



## EVALUACIÓN DEL CRITERIO DE LA PROPUESTA DE NTCC-01 QUE INCREMENTA EN 70% LA CARGA AXIAL POR SISMO EN EL DISEÑO DE COLUMNAS DE MARCOS DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO

Héctor Correa Arizmendi<sup>1</sup> y Arturo Tena Colunga<sup>2</sup>

### RESUMEN

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

### ABSTRACT

The results of a study accomplished to different designs of a regular 15 story building with ductile reinforced concrete frames are presented. The purpose of such study is to identify the differences between the designs which incorporate or omit sections 7.3 and 7.3.5.1 of the draft version for NTCC-01's code related with the 70 percent increment of the axial force's portion related to the lateral loads caused by earthquakes for the design of columns in special moment resisting frames designed with  $Q = 4$ , discussing the implications that the application of these sections have on the design and expected nonlinear behavior.

### INTRODUCCIÓN

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

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

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

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

---

<sup>1</sup> Estudiante de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, México, D.F., Teléfono: (77) 7321-7988; e-mail: [hcorrea@yahoo.com.mx](mailto:hcorrea@yahoo.com.mx)

<sup>2</sup> Profesor-Investigador, UAM Azcapotzalco, Departamento de Materiales, Edificio H, 3er. Piso, Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, C.P. 02200, México, D.F.; e-mail: [atc@correo.azc.uam.mx](mailto:atc@correo.azc.uam.mx)

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

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

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

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

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

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

Para efectuar los análisis no lineales se utilizó el programa DRAIN-2DX, utilizando modelos con distribución de fuerzas sísmicas entre los marcos. Se consideraron los efectos  $P-\Delta$  y no se tomó en cuenta la interacción suelo-estructura. El estudio se hizo considerando resistencias nominales y sobrerresistencia.

Cabe señalar que, recientemente, los miembros del comité de normas decidieron modificar esta disposición y establecer ahora en las NTCC-04 que en marcos dúctiles diseñados con  $Q = 4$  con relación altura-base mayor que 2.0, y que se encuentren en la zona III, al dimensionar por flexocompresión, se incremente 50 por ciento la fuerza axial y el momento flexionante debidos al sismo.

Aunque con este cambio no se tienen tantas complicaciones en el diseño como con el criterio anterior, los autores desconocen los estudios en que se apoya esta nueva propuesta, que luce un poco arbitraria.

## EDIFICIO EN ESTUDIO Y METODOLOGÍA DE DISEÑO

### DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y MODELOS DE ANÁLISIS

Se trata de una estructura regular con uso supuesto de oficinas. El edificio presenta forma rectangular de 21 m de ancho (dirección  $y$ ) por 32 m de largo (dirección  $x$ ). La estructuración del edificio es totalmente simétrica, con cuatro crujeas en la dirección  $x$  y tres en la dirección  $y$  con claros de 8 y 7 m respectivamente. En la dirección  $x$  se dispusieron además vigas secundarias. El edificio consta de 15 niveles con alturas típicas de entrepiso de 3.4 m, lo que da una altura total para el mismo de 51 m (figura 1).

La aplicación u omisión del incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo para la determinación de la carga axial de diseño, empleada en el dimensionamiento de las columnas establece la diferencia entre los modelos de estudio. El modelo denominado DQ4CP1.7 es el que incorpora el 70% de incremento en la carga axial, mientras que el modelo DQ4CP ignora este incremento. Q4 y CP denotan que el factor de comportamiento sísmico es cuatro y que el análisis sísmico se hizo conforme al cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01.

