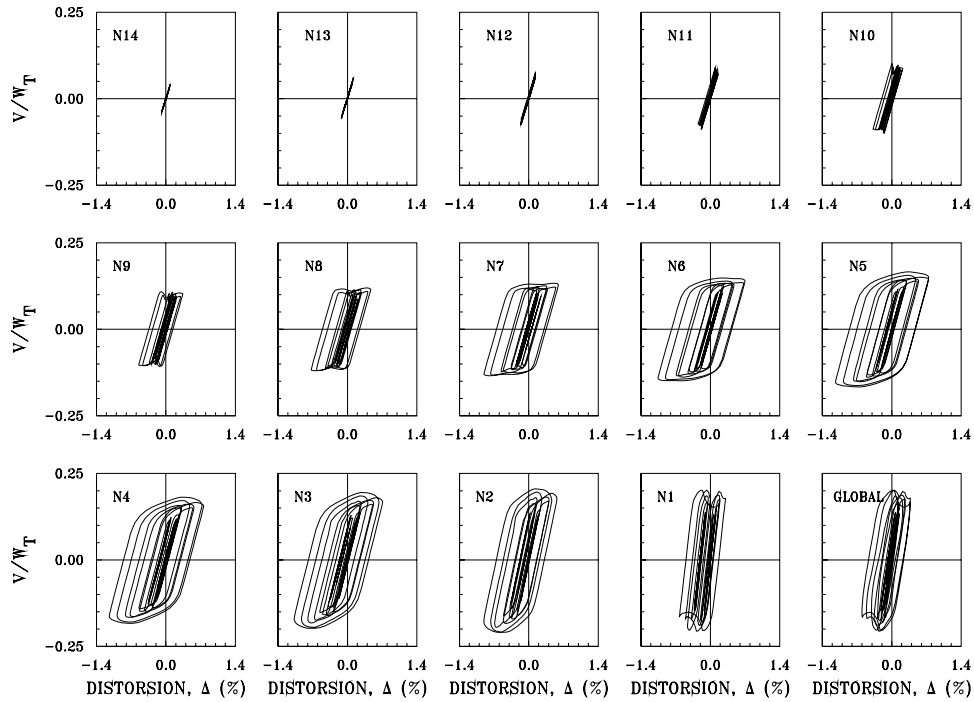


Figura 8.24 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo MIQ4AA considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

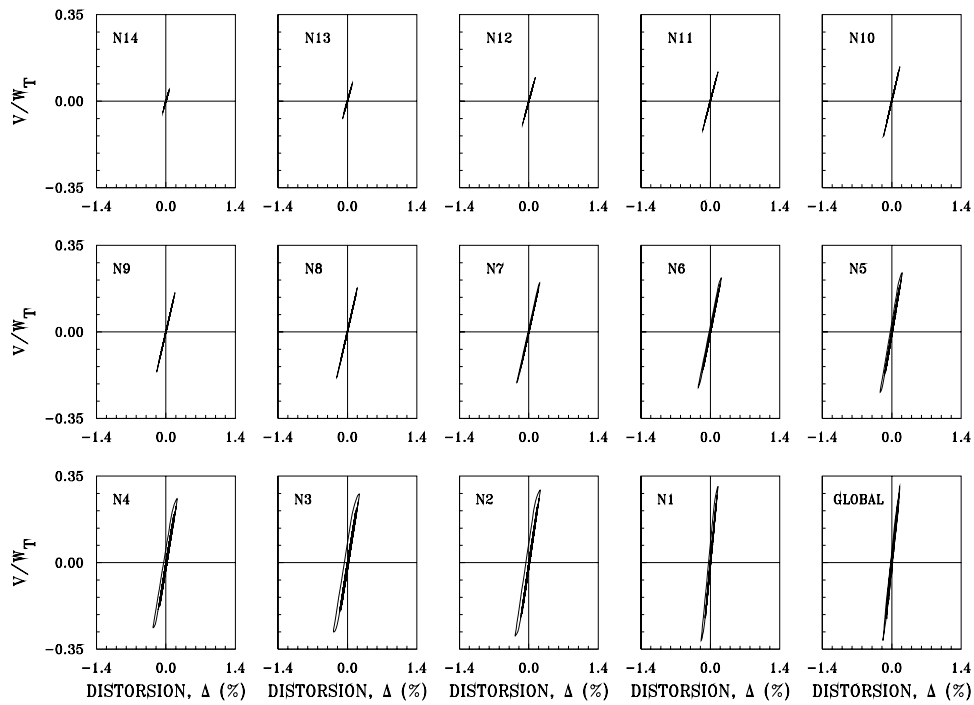


Figura 8.25 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo MIQ4AA considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

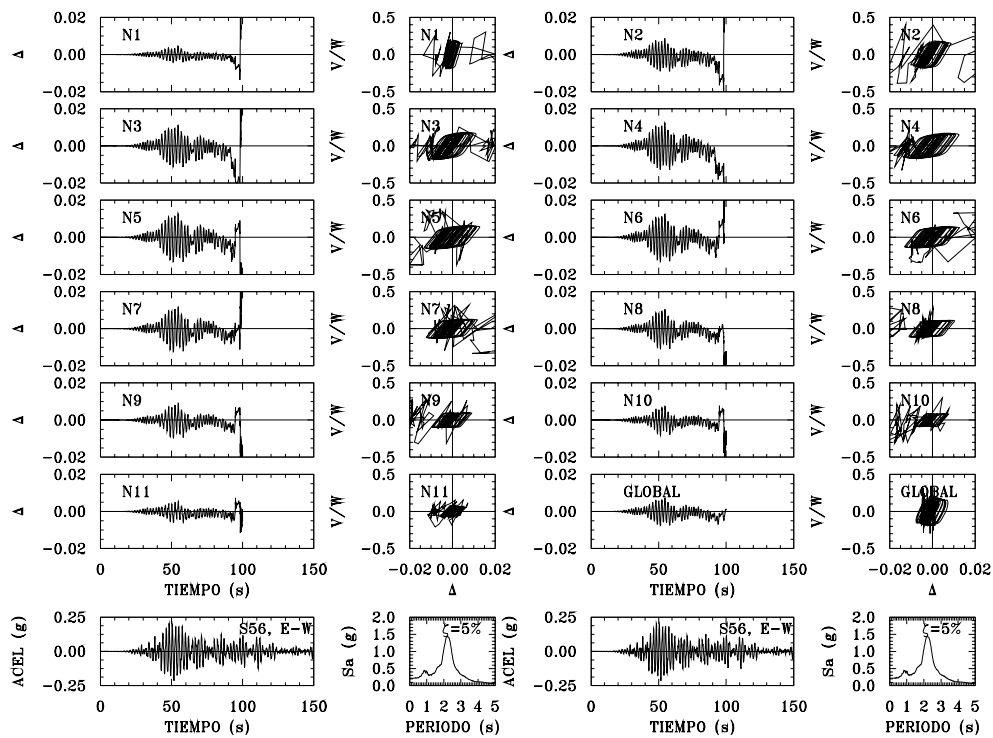


Figura 8.26 Respuesta dinámica en la dirección x del modelo MIQ4AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

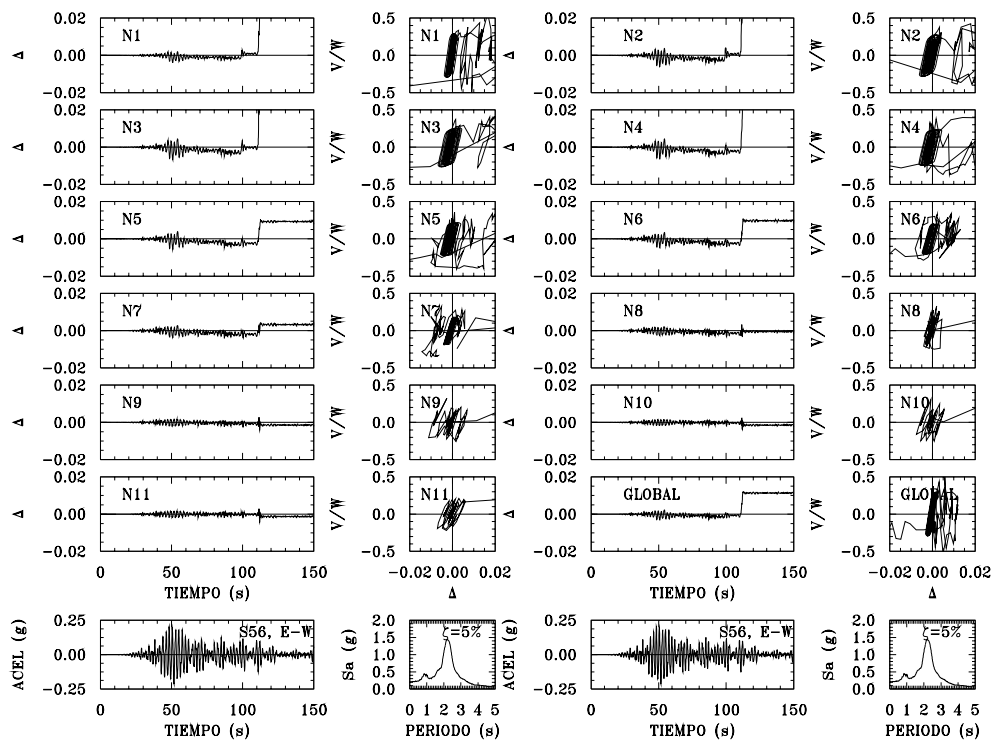


Figura 8.27 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo MIQ4AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

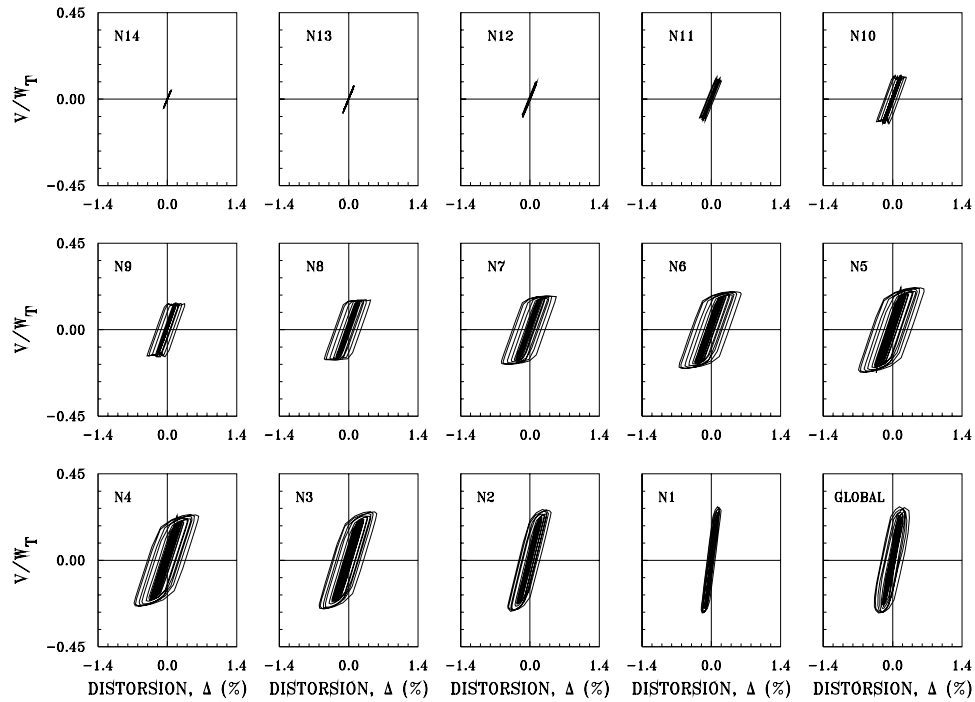


Figura 8.28 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M1Q4AA considerando sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56

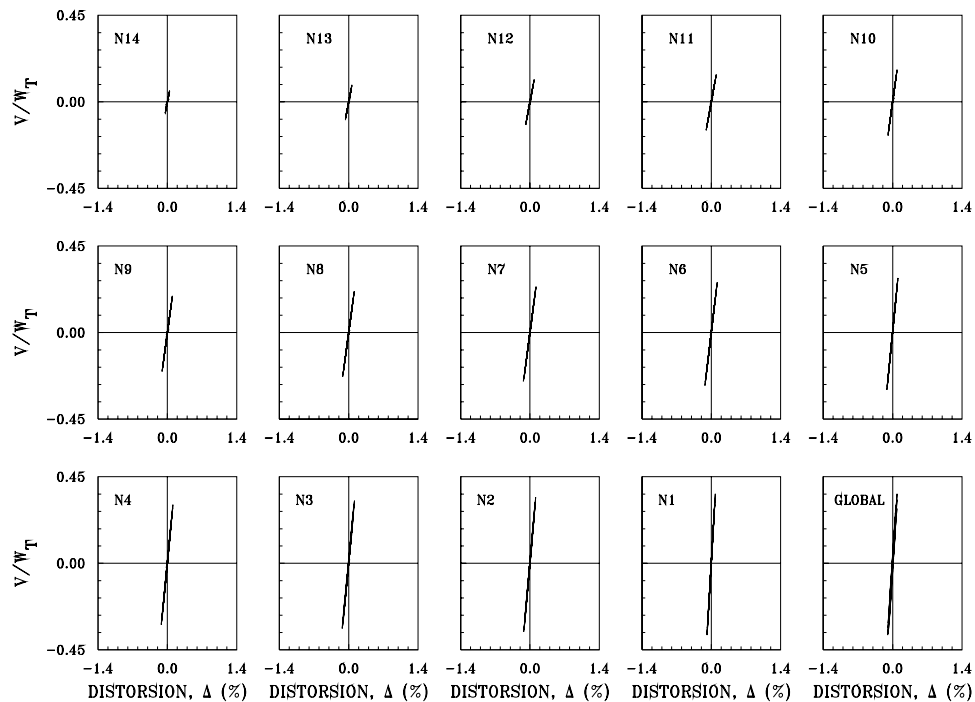


Figura 8.29 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M1Q4AA considerando sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56

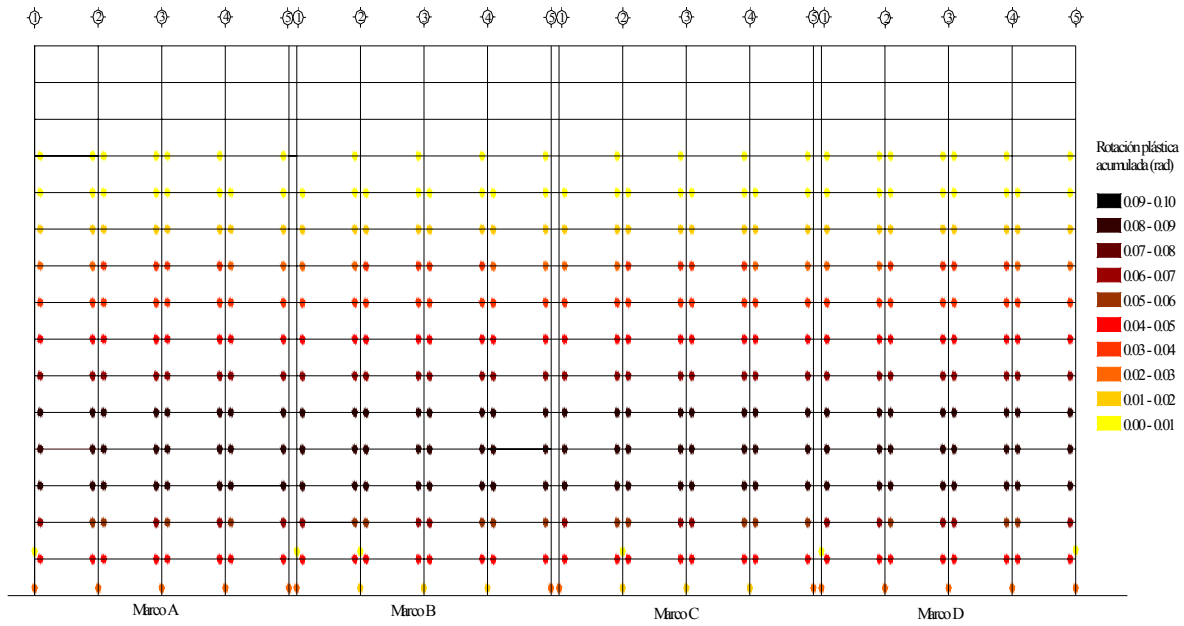


Figura 8.30 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q4AA en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

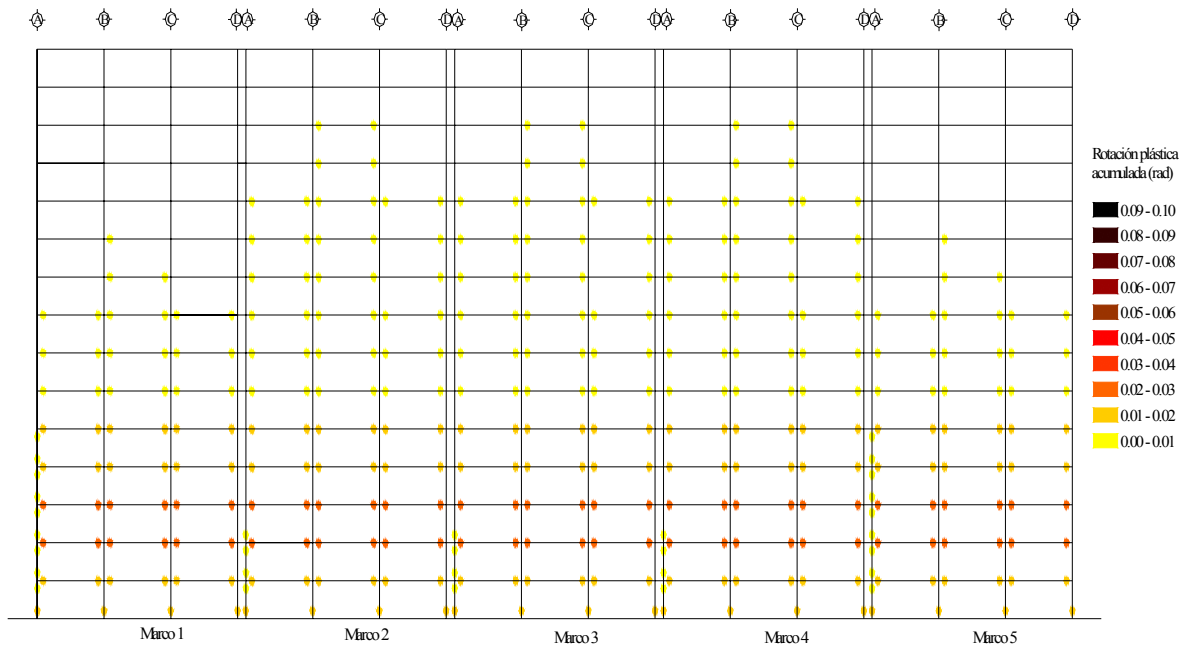


Figura 8.31 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q4AA en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

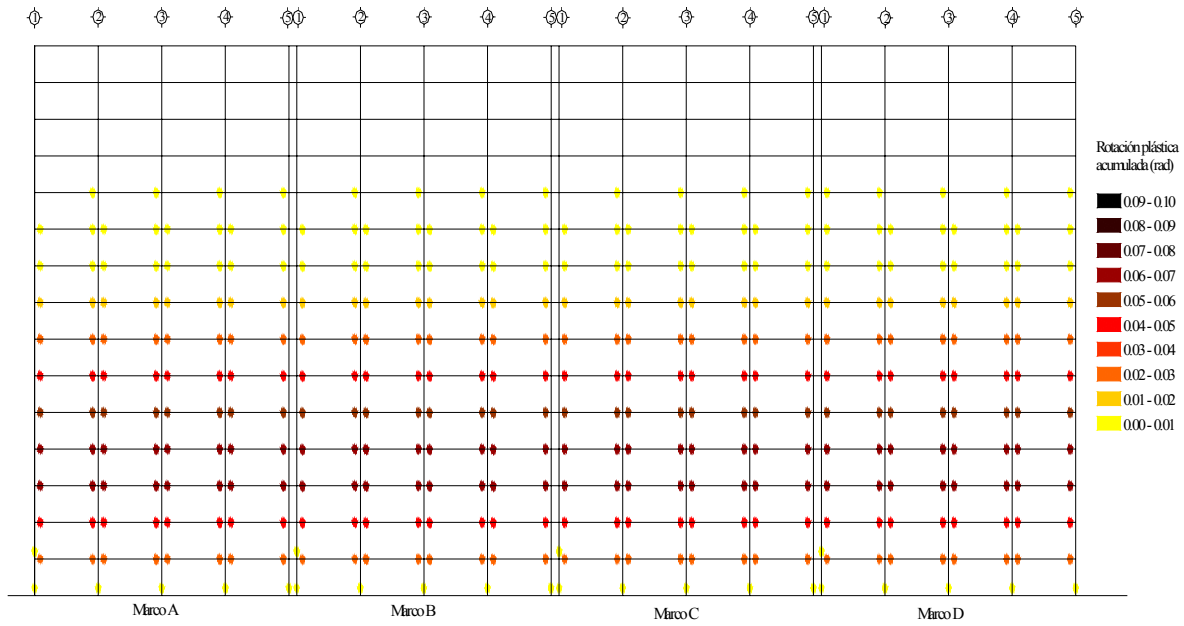


Figura 8.32 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q4AA en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

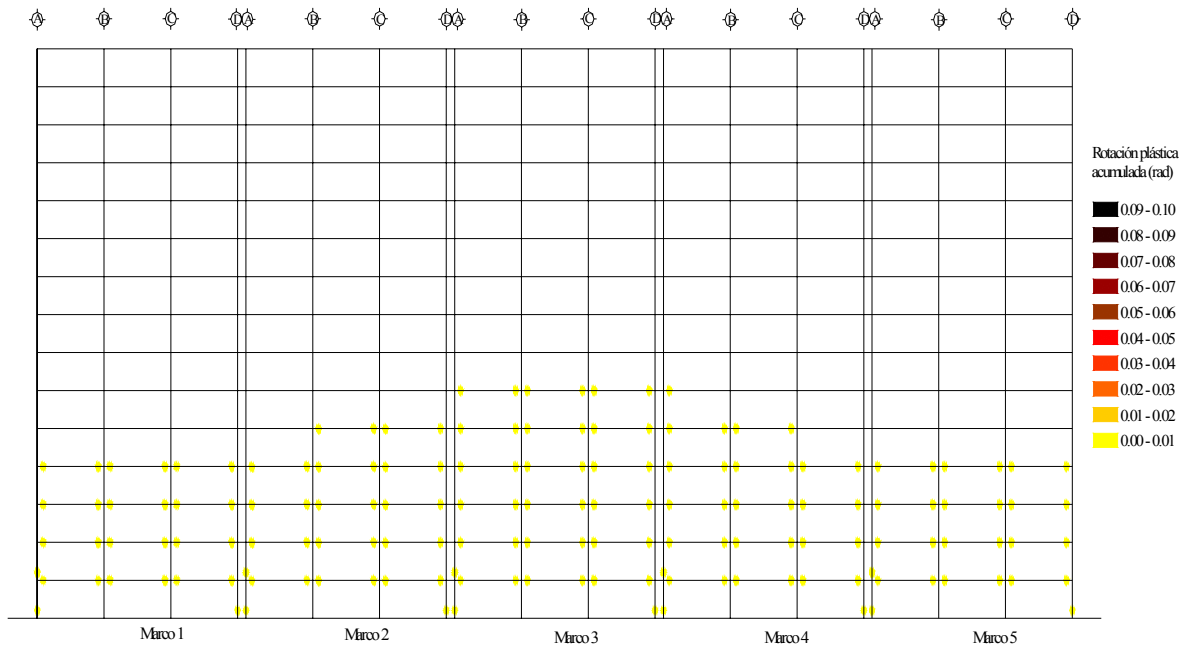


Figura 8.33 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q4AA en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

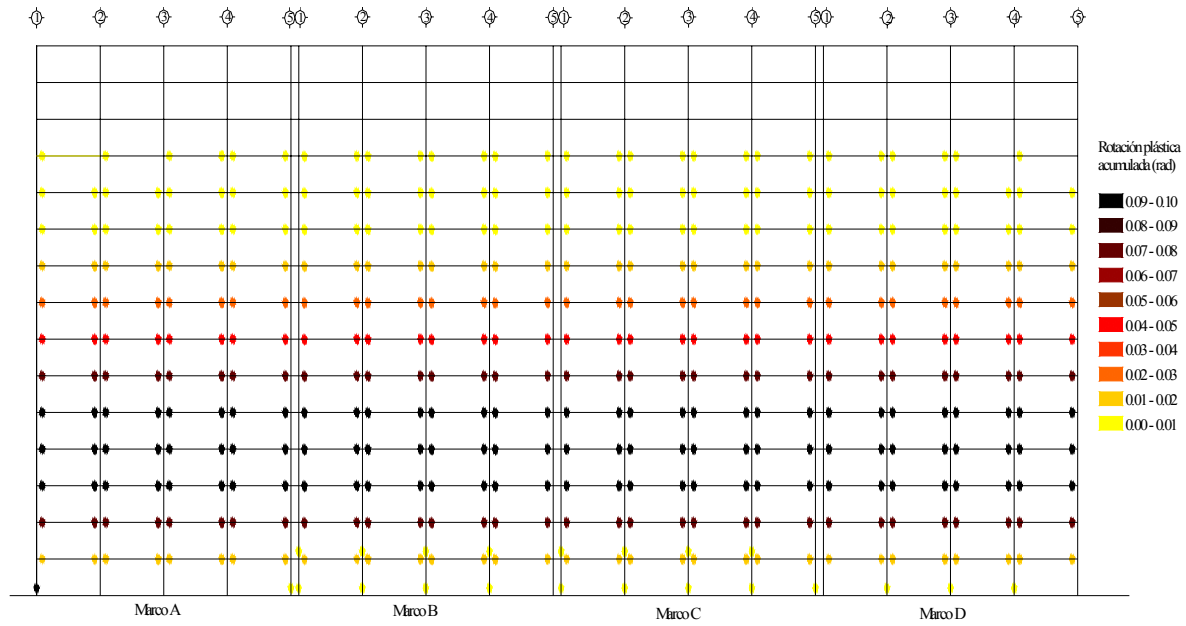


Figura 8.34 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q4AA en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

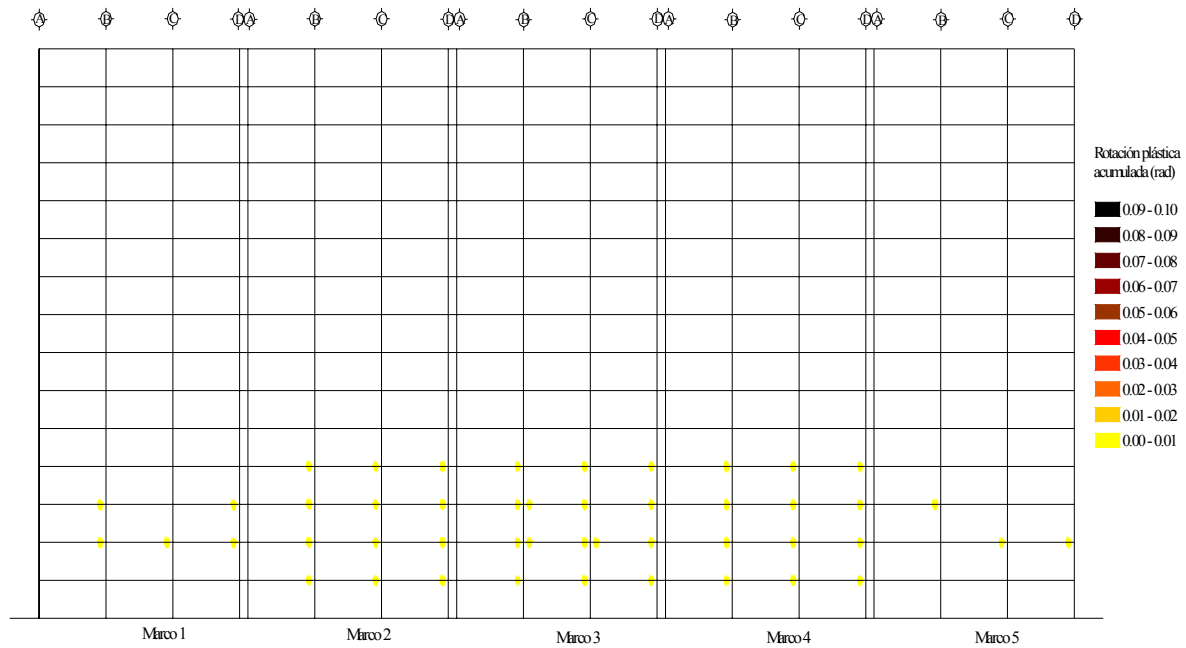


Figura 8.35 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M1Q4AA en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

8.3 Modelo M2Q4CP

El reporte del diseño estructural del modelo M2Q4CP que está estructurado con vigas secundarias orientadas tanto en sentido largo como en sentido corto, en el que se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y se aplicó el planteamiento del cuerpo principal de de las NTCS-04 para su análisis sísmico se resume en el capítulo cinco en su apartado 5.4.3.

Como se mencionó en el capítulo anterior las dimensiones de las secciones transversales de las vigas para todos los modelos M2 en la dirección x , a diferencia de las vigas de los modelos M1 no sólo se diseñaron para dar rigidez lateral a ese sentido del edificio, sino que rigieron criterios de resistencia, lo que provocó que las secciones resultaran con dimensiones más importantes y con cantidades de acero más elevadas, ya que en este sentido ahora se descargan vigas secundarias al igual que en las vigas paralelas al eje y , lo que hace que las cargas verticales se distribuyan de manera más equitativa para ambas direcciones.

8.3.1 Curvas de histéresis de entrepiso

En dirección x , ante el registro SCT-EW y considerando resistencias nominales, los tres últimos niveles permanecen elásticos, mientras que las curvas de histéresis de los niveles restantes presentan ciclos amplios y estables observándose una importante capacidad de disipación de energía (figura 8.36). En dirección y el trabajo inelástico deja de mostrarse tan discreto en comparación con la dirección x como se aprecia en los modelos M1 que están estructurados únicamente con vigas secundarias paralelas al eje x , ya que muestra ciclos inelásticos más amplios y por lo tanto un incremento en el trabajo inelástico (figura 8.37).

Analizando los modelos M1Q4CP y M2Q4CP se observa que para el modelo M2 se presenta una mejor distribución en el trabajo inelástico para ambas direcciones que para el modelo M1, exhibiendo que la forma de estructuración con vigas secundarias en ambos sentidos hace tener un comportamiento dinámico más equilibrado para ambas direcciones, debido a que las cargas se distribuyen de manera más equilibrada hacia las vigas principales (figuras 8.1, 8.2, 8.36 y 8.37)

Incorporando las fuentes adicionales de sobrerresistencia, se aprecia una disminución notable en el trabajo inelástico, ya que para ambas direcciones se tiene una disminución en la amplitud de los ciclos histeréticos (figuras 8.38 y 8.39). Comparando los modelos M1Q4CP y M2Q4CP se observa que para el modelo M1 en dirección x se tienen incursiones inelásticas mayores debido a que presenta mayor amplitud en los ciclos de sus curvas de histéresis que el modelo M2, donde la amplitud de sus ciclos es menor. Para la dirección y el comportamiento es elástico para el modelo M1 mientras que el modelo M2 presenta incursiones inelásticas discretas.

Ante el acelerograma de la estación 56 se aprecia un comportamiento muy similar al presentado por el modelo M1Q4CP, ya que considerando resistencias nominales la estructura sufre colapso para ambas direcciones. Al considerar sobrerresistencias la dirección x resiste sin colapso permaneciendo elásticos los últimos cuatro entrepisos, la dirección y resiste sin colapso permaneciendo elásticos los últimos tres entrepisos y los restantes con incursiones inelásticas moderadas (figuras 8.40, 8.41, 8.42 y 8.43).

8.3.2 Envolventes de distorsiones de entrepiso (Δ)

En la dirección x , ante el registro SCT-EW y tras considerar resistencias nominales las distorsiones dinámicas de entrepiso de todo el edificio son superiores a las distorsiones de diseño, superando en los niveles tres, cuatro y cinco el límite $\Delta = 0.012$ que impone el reglamento del cuerpo principal de las NTCS-04 (figura 8.44). En dirección y las distorsiones dinámicas se encuentran debajo de las distorsiones de diseño y lejanas del límite impuesto (figura 8.45).