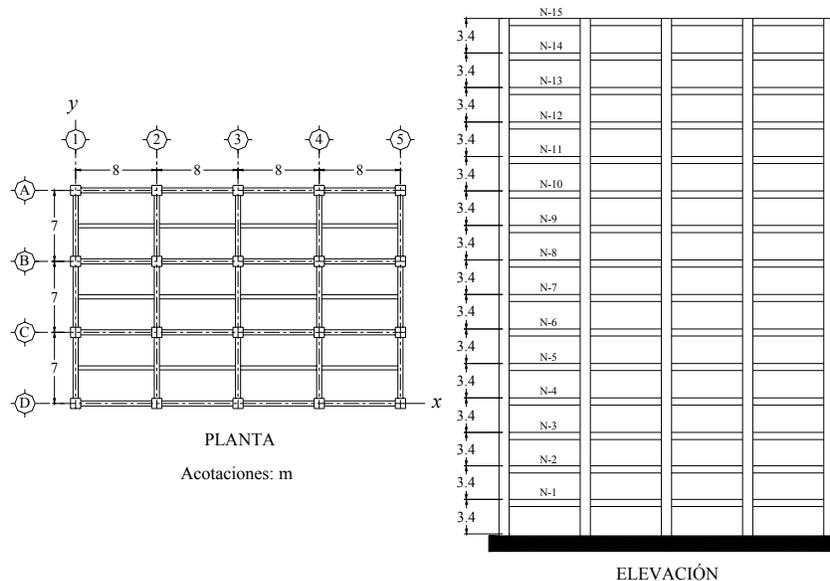


Figura 1. Edificio en estudio

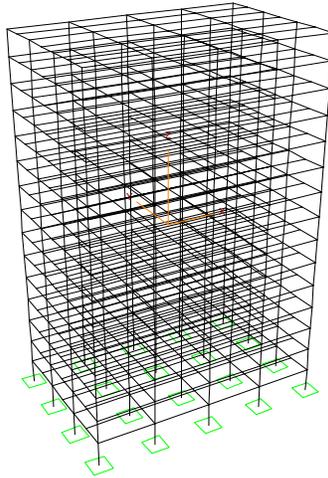
### METODOLOGÍA DE DISEÑO DE ACUERDO CON LA PROPUESTA DE NTCS-01 Y NTCC-01

El cálculo estructural se realizó con el programa de análisis y diseño de edificios de concreto ECOgcW versión 2.06 (Corona, 2003), el cual aplica las disposiciones del RCDF y sus Normas Técnicas Complementarias para el diseño de miembros a flexión y flexocompresión biaxial. Con este software se determinaron las fuerzas sísmicas laterales mediante un análisis dinámico modal espectral y se incluyeron los efectos P- $\Delta$ . En la figura 2 se observa el modelo tridimensional del edificio en estudio.

### Consideraciones para el Análisis Estructural

Con la finalidad de obtener con una exactitud razonable el periodo fundamental de cada modelo y consecuentemente tener una buena estimación de las demandas sísmicas incorporando tanto un sismo leve como uno intenso, se consideraron dos modelos de análisis para cada uno de los modelos estudiados, uno en el cual se modeló a los miembros estructurales sin agrietamiento y otro en el cual se modeló el agrietamiento de las vigas, tomando el momento de inercia de las mismas igual a la mitad del momento de inercia de la sección bruta, tal y como se establece en el artículo 1.3.1 de la propuesta de NTCC-01. En este trabajo, en los

modelos de análisis estructural se consideraron las secciones de las vigas rectangulares; no se tomó en cuenta la participación de la losa ya que al no establecer las normas una disposición a este respecto es precisamente de esta manera que se realiza en muchos despachos de cálculo.



**Figura 2. Modelo de análisis tridimensional**

Con los modelos que no tomaban en cuenta el agrietamiento de las vigas se revisó el cumplimiento de las distorsiones de entrepiso permisibles. También se determinaron para estos modelos las demandas preliminares de refuerzo para los miembros estructurales, realizando una revisión final empleando para cada uno el modelo que tomaba en cuenta el agrietamiento de las vigas. Los suministros de refuerzo quedaron así definidos de tal suerte que se satisficieran simultáneamente las demandas de ambos modelos, considerando el agrietamiento de las vigas y sin considerar el agrietamiento de las vigas.

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

Con estas consideraciones el periodo fundamental de la estructura considerando las secciones brutas fue de 1.612 s mientras que al considerar el agrietamiento aumento a 2.145 s (dirección  $x$ ). En la dirección  $y$  se tuvieron los periodos 1.171 s y 1.479 s considerando secciones brutas y agrietamiento respectivamente.

### Consideraciones para el Diseño Estructural

Se supuso que los elementos no estructurales están perfectamente desligados de la estructura, por lo que se adoptó como distorsión de entrepiso límite el valor:

$$\gamma Q = 0.012 \quad (1)$$

donde:

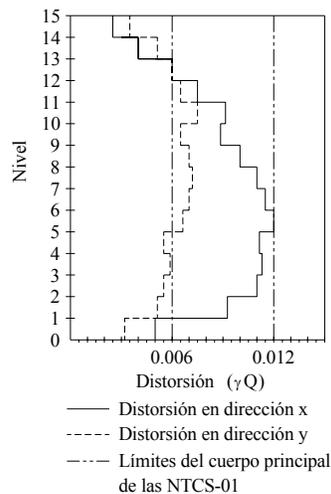
- $\gamma$  = Distorsión de entrepiso producida por las acciones sísmicas calculadas con las ordenadas espectrales reducidas por ductilidad
- $Q$  = Factor de comportamiento sísmico

El criterio para determinar el tamaño de las secciones transversales de columnas y vigas fue satisfacer casi al límite, pero sin salirse de lo práctico y entrar en lo inconstruible, las distorsiones de entrepiso permisibles en el cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01, a la vez que las secciones obtenidas admitían el refuerzo necesario dentro de los límites establecidos en la propuesta de NTCC-01 para tener la resistencia requerida.