Comparando los modelos M1Q4CP y M2Q4CP para la dirección x , se aprecia que el modelo M2 sufre distorsiones dinámicas mayores en los primeros seis niveles invirtiéndose esta tendencia en los niveles restantes, presentando valores máximos de distorsión de aproximadamente 0.011 y 0.013 para los modelos M1 y M2 respectivamente. Para la dirección y se observa que el modelo M2 experimenta distorsiones dinámicas superiores a las del modelo M1, esto se debe a que esta dirección en el modelo M2 ya no es tan rígida ya que las dimensiones de las vigas son menores que las del modelo M1 debido a la existencia de las vigas secundarias en ambos sentidos permitiendo equilibrar las demandas de resistencia y rigidez para ambas direcciones (figuras 8.44 y 8.45).

Incorporando sobrerresistencias, en ambas direcciones se observa que las distorsiones dinámicas se abaten en comparación con las obtenidas para resistencias nominales. Al comparar los modelos M1Q4CP y M2Q4CP en dirección x se observa que ahora el modelo M1 presenta distorsiones mayores en todos los entresijos, en dirección y se aprecia que el modelo M1 presenta distorsiones mayores para M2 (figuras 8.46 y 8.47).

Ante el acelerograma de la estación 56 e incorporando fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x se observó que se presenta distorsiones ligeramente por encima del límite impuesto por el cuerpo principal de las NTCS-04 en los niveles tres, cuatro y cinco. En dirección y las distorsiones no superan ni el límite ni a las de diseño (figuras 8.50 y 8.51). Comparando los modelos M1Q4CP y M2Q4CP con sobrerresistencias y para la dirección y se observa que el modelo M1 presenta distorsiones dinámicas menores con respecto al modelo M2 e inferiores al límite (figura 8.51).

8.3.3 Distorsiones de fluencia (Δ_{fluencia})

Para la dirección x ante el registro SCT-EW y considerando resistencias nominales, todos los entresijos que presentan fluencias lo hacen a valores de distorsión de entresijo inferiores al límite $\Delta = 0.012$ establecido por el cuerpo principal de las NTCS-04 y graficado como referencia. En la dirección y la fluencia se presenta a valores de distorsión menores a los correspondientes a la dirección x , permaneciendo las distorsiones de fluencia de todos los niveles muy por debajo del límite $\Delta = 0.012$. Comparando los modelos M1Q4CP y M2Q4CP se aprecia que en la dirección x el modelo M2 se presenta la fluencia a valores ligeramente superiores que los presentados para el modelo M1, pero en ningún caso sobrepasan el límite. Para la dirección y se presenta el mismo fenómeno, en el modelo M2 se presenta la fluencia a niveles ligeramente mayores, pero sin superar el límite (figuras 8.44 y 8.45).

Tras incorporar sobrerresistencias y para ambas direcciones se retrasa la fluencia como se esperaba. En dirección x se presenta a valores de distorsión inferiores al límite $\Delta = 0.012$. En dirección y la fluencia también se presenta a niveles de distorsión inferiores al límite. Además se aprecia el mismo comportamiento que cuando se toman resistencias nominales apreciándose que para el modelo M2Q4CP en la dirección x se presenta la fluencia a valores ligeramente superiores a los del modelo M1Q4CP y de la misma manera en dirección y el modelo M1Q4CP manifiesta la fluencia a valores inferiores al modelo M2Q4CP (figuras 8.46 y 8.47).

Ante el acelerograma de la estación 56 tras incorporar sobrerresistencias en ambas direcciones la fluencia se presenta a valores menores para el modelo M1Q4CP, retrasándose la fluencia para el modelo M2Q4CP, en ningún caso superando el límite establecido por el cuerpo principal de las NTCS-04 (figuras 8.50 y 8.51).

8.3.4 Distorsiones de entresijo asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\Delta_{\text{máxima}}$)

Las distorsiones máximas en dirección x rebasan a las de diseño en los entresijos dos al siete ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales, alcanzando valores máximos de aproximadamente $\Delta = 0.020$ en el cuarto entresijo superando al límite establecido en el cuerpo principal de las NTCS-04, para la dirección y de igual manera se rebasan a las distorsiones de entresijo presentándose valores máximos de aproximadamente $\Delta = 0.013$ en el cuarto entresijo. Para la dirección x el modelo

M1Q4CP presenta valores de distorsión inferiores de los niveles uno al cinco con respecto al modelo M2Q4CP en los niveles restantes se invierte esta tendencia. En la dirección x y el modelo M2Q4CP presenta valores de distorsión máxima superiores al modelo M1Q4CP en todos los entresijos (figuras 8.44 y 8.45).

Al incorporar fuentes adicionales de sobrerresistencia para la dirección x , se observa que disminuyen las distorsiones máximas, presentándose valores mayores en el modelo M1Q4CP con respecto al modelo M2Q4CP en dirección x . Para la dirección y también disminuyen los valores de distorsión máxima, presentándose valores ligeramente mayores para el modelo M2Q4CP (figuras 8.46 y 8.47).

Ante el registro sintético de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia se observa que el modelo M2Q4CP presenta valores de distorsión máxima ligeramente mayores con respecto al M1Q4CP en la dirección y (figura 8.51).

8.3.5 Envolventes de cortantes de entresijo (V/W_T)

Para la dirección ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales para la dirección x se observa que el modelo M2Q4CP toma más cortante que el modelo M1Q4CP en un 22 % en promedio, en la dirección y se aprecia que la diferencia entre ambos modelos es muy pequeña, el modelo M1Q4CP toma en promedio un 2% más que el modelo M2Q4CP (figuras 8.44 y 8.45).

Al incorporar fuentes adicionales de sobrerresistencia, se observa que para ambas direcciones la estructura toma más cortante que el modelo M1Q4CP, en promedio un 18 y 6 por ciento para la dirección en x y y respectivamente (figuras 8.46 y 8.47).

Ante el registro sintético de la estación 56 y considerando sobrerresistencias para la dirección y no se observa diferencia entre los modelos M1Q4CP y M2Q4CP al tomar cortante (figura 8.51).

8.3.6 Número de medios ciclos en los que se presentó respuesta inelástica

Se aprecia para la mayoría de los entresijos que en la dirección x ante resistencias nominales y el acelerograma SCT-EW una ligera mayor acción inelástica en el modelo M2Q4CP, presentando valores máximos del orden de 35 medios ciclos inelásticos contra 33 medios ciclos como valor máximo para el modelo M1Q4CP. Para la dirección y el modelo M2Q4CP presenta valores mayores de medios ciclos inelásticos con valor máximo de 31 contra 24 del modelo M1Q4CP (figuras 8.44 y 8.45).

Con sobrerresistencias se disminuye el número de ciclos inelásticos en ambas direcciones y se observa que para la dirección x se presentan valores máximos en el modelo M1Q4CP de 31 medios ciclos contra 28 del modelo M2Q4CP, en dirección y cambia el comportamiento apreciándose una ligera mayor acción inelástica para el modelo M2Q4CP con respecto al modelo M1Q4CP que presenta un comportamiento elástico en la mayoría de los entresijos (figuras 8.46 y 8.47).

Ante el registro sintético de la estación 56 y considerando sobrerresistencias para la dirección y se observa que el modelo M2Q4CP presenta valores máximos del orden de 38 medios ciclos inelásticos contra 50 medios ciclos como valor máximo para el modelo M1Q4CP (figura 8.51).

8.3.7 Demandas máximas de ductilidad de entresijo (μ) y degradación de rigidez

Ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales las demandas de ductilidad de entresijo para la dirección x , el modelo M2Q4CP presenta demandas de ductilidad de entresijo inferiores a $\mu = 4$, pero ligeramente mayores a las experimentadas por el modelo M1Q4CP tomando valores máximos de 2.7 para el modelo M1 contra 3.2 del modelo M2. Se observa una correspondencia entre los valores más alto de ductilidad y una mayor degradación de rigidez, tomando valores de 35% para el modelo M1 y de 30% para

M2 de la rigidez elástica tomando la rigidez inelástica mínima, y de 55% y 60% para M1 y M2 respectivamente de la rigidez elástica tomando la rigidez inelástica promedio. En la dirección y las demandas de ductilidad alcanzan valores máximos de tres para M2 y de 2.3 para M1 y con valores de rigidez inelástica mínimas de 45% y 28% para M1 y M2 respectivamente de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de 88% para M1 y de 68% para M2 de la rigidez elástica aproximadamente (figuras 8.44 y 8.45).

Al incorporar los efectos adicionales de la sobrerresistencia las demandas de ductilidad disminuyen, así como la degradación de rigidez estructural por trabajo inelástico para ambas direcciones. Para la dirección x las demandas de ductilidad el modelo M1Q4CP es mayor en los niveles cinco al once con respecto al modelo M2Q4CP, en los niveles restantes los valores son muy similares. En dirección y el modelo M1Q4CP presenta un comportamiento elástico muy poco diferente al de M2Q4CP que presenta valores de ductilidad cercanos a uno, asociado a una rigidez inelástica mínima y promedio de la rigidez elástica con valores cercanos a la unidad actividad (figuras 8.46 y 8.47).

Al considerar el acelerograma de la estación 56 y con sobrerresistencia y en dirección y el modelo M1Q4CP presenta valores de ductilidad ligeramente mayores a las del modelo M2Q4CP (figuras 8.50 y 8.51).

8.3.8 Mapeo de fluencia en elementos estructurales

En la dirección x ante el registro SCT-EW considerando resistencias nominales se presentan fluencias en la base de las columnas para los tres primeros niveles y en el extremo superior de las columnas en los niveles seis y siete con valores de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad. y en las vigas valores inferiores a 0.08 rad., apreciándose una concentración de trabajo inelástico en los niveles dos al seis. En dirección y existen fluencias en columnas del nivel uno al siete en todos los caso con valores de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad., en vigas con fluencias del nivel uno al trece, en ningún caso con valores superiores a 0.04 rad. (figuras 7.52 y 7.53).

Al comparar los modelos M1Q4CP y M2Q4CP, se observa que el modelo M1Q4CP presenta un trabajo inelástico mayor con respecto al modelo M2Q4CP ya que existe un mayor número de fluencias en columnas aunque ambos casos con valores inferiores a 0.01 rad., en vigas también se observan mayores demandas de rotación plástica. En dirección y como se esperaba el trabajo inelástico es mayor para el modelo M2Q4CP que en el modelo M1Q4CP ya que la distribución de vigas secundarias en ambas direcciones hace que esta dirección sea más demandada por el trabajo inelástico que en el modelo M1 que exhibe un comportamiento más discreto (figuras 8.17, 8.18, 8.52 y 8.53).

Considerando sobrerresistencia en ambas direcciones se reduce la actividad inelástica, comparando los modelos M1Q4CP y M2Q4CP en la dirección x se observa que el modelo M2 presenta un trabajo inelástico inferior al del modelo M1, en dirección y el modelo M1 exhibe un comportamiento elástico a diferencia de un comportamiento inelástico discreto para el modelo M2 (figuras 8.19, 8.20, 8.54 y 8.55).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia, en dirección y comparando los modelos M1Q4CP y M2Q4CP se observa un trabajo inelástico mayor para el modelo M2 (figuras 8.21, 8.56 y 8.57).

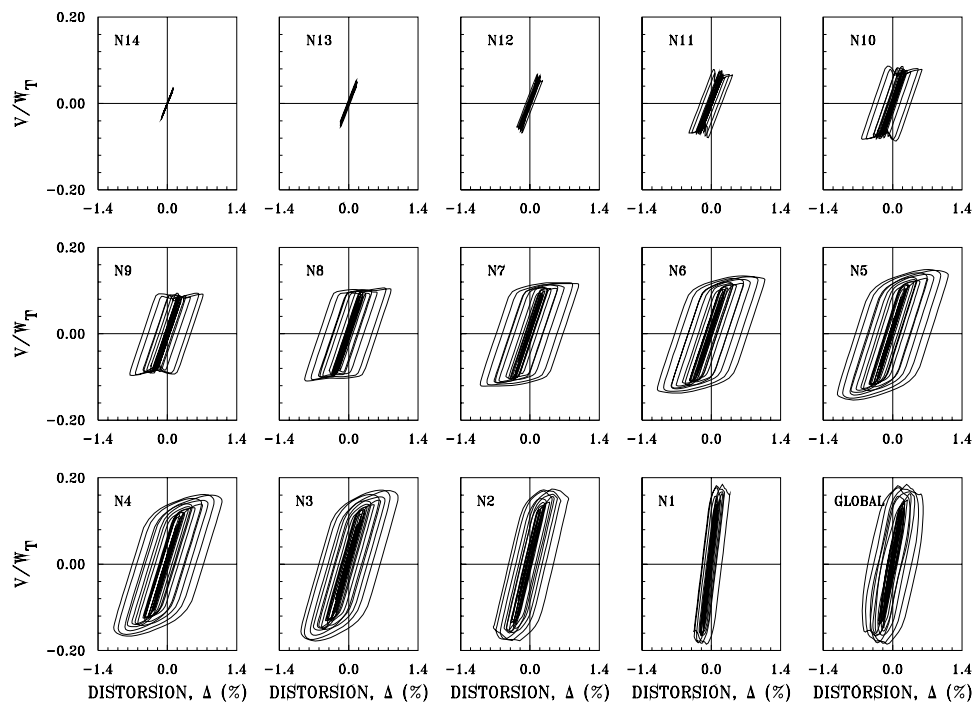


Figura 8.36 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M2Q4CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

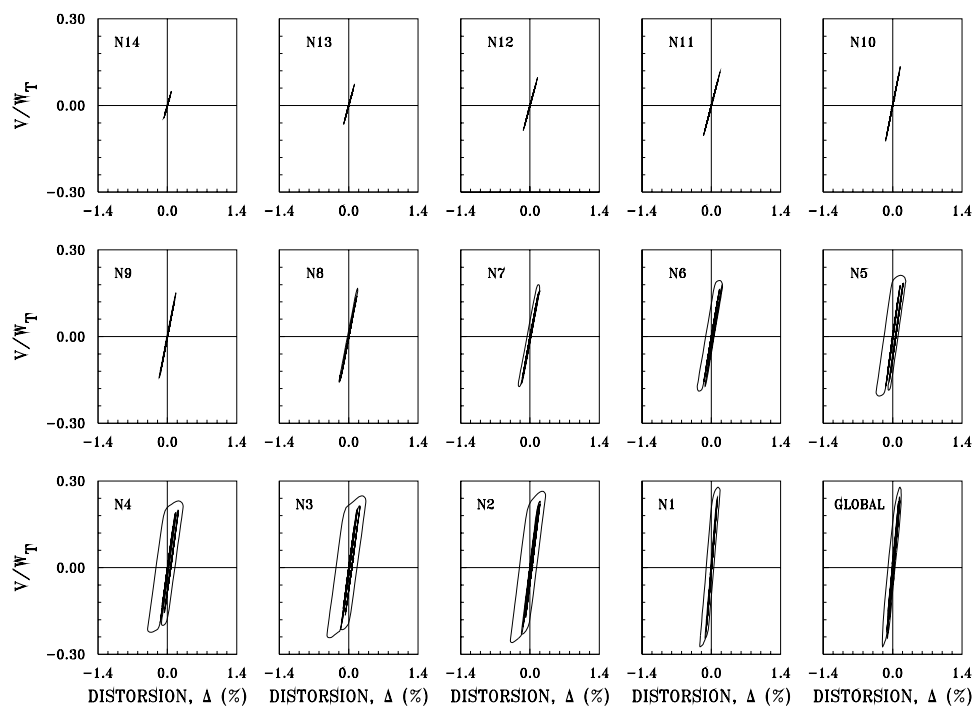


Figura 8.37 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M2Q4CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

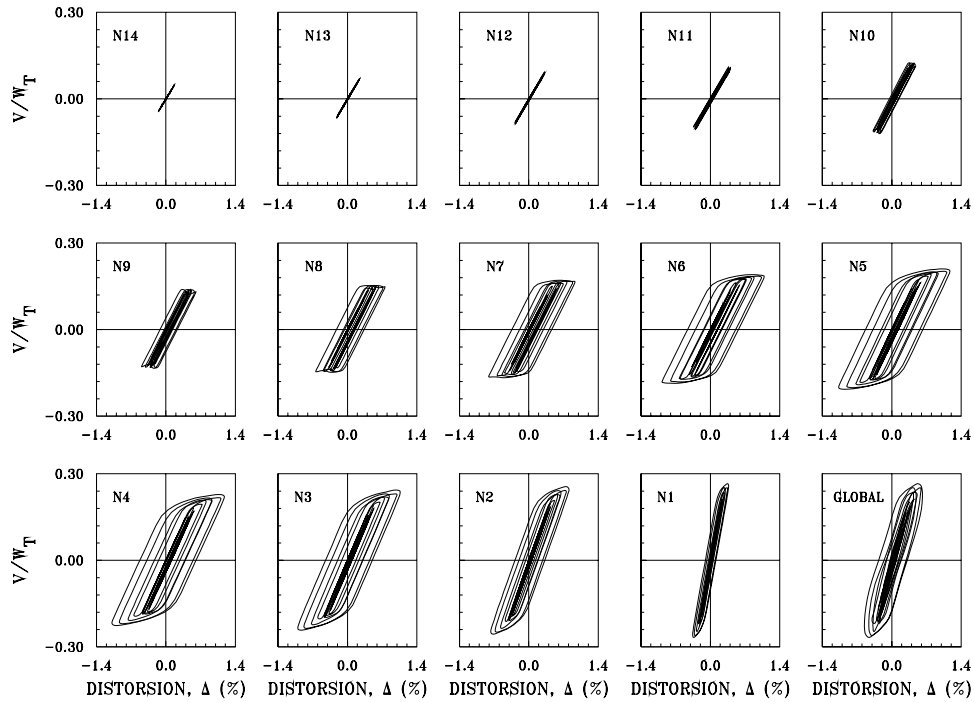


Figura 8.38 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M2Q4CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

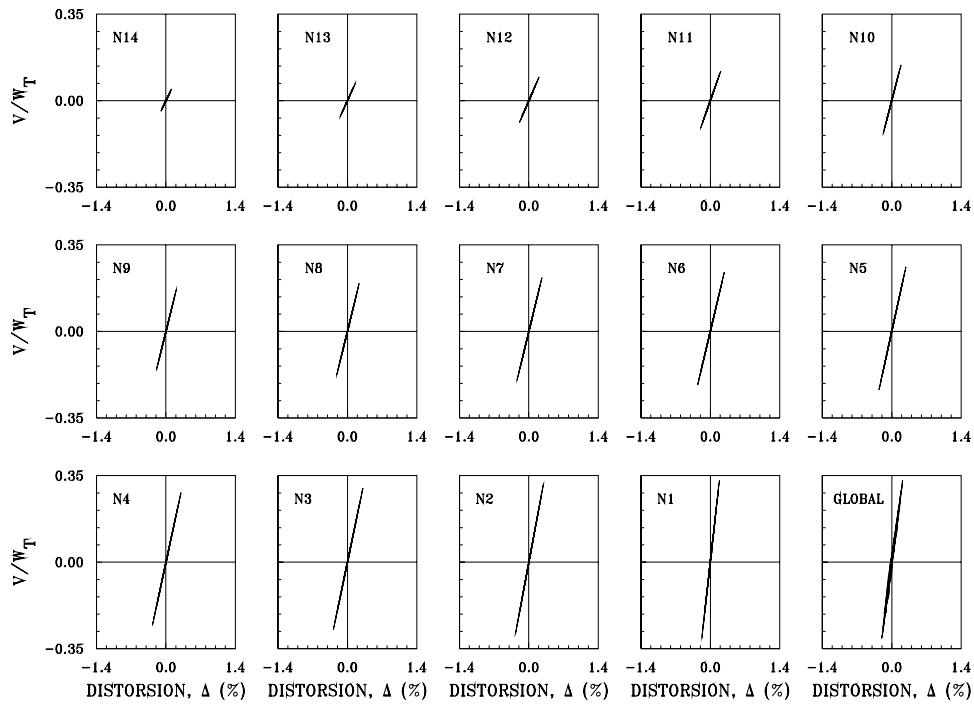


Figura 8.39 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M2Q4CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma SCT-EW

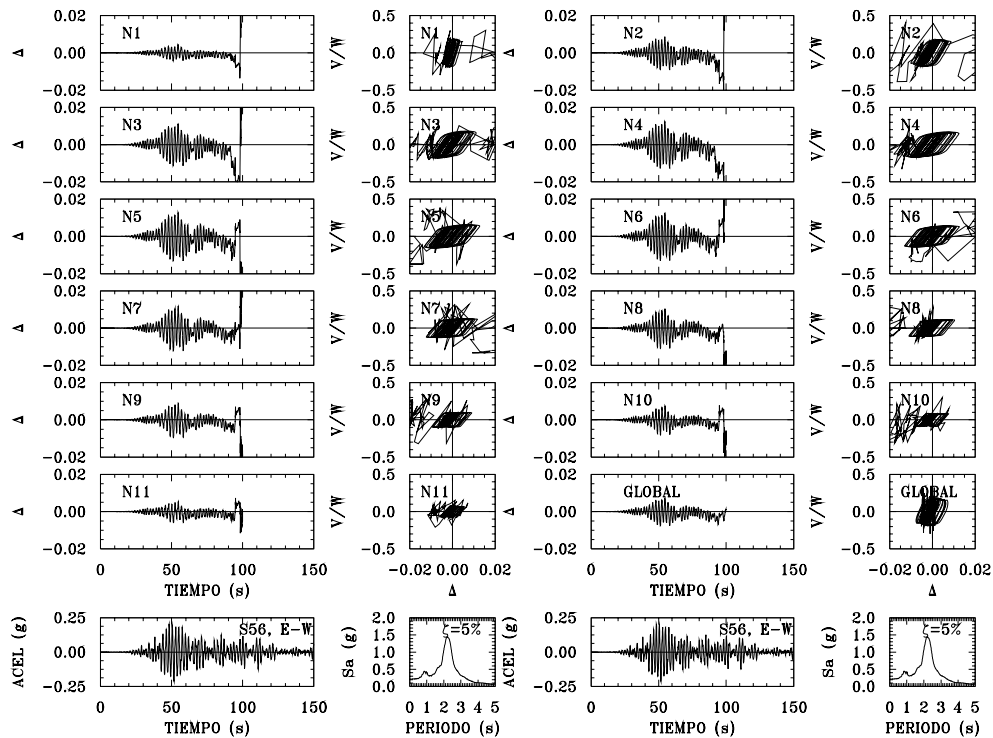


Figura 8.40 Respuesta dinámica en la dirección x del modelo M2Q4CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

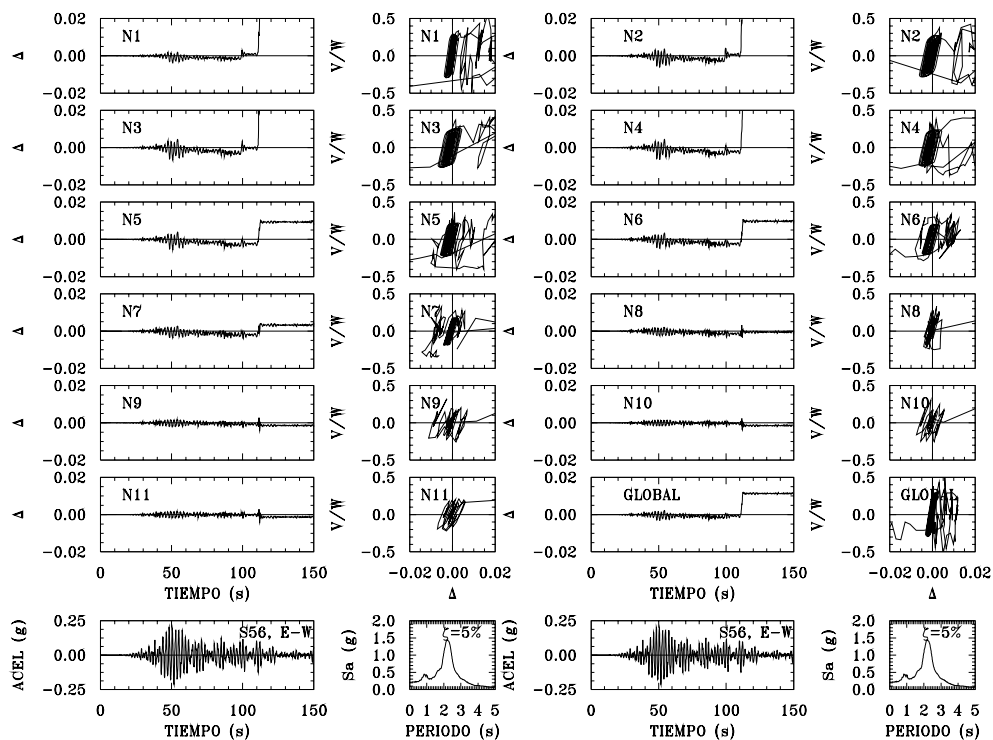


Figura 8.41 Respuesta dinámica en la dirección x del modelo M2Q4CP considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

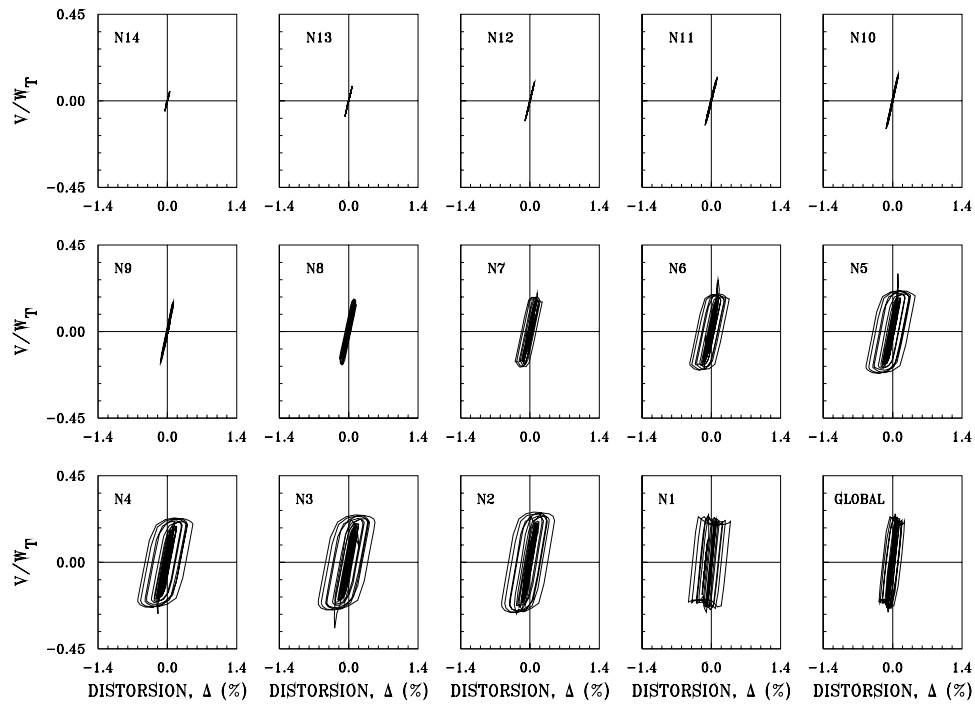


Figura 8.42 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M2Q4CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56

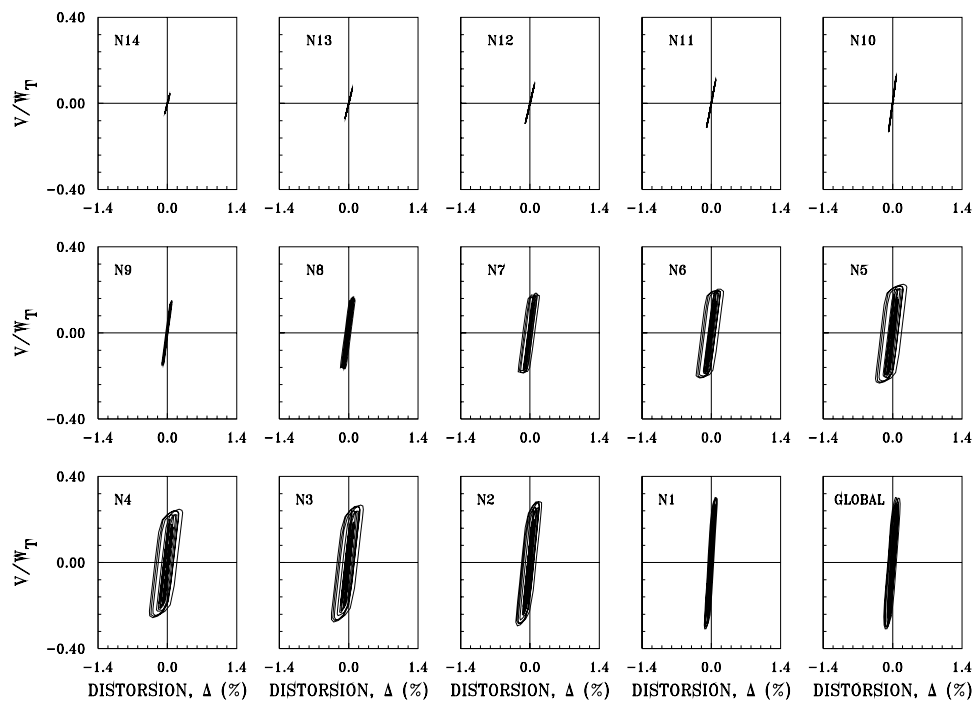


Figura 8.43 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M2Q4CP considerando sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56.