Esto con la finalidad que los resultados del estudio correspondan a una situación límite o crítica. De esta manera, la sección transversal de las columnas se varió cada cinco niveles.

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

El hecho que las vigas paralelas a la dirección  $y$  resultaran con una sección importante, le confirió al edificio una rigidez lateral mayor en este sentido que en el largo, lo cual se evidencia con las distorsiones de entrepiso que sufre la estructura con las secciones elegidas (figura 3).



**Figura 3. Distorsiones de entrepiso de diseño (modelo con secciones brutas)**

Las trabes paralelas al eje  $y$  de todos los modelos tuvieron problemas con resistencia a fuerza cortante, ya que al recibir la descarga de las vigas secundarias están sometidas a cortantes elevados. Este problema fue más frecuente en los primeros entrepisos, lugar donde el cortante debido a sismo es mayor.

Las dimensiones de las vigas paralelas el eje  $x$  fueron establecidas para dar rigidez lateral en ese sentido a la estructura. Para su dimensionamiento no rigieron los criterios de resistencia, sino que se buscó tener secciones tales que no fuera necesario incrementar las dimensiones de las columnas para cumplir con las distorsiones de entrepiso permisibles por el Reglamento. Como se mencionó arriba, aunque la dirección  $x$  corresponde al lado largo del edificio, resultó ser finalmente la dirección más flexible, por lo que si se hubieran adoptado secciones menores de trabes en esta dirección, aunque hubieran admitido el refuerzo longitudinal y transversal dentro de los límites permisibles teniendo la resistencia requerida, hubiera sido necesario incrementar la sección de las columnas en este sentido para cumplir con las distorsiones de entrepiso permisibles.

Para el diseño y detallado de los elementos estructurales de los modelos se aplicaron las disposiciones para marcos dúctiles de la propuesta de NTCC-01. En el diseño de trabes por fuerza cortante, así como para el diseño de las columnas por flexocompresión y cortante, se empleó siempre el método riguroso de la propuesta de NTCC-01 que se basa en los principios de diseño por capacidad.

Para la revisión de la resistencia a flexión mínima de las columnas de la sección 7.3.2 de la propuesta de NTCC-01 se tomó la carga axial correspondiente a la combinación que rigió para el diseño. Es importante mencionar que la propuesta de NTCC-01 no indica qué carga axial debe adoptarse para realizar esta revisión.

## DISEÑO ESTRUCTURAL

### DESCRIPCIÓN DE LAS SECCIONES DE DISEÑO

Las columnas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 presentan tres secciones transversales diferentes; 100 x 100 cm (columnas C1) de los entrepisos uno a cinco, 80 x 80 cm (columnas C2) de los entrepisos seis a diez y 65 x 65 cm (columnas C3) de los entrepisos once a quince (tablas 2 y 4). El refuerzo longitudinal se encuentra uniformemente distribuido en todos los casos (figuras 4 y 5).

Como para la adopción de las secciones de las columnas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 rigió el cumplimiento de la distorsión de entrepiso permisible, no fue necesario incrementar la sección de las columnas del modelo DQ4CP1.7 con respecto a las del DQ4CP, limitándose así las diferencias entre las columnas de uno y otro modelo a la cuantía de refuerzo longitudinal. El factor 1.7 interviene sólo en el diseño de las columnas, razón por la cual las vigas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 resultaron idénticas.

Las diferencias entre los diseños DQ4CP y DQ4CP1.7 se presentan fundamentalmente en las columnas ubicadas en los primeros entrepisos y en la periferia del edificio. Las columnas del modelo DQ4CP1.7 situadas en los lugares comentados demandan de mayores cantidades de acero. En las tablas 1 y 3 se han sombreado las celdas correspondientes a las columnas que resultaron con armados diferentes. En las tablas 2 y 4 se observa la diferencia cuantitativa en cuanto al refuerzo entre estas columnas.

**Tabla 1. Tipificación de las columnas del modelo DQ4CP**

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

**Tabla 2. Refuerzo de las columnas del modelo DQ4CP**

sección		Refuerzo para flexocompresión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	barras	Cuantía ( $\rho$ )	en los extremos	en el centro
C1-R1	100 x 100	48 # 8	0.0243	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R2	100 x 100	34 # 8	0.0172	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R3	100 x 100	36 # 8	0.0183	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R4	100 x 100	26 # 8	0.0132	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C1-R5	100 x 100	32 # 8	0.0162	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C2-R1	80 x 80	16 # 8	0.0127	5 # 4 @ 10 cm	5 # 4 @ 25 cm
C2-R2	80 x 80	20 # 8	0.0158	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm
C2-R3	80 x 80	32 # 8	0.0254	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm
C3-R1	65 x 65	12 # 8	0.0144	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 25 cm
C3-R2	65 x 65	16 # 8	0.0192	5 # 4 @ 10 cm	5 # 4 @ 30 cm
C3-R3	65 x 65	24 # 8	0.0288	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 25 cm

**Tabla 3. Tipificación de las columnas del modelo DQ4CP1.7**



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

**Tabla 4. Refuerzo de las columnas del modelo DQ4CP1.7**

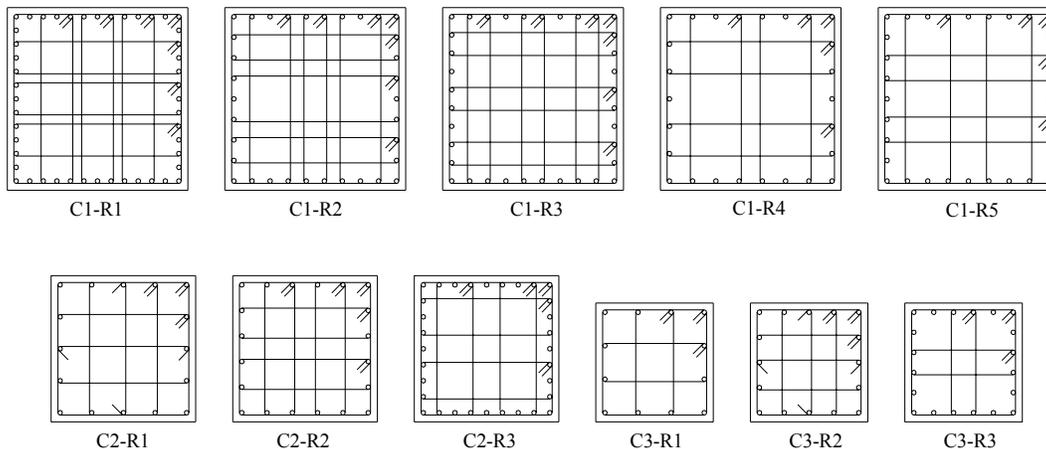
Sección		Refuerzo para flexocompresión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	barras	cuantía ( $\rho$ )	en los extremos	en el centro
C1-R1	100 x 100	48 # 8	0.0243	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R2	100 x 100	36 # 8	0.0183	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R3	100 x 100	34 # 8	0.0172	8 # 4 @ 10 cm	8 # 4 @ 30 cm
C1-R4	100 x 100	26 # 8	0.0132	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C1-R5	100 x 100	32 # 8	0.0162	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 20 cm
C2-R1	80 x 80	16 # 8	0.0127	5 # 4 @ 10 cm	5 # 4 @ 25 cm
C2-R2	80 x 80	20 # 8	0.0158	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm
C2-R3	80 x 80	32 # 8	0.0254	6 # 4 @ 10 cm	6 # 4 @ 30 cm
C3-R1	65 x 65	12 # 8	0.0144	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 25 cm
C3-R2	65 x 65	16 # 8	0.0192	5 # 4 @ 10 cm	5 # 4 @ 30 cm
C3-R3	65 x 65	24 # 8	0.0288	4 # 4 @ 10 cm	4 # 4 @ 25 cm

Si bien algunas otras columnas de los primeros entrepisos de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 no sombreadas en las tablas de tipificación de columnas presentaron diferencias en las demandas de refuerzo, éstas eran tan pequeñas que se desvanecían al diseñarlas sujetándose a los diámetros de varilla comerciales.

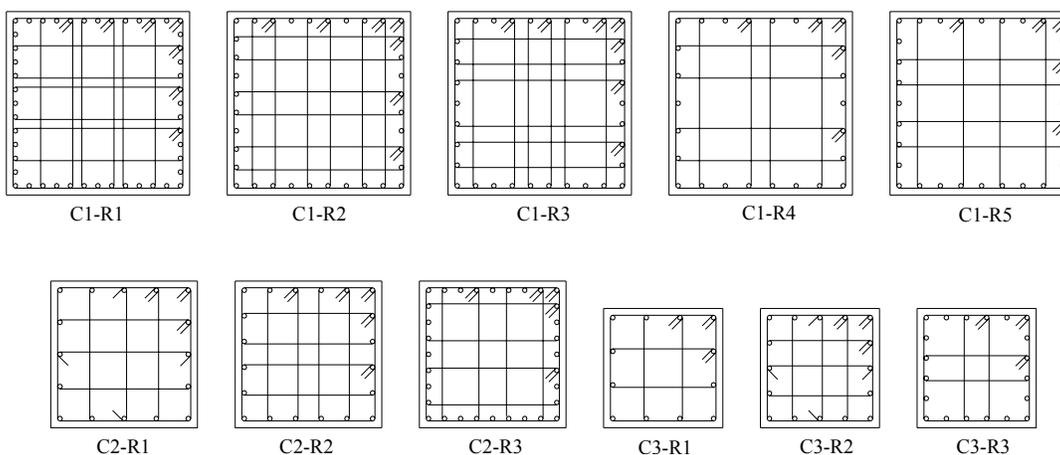
Las últimas columnas del primer grupo (columnas C1) de ambos modelos, que se encuentran del entrepiso tres al cinco, están reforzadas por flexocompresión con la cuantía mínima, por lo cual no se observan diferencias entre el modelo DQ4CP y DQ4CP1.7. Las columnas centrales permanecen sin cambio en estos modelos, aún con cuantías de refuerzo longitudinal superiores a la mínima.