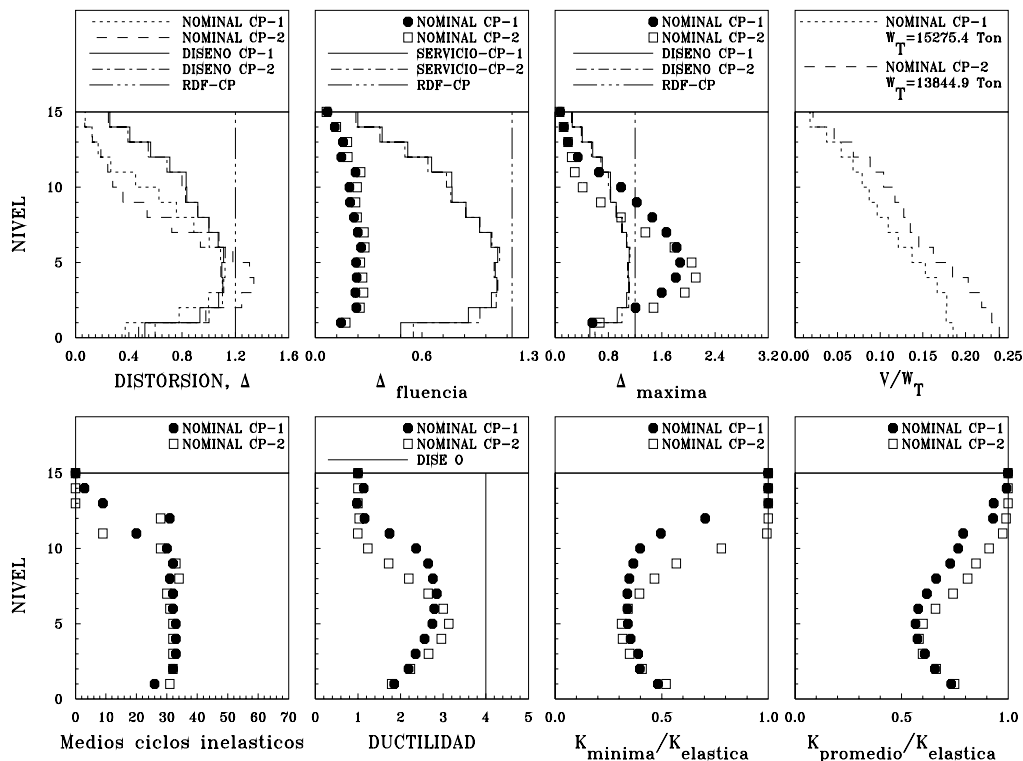


Figura 8.44 Envolventes de respuesta máxima, dirección x modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP, ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

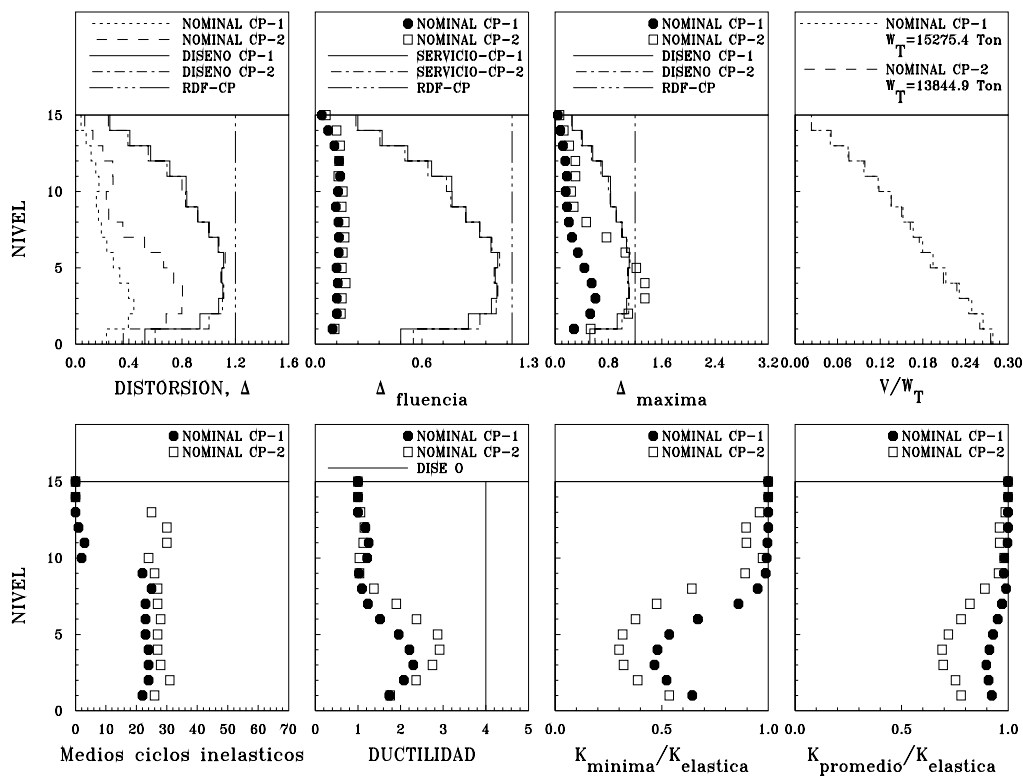


Figura 8.45 Envolventes de respuesta máxima, dirección y modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP, ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

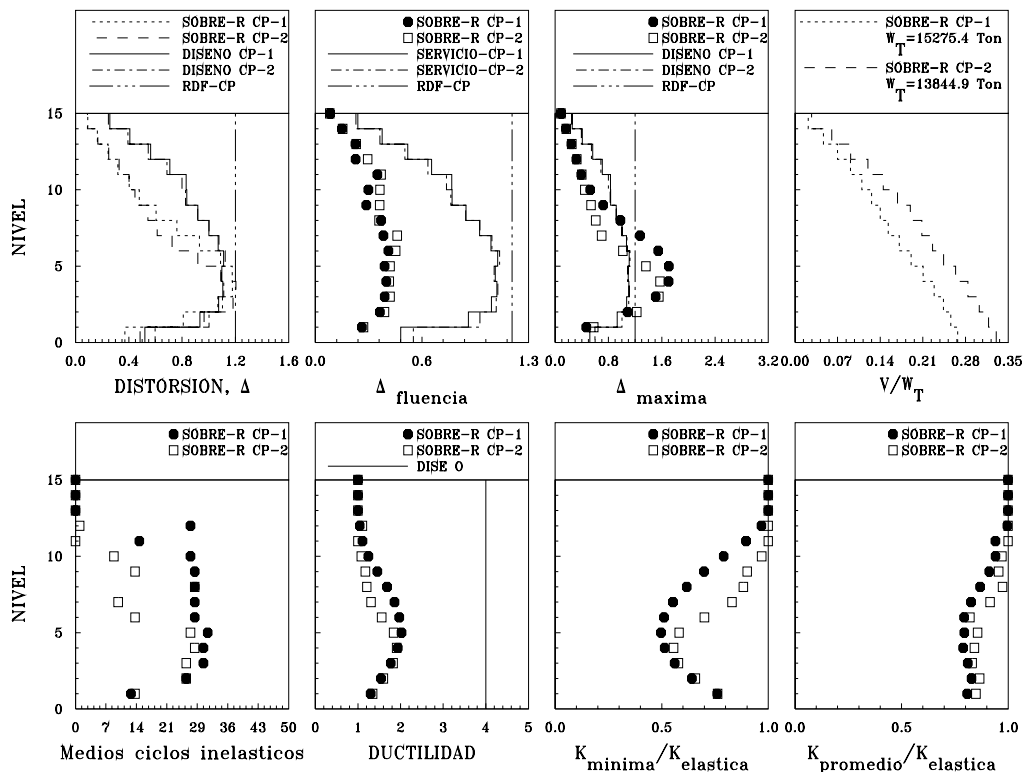


Figura 8.46 Envolventes de respuesta máxima, dirección x modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP, ante el acelerograma SCT-EW, considerando sobrerresistencias

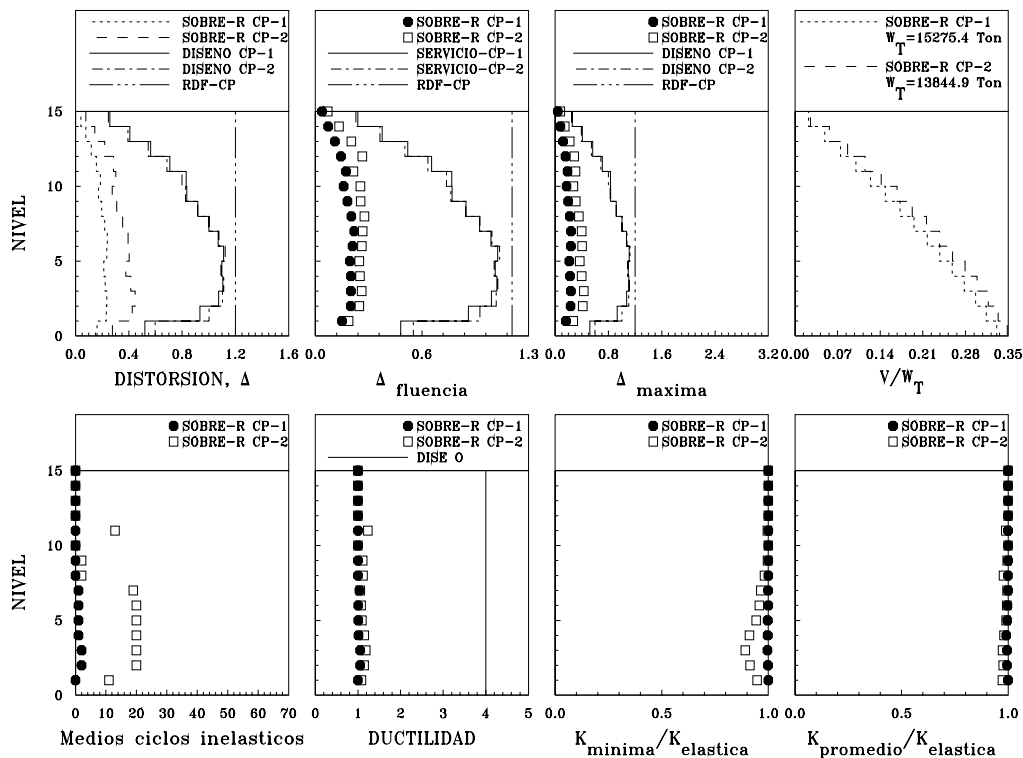


Figura 8.47 Envolventes de respuesta máxima, dirección y modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP, ante el acelerograma SCT-EW, considerando sobrerresistencias

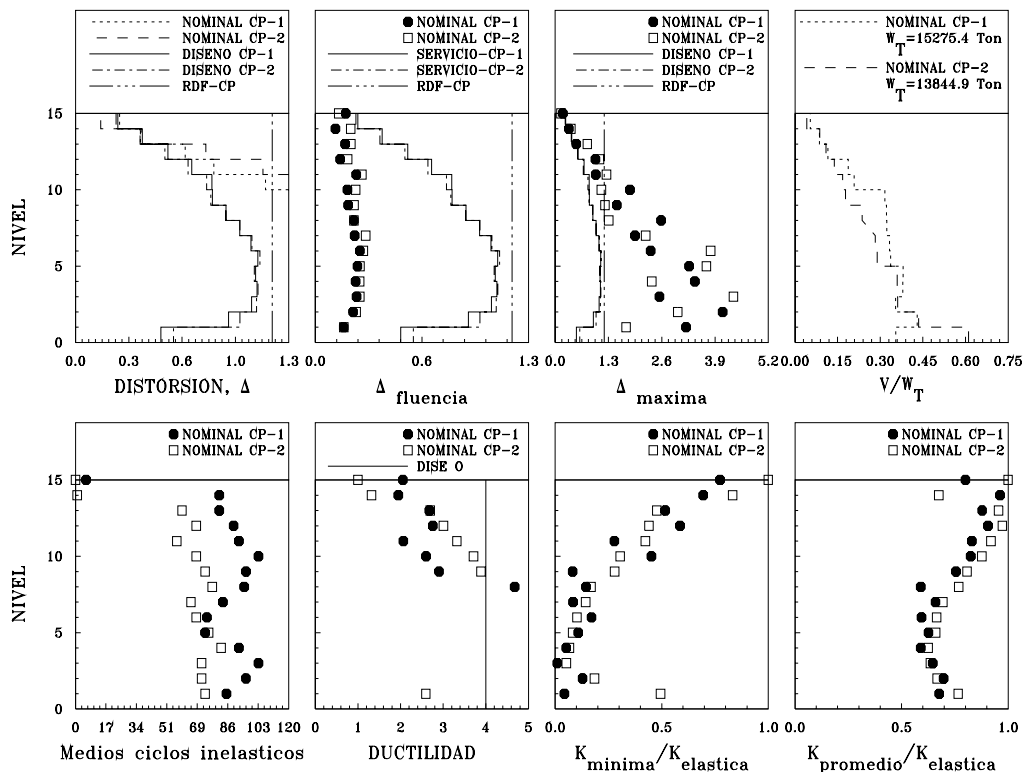


Figura 8.48 Envolventes de respuesta máxima, dirección x modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP, ante el acelerograma de la estación 56, considerando resistencias nominales

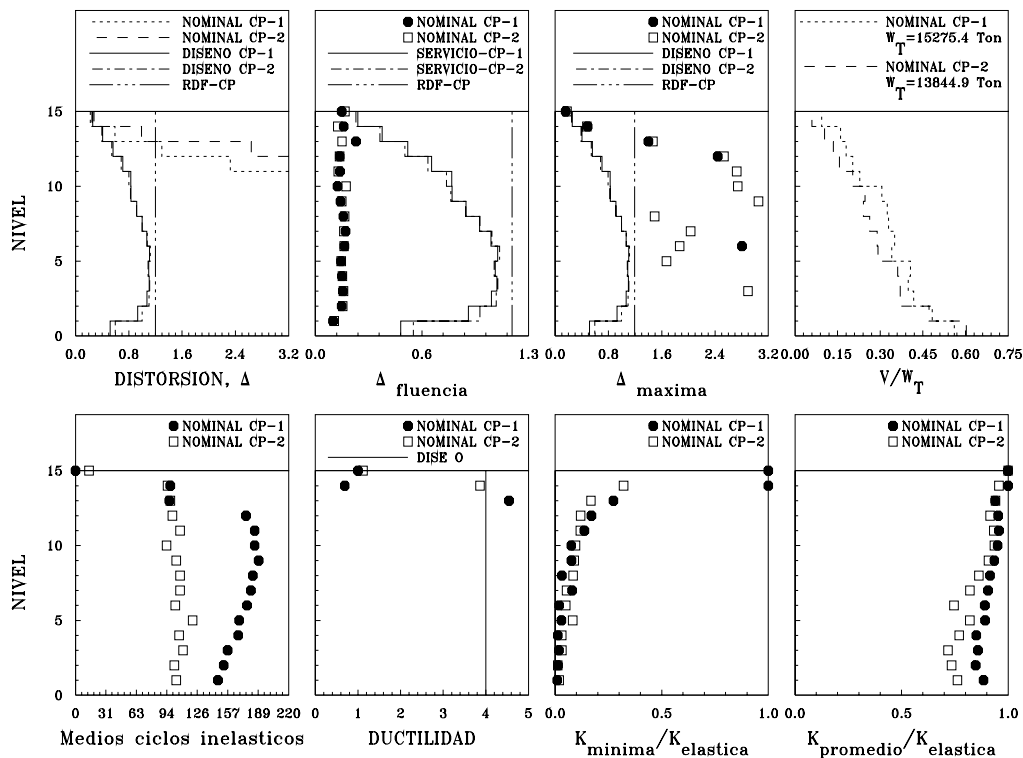


Figura 8.49 Envolventes de respuesta máxima, dirección y y modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP, ante el acelerograma de la estación 56, considerando resistencias nominales

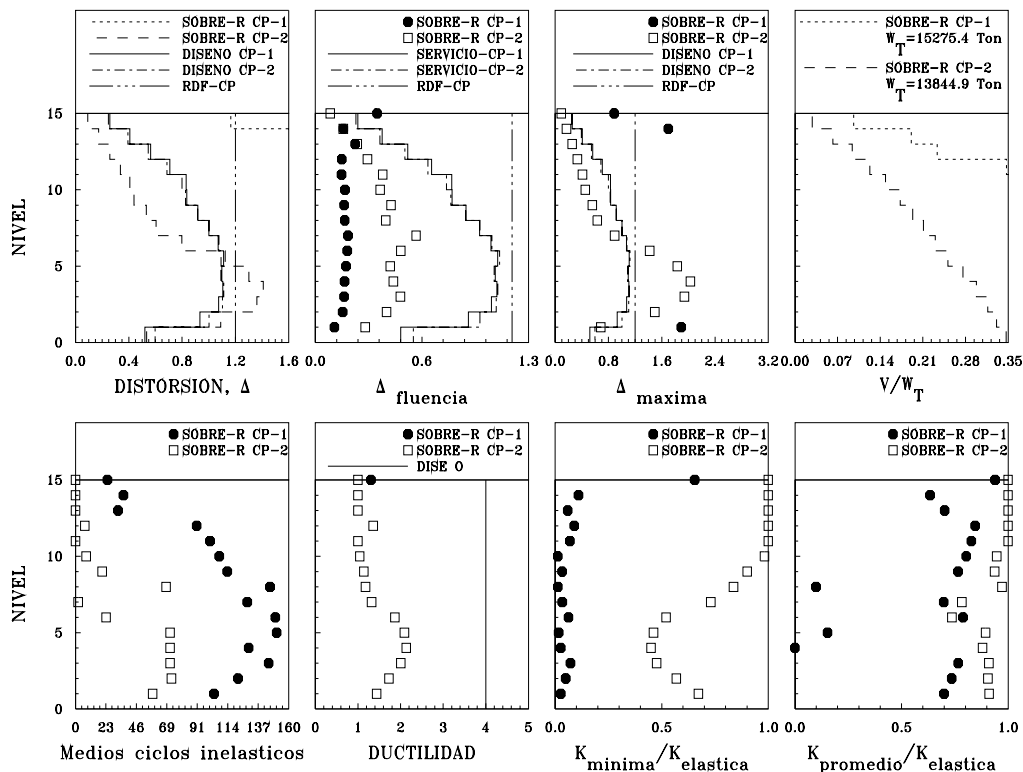


Figura 8.50 Envolventes de respuesta máxima, dirección x modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP, ante el acelerograma de la estación 56, considerando sobrerresistencias

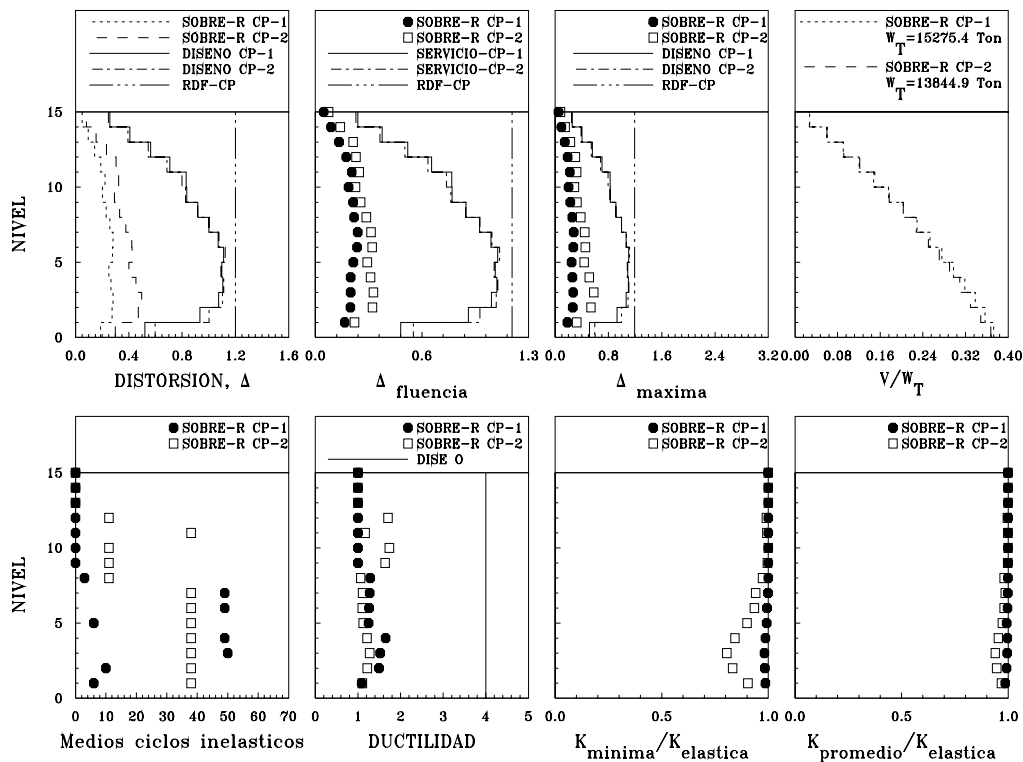


Figura 8.51 Envolventes de respuesta máxima, dirección y y modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP, ante el acelerograma de la estación 56, considerando sobrerresistencias

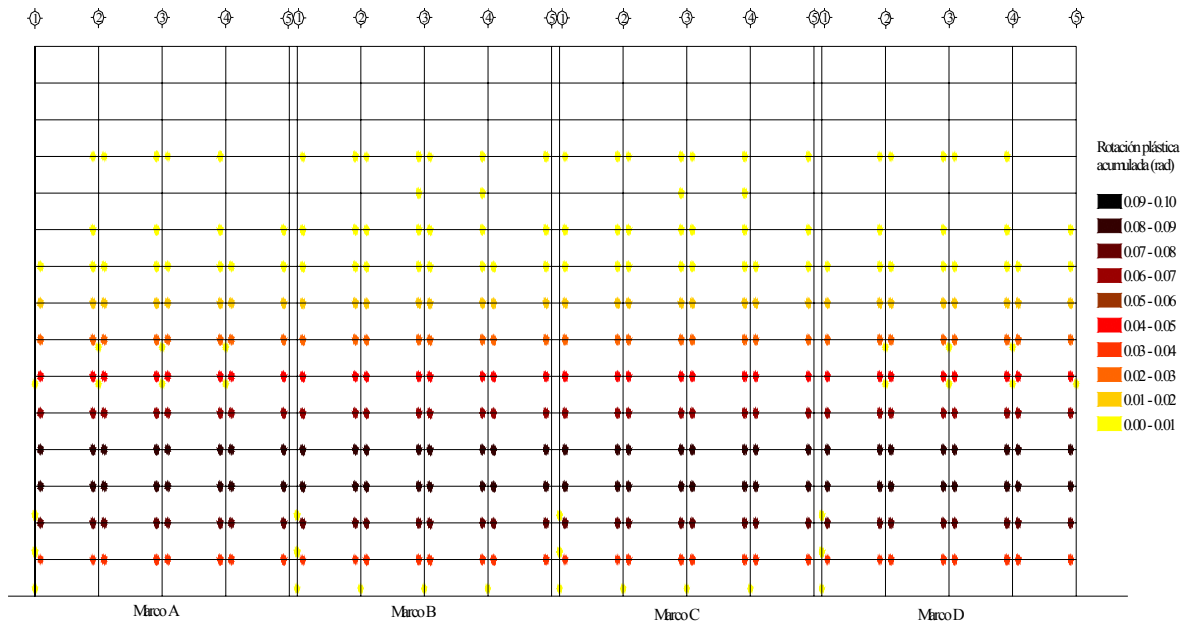


Figura 8.52 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q4CP en dirección x, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

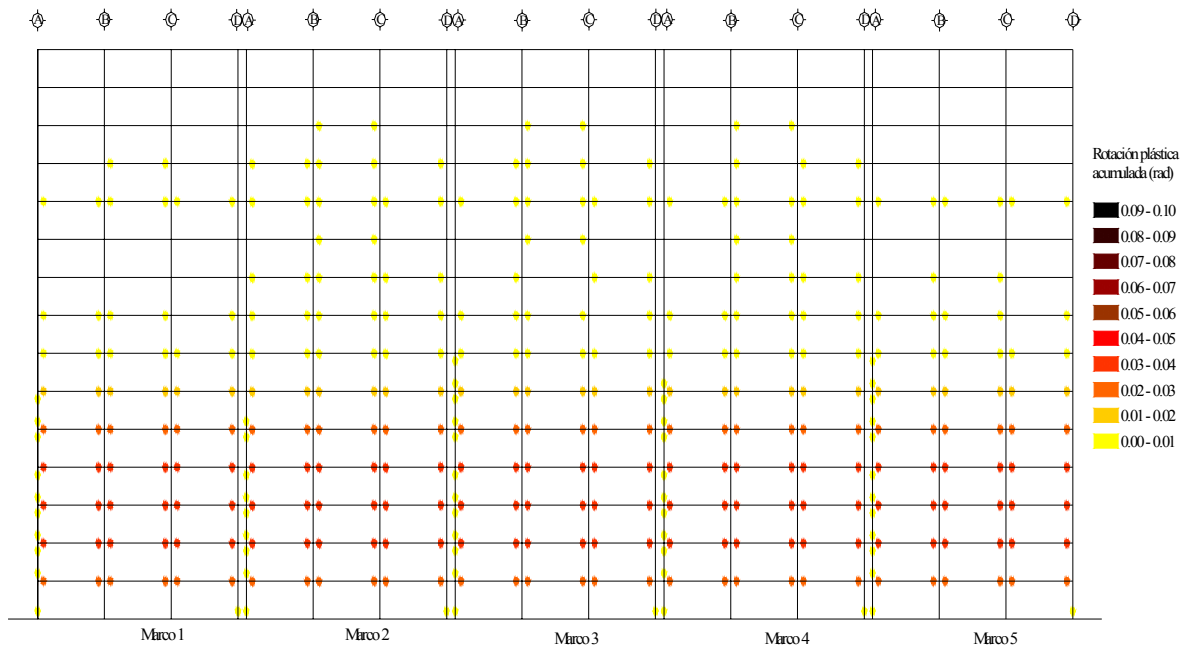


Figura 8.53 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q4CP en dirección y, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

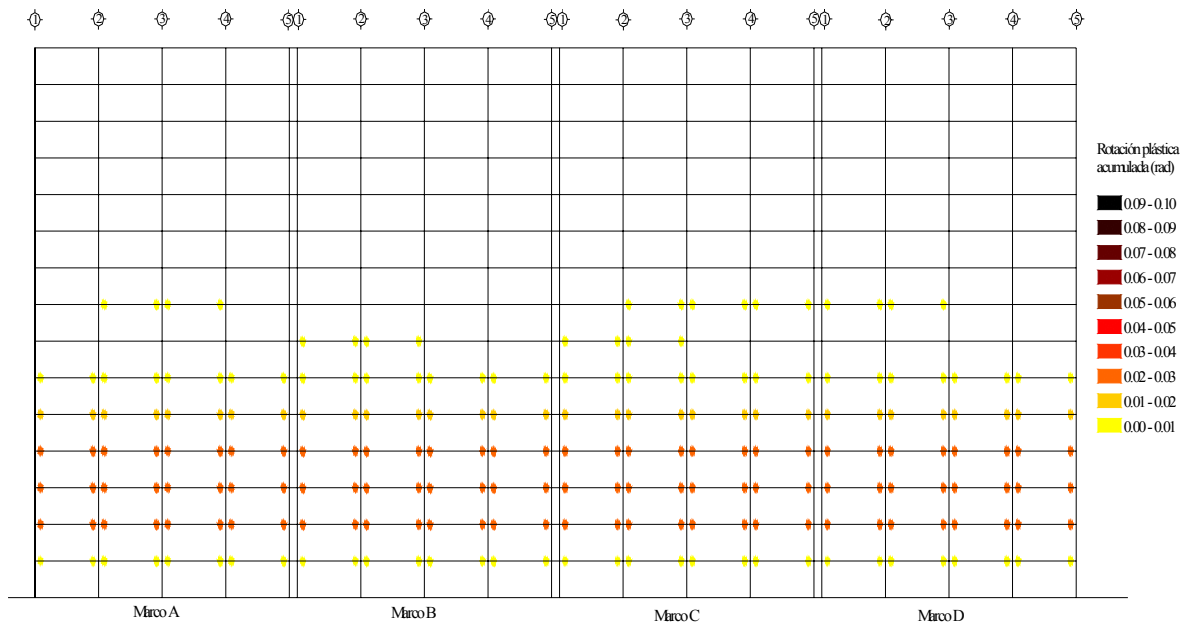


Figura 8.54 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q4CP en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

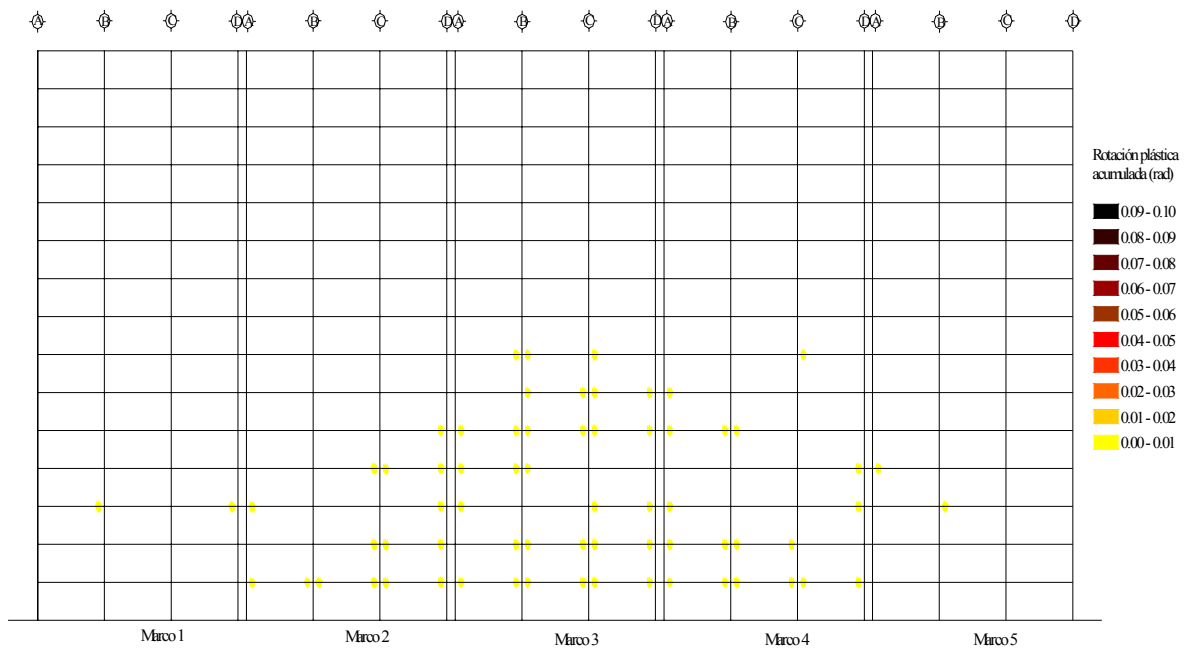


Figura 8.55 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q4CP en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

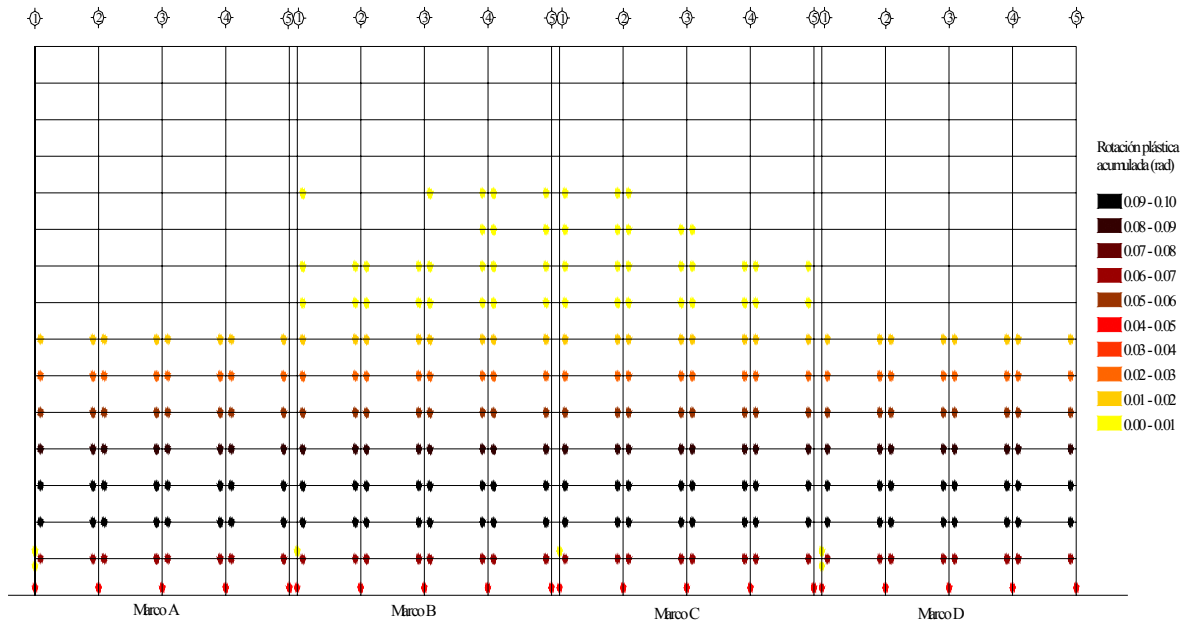


Figura 8.56 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q4CP en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

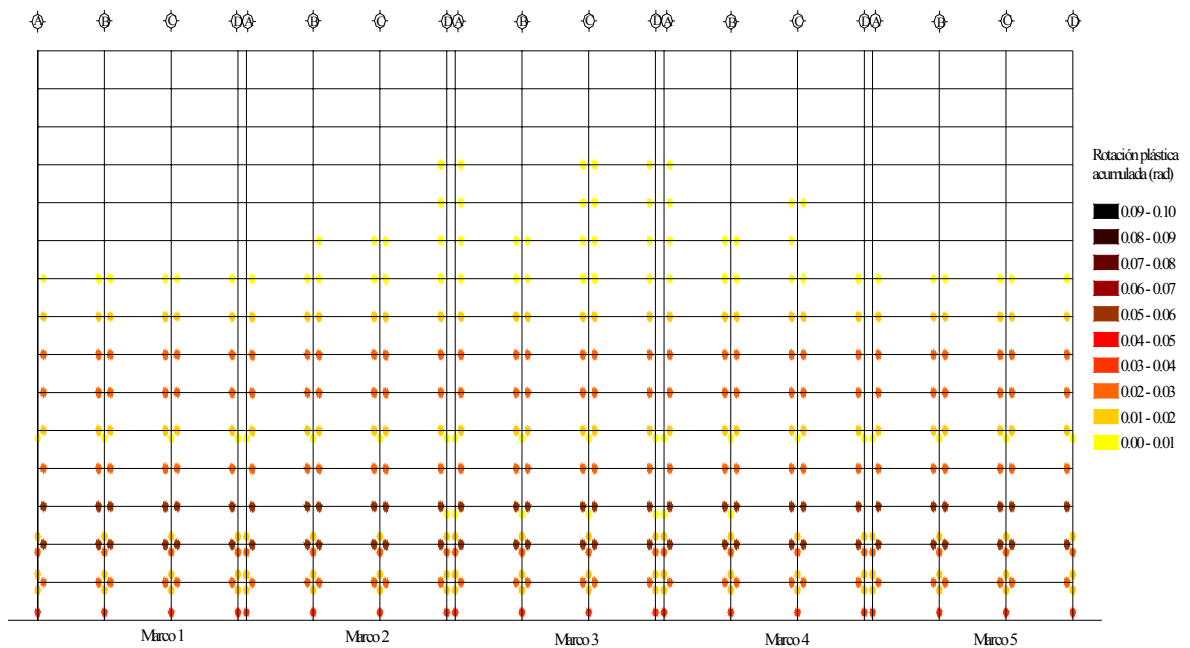


Figura 8.57 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q4CP en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

8.4 Modelo M2Q4AA

El diseño estructural del modelo M2Q4AA que de la misma manera que todos los modelos M2 está estructurado con vigas secundarias orientadas tanto en sentido largo como en sentido corto, en el cual que se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y se aplicó el planteamiento del Apéndice Normativo A de las NTCS-04 para su análisis sísmico se presenta en el capítulo cinco en su inciso 5.4.4.