Las columnas de los niveles superiores (columnas C2 y C3) de los modelos DQ4CP y DQ4CP7.3 no presentan diferencias en las demandas de refuerzo longitudinal, a pesar de estar reforzadas por flexocompresión con cuantías superiores a la mínima.

Algunas columnas que bajo carga gravitacional están sometidas a cargas axiales pequeñas por estar en la periferia del edificio y corresponderles un área tributaria reducida, por sismo podrían estar sometidas a cargas axiales altas, inclusive de tensión. Mediante las combinaciones de carga podría compensarse y llevar a tener una carga axial de diseño baja. Esto, aunado a que muchas de estas columnas ubicadas en los entrepisos superiores resultan tener el refuerzo mínimo, provoca que tengan una pobre resistencia a flexión. Fue así que al realizar la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas conforme al artículo 7.3.2.1 de la propuesta de NTCC-01, se detectó que las columnas B1, C1, B5 y C5 de los niveles seis en adelante, no tenían la resistencia mínima a flexión requerida, por lo que fue necesario incrementar la cuantía de refuerzo longitudinal.



**Figura 4. Secciones y refuerzo de las columnas del modelo DQ4CP**



**Figura 5. Secciones y refuerzo de las columnas del modelo DQ4CP.1.7**

Aunque las columnas B2, C2, B4 y C4 no se encuentran en la periferia del edificio y, por ende, tienen áreas tributarias grandes, se conectan a ellas vigas por todas direcciones, lo cual les demanda una resistencia a flexión elevada para el cumplimiento del requisito de resistencia a flexión mínima para las columnas, razón por la cual también fue necesario incrementar la cuantía de refuerzo longitudinal de estas columnas para cumplir con este requisito.

Como se mencionó anteriormente, las trabes orientadas en la dirección y resultaron con una sección grande y, por ende, una resistencia importante a flexión, siendo precisamente estas trabes las que demandaron de una mayor resistencia a flexión de todas las columnas y que provocaron en un principio el incumplimiento de las columnas arriba mencionadas.

Aunque las columnas B1, C1, B5 y C5 comprendidas entre los niveles tres y cinco habían resultado con la cuantía mínima y cumplían con la resistencia mínima a flexión estipulada en la propuesta de NTCC-01, se aumentó su cuantía de tal manera que tuvieran por lo menos el mismo número de varillas de las columnas que se encuentran encima de ellas, las cuales sufrieron un incremento en el refuerzo longitudinal por no cumplir con la resistencia a flexión mínima estipulada en el Reglamento.

Las columnas de los primeros entresijos cumplieron holgadamente con el requisito de resistencia a flexión mínima debido a que tienden a ser más robustas para cumplir con las distorsiones de entresijos permisibles, además que presentan porcentajes de acero superiores al mínimo por los esfuerzos a que están sometidas por



su ubicación en elevación, todo lo cual deriva en un momento flexionante resistente mayor pues además soportan cargas axiales de consideración.

Los requisitos para el confinamiento del núcleo del concreto rigieron la separación del refuerzo transversal en los extremos de las columnas. De esta manera no hubo diferencias entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7.

Las cuantía de refuerzo longitudinal para momento negativo de las traves en dirección  $x$  fluctúa entre  $\rho = 0.0048$  y  $\rho = 0.0124$  (traves T1, tabla 6). Como se mencionó anteriormente, para la definición de las secciones transversales de estas traves rigieron los requisitos de deformación, lo cual se refleja en el hecho que únicamente los criterios de resistencia a fuerza cortante rigieron en la separación de los estribos en los extremos de las traves ubicadas entre los niveles uno al diez, mientras que los requisitos de confinamiento del núcleo del concreto rigieron la separación de estribos en los extremos a partir del nivel once. No se varió la dimensión de la sección transversal de estas traves en elevación por lo que todas presentan una sección de 40 x 80 cm.

La sección transversal de las vigas paralelas al eje  $y$  se varió en elevación con el fin de tener las dimensiones que fueran absolutamente necesarias para resistencia a corte y una sobrerresistencia a flexión lo más baja posible en las mismas. Se tuvieron tres secciones distintas, 65 x 100 cm (traves T1) de los niveles uno al siete, 60 x 90 cm (traves T2) de los niveles ocho a doce y 45 x 80 cm (traves T3) de los niveles trece a quince. La separación de los estribos en los extremos es baja (tabla 8), rigiendo para la misma los requisitos de resistencia a fuerza cortante de los niveles uno a once, mientras que de los niveles doce a quince rigió el requisito de confinamiento del núcleo. Las cuantías de refuerzo longitudinal para momento negativo fluctúan entre  $\rho = 0.0057$  y  $\rho = 0.0072$  (traves T1),  $\rho = 0.0044$  y  $\rho = 0.0075$  (traves T2) y  $\rho = 0.0052$  y  $\rho = 0.0060$  (traves T3).

**Tabla 5. Tipificación de las vigas paralelas al eje  $x$  de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7**

Nivel	Marcos A y D, crujía:				Marcos B y C crujía:			
	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5
1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
2	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
3	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
4	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
5	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
6	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R1	T1-R2	T1-R2	T1-R2	T1-R2
7	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R4	T1-R4	T1-R4	T1-R4
8	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R3	T1-R4	T1-R4	T1-R4	T1-R4
9	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R6	T1-R6	T1-R6	T1-R6
10	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R5	T1-R6	T1-R6	T1-R6	T1-R6
11	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R8	T1-R8	T1-R8	T1-R8
12	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R7	T1-R8	T1-R8	T1-R8	T1-R8
13	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10
14	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10
15	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R9	T1-R10	T1-R10	T1-R10	T1-R10

**Tabla 6. Refuerzo de las vigas paralelas al eje  $x$  de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7**

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	en los extremos	en el centro
T1-R1	40 x 80	5 # 10	3 # 10 + 2 # 8	4 # 2.5 @ 10 cm	4 # 2.5 @ 12.5 cm
T1-R2	40 x 80	5 # 10	6 # 8	4 # 2.5 @ 10 cm	4 # 2.5 @ 12.5 cm
T1-R3	40 x 80	2 # 10 + 4 # 8	1 # 10 + 4 # 8	4 # 2.5 @ 10 cm	4 # 2.5 @ 15 cm
T1-R4	40 x 80	2 # 10 + 4 # 8	5 # 8	4 # 2.5 @ 10 cm	4 # 2.5 @ 12.5 cm
T1-R5	40 x 80	6 # 8	4 # 8 + 1 # 6	4 # 2.5 @ 15 cm	4 # 2.5 @ 15 cm
T1-R6	40 x 80	6 # 8	4 # 8	4 # 2.5 @ 15 cm	4 # 2.5 @ 15 cm
T1-R7	40 x 80	4 # 8 + 1 # 6	6 # 6	4 # 2.5 @ 15 cm	4 # 2.5 @ 20 cm
T1-R8	40 x 80	4 # 8 + 1 # 6	4 # 6 + 1 # 5	4 # 2.5 @ 12.5 cm	4 # 2.5 @ 20 cm
T1-R9	40 x 80	4 # 6 + 2 # 5	2 # 6 + 2 # 5	4 # 2.5 @ 12.5 cm	4 # 2.5 @ 35 cm
T1-R10	40 x 80	4 # 6 + 2 # 5	4 # 5	4 # 2.5 @ 12.5 cm	4 # 2.5 @ 35 cm

Tabla 7. Tipificación de las vigas paralelas al eje y de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

Nivel	Marcos 1 y 5, crujía:			Marcos 2 y 4, crujía:			Marco 3, crujía:		
	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
1	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
2	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
3	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
4	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
5	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
6	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
7	T1-R1	T1-R2	T1-R1	T1-R3	T1-R4	T1-R3	T1-R5	T1-R6	T1-R5
8	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
9	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
10	T2-R1	T2-R2	T2-R1	T2-R3	T2-R4	T2-R3	T2-R5	T2-R6	T2-R5
11	T2-R7	T2-R8	T2-R7	T2-R9	T2-R10	T2-R9	T2-R11	T2-R12	T2-R11
12	T2-R7	T2-R8	T2-R7	T2-R9	T2-R10	T2-R9	T2-R11	T2-R12	T2-R11
13	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5
14	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5
15	T3-R1	T3-R2	T3-R1	T3-R3	T3-R4	T3-R3	T3-R5	T3-R6	T3-R5