8.4.1 Curvas de histéresis de entrepiso

Considerando resistencias nominales y ante el registro SCT-EW para la dirección x , se observa que al los últimos tres niveles permanecen elásticos tal como se presenta en el modelo M1Q4AA, los niveles restantes exhiben ciclos amplios y estables (figura 8.58). Comparando los modelos M2Q4CP y M2Q4AA se observa que en el modelo diseñado con el cuerpo principal también permanecieron elásticos los tres últimos niveles (figura 8.36).

Para la dirección y se aprecia mayor actividad inelástica a la mostrada por el modelo M1Q4AA (figura 8.59), lo que confirma que las vigas secundarias colocadas en este sentido equilibran las demandas de trabajo inelástico en ambas direcciones y ya no se aprecia mucha diferencia entre el trabajo inelástico que exhiben las dos direcciones de los modelos M1 estructurados solo con vigas secundarias paralelas al eje x . Se aprecia que en el modelo M2Q4AA un mayor trabajo inelástico mayor que el que experimenta el modelo M2Q4CP, lo que sugiere que los modelos diseñados con el Apéndice Normativo A tienen una mayor capacidad de disipación energía por trabajo inelástico (figura 8.37).

Tras incorporar a los análisis no lineales el efecto de la sobrerresistencia, se aprecia que en ambas direcciones se reducen la amplitud de los ciclos histeréticos (figuras 8.60 y 8.61). El modelo M1Q4AA exhibe un mayor trabajo inelástico en la dirección x y menor en la dirección y con respecto al modelo M2Q4AA, continuando la tendencia de disminuir el trabajo inelástico en la dirección x e incrementándolo en la dirección y . Comparando los modelos M2Q4CP y M2Q4AA, se aprecia trabajo inelástico más discreto para el modelo M2Q4CP en ambas direcciones que para el modelo M2Q4AA (figuras 8.38 y 8.39).

8.4.2 Envoltentes de distorsiones de entrepiso (Δ)

Para la dirección x considerando resistencias nominales y el acelerograma SCT-EW las distorsiones dinámicas se encuentran muy por debajo del límite $\Delta = 0.030$ de seguridad contra el colapso impuesto por el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 y en ningún caso rebasan a las distorsiones de diseño. Al comparar las distorsiones de entrepiso dinámicas entre los modelos M1Q4AA y M2Q4AA se aprecia que las distorsiones del modelo M2 sólo superan ligeramente a las del modelo M1 en los primeros cinco niveles, en los entrepisos restantes las distorsiones del modelo M1 son superiores (figura 8.66). Entre el modelo M2Q4CP y M2Q4AA se aprecia que el modelo diseñado con el cuerpo principal sufre distorsiones ligeramente mayores en todos los entrepisos (figura 8.68).

En dirección y las distorsiones de entrepiso dinámicas tampoco superaron a las de diseño y en consecuencia al límite de distorsión $\Delta = 0.030$ establecido en el Apéndice Normativo A de las NTCS-04. Las distorsiones dinámicas presentadas por el modelo M1Q4AA son para todos los entrepisos inferiores a las experimentadas por el modelo M2Q2AA (figura 8.67). Comparando los modelos M2Q4CP y M2Q4AA se observa que el modelo diseñado bajo lo estipulado por el cuerpo principal presenta distorsiones dinámicas mayores a las experimentadas por el modelo M2Q4AA (figura 8.69).

Cuando se incorporan fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x las distorsiones dinámicas de entrepiso disminuyen ligeramente con respecto a las de resistencias nominales manteniéndose superiores las distorsiones dinámicas del modelo M1Q4AA con respecto al modelo M2Q4AA (figura 8.70). Entre los

modelos M2Q4CP y M2Q4AA se aprecia una disminución en las distorsiones dinámicas y un comportamiento similar al presentado considerando resistencias nominales (Figura 8.72).

Para la dirección y las distorsiones de entrepiso dinámicas disminuyeron y tampoco superaron a las de diseño y por lo tanto al límite de distorsión $\Delta = 0.030$ establecido en el Apéndice Normativo A de las NTCS-04. Las distorsiones dinámicas presentadas por el modelo M1Q4AA son para todos los entrepisos inferiores a las presentadas por el modelo M2Q4AA (figura 8.71). Comparando los modelos M2Q4CP y M2Q4AA se aprecia que el modelo diseñado bajo lo estipulado por el cuerpo principal presenta distorsiones dinámicas menores a las experimentadas por el modelo M2Q4AA (figura 8.73).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando sobrerresistencias se aprecia que las distorsiones dinámicas de entrepiso para la dirección x en el modelo M2Q4AA son superiores en los primeros tres niveles invirtiéndose este comportamiento para los niveles restantes con respecto al modelo M1Q4AA (figura 8.74), en la dirección y se presentan distorsiones dinámicas superiores en todos los entrepisos para el modelo M2Q4AA (figura 8.75).

8.4.3 Distorsiones de fluencia (Δ_{fluencia})

Para la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y tomando resistencias nominales, la fluencia para el modelo M2Q3AA se presenta en todos los entrepisos a valores muy inferiores a los del límite $\Delta = 0.004$ establecido en el Apéndice Normativo A para limitación de daño a elementos no estructurales y a valores ligeramente muy parecidos a los experimentados por el modelo M1Q4AA (figura 8.66). Además se observa que la fluencia para todos los entrepisos aparece primero en el modelo M2Q4AA (figura 8.68).

En la dirección y la fluencia se presenta a valores de distorsión ligeramente menores a los de la dirección x ; además, se observa que el modelo M2Q4AA presenta la fluencia a valores ligeramente inferiores a los que se aprecian para el modelo M1Q4AA (figura 8.67). Comparando los modelos M2Q4AA y M2Q4CP, se observa que en el modelo diseñado con el Apéndice Normativo A se presenta la fluencia a valores de distorsión menores a los experimentados con el modelo M2Q4CP (figura 8.69).

Considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia los valores de distorsión presentados al alcanzar la fluencia en el modelo M2Q4AA en la dirección x son superiores a los del modelo M2Q4AA sin superar el valor límite de distorsión $\Delta = 0.004$ establecido en el Apéndice Normativo A (figura 8.70). Además, en el modelo M2Q4AA aparece la fluencia a valores menores que los presentados en el modelo M2Q4CP (figura 8.72). En dirección y la fluencia aparece primero en el modelo M2Q4AA, aunque con diferencias poco notables con respecto al modelo M1Q4AA (figura 8.71), también aparece primero la fluencia en el modelo M2Q4AA que en el modelo M2Q4CP (figura 8.73).

Para la dirección x ante el acelerograma de la estación 56 y considerando sobrerresistencias se aprecia que la fluencia aparece primero para el modelo M2Q4AA, sobrepasando en varios entrepisos el valor límite para el modelo M1Q4AA (figura 8.74). En el modelo M2Q3CP se retrasa la fluencia apareciendo a valores mayores que los del modelo M2Q3AA (figura 8.76). En dirección y se presenta el mismo comportamiento aunque con diferencias más pequeñas (figuras 8.75 y 8.77).

8.4.4 Distorsiones de entrepiso asociadas al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\Delta_{\text{máxima}}$)

En la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales, las distorsiones máximas no sobrepasan a las de diseño en ningún entrepiso, alcanzando valores máximos de $\Delta = 0.020$ en el cuarto entrepiso. Al comparar los modelos M1Q4AA y M2Q4AA se observa que en el modelo M2 las distorsiones máximas son mayores en los primeros cinco niveles (figura 8.66). El modelo M2Q4CP presenta distorsiones menores en los dos primeros niveles con respecto al modelo M2Q4AA (figura 7.68).

En la dirección y las distorsiones máximas de los modelos M1Q4AA y M2Q4AA están por debajo de las distorsiones de diseño y, por lo tanto, también del límite impuesto por el Apéndice Normativo A de las NTCS-04, el modelo M1 presenta valores menores de distorsión máxima en todos sus entrepisos (figura 8.67). Entre los modelos M2Q4CP y M2Q4AA se observa que el modelo M2Q4AA presenta valores ligeramente menores en todos los entrepisos (figura 8.69).

Considerando sobrerresistencias las distorsiones máximas disminuyen en ambas direcciones, por lo que sus valores resultan aún mejor contenidos por las distorsiones de diseño. En dirección x se aprecia un comportamiento similar que al utilizar resistencias nominales, ya que el modelo M1Q4AA presenta distorsiones máximas menores en los primeros tres niveles con respecto al modelo M2Q4AA (figura 8.70). De igual forma el modelo M2Q4AA sigue presentando distorsiones ligeramente menores con respecto al modelo M2Q4CP (figura 8.72)

En dirección y las distorsiones máximas del modelo M1Q4AA continuaron presentando la tendencia observada con resistencias nominales de tener valores inferiores a los del modelo M2Q4AA (figura 8.71). El modelo M2Q4AA siguió presentando valores de distorsión máxima superiores a los del modelo M2Q4CP (figura 8.73).

Al considerar sobrerresistencias ante el acelerograma de la estación 56 se aprecia en dirección x que los valores de distorsión máxima son mayores en el modelo M2Q4AA en los primeros tres entrepisos (figura 8.74). Comparando los modelos M2Q4CP y M2Q4AA se observa que el modelo M2Q4AA presenta valores mayores de los dos primeros niveles (figura 8.76). En dirección y las distorsiones máximas del modelo M1Q4AA fueron inferiores a las del modelo M2Q4AA (figura 8.75). El modelo M2Q4CP presenta valores menores en todos los niveles con respecto a los del modelo M2Q4AA (figura 8.77).

8.4.5 Envoltentes de cortantes de entrepiso (V/W_T)

Al observar el comportamiento en la dirección x ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales se aprecia que el modelo M2Q4AA presenta la tendencia a tomar ligeramente más cortante que el modelo M1Q4AA con un valor aproximadamente de 8% en promedio (figura 8.66). Entre los modelos M2Q4CP y M2Q4AA se aprecia que el modelo diseñado con el Apéndice normativo A de las NTCS-04 toma menos cortante que el modelo M2Q4CP en aproximadamente un 25% en promedio (figura 8.68).

En la dirección y el modelo M1Q4AA toma menos cortante que el modelo M2Q4AA en aproximadamente un 18% (figura 8.67). Para los modelos M2Q4CP y M2Q4AA se observa que toma más cortante el modelo M2Q4CP en un 30% en promedio (figura 8.69).

Considerando sobrerresistencias y como es lógico la estructura toma más cortante en ambas direcciones. En la dirección x el modelo M1Q4AA toma menos cortante que el modelo M2Q4AA en un 15% en promedio (figura 8.70). El modelo M2Q4CP toma más cortante que el modelo M2Q4AA en un 25% en promedio (figura 8.72).

En dirección y el modelo M2Q4AA conserva la tendencia observada con resistencias nominales de tomar más cortante que el modelo M1Q4AA en un 12% aproximadamente (figura 8.71). En el modelo M2Q4CP al igual que para resistencias nominales se observa que toma más cortante que el modelo M2Q4AA en un 20% en promedio (figura 8.73).

Ante el acelerograma de la estación 56 en dirección x se aprecia que el modelo M2Q4AA toma más cortante sobre todo en los primeros niveles que el modelo M1Q4AA, en los niveles restante se observa muy poca diferencia entre los valores de ambos modelos (figura 8.74). En dirección y el modelo M1Q4AA toma ligeramente más cortante en los primeros nueve entrepisos invirtiéndose esta tendencia en los entrepisos restantes (figura 8.75).

8.4.6 Número de medios ciclos en los que se presentó respuesta inelástica

En la dirección x considerando resistencias nominales y ante el acelerograma SCT-EW el modelo M2Q4AA presenta un trabajo inelástico mayor presentando valores máximos de 65 medios ciclos inelástico superiores a los 47 que experimenta el modelo M1Q4AA (figura 8.66). El modelo M2Q4CP presenta valores máximos de 35 medios ciclos y por lo tanto una menor actividad inelástica que el modelo M2Q4AA que presenta valores máximos de 60 medios ciclos inelásticos (figura 8.68).

En dirección y el modelo M1Q4AA muestra ligeramente menor trabajo inelástico que el modelo M2Q4AA con valores máximos de medios ciclos inelásticos de 32 y 35 respectivamente (figura 8.67). Los valores máximos alcanzados por el modelo M2Q4CP son de 32 medios ciclos, menores a los 35 experimentados por el modelo M2Q4AA (figura 8.69).

Con sobrerresistencias se disminuye el número de medios ciclos en ambas direcciones. En la dirección x se observa que ahora el modelo M1Q4AA muestra un trabajo inelástico mayor al del modelo M2Q4AA (figura 8.70). En la comparación entre los modelos M2Q4CP y M2Q4AA se aprecia la misma tendencia que para resistencias nominales presentando mayor actividad inelástica en el modelo M2Q4AA (figura 8.72).

Para la dirección y el modelo M1Q4AA continua mostrando menor trabajo inelástico que el modelo M2Q4AA pero con mayor diferencia que al tomar resistencias nominales (figura 8.71). Los valores máximos de medios ciclos inelásticos alcanzados por el modelo M2Q4CP son menores que los experimentados por el modelo M2Q4AA, ya que el modelo diseñado con el cuerpo principal exhibe un comportamiento casi elástico (figura 8.73).

Ante el acelerograma de la estación 56 se aprecia que el modelo M2Q4AA presenta una actividad inelástica ligeramente mayor que el modelo M1Q4AA (figura 8.74). En dirección y sucede algo similar a lo de la dirección x ya que el modelo M2Q4AA exhibe un trabajo inelástico mayor que el del modelo M1Q4AA (figura 8.75).

8.4.7 Demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ) y degradación de rigidez

Ante el acelerograma SCT-EW y considerando resistencias nominales las demandas de ductilidad de entrepiso para la dirección x , el modelo M1Q4AA presenta demandas de ductilidad de entrepiso en algunos entrepisos por encima de $\mu = 4$, tomando un valor máximo en el séptimo entrepiso igual a $\mu = 4.8$, para el modelo M2Q4AA se observan demandas de ductilidad de entrepiso en los niveles tres al seis superiores a 4, tomando un valor máximo en el cuarto entrepiso igual a $\mu = 4.7$. Se observa una correspondencia entre los valores más altos de ductilidad y una mayor degradación de rigidez, tomando valores de 13% para el modelo M1 y de 14% para M2 de la rigidez elástica tomando la rigidez inelástica mínima, y de 42% y 57% para M1 y M2 respectivamente de la rigidez elástica tomando la rigidez inelástica promedio (figura 8.66).

En la dirección y las demandas de ductilidad alcanzan valores máximos de 4.8 para M2 y de 4.5 para M1 y con valores de rigidez inelástica mínimas de 18% y 14% para M1 y M2 respectivamente de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de 68% para M1 y de 63% para M2 de la rigidez elástica aproximadamente (figura 8.67).

Al comparar las demandas de ductilidad de entrepiso del modelo M2Q4AA y M2Q4CP se aprecia que el modelo diseñado con el Apéndice Normativo A presenta mayores demandas de ductilidad en ambas direcciones que el modelo diseñado con el cuerpo principal de las NTCS-04, correspondiéndole en consecuencia una mayor degradación de rigidez (figuras 8.68 y 8.69).

Al incorporar los efectos adicionales de la sobrerresistencia las demandas de ductilidad disminuyen, así como la degradación de rigidez estructural por trabajo inelástico, teniéndose en la dirección x valores máximos de aproximadamente $\mu = 3.7$ para el modelo M1Q4AA superior al valor máximo presentado por el modelo M2Q4AA de $\mu = 3$ aproximadamente. Se aprecia una correspondencia entre los valores más altos de ductilidad y una mayor degradación de rigidez, tomando valores de 30% para el modelo M1 y de 32% para M2 de la rigidez elástica tomando la rigidez inelástica mínima, y de 68% y 70% para M1 y M2 respectivamente de la rigidez elástica tomando la rigidez inelástica promedio (figura 8.70).

En la dirección y las demandas de ductilidad alcanzan valores máximos de 2.2 para M2 y de 1.3 para M1 y con valores de rigidez inelástica mínimas de 83% y 52% para M1 y M2 respectivamente de la rigidez elástica y rigideces inelásticas promedio de 80% para M1 y de 88% para M2 de la rigidez elástica aproximadamente (figura 8.71).

Al comparar las demandas de ductilidad de entrepiso del modelo M2Q4AA y M2Q4CP se aprecia que se conserva la tendencia presentada al considerar resistencias nominales, ya que el modelo diseñado con el Apéndice Normativo A presenta mayores demandas de ductilidad en ambas direcciones que el modelo diseñado con el cuerpo principal de las NTCS-04, por lo que en consecuencia le corresponde una mayor degradación de rigidez (figuras 8.72 y 8.73).

Al considerar el acelerograma de la estación 56 y con sobrerresistencia, el modelo M2Q4AA experimenta demandas de ductilidad mayores y por lo tanto una mayor degradación de rigidez que el modelo M1Q4AA en ambas direcciones (figuras 8.74 y 8.75).

8.4.8 Mapeo de fluencia en elementos estructurales

Para la dirección x tomando en cuenta resistencias nominales y el acelerograma SCT-EW existen fluencias en las bases de las columnas de los dos primeros niveles, teniendo todas estas columnas demandas máximas de rotación inferiores a 0.04 rad. Las vigas presentan demandas de rotación inferiores a 0.09 rad., mostrándose una clara concentración del trabajo inelástico en los entrepisos tres al seis. Las diferencias en las magnitudes de las rotaciones plásticas en vigas y columnas y su mapeo exhiben un diseño con mecanismo de falla último de viga débil-columna fuerte (figura 8.78).

Haciendo comparación entre los modelos M1Q4AA y M2Q4AA se aprecia que el modelo M1 presenta fluencias en las columnas con valores de rotación ligeramente inferiores a los que exhibe el modelo M2, en las vigas los valores de rotación plástica son muy similares para ambos modelos (figuras 8.30 y 8.78).

En dirección y existen escasas fluencias en columnas en los entrepisos uno al ocho con valores inferiores a 0.03 rad., apareciendo algunas fluencias en los dos extremos de las columnas en algunos entrepisos, en vigas se observan fluencias del uno al trece, en ningún caso con valores superiores a 0.04 rad. Como se esperaba el trabajo inelástico es mayor para el modelo M2Q4AA que para el modelo M1Q4AA ya que la distribución de vigas secundarias en ambas direcciones hace que esta dirección tenga una actividad inelástica mayor que en el modelo M1 que exhibe un comportamiento más discreto (figuras 8.53 y 8.79).

Considerando sobrerresistencias se observa que se reduce el trabajo inelástico en ambas direcciones disminuye, reduciéndose los valores de rotación plástica acumulada tanto para vigas como en columnas, entre los modelos M1Q4AA y M2Q4AA en dirección x se aprecia ligeramente un mayor trabajo inelástico para el modelo M2, sobre todo en los niveles uno al nueve. En dirección y para el modelo M1 la actividad inelástica es menor, ya que se aprecian menos fluencias que para el modelo M2 (figuras 8.32, 8.33, 8.80 y 8.81).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando sobrerresistencias, el trabajo inelástico es ligeramente mayor en dirección x para el modelo M1Q4AA, en dirección y se aprecia mayor actividad inelástica en el modelo M2Q4AA con respecto al modelo M1Q4AA (figuras 8.34, 8.35, 8.82 y 8.83).

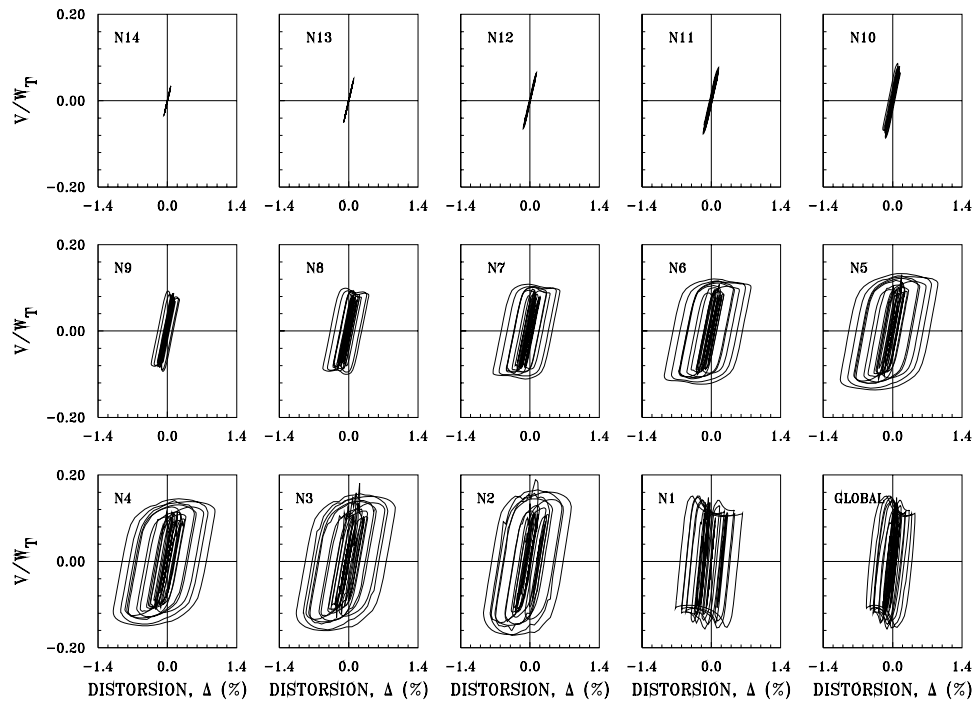


Figura 8.58 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M2Q4AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

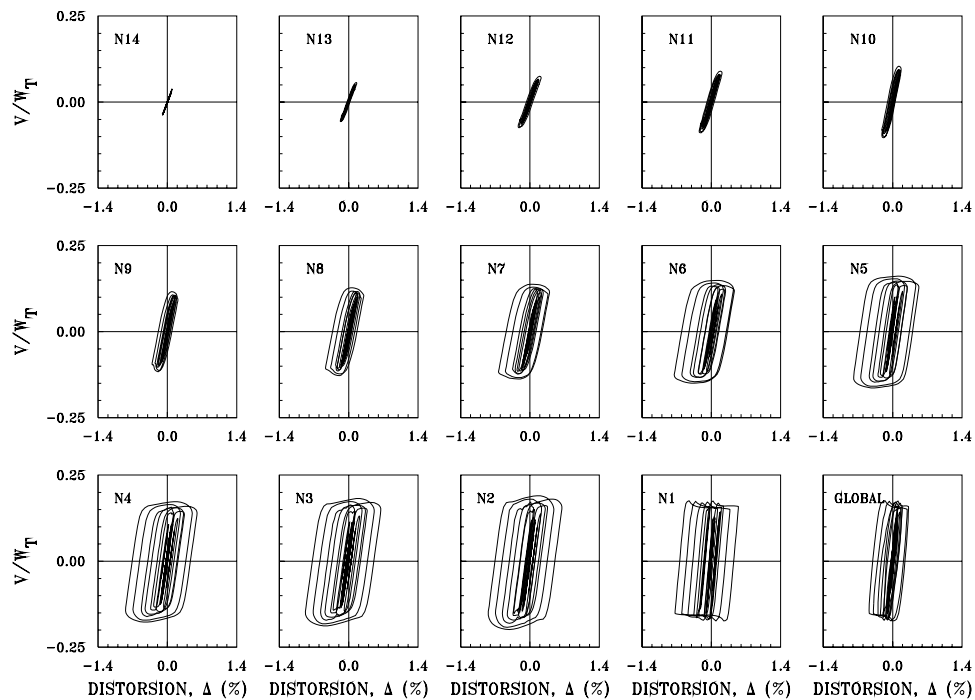


Figura 8.59 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M2Q4AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma SCT-EW

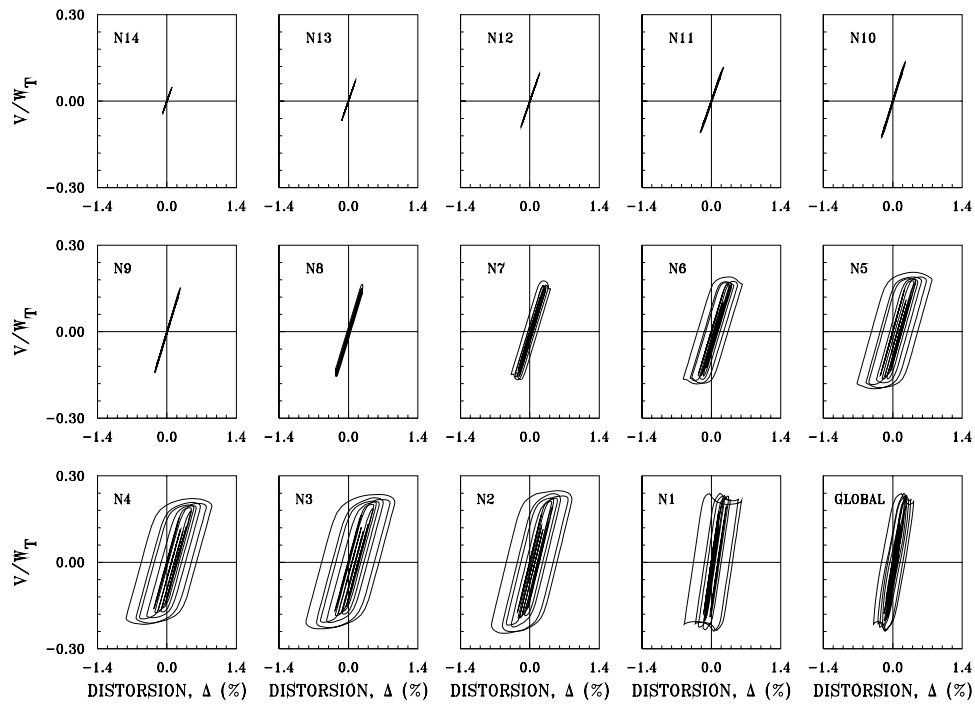


Figura 8.60 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección x del modelo M2Q4AA considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia ante el acelerograma SCT-EW

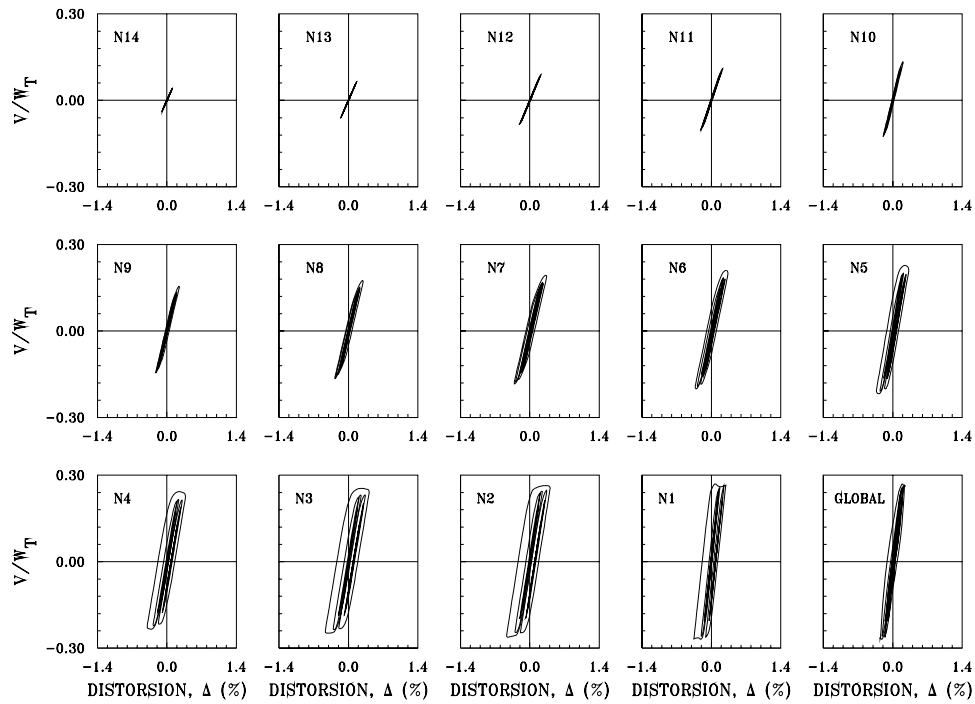


Figura 8.61 Curvas histeréticas de entrepiso en la dirección y del modelo M2Q4AA considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia ante el acelerograma SCT-EW

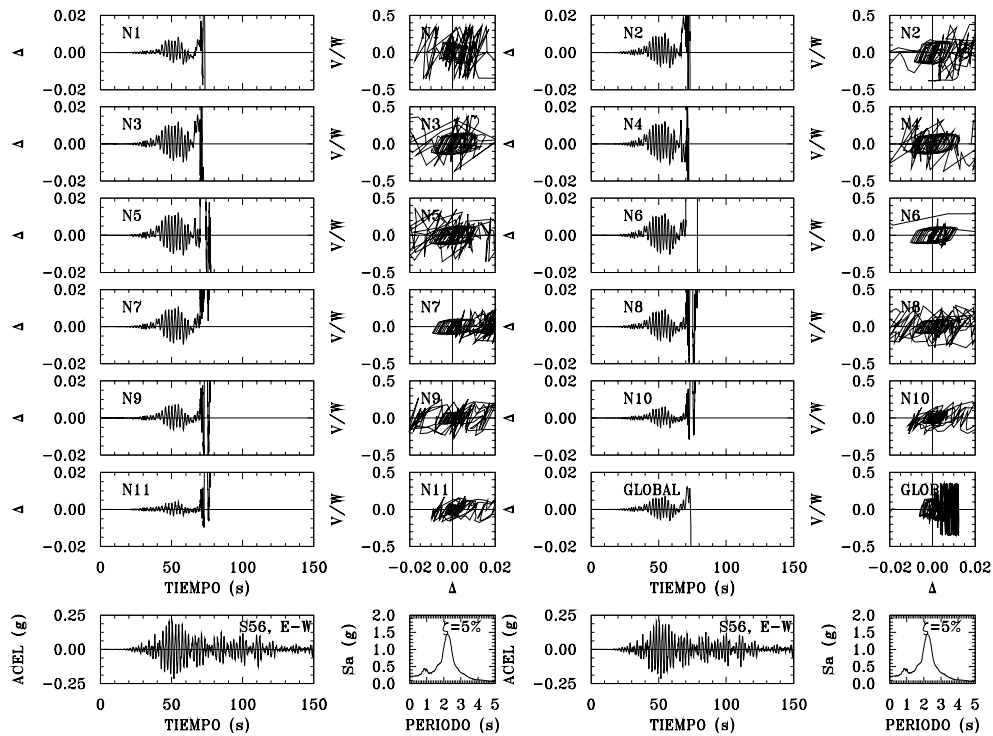


Figura 8.62 Respuesta dinámica en la dirección x del modelo M2Q4AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