Tabla 8. Refuerzo de las vigas paralelas al eje y de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

sección		Refuerzo para flexión		Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo)	
Tipo	Dimensiones (cm)	Lecho sup.	Lecho inf.	en los extremos	en el centro
T1-R1	65 x 100	4 # 10 + 3 # 8	1 # 10 + 6 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 10 cm
T1-R2	65 x 100	4 # 10 + 3 # 8	1 # 10 + 6 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 35 cm
T1-R3	65 x 100	3 # 10 + 4 # 8	6 # 8	4 # 3 @ 8 cm	4 # 3 @ 20 cm
T1-R4	65 x 100	2 # 10 + 5 # 8	6 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 30 cm
T1-R5	65 x 100	4 # 10 + 1 # 8	5 # 8	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 20 cm
T1-R6	65 x 100	4 # 10 + 1 # 8	5 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R1	60 x 90	8 # 8	6 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 12.5 cm
T2-R2	60 x 90	8 # 8	6 # 8 + 1 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 25 cm
T2-R3	60 x 90	5 # 10	5 # 8	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 20 cm
T2-R4	60 x 90	4 # 10 + 1 # 8	5 # 8	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 30 cm
T2-R5	60 x 90	2 # 10 + 4 # 8	3 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 9 cm	4 # 3 @ 20 cm
T2-R6	60 x 90	2 # 10 + 3 # 8	3 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R7	60 x 90	6 # 8	3 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R8	60 x 90	4 # 8 + 1 # 10	3 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 15 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R9	60 x 90	2 # 10 + 3 # 8	2 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 25 cm
T2-R10	60 x 90	1 # 10 + 4 # 8	2 # 8 + 2 # 6	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 40 cm
T2-R11	60 x 90	1 # 10 + 4 # 8	4 # 6 + 1 # 5	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 30 cm
T2-R12	60 x 90	4 # 8 + 1 # 6	4 # 6 + 1 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 40 cm
T3-R1	45 x 80	4 # 8	3 # 6 + 2 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 30 cm
T3-R2	45 x 80	4 # 8	4 # 6 + 1 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 35 cm
T3-R3	45 x 80	4 # 8	2 # 6 + 2 # 5	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 15 cm
T3-R4	45 x 80	2 # 8 + 4 # 6	2 # 6 + 2 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 20 cm
T3-R5	45 x 80	2 # 8 + 4 # 6	5 # 5	4 # 3 @ 10 cm	4 # 3 @ 15 cm
T3-R6	45 x 80	2 # 8 + 3 # 6	5 # 5	4 # 3 @ 12.5 cm	4 # 3 @ 20 cm

## ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

### CONSIDERACIONES PARA LOS ANÁLISIS NO LINEALES

Para efectuar los análisis no lineales se empleó el programa DRAIN-2DX, utilizando modelos con distribución de fuerzas laterales entre los marcos por acción del diafragma rígido (figuras 6 y 7). La acción de la losa como diafragma rígido se modeló a partir de elementos elásticos infinitamente rígidos, teniendo como única función transmitir las fuerzas cortantes entre cada uno de los marcos, sin posibilidad de disipar energía por comportamiento inelástico ni por amortiguamiento.

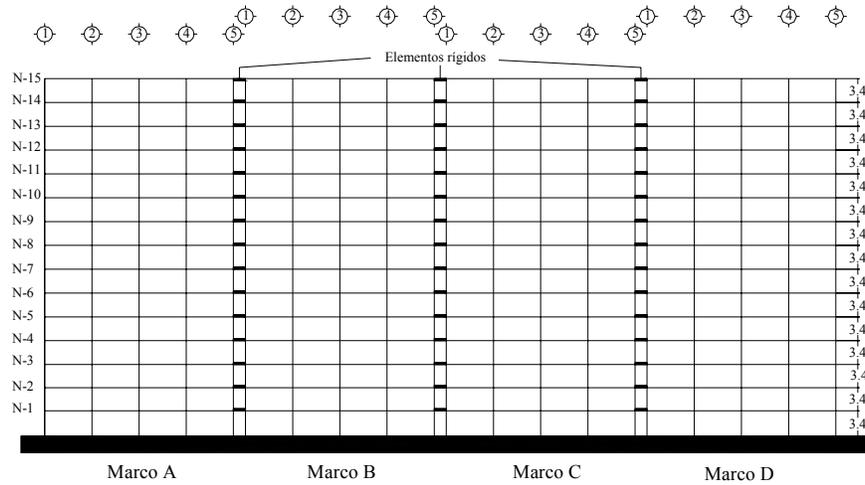


Figura 6. Modelo con distribución de fuerzas laterales entre marcos en dirección x