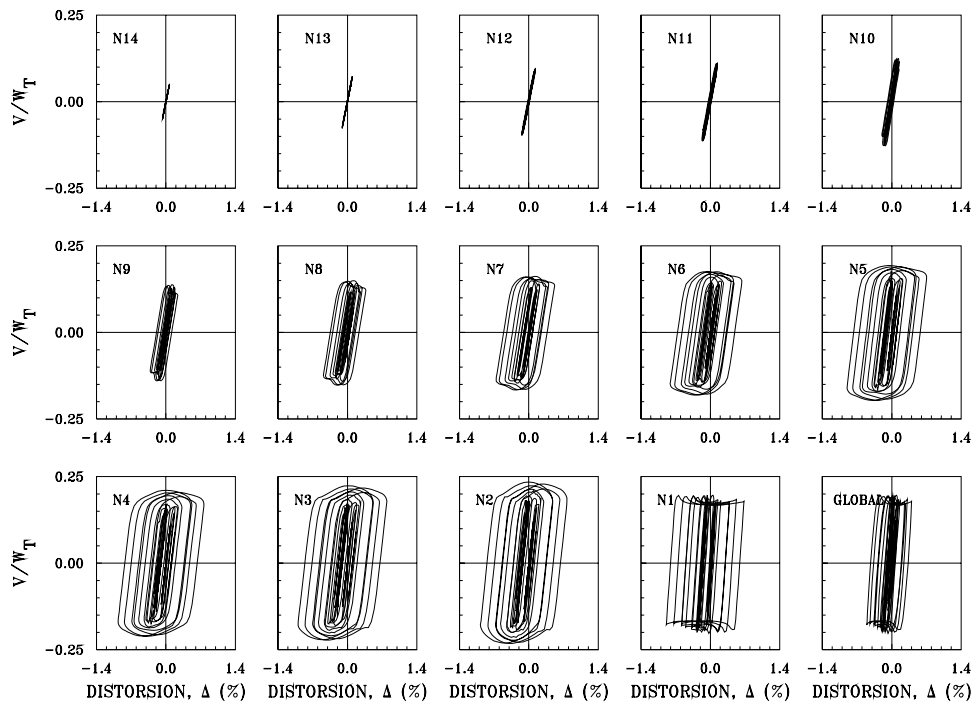


Figura 8.63 Curvas histeréticas de entropeso en la dirección y del modelo M2Q4AA considerando resistencias nominales ante el acelerograma de la estación 56

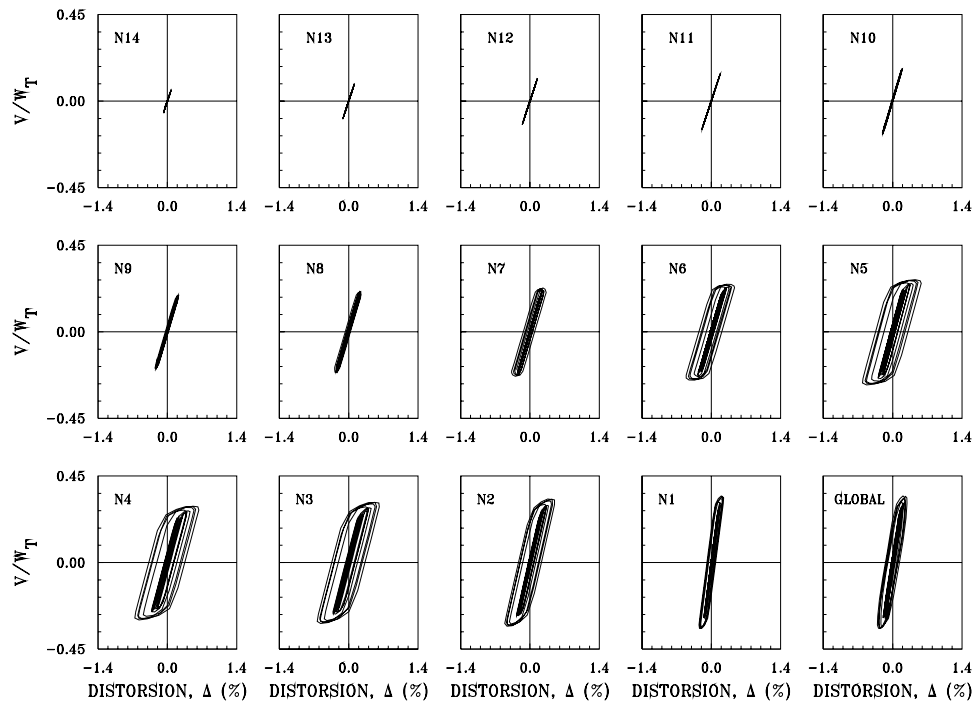


Figura 8.64 Curvas histeréticas de entropeso en la dirección x del modelo M2Q4AA considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia ante el acelerograma de la estación 56

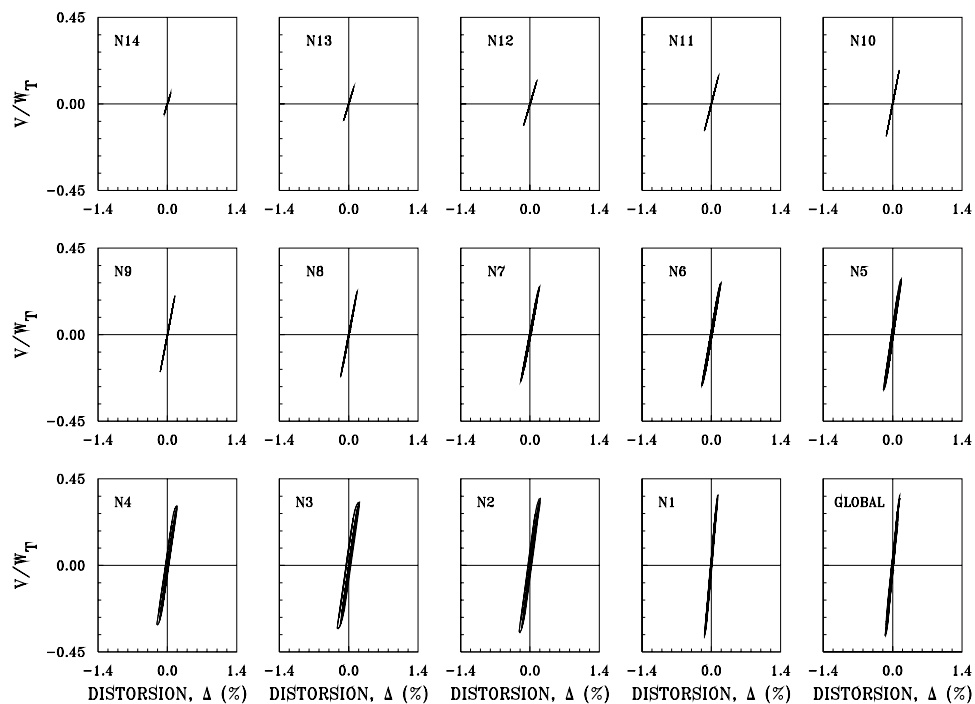


Figura 8.65 Curvas histeréticas de entropeso en la dirección y del modelo M2Q4AA considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia ante el acelerograma de la estación 56

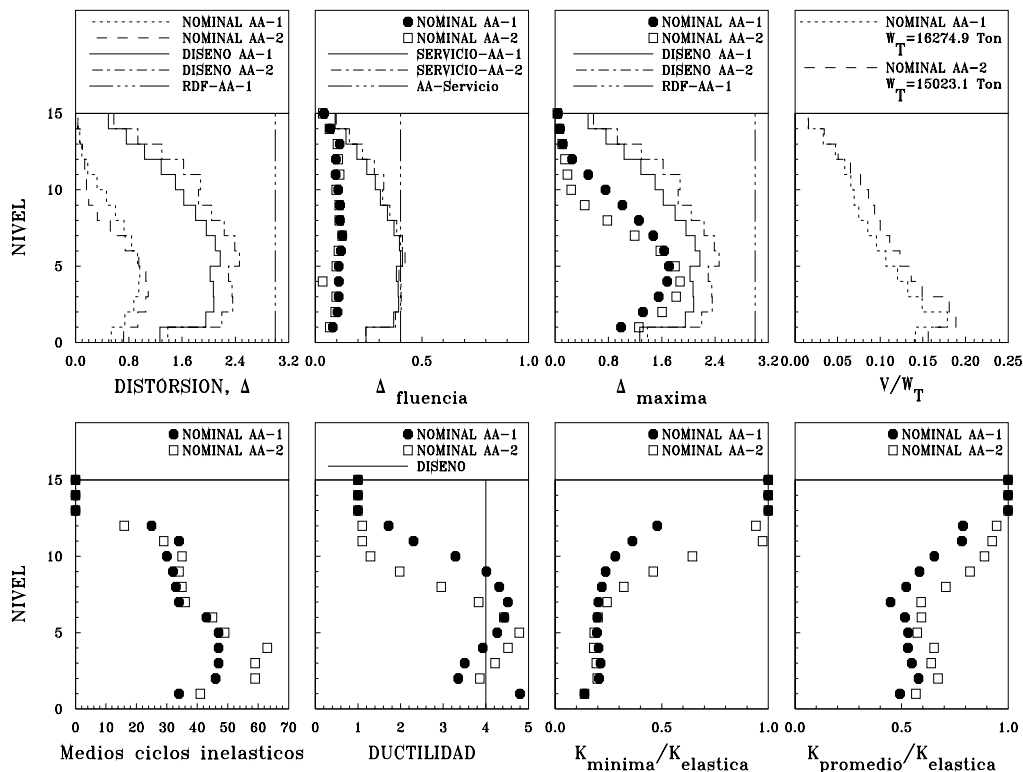


Figura 8.66 Envolventes de respuesta máxima, dirección x modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el AA, ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

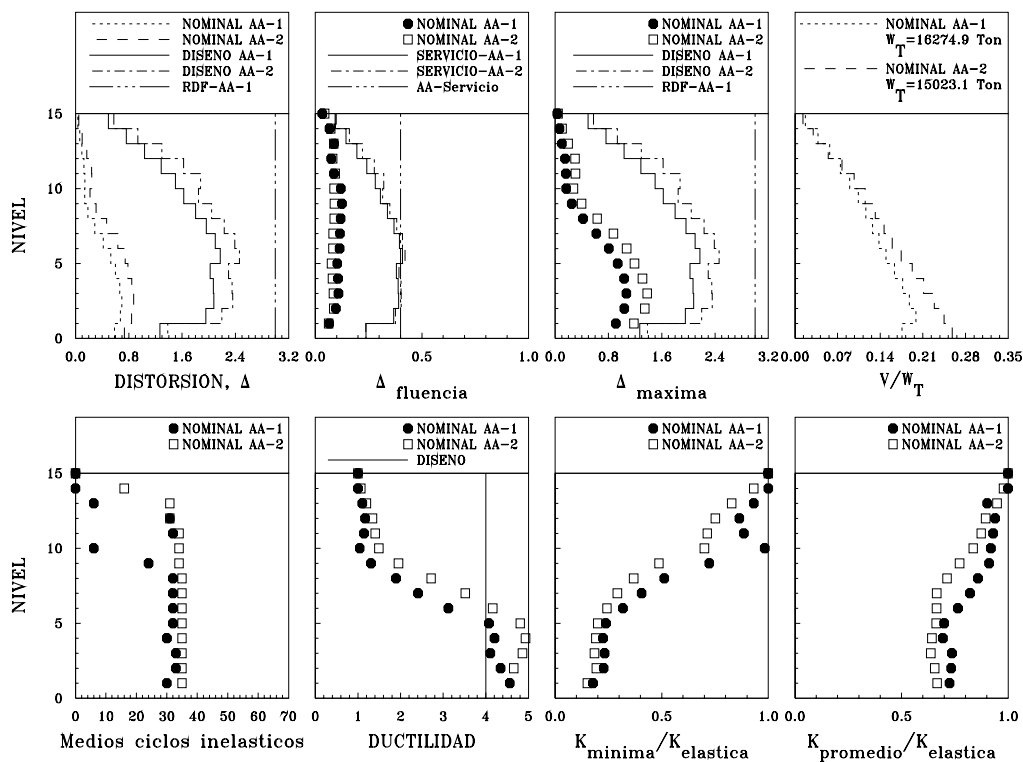


Figura 8.67 Envolventes de respuesta máxima, dirección y y modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el AA, ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

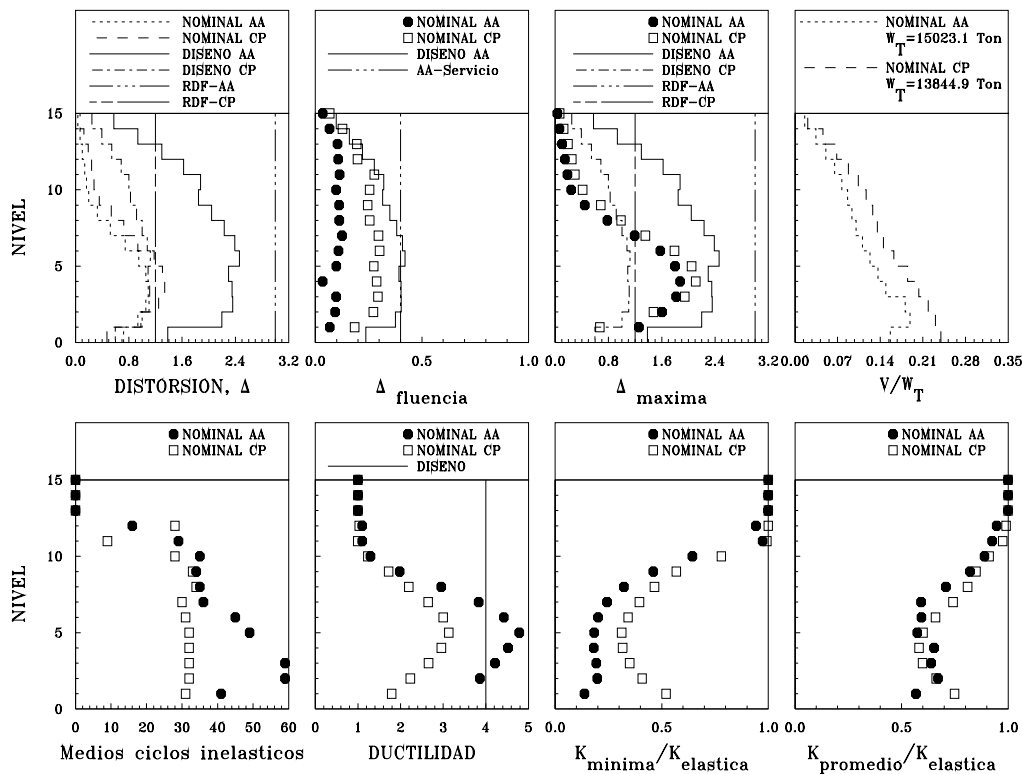


Figura 8.68 Envolturas de respuesta máxima, dirección x modelos M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

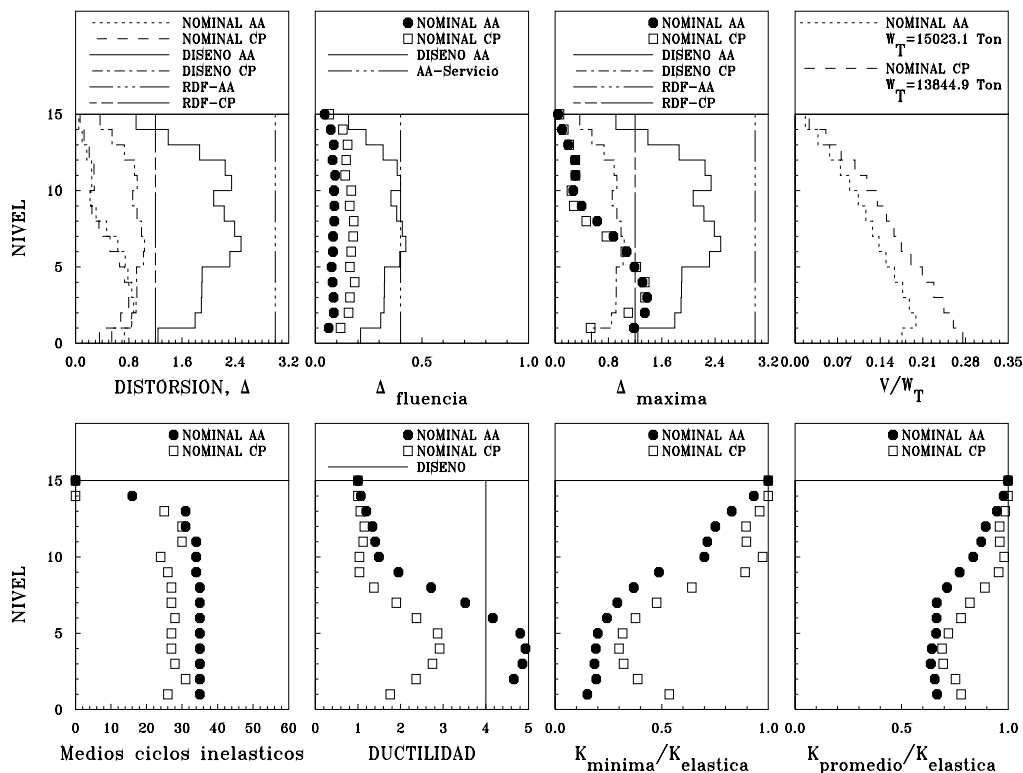


Figura 8.69 Envolturas de respuesta máxima, dirección y y modelos M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando resistencias nominales

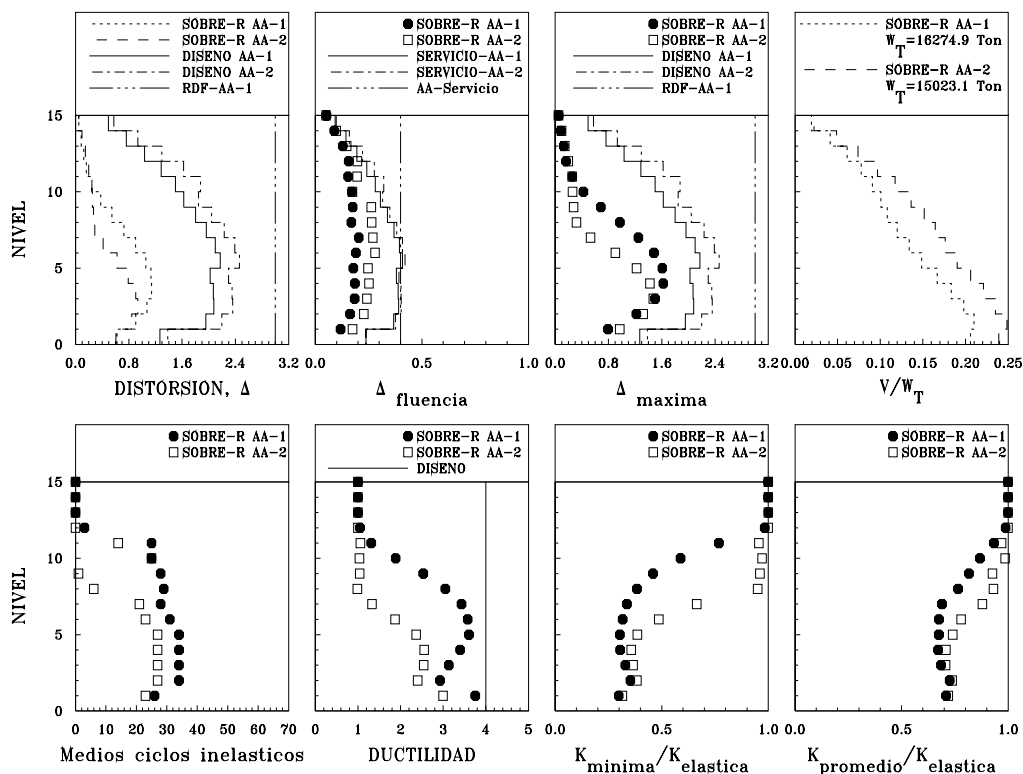


Figura 8.70 Envolturas de respuesta máxima, dirección x, modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el AA, ante el acelerograma SCT-EW, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

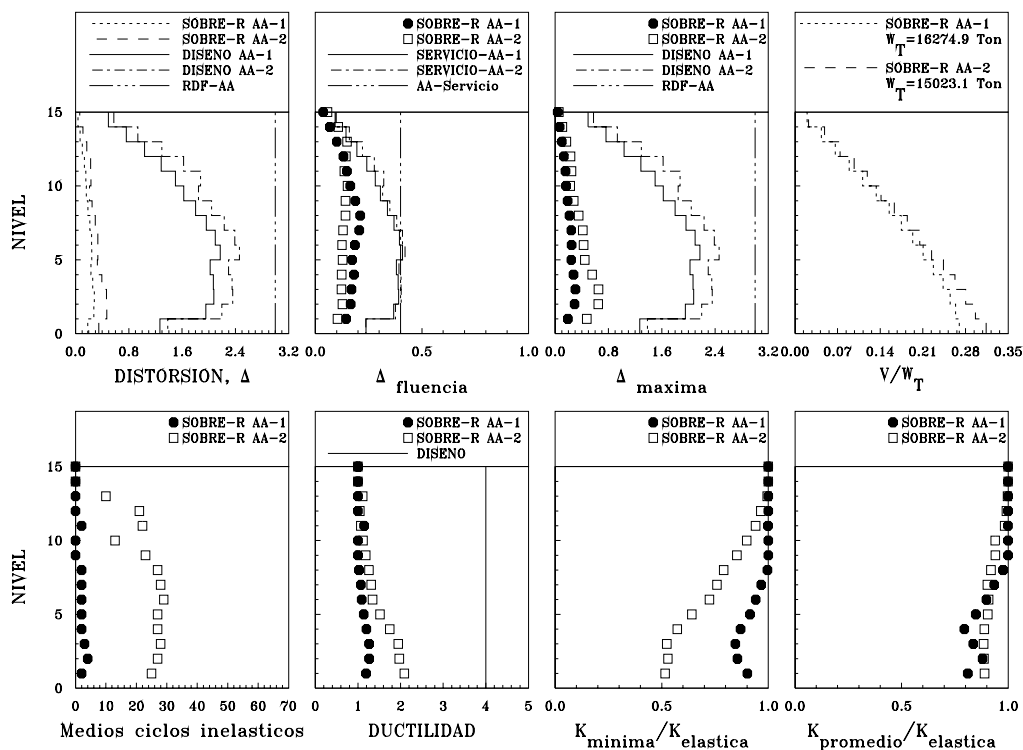


Figura 8.71 Envolturas de respuesta máxima, dirección y, modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el AA, ante el acelerograma SCT-EW, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

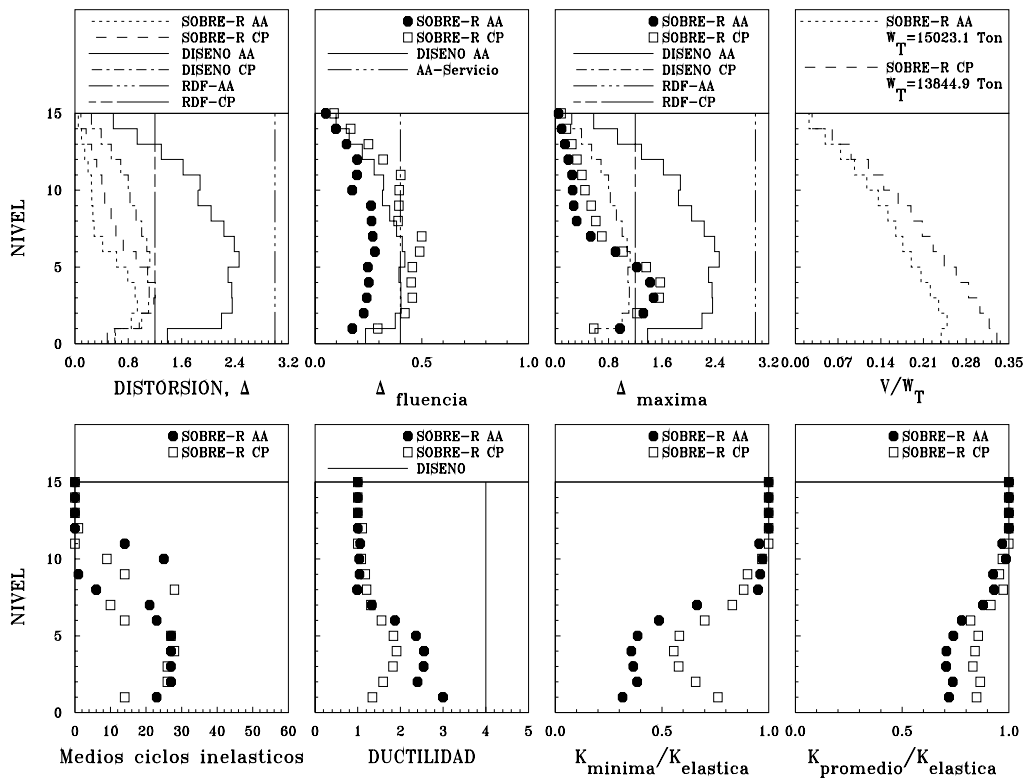


Figura 8.72 Envolturas de respuesta máxima, dirección x modelos M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

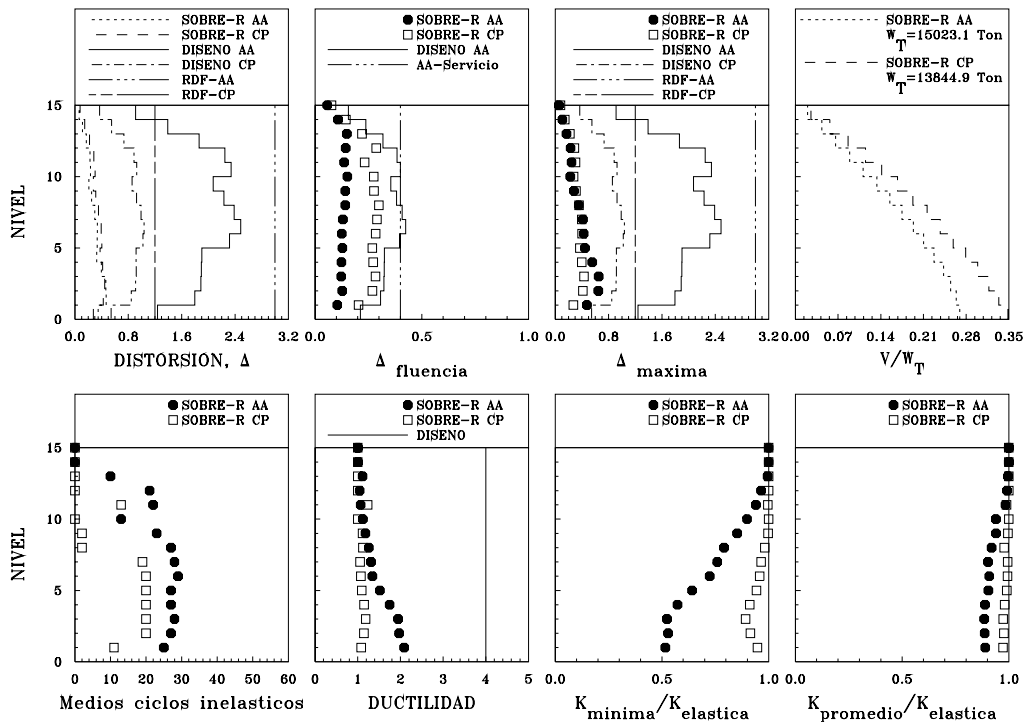


Figura 8.73 Envolturas de respuesta máxima, dirección y y modelos M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma SCT-EW, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

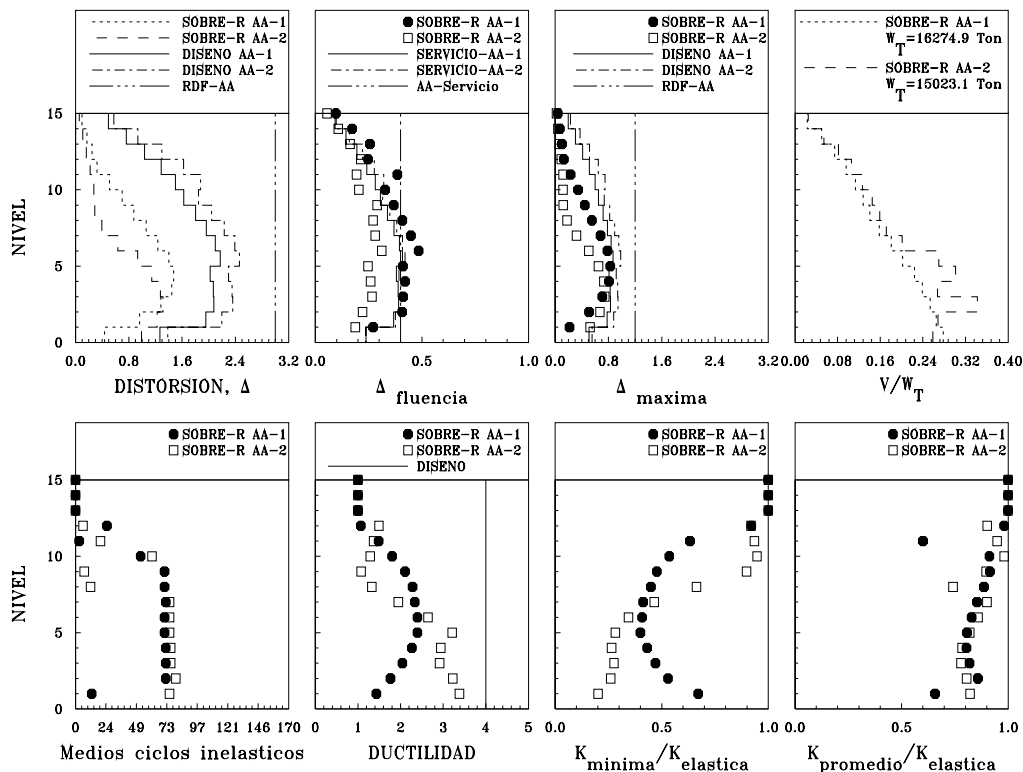


Figura 8.74 Envolventes de respuesta máxima, dirección x, modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el AA, ante el acelerograma de la estación 56, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

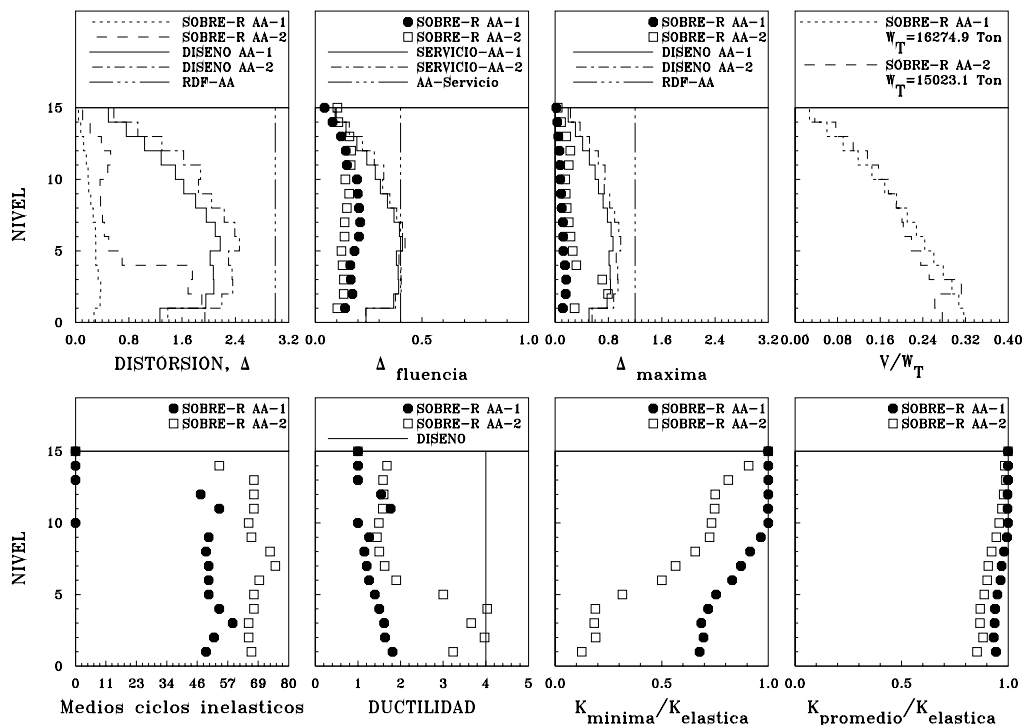


Figura 8.75 Envolventes de respuesta máxima, dirección y, modelos M1 y M2 diseñados con $Q = 4$ para el AA, ante el acelerograma de la estación 56, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

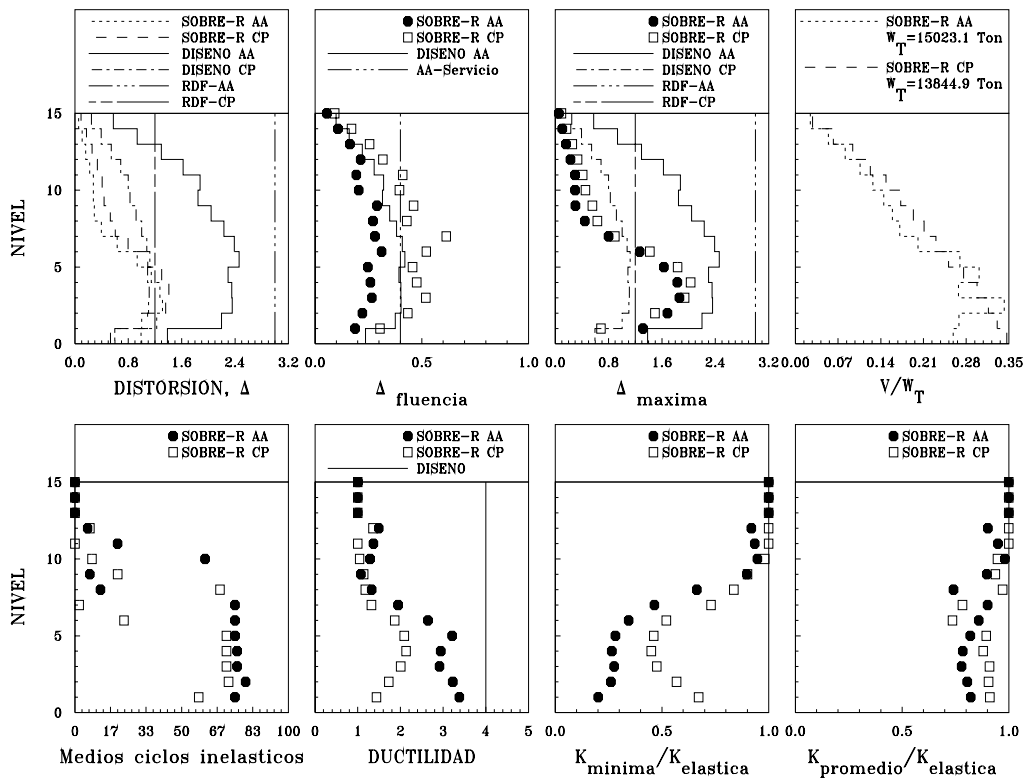


Figura 8.76 Envolturas de respuesta máxima, dirección x modelos M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma de la estación 56, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

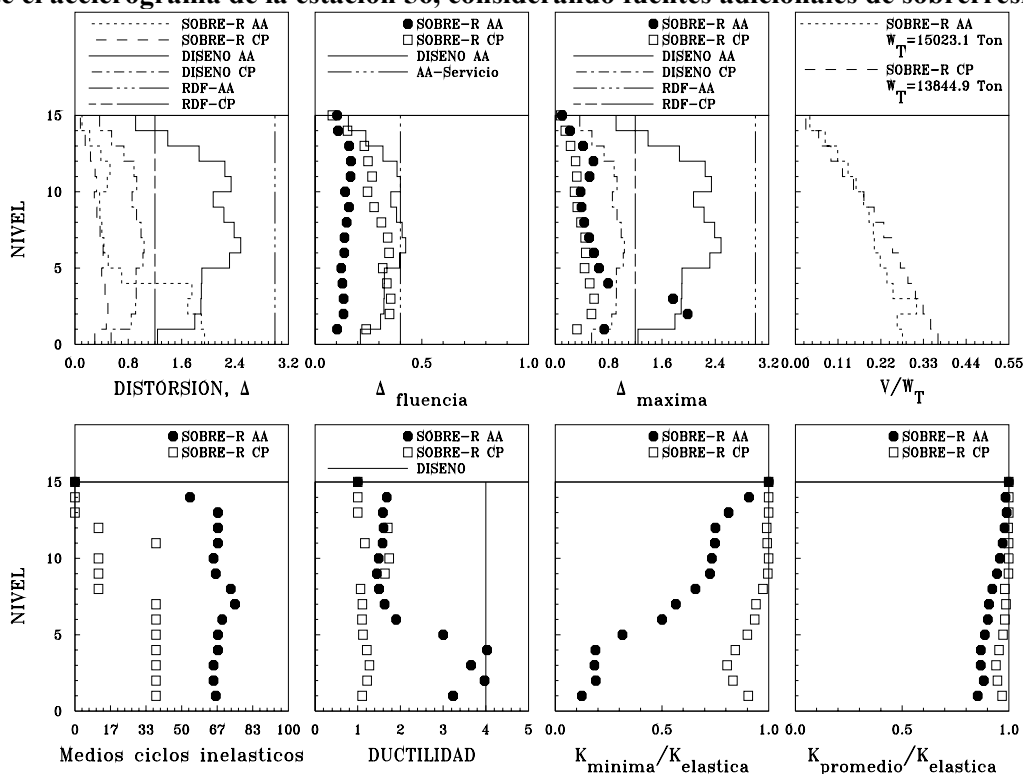


Figura 8.77 Envolturas de respuesta máxima, dirección y y modelos M2 diseñados con $Q = 4$ para el CP y AA ante el acelerograma de la estación 56, considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

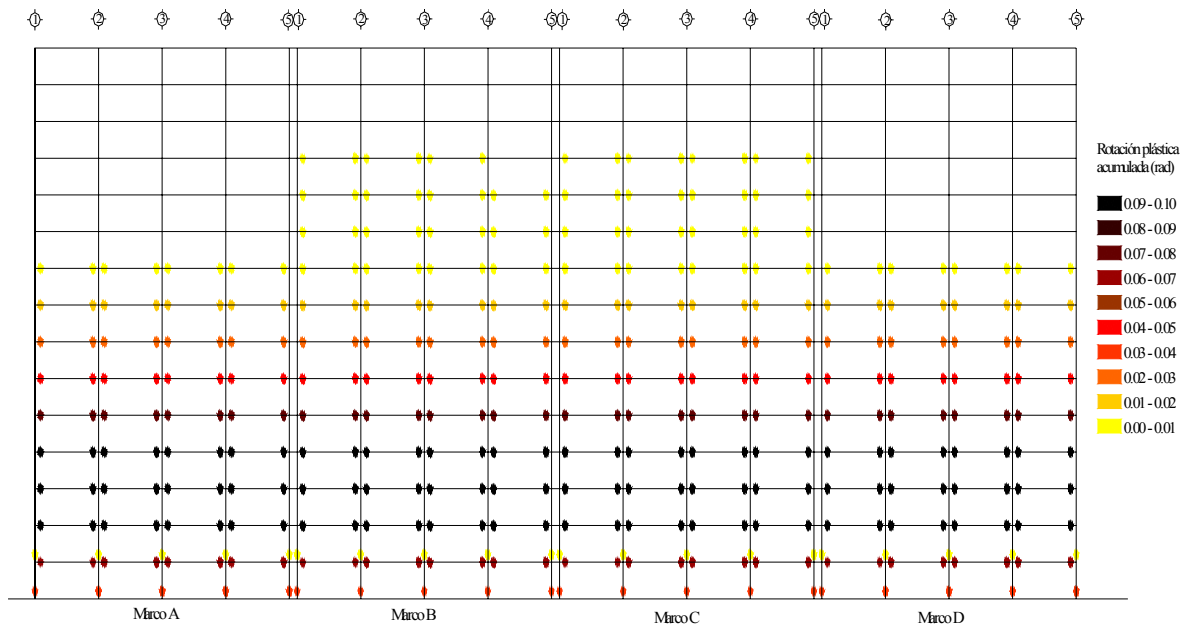


Figura 8.78 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q4AA en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

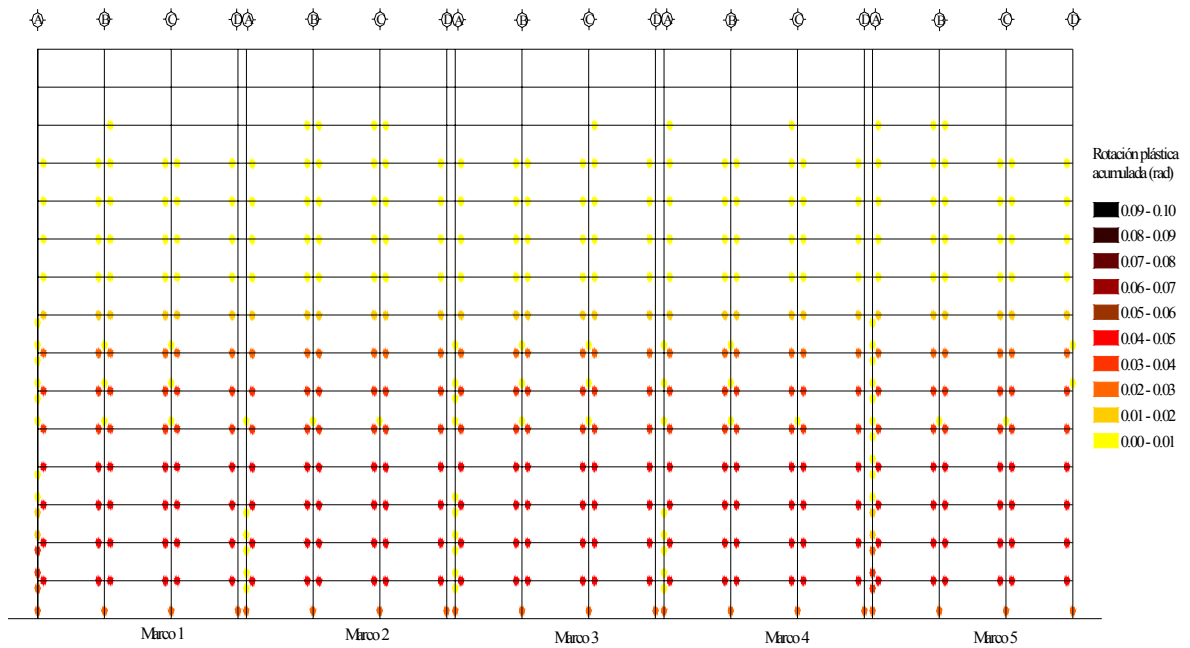


Figura 8.79 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q4AA en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando resistencias nominales

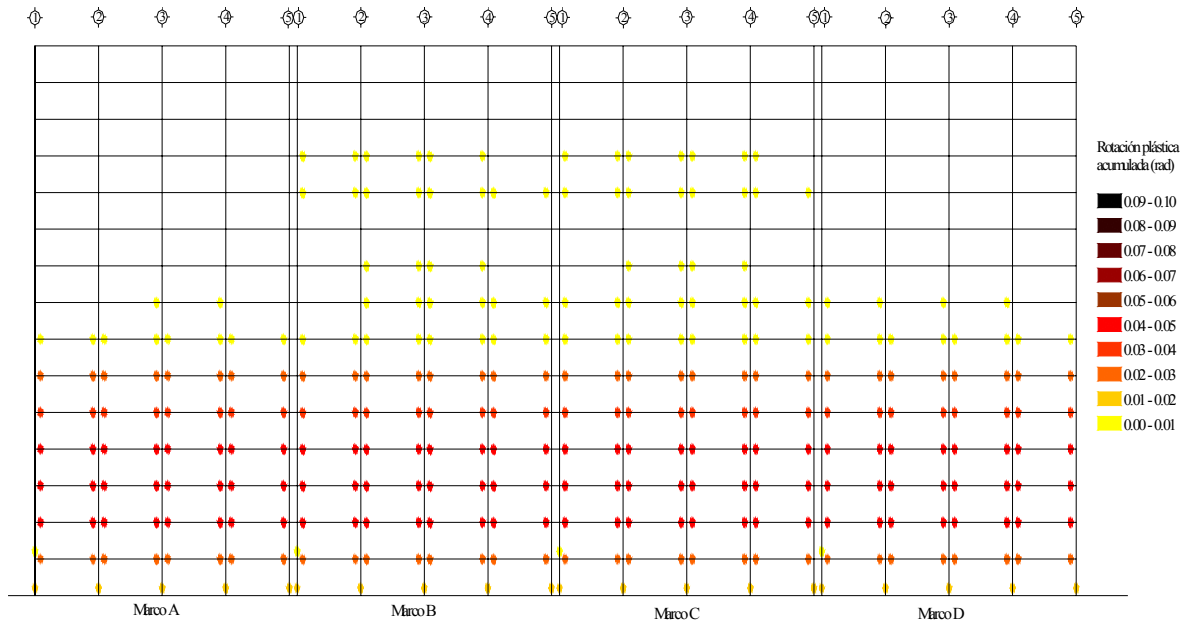


Figura 8.80 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q4AA en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

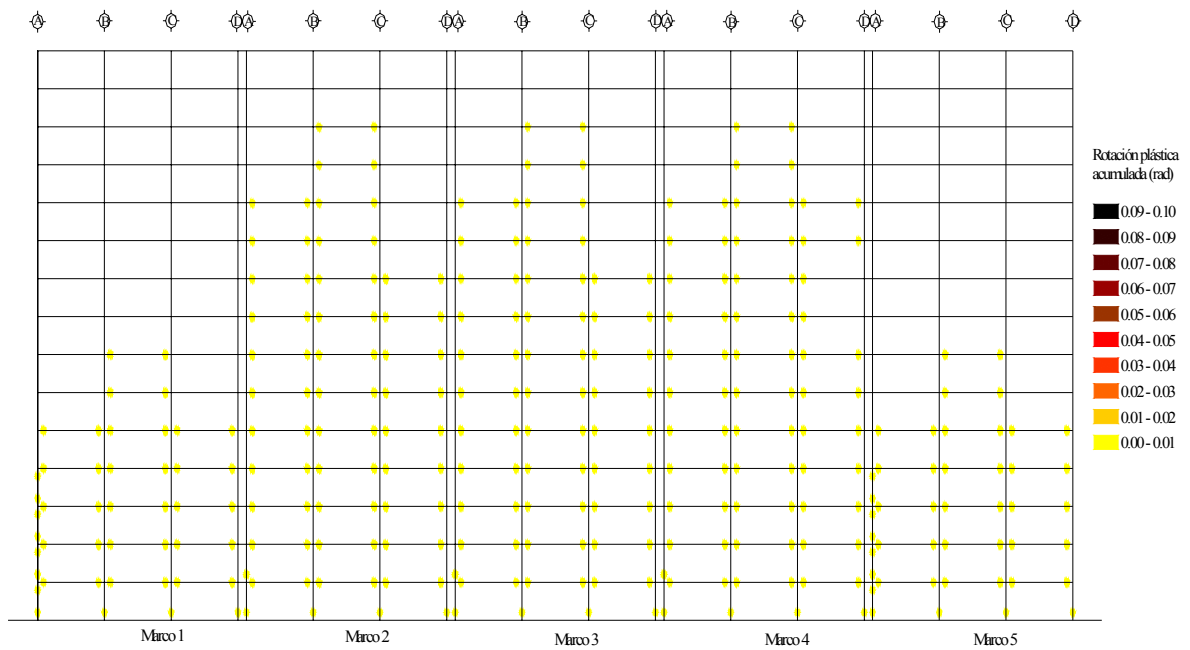


Figura 8.81 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q4AA en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

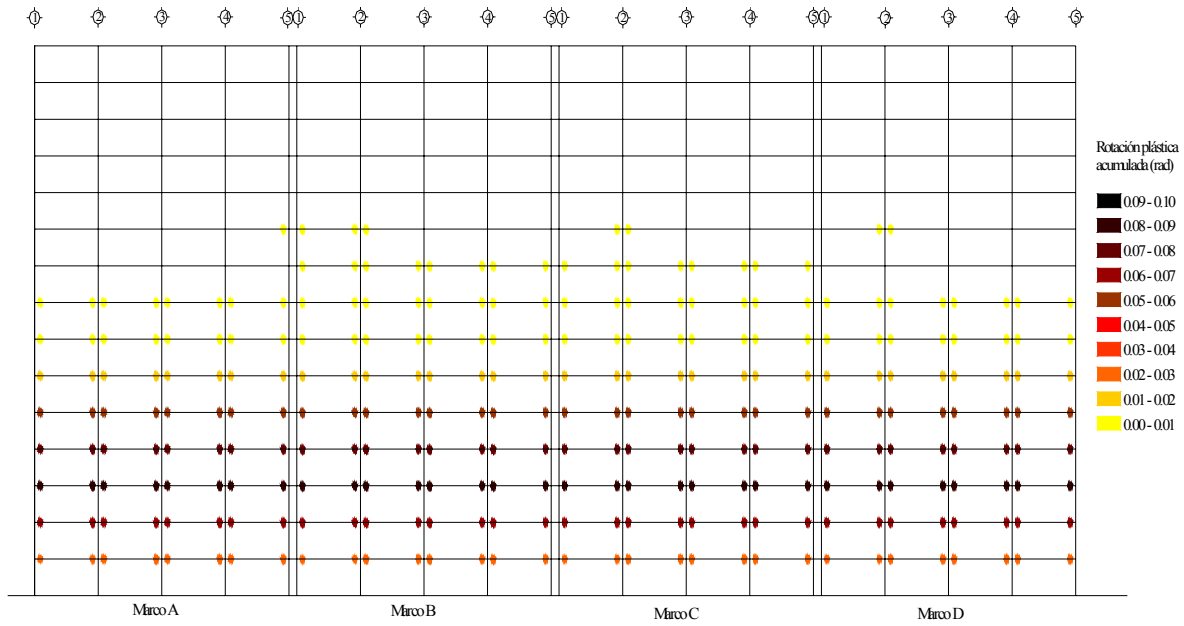


Figura 8.82 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q4AA en dirección x , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

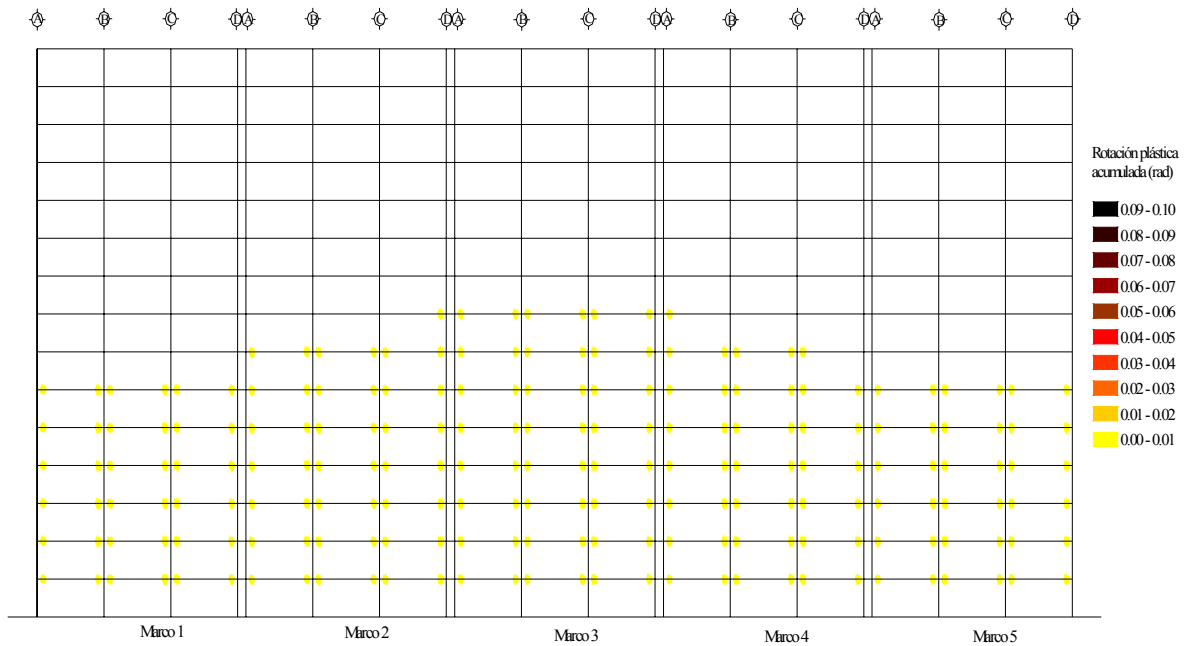


Figura 8.83 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo M2Q4AA en dirección y , correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias

8.5 Comparación de mapeos de rotaciones plásticas entre modelos DQ4AA (Correa 2005) y M1Q4AA

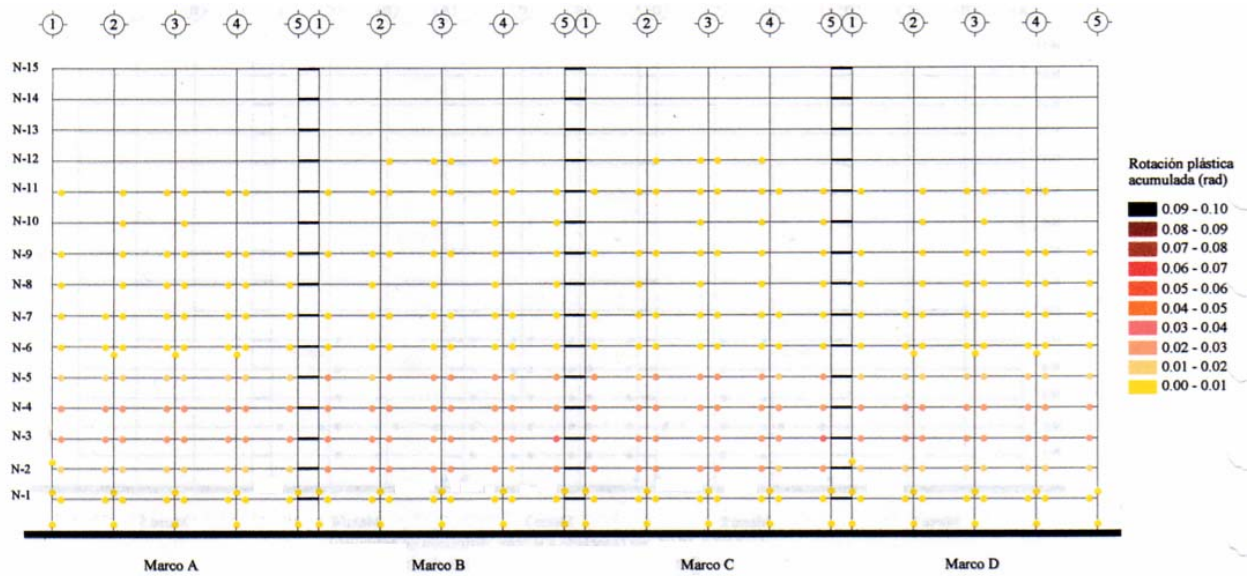
Se analiza el mapeo de rotaciones plásticas del modelo DQ4AA presentado en Correa (2005), y el modelo M1Q4AA comprendido dentro de este estudio, con la finalidad de comparar el trabajo inelástico entre ambos modelos.

Ante el acelerograma SCT-EW y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x se aprecia que se tiene ligeramente mayor trabajo inelástico en el modelo M1Q4AA ya que aunque en columnas son pocas las fluencias y ligeramente en menor cantidad que para el modelo DQ4AA y con valores de rotación plástica inferiores a 0.01 rad., en el modelo DQ4AA se aprecia en vigas valores máximos de rotación plástica de 0.04 rad. contra 0.06 rad. presentados por el modelo M1Q4AA (figuras 8.32 y 8.84)

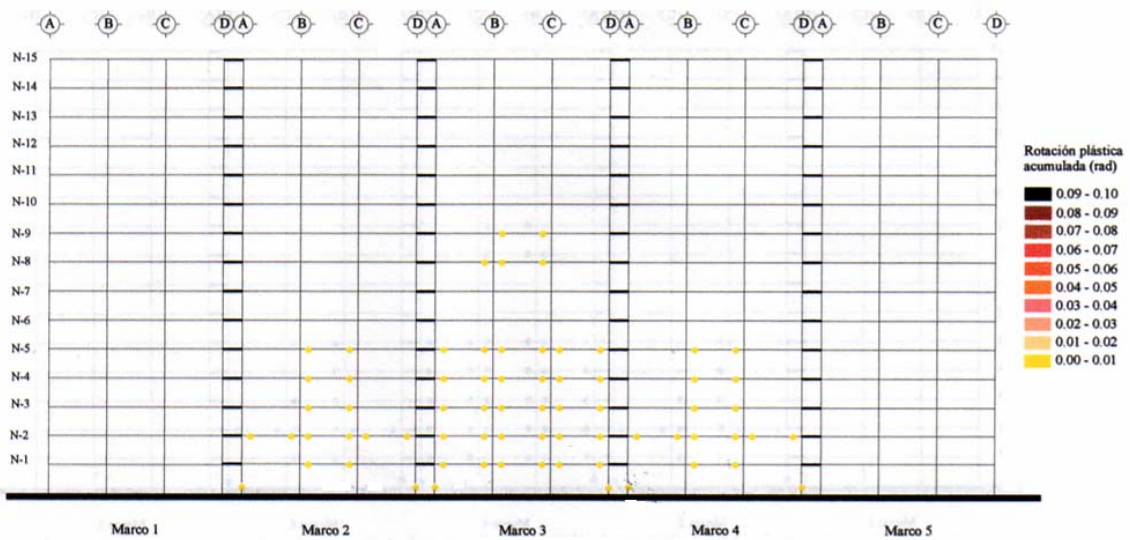
En dirección y también se aprecia una ligera actividad inelástica mayor en el modelo M1Q4AA ya que se presentan escasas fluencias en las columnas de los dos primeros niveles con valores inferiores a 0.01 rad., mientras que en el modelo DQ4AA existen muy pocas fluencia en columnas sólo para el primer entrepiso. En las vigas se aprecian fluencias en los primeros seis niveles para el modelo M1Q4AA con valores inferiores a 0.01 rad. y para el modelo DQ4AA fluencias en las vigas del primer al quinto entrepiso así como muy escasas en el nivel ocho y nueve con valores menores a 0.01 rad. aunque en menor cantidad que en el modelo M1Q4AA (figuras 8.33 y 8.84).

Ante el acelerograma de la estación 56 y considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia, se tiene un trabajo inelástico mayor en el modelo M1Q4AA con respecto al modelo DQ4AA en dirección x , ya que aunque en ambos modelos aparecen escasas fluencias en columnas el modelo M1Q4AA presenta valores de rotación plástica superiores en vigas a los mostrados por el modelo DQ4AA (figuras 8.34 y 8.85).

En dirección y se aprecia una actividad inelástica ligeramente mayor en el modelo DQ4AA, ya que presenta fluencias en un mayor número de entrepisos en vigas a diferencia de escasas fluencias en los entrepisos dos al cuatro en el modelo M1Q4AA, en ambos casos con valores inferiores a 0.01 rad (figuras 8.35 y 8.85).

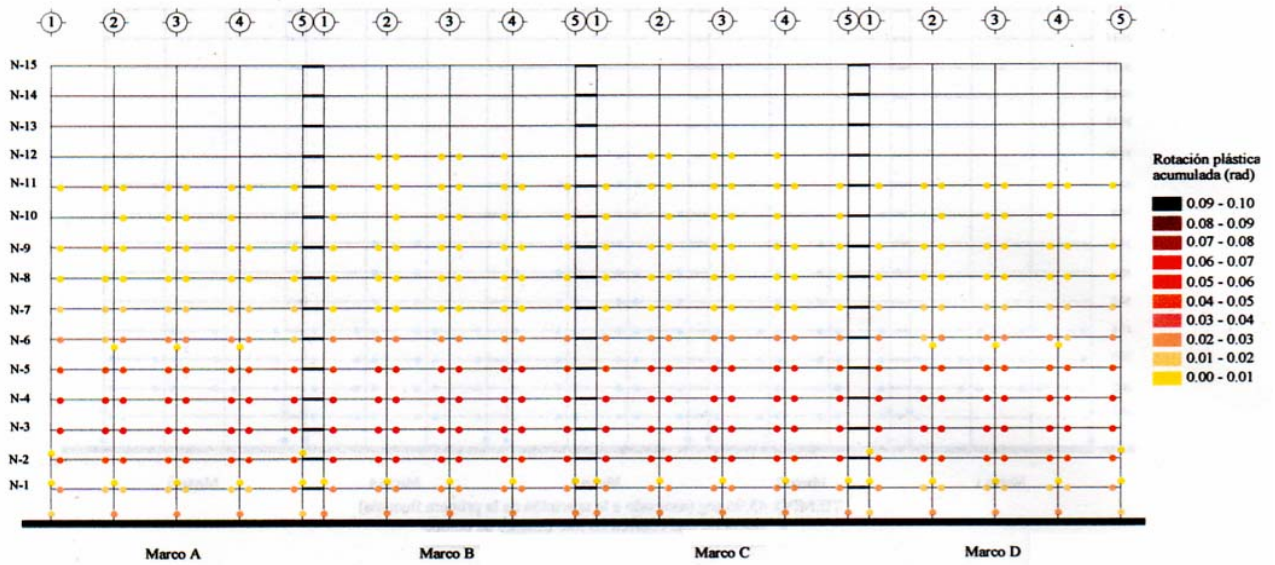


Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA en dirección x, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

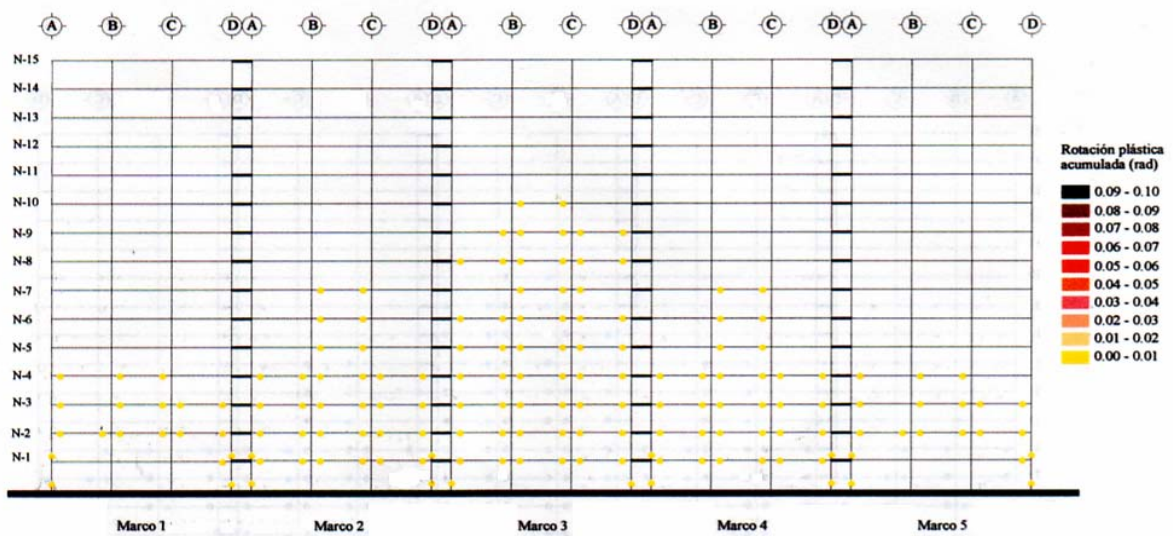


Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA en dirección y, asociadas al análisis no lineal efectuado con el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

Figura 8.84 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma SCT-EW tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias (Correa, 2005)



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



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 8.85 Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA, correspondientes al análisis no lineal realizado con el acelerograma de la estación 56 tomando fuentes adicionales de sobrerresistencias (Correa, 2005)

Capítulo 9

Resumen y Conclusiones

En el presente estudio se evaluaron las diferencias que se tienen al diseñar los modelos analizados con los requerimientos del cuerpo principal de las Normas Técnicas Complementarias NTCC-04 y al hacerlo con las disposiciones establecidas en el Apéndice Normativo “A” de dichas normas, todos estos diseños tomando en cuenta la aportación de la losa a la resistencia a flexión de las vigas, así como la diferencia entre los modelos identificados como “M1”, estructurados con vigas secundarias paralelas al lado largo del edificio y como “M2”, con vigas secundarias paralelas tanto al lado largo como al lado corto del edificio, respectivamente.

Los aspectos fundamentales que se revisaron son:

- a) Si los factores de comportamiento sísmico $Q = 3$ y $Q = 4$ empleados para diseñar estructuras con base en marcos dúctiles de concreto reforzado son razonables.
- b) Las diferencias que se tienen al diseñar los modelos con las disposiciones del cuerpo principal y el Apéndice normativo A de las NTCS-04 para el análisis sísmico.
- c) Las diferencias que se tienen en el comportamiento dinámico de marcos dúctiles por el impacto en el diseño global de las cargas verticales en función de cómo las distribuyen las vigas secundarias, entre los modelos “M1”, estructurados con vigas secundarias paralelas al lado largo del edificio, y los modelos “M2”, estructurados con vigas secundarias paralelas tanto al lado largo como al lado corto del edificio.
- d) El comportamiento de los edificios tomando en cuenta la sobrerresistencia global ante cargas laterales.

Para la evaluación de estos aspectos, se estudió el comportamiento sísmico de los modelos efectuando análisis dinámicos no lineales, dichos análisis y los diseños estructurales permitieron concluir lo siguiente:

Para todos los modelos diseñados conforme a lo estipulado en el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 rigió la revisión para evitar el daño a elementos no estructurales sobre la de seguridad contra el colapso.

Para los modelos “M1”, el hecho de estar estructurados sólo con vigas secundarias paralelas al lado largo del edificio originó que las vigas paralelas al eje y sobre las cual descargan dichas vigas secundarias resultaran con secciones importantes, lo que provocó que el edificio tenga una rigidez lateral mayor en este sentido que en el largo, y por lo tanto a distorsiones de entrepiso menores para esta dirección. El trabajo inelástico también fue menor en esta dirección.

En los modelos “M2” las dimensiones de las secciones transversales de las vigas en la dirección x a diferencia de las vigas de los modelos “M1” no sólo se diseñaron para dar rigidez lateral a ese sentido del edificio, sino que rigieron criterios de resistencia, lo que provocó que las secciones resultaran más grandes y con cantidades de acero más elevadas, ya que en este sentido ahora se descargan vigas secundarias al igual que en las vigas paralelas al eje y , lo que hace que las cargas verticales se distribuyan de manera más uniforme en ambas direcciones. Las distorsiones de entrepiso ahora no se muestran tan dispares, debido a una mejor distribución de rigidez lateral y del balance de capacidad a momento

positivo y negativo en los extremos de las vigas en ambos sentidos. El trabajo inelástico también se vio favorecido ya que la dirección y se mostró más demandada.

En los modelos diseñados con el Apéndice Normativo A se observa que el diseño de sus columnas muestran mayor tendencia a requerir sólo el refuerzo mínimo para las columnas de entresijos superiores con respecto a las diseñadas con el cuerpo principal de las NTCS-04, ya que para estos modelos rigieron los criterios de rigidez lateral sobre los de resistencia para la determinación de las secciones transversales.

Los diseños de las columnas tienen que ver con su ubicación en planta y elevación, ya que las columnas localizadas en entresijos superiores resultan con secciones menores y cuantías de refuerzo longitudinal cercanas o iguales al límite, ya que no son muy demandadas para el cumplimiento de distorsiones de entresijo ni están bajo grandes esfuerzos. Cuando se ubican en la periferia, están sometidas a cargas axiales más bajas que el resto, provocando una resistencia reducida a flexión, menor a la requerida para garantizar el mecanismo de columna fuerte-viga débil, lo que requiere un aumento de refuerzo longitudinal.

Se aprecian diferencias significativas entre los modelos “M1” y “M2” en cuanto a las dimensiones de las secciones transversales tanto de sus vigas como en columnas, así como el espesor de sus losas de entresijo. En los modelos “M1” los perímetros de los tableros de losas que forman las vigas principales y secundarias es mayor y por lo tanto la carga a soportar también, originando un peralte de losa superior al de los modelos “M2”, donde los tableros son más pequeños y por lo tanto una carga originada por su área tributaria menor.

En cuanto a las dimensiones de vigas paralelas al eje x los modelos “M2” presentaron secciones mayores que las del modelo “M1”, ya que estas vigas no sólo se diseñaron para dar rigidez lateral al edificio en este sentido, sino que también rigieron criterios de resistencia, debido a la descarga de vigas secundarias también en este sentido, originando una disminución en dimensiones para las vigas paralelas al eje y y ya que se distribuyen de mejor manera las cargas gravitacionales, y por lo tanto, también equilibran el trabajo inelástico para ambas direcciones.

En lo referente a las columnas, el modelo “M2” presentó secciones más pequeñas que las de los modelos “M1”, debido a que se tiene menor carga gravitacional debido a elementos de menores dimensiones.

Los modelos “M2” muestran en general elementos estructurales de dimensiones menores que los presentados para los modelos “M1”. En la tabla A.1 se aprecia que los modelos “M2” son más ligeros que los modelos “M1”, lo que nos sugiere que una repartición de carga gravitacional más equilibrada originada por la estructuración de vigas secundarias en ambos sentidos origina un diseño más óptimo.

Para todos los modelos “M1” en dirección x el comportamiento no lineal fue mucho más pronunciado que el correspondiente a la dirección y , a diferencia de los modelos “M2”, donde el trabajo inelástico se presentó más equilibrado para ambas direcciones.

Cuando se incorporaron los efectos de las fuentes adicionales de sobrerresistencia en los análisis no lineales, se observó que, en general, para los ocho modelos los niveles de distorsión dinámica no varían de forma significativa a cuando se toman sólo resistencias nominales. La distorsión de entresijo que se asocia con la primera fluencia aumenta, las distorsiones máximas disminuyen notablemente, la estructura incrementa su capacidad para tomar más cortante y la respuesta inelástica disminuye, por lo cual también se disminuyen las demandas de ductilidad así como la degradación de rigidez debida a trabajo inelástico. El número de fluencias también se abate, así como las demandas de rotación plástica acumulada.

En todos los modelos se aprecia que las distorsiones de entresijo de diseño no rebasaron más que ligeramente, en algunos casos, los límites de distorsión establecidos en el RCDF-04.

Para todos los modelos los mapeos de fluencia así como la diferencia entre magnitudes de rotaciones plásticas observadas en vigas y columnas señalan que el comportamiento inelástico observado corresponde a diseños asociados con un mecanismo último de falla de columna fuerte-viga débil.

Comparando los modelos “M1” y “M2”, diseñados sísmicamente conforme a lo establecido en las NTCS-04, se aprecian las siguientes tendencias en su comportamiento:

- Los modelos “M1” para la dirección x tienden a sufrir mayores niveles de distorsión que los modelos “M2”, invirtiéndose esa tendencia en la dirección y ya que los modelos “M2” sufren distorsiones superiores.
- Los modelos “M1” tienden a fluir a niveles de distorsión ligeramente menores a los de los modelos “M2”, percibiéndose muy poca diferencia entre ambos modelos.
- Los modelos “M2” en dirección x tienden a tomar más cortante que los modelos “M1”, cambiando esta tendencia en dirección y donde los modelos “M1” toman más cortante.
- Los modelos “M1” tienden a presentar un mayor número de medios ciclos inelásticos en dirección x que los modelos “M2”, invirtiéndose esta tendencia en la dirección y ya que los modelos “M2” presentan mayor número de medios ciclos inelásticos para esta dirección.
- En los modelos “M2” se presenta una ligera tendencia a tener mayores demandas de ductilidad para la dirección x que para los modelos “M1”. En dirección y se observa una tendencia más marcada de los modelos “M2” a presentar mayores demandas de ductilidad.
- Los modelos “M2” presentan una mayor degradación de rigidez de entrepiso que los modelos “M1”.

Al comparar los modelos diseñados sísmicamente bajo los requerimientos del cuerpo principal y el Apéndice Normativo A de las NTCS-04 se aprecian las siguientes tendencias en su comportamiento:

- Los modelos del Apéndice A tienden a sufrir mayores niveles de distorsión que los diseñados con el cuerpo principal.
- Los modelos diseñados con el Apéndice A tienden a fluir a niveles de distorsión menores a los de los modelos diseñados con el cuerpo principal.
- Los modelos diseñados con el Apéndice A tienden a tomar más cortante que los diseñados con el cuerpo principal.
- Los modelos del Apéndice A presentan un mayor número de medios ciclos inelásticos que los del cuerpo principal.
- En los modelos del Apéndice A se presentan mayores demandas de ductilidad.
- Los modelos del Apéndice A presentan una mayor degradación de rigidez de entrepiso que los diseñados con el cuerpo principal.

Al comparar el mapeo de fluencias de modelos presentados en Correa (2005) con modelos diseñados en este estudio, ambos casos diseñados bajo lineamientos similares como factor de comportamiento sísmico, bajo lo estipulado en el Apéndice A y misma estructuración, pero con las diferencias notables de que los modelos presentados en este estudio se utilizó una resistencia a la compresión en el concreto $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ a diferencia del $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ usado en Correa (2005) y se tomó en cuenta la participación de la losa para contribuir a la resistencia a flexión de las vigas, se observa que a pesar de tomar en cuenta dicho efecto, los modelos presentados por Correa presentan en general un trabajo inelástico ligeramente inferior a los modelos diseñados en este estudio, por lo que se recomienda profundizar más en este punto en estudios posteriores.

Apéndice

A continuación se presentan las tablas de cuantificación de los modelos diseñados en este estudio, en la tabla A1 se encuentra el resumen general.

MODELO M1Q3CP

VIGAS PARALELAS AL EJE X L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VOL UNI	VOL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3
V1-R1	48	40	80	6	12	0	0	4	12	2	8	4	4	15	2.56	122.58	777.934	37340.81	183.3039	8796.588		
V1-R2	48	40	80	6	12	2	8	5	12	1	8	4	4	15	2.56	122.58	861.129	42294.19	183.3039	8796.588		
V1-R3	24	40	80	5	12	1	8	3	12	2	10	4	4	15	2.56	61.44	702.522	16860.52	183.3039	4399.294		
V1-R4	24	40	80	6	12	1	8	4	12	1	8	4	4	15	2.56	61.44	777.934	18670.41	183.3039	4399.294		
V1-R5	24	40	80	6	10	0	0	4	10	1	8	4	4	20	2.56	61.44	527.884	12669.2	138.3214	3319.713		
V1-R6	24	40	80	7	10	0	0	4	10	1	8	4	4	15	2.56	61.44	577.497	13859.92	183.3039	4399.294		
V1-R7	24	40	80	5	8	1	6	4	8	0	0	4	4	15	2.56	61.44	303.632	7287.174	183.3039	4399.294		
V1-R8	24	40	80	6	8	0	0	4	8	0	0	4	4	15	2.56	61.44	317.524	7620.574	183.3039	4399.294		
TOT	240															614.4		156602.8		42913.36		
																Σ	CONC	614.4	M3	ACERO	199516.2	KG

VIGAS PARALELAS AL EJE Y L= 7 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VOL UNI	VOL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3
V1-R1	26	85	115	9	12	0	0	7	12	1	10	6	4	15	6.8425	177.91	1043.61	27133.91	368.9231	9592.001		
V1-R2	4	85	115	9	12	0	0	7	12	2	8	6	4	12.5	6.8425	27.37	1058.77	4223.068	441.1598	1764.639		
V1-R3	20	85	115	8	12	1	8	6	12	1	10	6	4	10	6.8425	136.85	946.37	18927.4	549.5145	10990.3		
V1-R4	10	85	115	8	12	1	8	6	12	1	10	6	4	15	6.8425	68.425	946.37	9463.701	368.9231	3699.231		
V1-R5	10	85	115	7	12	1	10	6	12	0	0	6	4	15	6.8425	68.425	856.074	8560.742	368.9231	3699.231		
V1-R6	5	85	115	7	12	1	8	6	12	0	0	6	4	15	6.8425	34.213	840.446	4202.231	368.9231	1844.616		
V1-R7	20	85	110	8	12	1	8	6	12	2	8	6	4	15	6.545	130.9	958.525	19170.51	354.7338	7094.675		
V1-R8	10	85	110	8	12	1	8	7	12	1	8	6	4	12.5	6.545	65.45	993.255	9932.545	424.1921	4241.921		
V1-R9	20	85	110	8	12	1	6	6	12	1	8	6	4	10	6.545	130.9	918.557	18371.74	528.3796	10657.59		
V1-R10	10	85	110	7	12	2	8	6	12	1	6	6	4	15	6.545	65.45	883.658	8838.576	354.7338	3547.338		
V1-R11	10	85	110	7	12	1	8	5	12	0	0	6	4	12.5	6.545	65.45	812.663	8126.628	424.1921	4241.921		
V1-R12	5	85	110	7	12	0	0	5	12	1	10	6	4	15	6.545	32.725	793.562	3967.809	354.7338	1773.669		
V1-R13	20	70	100	8	10	0	0	6	10	0	0	6	4	15	4.9	98	607.761	12155.21	312.1657	6243.314		
V1-R14	10	70	100	8	10	0	0	6	10	1	6	6	4	20	4.9	49	623.389	6233.888	235.7615	2357.615		
V1-R15	20	70	100	8	10	1	8	6	10	0	0	6	4	15	4.9	98	635.544	12710.88	312.1657	6243.314		
V1-R16	10	70	100	8	10	1	6	6	10	0	0	6	4	15	4.9	49	623.389	6233.888	312.1657	3121.657		
V1-R17	10	70	100	7	10	1	8	5	10	1	6	6	4	15	4.9	49	564.349	5643.491	312.1657	3121.657		
V1-R18	5	70	100	7	10	1	6	5	10	1	6	6	4	15	4.9	24.5	552.194	2760.97	312.1657	1560.829		
TOT	225															1371.6		186657.2		85685.52		
																Σ	CONC	1371.6	M3	ACERO	272342.7	KG

VIGAS SECUNDARIAS L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VOL UNI	VOL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3
V1-R1	180	35	70	4	8	0	0	4	6	0	0	3	3	15	1.96	352.8	198.452	35721.44	69.74963	12554.97		
TOT	180															352.8		35721.44		12554.97		
																Σ	CONC	352.8	M3	ACERO	48276.41	KG

COLUMNAS L= 3.4 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VOL UNI	VOL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3
C1-R1	10	130	130	44	12	0	0	0	0	0	0	8	4	10	5.746	57.46	1335.98	13359.82	666.8002	6668.002		
C1-R2	10	130	130	48	12	0	0	0	0	0	0	8	4	10	5.746	57.46	1457.43	14574.35	666.8002	6668.002		
C1-R3	40	130	130	40	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	5.746	229.84	843.423	33736.92	666.8002	26672.01		
C1-R4	40	130	130	32	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	5.746	229.84	674.738	26989.53	666.8002	26672.01		
C1-R5	80	120	120	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.896	391.68	506.054	40484.3	611.2335	4898.68		
C1-R6	20	120	120	32	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.896	97.92	674.738	13494.77	611.2335	12224.67		
C1-R7	50	100	100	20	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	170	421.711	21085.57	500.1002	25005.01		
C1-R8	10	100	100	28	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	34	590.396	5903.96	500.1002	5001.002		
C1-R9	40	100	100	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	136	506.054	20242.15	500.1002	20004.01		
TOT	300															1404.2		189871.4		177813.4		
																Σ	CONC	1404.2	M3	ACERO	367684.8	KG

Losas e= 0.13 m, s= 0.25 m w var 0.71

Area= 672 Vol= 1310.4 m3

Acero # v= 20 w x m2= 14.2 wtol= 143136 kg

RESUMEN

CONCRETO	5053.36	M3
ACERO LONG	711989	KG
ESTRIBOS	318967	KG
SUMA ACERO =	1030.96	TON

Wtol= 12136 ton

MODELO M103AA

VIGAS PARALELAS AL EJE X L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST			
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3	KG
V1-R1	56	50	90	4	10	0	0	2	10	2	8	4	3	15	3.6	201.6	361.183	20226.27	121.3041	6793.027			
V1-R2	56	50	90	4	10	1	8	5	8	0	0	4	3	15	3.6	201.6	388.967	21782.14	121.3041	6793.027			
V1-R3	24	50	90	6	8	0	0	4	8	0	0	4	3	15	3.6	86.4	317.524	7620.574	121.3041	2911.297			
V1-R4	24	50	90	3	10	2	8	4	8	0	0	4	3	15	3.6	86.4	339.354	8144.488	121.3041	2911.297			
V1-R5	40	50	90	5	8	0	0	3	8	0	0	4	3	15	3.6	144	254.019	10160.77	121.3041	4852.162			
V1-R6	40	50	90	6	8	0	0	3	8	0	0	4	3	15	3.6	144	285.772	11430.86	121.3041	4852.162			
V1-R7	0	40	80	5	8	1	6	4	8	0	0	4	4	15	2.56	0	303.632	0	183.3039	0			
V1-R8	0	40	80	6	8	0	0	4	8	0	0	4	4	15	2.56	0	317.524	0	183.3039	0			
TOT	240															864		79365.1		29112.97			
														Σ	CONC	864	M3	ACERO	108478.1	KG			

VIGAS PARALELAS AL EJE Y L= 7 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST			
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3	KG
V1-R1	20	85	115	8	10	1	8	8	10	0	0	6	4	15	6.8425	136.85	722.367	14447.34	368.9231	7378.462			
V1-R2	10	85	115	8	10	0	0	7	10	1	8	6	4	20	6.8425	68.425	678.955	6789.554	278.6272	2786.272			
V1-R3	20	85	115	7	10	0	0	6	10	0	0	6	4	15	6.8425	136.85	564.349	11286.98	368.9231	7378.462			
V1-R4	10	85	115	7	10	0	0	6	10	0	0	6	4	20	6.8425	68.425	564.349	5643.491	278.6272	2786.272			
V1-R5	10	85	115	7	10	0	0	6	10	0	0	6	4	15	6.8425	68.425	564.349	5643.491	368.9231	3689.231			
V1-R6	5	85	115	7	10	0	0	6	10	0	0	6	4	15	6.8425	34.213	564.349	2821.746	368.9231	1844.616			
V1-R7	20	85	110	9	10	0	0	8	10	1	8	6	4	20	6.545	130.9	765.778	15315.57	267.9105	5388.216			
V1-R8	10	85	110	8	10	0	0	7	10	1	8	6	4	20	6.545	65.45	678.955	6789.554	267.9105	2679.108			
V1-R9	20	85	110	6	10	0	0	5	10	0	0	6	4	15	6.545	130.9	477.526	9550.524	354.7335	7094.675			
V1-R10	10	85	110	6	10	0	0	5	10	0	0	6	4	15	6.545	65.45	477.526	4775.262	354.7335	3547.338			
V1-R11	10	85	110	6	10	1	8	6	10	0	0	6	4	15	6.545	65.45	548.721	5487.21	354.7335	3547.338			
V1-R12	5	85	110	6	10	1	8	6	10	0	0	6	4	20	6.545	32.725	548.721	2743.605	267.9105	1339.554			
V1-R13	20	70	100	7	10	0	0	6	10	1	8	6	4	20	4.9	98	592.132	11842.65	235.7615	4715.23			
V1-R14	10	70	100	6	10	1	8	6	10	0	0	6	4	20	4.9	49	548.721	5487.21	235.7615	2357.615			
V1-R15	20	70	100	5	10	0	0	4	10	0	0	6	4	15	4.9	98	390.703	7814.065	312.1657	6243.314			
V1-R16	10	70	100	5	10	0	0	4	10	0	0	6	4	20	4.9	49	390.703	3907.033	235.7615	2357.615			
V1-R17	10	70	100	6	10	0	0	5	10	0	0	6	4	15	4.9	49	477.526	4775.262	312.1657	3121.657			
V1-R18	5	70	100	6	10	0	0	5	10	0	0	6	4	20	4.9	24.5	477.526	2387.631	235.7615	1178.808			
TOT	225															1371.6		127508.2		69403.78			
														Σ	CONC	1371.6	M3	ACERO	196912	KG			

VIGAS SECUNDARIAS L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST			
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3	KG
V1-R1	180	35	70	4	8	0	0	4	8	0	0	3	3	15	1.96	352.8	198.452	35721.44	69.74983	12554.97			
TOT	180															352.8		35721.44		12554.97			
														Σ	CONC	352.8	M3	ACERO	48276.41	KG			

COLUMNAS L= 3.4 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST			
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3	KG
C1-R1	10	130	130	44	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	5.746	57.46	593.77	5937.697	666.8002	6668.002			
C1-R2	10	130	130	48	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	5.746	57.46	647.749	6477.489	666.8002	6668.002			
C1-R3	80	130	130	40	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	5.746	459.68	539.791	43183.25	666.8002	53344.02			
C1-R4	50	120	120	32	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.896	244.8	431.833	21591.63	611.2335	30561.68			
C1-R5	50	120	120	36	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.896	244.8	485.812	24290.59	611.2335	30561.68			
C1-R6	100	100	100	32	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	340	431.833	43183.25	500.1002	50010.02			
C1-R7	0	100	100	20	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	0	421.711	0	500.1002	0			
C1-R8	0	100	100	28	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	0	590.396	0	500.1002	0			
C1-R9	0	100	100	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	0	506.054	0	500.1002	0			
TOT	300															1404.2		144663.9		177813.4			
														Σ	CONC	1404.2	M3	ACERO	322477.3	KG			

Losas e= 0.13 m. s= 0.25 m w var 0.71

Area= 672 Vol= 1310.4 m3

Acero # v= 20 w x m2= 14.2 wtot= 143136 kg

RESUMEN

CONCRETO	5302.96	M3
ACERO LONG	530396	KG
ESTRIBOS	288886	KG
SUMA ACERO	819.28	TON

Wtot= 12728 ton

MODELO M1Q4CP

VIGAS PARALELAS AL EJE X L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST				
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.										
V1-R1	48	40	80	6	10	1	8	5	10	0	0	4	3	12.5	2.56	122.88	577.497	277.19.84	123.3506	5920.829				
V1-R2	48	40	80	7	10	1	8	4	10	2	8	4	3	10	2.56	122.88	641.001	307.65.07	153.7138	7378.264				
V1-R3	16	40	80	4	10	3	8	4	10	1	8	4	3	12.5	2.56	40.96	523.914	6382.631	123.3506	1973.61				
V1-R4	16	40	80	7	10	0	0	4	10	1	8	4	3	10	2.56	40.96	577.497	9239.946	153.7138	2459.421				
V1-R5	24	40	80	5	10	0	0	3	10	1	8	4	3	15	2.56	61.44	428.657	10287.77	103.1085	2474.603				
V1-R6	24	40	80	4	10	3	8	3	10	1	8	4	3	12.5	2.56	61.44	474.301	11383.23	123.3506	2960.414				
V1-R7	16	40	80	4	8	2	6	6	6	0	0	4	3	15	2.56	40.96	269.896	4318.325	103.1085	1649.735				
V1-R8	16	40	80	5	8	0	0	6	6	0	0	4	3	15	2.56	40.96	297.679	4762.859	103.1085	1649.735				
V1-R9	16	40	80	5	6	0	0	4	6	0	0	4	3	15	2.56	40.96	178.607	2857.715	103.1085	1649.735				
V1-R10	16	40	80	4	8	2	5	4	6	0	0	4	3	15	2.56	40.96	223.259	357.2.144	103.1085	1649.735				
TOT	240															614.4		113292.5		29766.08				
														Σ	CONC	614.4	M3	ACERO	143058.6	KG				

VIGAS PARALELAS AL EJE Y L= 7 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST				
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.										
V1-R1	20	85	110	8	10	4	8	6	10	4	8	6	4	10	6.545	130.9	830.027	16600.55	528.3796	10567.59				
V1-R2	10	85	110	8	10	4	8	7	10	3	8	6	4	12.5	6.545	65.45	845.655	8456.555	424.1921	4241.921				
V1-R3	20	85	110	8	10	4	8	6	10	3	8	6	4	9	6.545	130.9	802.244	16044.88	586.2616	11725.23				
V1-R4	10	85	110	8	10	3	8	6	10	3	8	6	4	10	6.545	65.45	774.461	7744.607	528.3796	5283.796				
V1-R5	10	85	110	7	10	4	8	6	10	2	8	6	4	10	6.545	65.45	731.049	7310.492	528.3796	5283.796				
V1-R6	5	85	110	7	10	3	8	5	10	3	8	6	4	10	6.545	32.725	687.638	3438.189	528.3796	2641.898				
V1-R7	20	80	100	8	10	3	8	7	10	1	8	6	4	10	5.6	112	762.305	15246.11	479.0642	9561.284				
V1-R8	10	80	100	7	10	4	8	7	10	2	8	6	4	12.5	5.6	56	774.461	7744.607	384.6005	3846.008				
V1-R9	20	80	100	8	10	3	8	6	10	2	8	6	4	9	5.6	112	746.677	14933.55	531.5439	10630.88				
V1-R10	10	80	100	7	10	4	8	6	10	2	8	6	4	10	5.6	56	731.049	7310.492	479.0642	4790.642				
V1-R11	10	80	100	8	10	2	8	6	10	1	8	6	4	9	5.6	56	691.111	6911.107	531.5439	5315.439				
V1-R12	5	80	100	8	10	1	8	5	10	2	8	6	4	10	5.6	28	647.699	3238.496	479.0642	2395.321				
V1-R13	20	70	100	6	10	2	8	6	10	1	8	6	4	12.5	4.9	98	604.298	12085.75	373.2891	7465.781				
V1-R14	10	70	100	6	10	1	8	6	10	0	0	6	4	15	4.9	49	548.721	5487.21	312.1657	3121.657				
V1-R15	20	70	100	6	10	1	6	4	10	2	8	6	4	10	4.9	98	505.31	10106.19	464.9741	9299.482				
V1-R16	10	70	100	7	10	0	0	5	10	0	0	6	4	15	4.9	49	520.938	5209.377	312.1657	3121.657				
V1-R17	10	70	100	6	10	1	8	5	10	1	6	6	4	12.5	4.9	49	520.938	5209.377	373.2891	3732.891				
V1-R18	5	70	100	6	10	1	6	4	10	1	8	6	4	15	4.9	24.5	477.528	2387.631	312.1657	1560.829				
TOT	225															1278.4		155465.2		104606.1				
														Σ	CONC	1278.4	M3	ACERO	260071.3	KG				

VIGAS SECUNDARIAS L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST				
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.										
V1-R1	180	35	70	4	8	0	0	4	6	0	0	3	3	15	1.96	352.8	198.452	357.21.44	69.74963	12554.97				
TOT	180															352.8		357.21.44		12554.97				
														Σ	CONC	352.8	M3	ACERO	48276.41	KG				

COLUMNAS L= 3.4 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST				
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.										
C1-R1	8	115	115	40	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.4965	35.972	843.423	6747.383	583.4502	4667.602				
C1-R2	10	115	115	48	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.4965	44.965	1012.11	10121.07	583.4502	5834.502				
C1-R3	6	115	115	34	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.4965	26.979	716.909	4301.457	583.4502	3500.701				
C1-R4	10	115	115	28	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.4965	44.965	590.395	5903.95	583.4502	5834.502				
C1-R5	66	115	115	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.4965	296.77	506.054	33399.55	583.4502	38507.71				
C1-R6	100	105	105	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.7485	374.85	506.054	50605.37	527.8835	52788.35				
C1-R7	100	85	85	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	2.4565	245.65	506.054	50605.37	416.7501	41675.01				
C1-R8	0	100	100	28	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	0	590.396	0	500.1002	0				
C1-R9	0	100	100	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	0	506.054	0	500.1002	0				
TOT	300															1070.2		161684.2		152805.4				
														Σ	CONC	1070.2	M3	ACERO	314492.6	KG				

Losas e= 0.13 m. s= 0.25 m w var 0.71

Area= 672 Vol= 1310.4 m3

Acero # v= 20 w x m2= 14.2 wtot= 143136 kg

RESUMEN

CONCRETO	4626.13	M3
ACERO LONG	609299	KG
ESTRIBOS	299736	KG
SUMA ACERO	909.035	TON

Wtot= 11104 ton

MODELO M1Q4A

VIGAS PARALELAS AL EJE X L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST							
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3	KG	KG	KG	KG	
V1-R1	56	50	90	3	10	2	8	3	10	0	0	3	3	12.5	3.6	201.6	361.183	20226.27	116.0947	6501.302							
V1-R2	56	50	90	4	10	1	8	3	10	0	0	3	3	12.5	3.6	201.6	379.044	21226.47	116.0947	6501.302							
V1-R3	24	50	90	3	10	1	8	2	10	1	8	3	3	15	3.6	86.4	311.57	7477.669	97.04325	2329.038							
V1-R4	24	50	90	3	10	2	8	2	10	1	8	3	3	12.5	3.6	86.4	343.323	8239.746	116.0947	2786.272							
V1-R5	40	50	90	3	10	0	0	3	8	0	0	3	3	20	3.6	144	244.097	9763.86	73.22895	2929.158							
V1-R6	40	50	90	3	10	1	8	2	10	1	8	3	3	12.5	3.6	144	311.57	12462.81	116.0947	4643.787							
V1-R7	0	40	80	4	8	2	6	6	6	0	0	4	3	15	2.56	0	269.896	0	103.1085	0							
V1-R8	0	40	80	6	8	0	0	6	6	0	0	4	3	15	2.56	0	297.679	0	103.1085	0							
V1-R9	0	40	80	6	6	0	0	4	6	0	0	4	3	15	2.56	0	178.607	0	103.1085	0							
V1-R10	0	40	80	4	8	2	5	4	6	0	0	4	3	15	2.56	0	223.259	0	103.1085	0							
TOT	240																864	79396.86		25690.86							
																	Σ	CONC	864	M3	ACERO	106507.7	KG				

VIGAS PARALELAS AL EJE Y L= 7 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST							
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3	KG	KG	KG	KG	
V1-R1	20	85	110	8	10	1	8	8	10	1	8	6	4	15	6.545	130.9	737.956	14759.9	354.7335	7094.675							
V1-R2	10	85	110	8	10	0	0	7	10	1	8	6	4	20	6.545	65.45	678.956	6789.554	267.9108	2679.108							
V1-R3	20	85	110	7	10	0	0	6	10	0	0	6	4	12.5	6.545	130.9	564.349	11266.99	424.1921	8483.842							
V1-R4	10	85	110	7	10	0	0	6	10	0	0	6	4	15	6.545	65.45	564.349	5643.491	354.7335	3547.338							
V1-R5	10	85	110	6	10	1	8	6	10	0	0	6	4	12.5	6.545	65.45	548.721	5487.21	424.1921	4241.921							
V1-R6	5	85	110	7	10	0	0	6	10	0	0	6	4	20	6.545	32.725	564.349	2521.746	267.9108	1339.554							
V1-R7	20	80	100	8	10	1	6	8	10	0	0	6	4	15	5.6	112	710.212	14204.23	321.6253	6432.505							
V1-R8	10	80	100	7	10	1	6	7	10	0	0	6	4	20	5.6	56	623.389	6233.888	242.9058	2429.058							
V1-R9	20	80	100	6	10	1	8	5	10	0	0	6	4	12.5	5.6	112	505.31	10106.19	384.6008	7692.017							
V1-R10	10	80	100	6	10	1	6	5	10	1	8	6	4	15	5.6	56	520.938	5209.377	321.6253	3216.253							
V1-R11	10	80	100	6	10	1	6	5	10	1	6	6	4	12.5	5.6	56	505.782	5087.825	384.6008	3846.008							
V1-R12	5	80	100	7	10	0	0	6	10	0	0	6	4	20	5.6	28	564.349	2821.746	242.9058	1214.529							
V1-R13	20	70	100	7	10	0	0	6	10	1	8	6	4	20	4.9	98	592.132	11842.65	235.7615	4715.23							
V1-R14	10	70	100	6	10	1	6	6	10	0	0	6	4	20	4.9	49	536.566	5365.658	235.7615	2357.615							
V1-R15	20	70	100	8	8	0	0	6	8	0	0	6	4	12.5	4.9	98	388.967	7779.336	373.2891	7465.781							
V1-R16	10	70	100	7	8	0	0	5	8	0	0	6	4	15	4.9	49	333.4	3334.001	312.1657	3121.657							
V1-R17	10	70	100	8	8	0	0	6	8	0	0	6	4	15	4.9	49	388.967	3889.668	312.1657	3121.657							
V1-R18	5	70	100	6	8	0	0	5	8	0	0	6	4	20	4.9	24.5	305.617	1528.084	235.7615	1178.808							
TOT	225																1278.4	134191.5		74177.56							
																	Σ	CONC	1278.4	M3	ACERO	198369.1	KG				

VIGAS SECUNDARIAS L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST							
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3	KG	KG	KG	KG	
V1-R1	180	35	70	4	8	0	0	4	6	0	0	3	3	15	1.96	352.8	195.452	357.21.44	69.74963	12554.97							
TOT	180																352.8	357.21.44		12554.97							
																	Σ	CONC	352.8	M3	ACERO	48276.41	KG				

COLUMNAS L= 3.4 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST							
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3	KG	KG	KG	KG	
C1-R1	20	120	120	40	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.896	97.92	843.423	16868.46	611.2335	12224.67							
C1-R2	80	120	120	48	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.896	391.68	1012.11	80968.6	611.2335	48968.68							
C1-R3	20	110	110	34	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.114	82.28	716.909	14338.19	555.6669	11113.34							
C1-R4	80	110	110	28	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.114	329.12	590.396	47231.68	555.6669	44453.35							
C1-R5	20	100	100	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	68	506.054	10121.07	500.1002	10002							
C1-R6	80	100	100	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	272	506.054	40484.3	500.1002	40008.01							
C1-R7	0	85	85	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	2.4565	0	506.054	0	416.7501	0							
C1-R8	0	100	100	28	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	0	590.396	0	500.1002	0							
C1-R9	0	100	100	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	0	506.054	0	500.1002	0							
TOT	300																1241	210012.3		166700.1							
																	Σ	CONC	1241	M3	ACERO	376712.4	KG				

Losas e= 0.13 m. s= 0.25 m w var 0.71

Area= 672 Vol= 1310.4 m3

Acero # v= 20 w x m2= 14.2 wtot= 143136 kg

RESUMEN

CONCRETO	5046.58	M3
ACERO LONG	592458	KG
ESTRIBOS	279123	KG
SUMA ACERO	871582	TON

Wtot= 12113 ton

MODELO M2Q3CP

VIGAS PARALELAS AL EJE X L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.						
V1-R1	56	60	90	7	12	1	6	6	12	1	6	6	4	15	4.32	241.92	964.479	54010.82	312.6949	17510.91
V1-R2	56	60	90	7	12	1	8	6	12	0	0	6	4	15	4.32	241.92	960.51	53768.55	312.6949	17510.91
V1-R3	32	60	90	6	12	0	0	5	12	0	0	4	4	15	4.32	138.24	785.672	25147.89	226.4342	7245.996
V1-R4	32	60	90	5	12	1	6	4	12	1	8	4	4	12.5	4.32	138.24	692.599	22163.17	270.8876	8668.403
V1-R5	32	60	90	6	10	0	0	4	10	1	6	4	4	20	4.32	138.24	513.992	16447.74	170.8676	5467.762
V1-R6	32	60	90	6	10	0	0	6	8	0	0	4	4	15	4.32	138.24	488.193	15622.18	226.4342	7245.996
V1-R7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	15	0	0	0	0	-32.3477	0
V1-R8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	15	0	0	0	0	-32.3477	0
TOT	240														1036.8		187180.3			63649.79
Σ															CONC	1036.8	M3	ACERO	250830.1	KG

VIGAS PARALELAS AL EJE X L= 7 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.						
V1-R1	20	75	100	8	12	0	0	7	12	1	10	6	4	15	5.25	106	981.099	19621.99	316.8955	6337.91
V1-R2	10	75	100	8	12	1	10	8	12	0	0	6	4	12.5	5.25	52.5	1043.61	10436.12	378.9449	3789.449
V1-R3	20	75	100	7	12	0	0	6	12	1	10	6	4	15	5.25	106	856.074	17121.48	316.8955	6337.91
V1-R4	10	75	100	7	12	0	0	6	12	1	8	6	4	15	5.25	52.5	840.446	8404.461	316.8955	3168.955
V1-R5	10	75	100	7	12	0	0	5	12	1	10	6	4	15	5.25	52.5	793.562	7935.617	316.8955	3168.955
V1-R6	5	75	100	6	12	1	10	5	12	1	10	6	4	15	5.25	26.25	774.461	3872.303	316.8955	1584.477
V1-R7	20	70	100	6	12	1	10	6	12	1	10	6	4	15	4.9	98	836.973	16739.46	312.1657	6243.314
V1-R8	10	70	100	8	12	0	0	7	12	0	0	6	4	15	4.9	49	937.688	9376.878	312.1657	3121.657
V1-R9	20	70	100	6	12	1	10	6	12	0	0	6	4	15	4.9	98	765.778	15315.57	312.1657	6243.314
V1-R10	10	70	100	6	12	0	0	5	12	0	0	6	4	15	4.9	49	687.638	6876.377	312.1657	3121.657
V1-R11	10	70	100	6	12	1	8	5	12	0	0	6	4	15	4.9	49	715.421	7154.211	312.1657	3121.657
V1-R12	5	70	100	6	12	1	6	5	12	0	0	6	4	20	4.9	24.5	703.266	3516.329	235.7615	1178.808
V1-R13	20	55	85	6	10	1	8	5	10	0	0	6	4	15	3.2725	65.45	505.31	10106.19	255.4083	5108.166
V1-R14	10	55	85	7	10	0	0	6	10	0	0	6	4	15	3.2725	32.725	564.349	5643.491	255.4083	2554.083
V1-R15	20	55	85	6	10	0	0	5	10	0	0	6	4	15	3.2725	65.45	477.526	9560.524	255.4083	5108.166
V1-R16	10	55	85	5	10	1	8	6	8	0	0	6	4	15	3.2725	32.725	411.541	4115.408	255.4083	2554.083
V1-R17	10	55	85	6	10	1	6	7	8	0	0	6	4	15	3.2725	32.725	470.58	4705.804	255.4083	2554.083
V1-R18	5	55	85	6	10	0	0	4	10	1	6	6	4	15	3.2725	16.363	449.743	2246.714	255.4083	1277.042
TOT	225														1006.7		162740.9			66573.69
Σ															CONC	1006.7	M3	ACERO	229314.6	KG

VIGAS SECUNDARIAS L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.						
V1-R1	180	30	60	3	8	0	0	3	6	0	0	3	3	12.5	1.44	259.2	148.839	26791.08	68.93122	12407.62
V1-R2	180	30	60	3	8	0	0	3	6	0	0	3	3	12.5	1.152	207.36	119.071	21432.86	55.35707	9964.273
TOT	360														466.56		48223.94			22371.89
Σ															CONC	466.56	M3	ACERO	70695.84	KG

COLUMNAS L= 3.4 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.						
C1-R1	20	120	120	48	12	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.896	97.92	1457.43	29148.7	611.2335	12224.67
C1-R2	20	120	120	44	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.896	97.92	927.765	18555.3	611.2335	12224.67
C1-R3	12	120	120	36	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.896	58.752	759.081	9106.967	611.2335	7334.802
C1-R4	48	120	120	40	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.896	235.01	843.423	40484.3	611.2335	29339.21
C1-R5	20	110	110	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.114	82.28	506.054	10121.07	556.6669	11113.34
C1-R6	80	110	110	28	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.114	329.12	590.396	47231.68	556.6669	44463.35
C1-R7	80	95	95	20	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.0685	245.48	421.711	33736.92	472.3168	37785.35
C1-R8	20	95	95	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.0685	61.37	506.054	10121.07	472.3168	9446.337
C1-R9	0	95	95	0	0	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.0685	0	0	0	472.3168	0
TOT	300														1207.9		196508			163921.7
Σ															CONC	1207.9	M3	ACERO	362429.7	KG

Losas e= 0.11 m, s= 0.25 m, w var 0.71

Area= 672, Vol= 1108.8 m3

Acero # v= 20, w x m2= 14.2 wtot= 143136 kg

RESUMEN

CONCRETO	4826.7	M3
ACERO LONG	739789	KG
ESTRIBOS	316517	KG
SUMA ACERO	1056.31	TON

Wtot= 11585 ton

MODELO M2Q3AA

VIGAS PARALELAS AL EJE X L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3
V1-R1	85	60	90	8	8	0	0	7	8	0	0	4	4	20	4.32	380.16	476.286	41913.16	170.8676	15036.35		
V1-R2	85	60	90	7	8	0	0	5	8	0	0	4	4	15	4.32	380.16	381.029	33530.53	226.4342	19926.21		
V1-R3	32	60	90	6	8	0	0	5	8	0	0	4	4	20	4.32	138.24	349.276	11176.84	170.8676	5467.762		
V1-R4	32	60	90	5	8	0	0	4	8	0	0	4	4	20	4.32	138.24	285.772	9144.689	170.8676	5467.762		
V1-R5	0	60	90	6	10	0	0	4	10	1	6	4	4	20	4.32	0	513.992	0	170.8676	0		
V1-R6	0	60	90	6	10	0	0	6	8	0	0	4	4	15	4.32	0	488.193	0	226.4342	0		
V1-R7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	15	0	0	0	0	-32.3477	0		
V1-R8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	15	0	0	0	0	-32.3477	0		
TOT	240														1036.8		957.65.21		45898.08			
																Σ	CONC	1036.8	M3	ACERO	141663.3	KG

VIGAS PARALELAS AL EJE X L= 7 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3
V1-R1	20	75	100	7	10	1	8	7	10	0	0	6	4	20	5.25	106	635.544	127.10.88	239.3337	4796.673		
V1-R2	10	75	100	6	10	1	8	6	10	1	6	6	4	20	5.25	52.5	564.349	564.3491	239.3337	2393.337		
V1-R3	20	75	100	6	10	1	6	5	10	1	8	6	4	20	5.25	106	520.938	10418.75	239.3337	4796.673		
V1-R4	10	75	100	6	8	1	6	4	8	1	6	6	4	20	5.25	52.5	309.09	3090.897	239.3337	2393.337		
V1-R5	10	75	100	6	10	0	0	5	10	0	0	6	4	20	5.25	52.5	477.526	4775.262	239.3337	2393.337		
V1-R6	5	75	100	6	10	1	6	5	10	1	8	6	4	20	5.25	26.25	520.938	2604.688	239.3337	1196.668		
V1-R7	20	70	100	7	10	1	6	7	10	0	0	6	4	20	4.9	98	623.389	12467.78	235.7615	4715.23		
V1-R8	10	70	100	6	10	1	6	6	10	0	0	6	4	20	4.9	49	536.666	5365.658	235.7615	2357.615		
V1-R9	20	70	100	7	8	0	0	5	8	0	0	6	4	20	4.9	98	668.002	235.7615	4715.23			
V1-R10	10	70	100	6	8	0	0	5	8	0	0	6	4	20	4.9	49	305.617	3056.168	235.7615	2357.615		
V1-R11	10	70	100	6	10	0	0	4	10	1	8	6	4	20	4.9	49	461.698	4616.981	235.7615	2357.615		
V1-R12	5	70	100	6	10	0	0	5	10	0	0	6	4	20	4.9	24.5	477.526	2387.631	235.7615	1178.808		
V1-R13	20	55	85	5	10	0	0	4	10	1	6	4	4	15	3.2725	65.45	406.331	8126.628	184.4616	3689.231		
V1-R14	10	55	85	7	8	0	0	6	8	0	0	4	4	15	3.2725	32.725	361.183	3611.835	184.4616	1844.616		
V1-R15	20	55	85	5	8	0	0	3	8	0	0	4	4	15	3.2725	65.45	222.267	4445.335	184.4616	3689.231		
V1-R16	10	55	85	5	8	0	0	3	8	0	0	4	4	15	3.2725	32.725	222.267	2222.667	184.4616	1844.616		
V1-R17	10	55	85	5	8	0	0	3	8	0	0	4	4	15	3.2725	32.725	222.267	2222.667	184.4616	1844.616		
V1-R18	5	55	85	5	8	0	0	3	8	0	0	4	4	15	3.2725	16.363	222.267	1111.334	184.4616	922.3078		
TOT	225														1006.7		95548.65		49466.75			
																Σ	CONC	1006.7	M3	ACERO	145015.4	KG

VIGAS SECUNDARIAS L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3
V1-R1	180	30	60	3	8	0	0	3	8	0	0	3	3	12.5	1.152	259.2	148.839	26791.08	68.93122	12407.62		
V1-R2	180	30	60	3	8	0	0	3	8	0	0	3	3	12.5	1.152	207.36	119.071	21432.86	55.35707	9964.273		
TOT	360															466.56		48223.94		22371.89		
																Σ	CONC	466.56	M3	ACERO	70695.84	KG

COLUMNAS L= 3.4 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS	Ø VAR	SEPAR.							M3	M3
C1-R1	20	125	125	36	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	5.3125	106.25	485.812	9716.232	639.0169	12780.34		
C1-R2	80	125	125	40	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	5.3125	425	539.791	43183.25	639.0169	51121.35		
C1-R3	20	110	110	28	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.114	82.28	377.853	7567.069	555.6669	11113.34		
C1-R4	80	110	110	32	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	4.114	329.12	431.833	34546.6	555.6669	44453.35		
C1-R5	20	95	95	24	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.0685	61.37	323.874	6477.488	472.3168	9446.337		
C1-R6	80	95	95	28	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.0685	245.48	377.853	30228.28	472.3168	37785.35		
C1-R7	0	95	95	20	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.0685	0	421.711	0	472.3168	0		
C1-R8	0	95	95	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.0685	0	506.054	0	472.3168	0		
C1-R9	0	95	95	0	0	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.0685	0	0	0	472.3168	0		
TOT	300															1249.5		131706.9		166700.1		
																Σ	CONC	1249.5	M3	ACERO	298409	KG

Losas e= 0.11 m. s= 0.25 m w var 0.71

Area= 672 Vol= 1108.8 m3

Acero # v= 20 w x m2= 14.2 wtot= 143136 kg

RESUMEN

CONCRETO	4868.35	M3
ACERO LONG	514383	KG
ESTRIBOS	284437	KG
SUMA ACERO	798.82	TON

Wtot= 11685 ton

MODELO M2Q4CP

VIGAS PARALELAS AL EJE X L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR			ACERO INFERIOR			ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS							Ø VAR	SEPAR.
V1-R1	56	45	85	5	12	1	8	6	10	0	0	4	4	12.5	3.06	171.36	686.645	35452.15	238.6391	13363.79
V1-R2	56	45	85	5	12	1	10	6	10	0	0	4	4	10	3.06	171.36	704.506	39452.35	297.381	16653.34
V1-R3	32	45	85	4	12	1	8	5	10	0	0	4	4	15	3.06	97.92	565.589	15098.86	199.4778	6383.289
V1-R4	32	45	85	6	10	0	0	4	10	1	8	4	4	12.5	3.06	97.92	527.884	16892.27	238.6391	7636.45
V1-R5	32	45	85	4	10	1	6	5	5	0	0	4	4	15	3.06	97.92	375.075	12002.4	199.4778	6383.289
V1-R6	32	45	85	4	10	0	0	5	5	0	0	4	4	15	3.06	97.92	357.214	11430.86	199.4778	6383.289
V1-R7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	15	0	0	0	0	-32.3477	0
V1-R8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	15	0	0	0	0	-32.3477	0
TOT	240														734.4			136328.9		56903.44
													Σ	CONC	734.4	M3	ACERO	180132.3	KG	

VIGAS PARALELAS AL EJE X L= 7 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR			ACERO INFERIOR			ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS							Ø VAR	SEPAR.
V1-R1	20	65	100	6	12	1	10	5	12	1	8	4	4	10	4.55	91	758.833	15176.65	331.1179	6622.358
V1-R2	10	65	100	6	12	1	10	5	12	1	10	4	4	12.5	4.55	45.5	774.461	7744.607	265.8271	2658.271
V1-R3	20	65	100	6	12	0	0	5	12	0	0	4	4	10	4.55	91	687.638	13752.75	331.1179	6622.358
V1-R4	10	65	100	6	12	0	0	4	12	1	10	4	4	12.5	4.55	45.5	668.537	6685.367	265.8271	2658.271
V1-R5	10	65	100	5	12	1	8	6	10	0	0	4	4	12.5	4.55	45.5	600.815	6008.148	265.8271	2658.271
V1-R6	5	65	100	5	12	1	6	6	10	0	0	4	4	15	4.55	588.66	2943.298	222.2968	1111.499	
V1-R7	20	60	96	6	12	0	0	7	10	0	0	4	4	12.5	3.99	79.8	678.955	13579.11	248.8594	4977.187
V1-R8	10	60	96	6	12	0	0	7	10	0	0	4	4	12.5	3.99	39.9	678.955	6789.554	248.8594	2488.594
V1-R9	20	60	96	7	10	0	0	6	10	0	0	4	4	12.5	3.99	79.8	564.349	11266.98	248.8594	4977.187
V1-R10	10	60	96	5	12	1	8	6	10	0	0	4	4	12.5	3.99	39.9	600.815	6008.148	248.8594	2488.594
V1-R11	10	60	96	5	12	1	6	5	10	1	8	4	4	12.5	3.99	39.9	573.031	5730.314	248.8594	2488.594
V1-R12	5	60	96	7	10	0	0	5	10	1	6	4	4	15	3.99	19.95	536.566	2682.829	208.1105	1040.552
V1-R13	20	50	85	5	10	1	8	4	10	1	6	4	4	15	2.975	59.5	434.115	8682.295	179.7318	3594.635
V1-R14	10	50	85	5	10	1	8	4	10	1	6	4	4	15	2.975	29.75	434.115	4341.147	179.7318	1797.318
V1-R15	20	50	85	5	10	0	0	4	10	0	0	4	4	12.5	2.975	59.5	390.703	7514.065	214.924	4298.45
V1-R16	10	50	85	7	8	0	0	5	8	0	0	4	4	15	2.975	29.75	333.4	3334.001	179.7318	1797.318
V1-R17	10	50	85	5	10	1	8	6	8	0	0	4	4	12.5	2.975	29.75	411.541	4115.408	214.924	2149.24
V1-R18	5	50	85	5	10	0	0	5	8	0	0	4	4	15	2.975	14.875	355.974	1779.87	179.7318	898.6588
TOT	225														863.63			128454.5		55327.38
													Σ	CONC	863.63	M3	ACERO	183781.9	KG	

VIGAS SECUNDARIAS L= 8 M
L= 6.55 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR			ACERO INFERIOR			ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS							Ø VAR	SEPAR.
V1-R1	180	30	60	3	8	0	0	3	6	0	0	3	3	12.5	1.44	259.2	148.839	26791.08	68.93122	12407.62
V1-R2	180	30	60	3	8	0	0	3	6	0	0	3	3	12.5	1.179	212.22	121.862	21935.2	56.62965	10193.34
TOT	360														471.42			48726.28		22600.96
													Σ	CONC	471.42	M3	ACERO	71327.23	KG	

COLUMNAS L= 3.4 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR			ACERO INFERIOR			ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# VAR 1	Ø VAR 1	# VAR 2	Ø VAR 2	# RAMAS							Ø VAR	SEPAR.
C1-R1	12	100	100	36	12	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	40.8	1093.08	13116.91	500.1002	6001.202
C1-R2	8	100	100	32	12	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	27.2	971.623	7772.965	500.1002	4000.801
C1-R3	20	100	100	32	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	68	674.738	13494.77	500.1002	10002
C1-R4	60	100	100	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.4	204	506.054	30363.22	500.1002	30006.01
C1-R5	50	90	90	20	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	2.754	137.7	421.711	21085.57	444.5335	22226.67
C1-R6	50	90	90	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	2.754	137.7	506.054	25302.69	444.5335	22226.67
C1-R7	10	80	80	20	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	2.176	21.76	421.711	4217.115	388.9668	3889.668
C1-R8	10	80	80	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	2.176	21.76	506.054	5060.537	388.9668	3889.668
C1-R9	80	80	80	16	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	2.176	174.08	337.369	26989.53	388.9668	31117.34
TOT	300														833			147403.3		133360
													Σ	CONC	833	M3	ACERO	280763.4	KG	

Losas e= 0.11 m. s= 0.25 m w var 0.71

Area= 672 Vol= 1108.8 m3

Acero # v= 20 w x m2= 14.2 wtot= 143136 kg

RESUMEN

CONCRETO	4011.25	M3
ACERO LONG	604049	KG
ESTRIBOS	268092	KG
SUMA ACERO =	872.141	TON

Wtot= 9627.8 ton

MODELO M2Q4AA

VIGAS PARALELAS AL EJE X L= 8 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	# VAR 2	# VAR 2	# VAR 2	# VAR 1	# VAR 1	# VAR 2	# VAR 2	# RAMAS	# VAR	SEPAR.								
V1-R1	120	55	96	5	10	0	0	4	10	1	8	4	4	15	4.18	501.6	478.27	57392.45	231.8255	27819.06		
V1-R2	72	55	96	7	8	0	0	4	8	0	0	4	4	15	4.18	300.96	349.276	25147.89	231.8255	16691.44		
V1-R3	48	55	96	5	8	0	0	3	8	1	6	4	4	20	4.18	200.64	271.88	13050.23	174.9358	8396.92		
V1-R4	0	45	85	6	10	0	0	4	10	1	8	4	4	12.5	3.06	0	527.884	0	238.6391	0		
V1-R5	0	45	85	4	10	1	6	5	8	0	0	4	4	15	3.06	0	375.075	0	199.4775	0		
V1-R6	0	45	85	4	10	0	0	5	8	0	0	4	4	15	3.06	0	357.214	0	199.4775	0		
V1-R7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	15	0	0	0	0	-32.3477	0		
V1-R8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	15	0	0	0	0	-32.3477	0		
TOT	240														1003.2		95690.58		52907.42			
																Σ	CONC	1003.2	M3	ACERO	148498	KG

VIGAS PARALELAS AL EJE X L= 7 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	# VAR 2	# VAR 2	# VAR 2	# VAR 1	# VAR 1	# VAR 2	# VAR 2	# RAMAS	# VAR	SEPAR.								
V1-R1	20	70	110	7	10	0	0	6	10	1	8	4	4	15	5.39	107.8	592.132	11842.65	245.9487	4918.975		
V1-R2	10	70	110	6	10	0	0	5	10	1	8	4	4	20	5.39	53.9	505.31	5063.095	185.7515	1857.515		
V1-R3	20	70	110	6	10	0	0	5	10	0	0	4	4	15	5.39	107.8	477.528	9560.524	245.9487	4918.975		
V1-R4	10	70	110	7	8	0	0	5	8	0	0	4	4	20	5.39	53.9	333.4	3334.001	185.7515	1857.515		
V1-R5	10	70	110	6	10	0	0	5	10	0	0	4	4	15	5.39	53.9	477.528	4775.262	245.9487	2459.487		
V1-R6	5	70	110	7	8	0	0	5	8	0	0	4	4	25	5.39	26.95	333.4	1667.001	149.6331	748.1657		
V1-R7	20	70	100	7	10	1	6	7	10	0	0	4	4	20	4.9	98	623.389	12467.78	171.4629	3429.258		
V1-R8	10	70	100	6	10	1	8	6	10	0	0	4	4	20	4.9	49	548.721	5487.21	171.4629	1714.629		
V1-R9	20	70	100	6	8	1	6	4	8	0	0	4	4	15	4.9	98	293.462	5869.231	227.0296	4540.592		
V1-R10	10	70	100	6	8	0	0	5	8	0	0	4	4	20	4.9	49	305.617	3056.169	171.4629	1714.629		
V1-R11	10	70	100	6	10	0	0	5	10	0	0	4	4	15	4.9	49	477.528	4775.262	227.0296	2270.296		
V1-R12	5	70	100	6	8	0	0	5	8	0	0	4	4	20	4.9	24.5	305.617	1528.084	171.4629	857.3146		
V1-R13	20	50	85	7	8	0	0	6	8	1	6	4	4	20	2.975	59.5	376.812	7536.232	135.7415	2714.829		
V1-R14	10	50	85	6	8	1	6	5	8	1	6	4	4	20	2.975	29.75	336.873	3368.73	135.7415	1357.415		
V1-R15	20	50	85	6	8	0	0	4	8	0	0	4	4	20	2.975	59.5	277.833	5556.669	135.7415	2714.829		
V1-R16	10	50	85	5	8	1	6	3	8	0	0	4	4	20	2.975	29.75	237.896	2378.949	135.7415	1357.415		
V1-R17	10	50	85	5	8	0	0	3	8	0	0	4	4	20	2.975	29.75	222.267	2222.667	135.7415	1357.415		
V1-R18	5	50	85	5	8	0	0	3	8	0	0	4	4	20	2.975	14.875	222.267	1111.334	135.7415	678.7074		
TOT	225														994.88		91580.84		41467.96			
																Σ	CONC	994.88	M3	ACERO	133048.8	KG

VIGAS SECUNDARIAS L= 8 M L= 6.45 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	# VAR 2	# VAR 2	# VAR 2	# VAR 1	# VAR 1	# VAR 2	# VAR 2	# RAMAS	# VAR	SEPAR.								
V1-R1	180	30	60	3	8	0	0	3	6	0	0	3	3	12.5	1.44	259.2	148.839	26791.05	68.93122	12407.62		
V1-R2	180	30	60	3	8	0	0	3	6	0	0	3	3	12.5	1.161	208.98	120.002	21600.31	55.78126	10040.63		
TOT	360														468.18		48391.39		22448.25			
																Σ	CONC	468.18	M3	ACERO	70639.64	KG

COLUMNAS L= 3.4 M

TIPO	# PZAS	B	D	ACERO SUPERIOR				ACERO INFERIOR				ESTRIBOS			VCL UNI	VCL TOT	W U LONG	W T LONG	Kg U EST	Kg TEST		
				# VAR 1	# VAR 2	# VAR 2	# VAR 2	# VAR 1	# VAR 1	# VAR 2	# VAR 2	# RAMAS	# VAR	SEPAR.								
C1-R1	20	105	105	28	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.7485	74.97	377.853	7557.069	527.8835	10567.67		
C1-R2	80	105	105	32	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.7485	299.88	431.833	34546.6	527.8835	42230.68		
C1-R3	80	95	95	24	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.0685	245.48	323.874	25909.95	472.3165	37785.35		
C1-R4	20	95	95	28	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	3.0685	61.37	377.853	7557.069	472.3165	9446.337		
C1-R5	20	85	85	28	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	2.4565	49.13	377.853	7557.069	416.7501	8335.003		
C1-R6	80	85	85	24	8	0	0	0	0	0	0	8	4	10	2.4565	196.52	323.874	25909.95	416.7501	33340.01		
C1-R7	0	80	80	20	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	2.176	0	421.711	0	388.9665	0		
C1-R8	0	80	80	24	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	2.176	0	506.054	0	388.9665	0		
C1-R9	0	80	80	16	10	0	0	0	0	0	0	8	4	10	2.176	0	337.369	0	388.9665	0		
TOT	300														927.35		109037.7		141696			
																Σ	CONC	927.35	M3	ACERO	250732.8	KG

Losas e= 0.11 m. s= 0.25 m w var 0.71
 Area= 672 Vol= 1108.8 m3
 Acero # v= 20 w x m2= 14.2 wtot= 143136 kg

RESUMEN

CONCRETO	4502.41	M3
ACERO LONG	487737	KG
ESTRIBOS	258519	KG
SUMA ACERO =	746.256	TON

Wtot= 10807 ton

Tabla A.1 Resumen de la cuantificación de modelos			
Modelo	Concreto	Acero Ton	W total modelo Ton
M1Q3CP	5053.3625	1030.96	12129.1
M1Q3AA	5302.9625	819.28	12727.9
M1Q4CP	4626.125	909.035	11103.6
M1Q4AA	5046.575	871.582	12112.7
M2Q3CP	4826.6975	1056.31	11585.1
M2Q3AA	4868.3475	798.82	11684.8
M2Q4CP	4011.245	872.141	9627.86
M2Q4AA	4502.405	746.255	10806.5

REFERENCIAS

1. Bazán, E y R Meli (2001), **Diseño sísmico de edificios**, Limusa, D.F. México, cuarta reimpression.
2. Corona G (2005), “ECOgcW versión 2.1.3, Análisis y diseño de edificios de concreto. Guía rápida de uso”, www.gcingeniería.com
3. Correa, H y A Tena (2004), “Evaluación del criterio de la propuesta NTCC-01 que incrementa en 70% la carga axial por sismo en el diseño de columnas de marcos dúctiles de concreto reforzado” *Memorias, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, Guerrero, CDROM, Artículo III-05, pp. 1-31, Noviembre.
4. Correa, H (2005), “Evaluación de los criterios de diseño sísmico de la propuesta de Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2001) para edificios regulares con base en marcos dúctiles de concreto reforzado”, *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Mayo.
5. French, C W y A Boroojerdi (1989) “Contribution of R/C floor slabs in resisting lateral loads”, *ASCE Journal Structural Engineering*, Vol. 115, No. 1, pp. 1-18.
6. French, C W y J P Moehle (1991) “Effect of floor slabs on behavior of slab-beam-column connection”, *Publicación Especial SP-123*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, pp. 225-258.
7. Luaces, F L (1995), “Sobrerresistencia en estructuras a base de marcos de concreto reforzado”, *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre.
8. 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, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, julio.
9. Meli, R (2000), “Modificaciones al cuerpo principal de las normas”, *Memorias, VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, Querétaro, CD-ROM, noviembre.
10. NTCC-96 (1996), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, marzo.
11. NTCS-95 (1995), “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
12. NTCC-04 (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre, pp. 88-194.

13. Ordaz, M, E Miranda y J Avilés (2000), "Propuesta de espectros de diseño por sismo para el D.F." *Memorias, VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, Querétaro, CD-ROM, noviembre.
14. Ordaz, M, E Miranda y J Avilés (2003), "Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 8, No. 2, pp. 189-207.
15. Pantazopoulou S J, J P Moehle y B M Shahrooz (1988) "Simple analytical model for T-beams in flexure", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 7, pp. 1507-1523.
16. Pantazopoulou S, J y C W French (2001) "Slab participation in practical earthquake design of reinforced concrete frames", *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 4, pp. 479-489.
17. Park, R y T Paulay (1983), **Estructuras de concreto reforzado**, segunda reimpresión, Limusa, D.F. México.
18. Park, R y T Paulay (1992), "Capítulo 5: Estructuras de concreto", **Diseño de estructuras resistentes a sismos**, Emilio Rosenblueth, editor, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C., segunda reimpresión.
19. Propuesta de NTCC-01 (2001), "Propuesta de Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", abril, 99 pp.
20. Rangel, G (2004), "Desempeño local y global de marcos dúctiles de concreto reforzado: zona del lago de la Ciudad de México", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, febrero.
21. RCDF-93 (1993), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", *Diario Oficial de la Federación*, agosto.
22. RCDF-04 (2004), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", *Diario Oficial de la Federación*, enero.
23. Shahrooz B. M y J P Moehle (1987), "Experimental study of seismic response of RC setback building" *Report No. UCB/EERC-87/16*, Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, 347 pp.
24. Shahrooz B M, S J Pantazopoulou y S P Chern (1991), "Modeling slab contribution in frame connections", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 9, pp. 2475-2494.
25. Tapia, E (2005), "Estudio de los criterios del RCDF-2004 y sus Normas Técnicas Complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos de acero", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, abril.
26. Tena, A (2004), Comunicación personal.
27. Tena, A. y H. Correa (2006), "Evaluación de los criterios del Apéndice A de las normas por sismo para el diseño de marcos dúctiles de concreto reforzado", *Memorias, XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, Jalisco, CDROM, pp. 1-28, noviembre.

28. Terán, A (2003), *Apuntes de curso*: “Diseño sismorresistente de estructuras de concreto reforzado”, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
29. 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, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
30. Wallace, J. y Y. Ibrahim (1996), “Biax for Ms Windows, Strength Analysis of reinforced concrete sections. Manual de uso”.