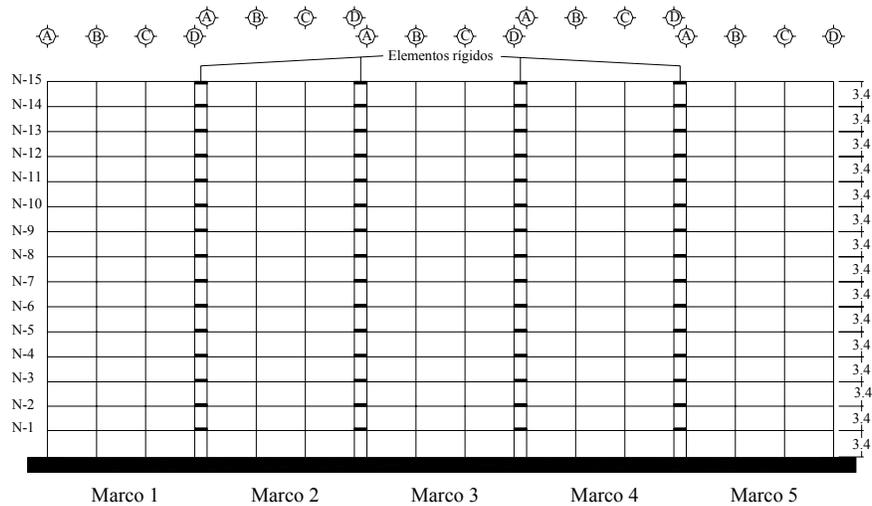


Figura 7. Modelo con distribución de fuerzas laterales entre marcos en dirección y

Se consideraron los efectos  $P-\Delta$  e ignoró la interacción suelo-estructura.

Para los análisis no lineales se contempló tanto las resistencias nominales como fuentes de sobrerresistencia y se utilizó la componente E-W del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), con el fin de tener un acelerograma representativo y de características similares al sismo máximo contemplado por el Reglamento del cual se pretenden evaluar sus criterios.

### Determinación de las Resistencias Nominales

Se determinaron las resistencias a flexión de las trabes y flexocompresión y flexotensión de las columnas de cada modelo considerando:

- El área real provista de refuerzo, incluyendo la aportación del refuerzo a compresión de las vigas.
- El nuevo bloque equivalente de esfuerzos del concreto estipulado en la propuesta de NTCC-01.
- Un comportamiento elasto-plástico del acero de refuerzo, como se especifica en la propuesta de NTCC-01.

Aunque se han designado como resistencias nominales a aquéllas obtenidas aplicando las tres consideraciones arriba mencionadas, es importante mencionar que incluyen cierto grado de sobrerresistencia; aquéllas inherentes al uso de la propuesta de RCDF-01. Por lo anterior, la respuesta de la estructura con consideración de resistencias nominales presentará efectos de sobrerresistencia.

Los factores de sobrerresistencia incorporados a este nivel serían:

- 1) Factor debido al uso de factores de carga ( $FC = 1.1$ ).
- 2) Factor debido al uso de factores de resistencia (para vigas  $1/0.9 = 1.11$  y para columnas  $1/0.8 = 1.25$ ).
- 3) Factor de área real de acero.
- 4) Factor asociado al uso de secciones y elementos tipo.
- 5) Contribución del acero a compresión.

Los factores de sobrerresistencia asociados a la posibilidad de dominio de condiciones de carga gravitacional en el diseño, requerimientos de capacidades resistentes mínimas, requerimientos de rigideces por criterios de deformación y requerimientos de cuantías de acero mínimas se encuentran englobados en los factores asociados al uso de secciones y elemento tipo y al área real de acero.

### **Determinación de las Resistencias Incorporando Fuentes de Sobrerresistencia**

Para tener una mejor estimación de la sobrerresistencia máxima, se determinó la resistencia de los miembros estructurales considerando las fuentes adicionales de sobrerresistencia:

- 1) El factor de comportamiento real del acero empleando el modelo de Rodríguez y Botero (1994) y,
- 2) El factor de comportamiento real del concreto utilizando el modelo de Kent y Park modificado.

La aportación de la losa a la resistencia a flexión de las vigas, en particular cuando la losa se encuentra en tensión, es otra de las fuentes de sobrerresistencia reconocidas; sin embargo, existe gran incertidumbre en cuánto aporta en efecto la losa, debido al hecho que el ancho  $y$ , consecuentemente, el refuerzo de la losa comprendido en este ancho, es variable y está en función de la deformación que el sismo impone a la estructura, lo que dificulta una determinación razonable de la cuantía efectiva de refuerzo de la losa que pudiera incrementar la resistencia a flexión de las trabes. Entre mayores sean las rotaciones en las articulaciones plásticas adyacentes a las caras de las columnas, más barras de la losa alejadas de la columna contribuirán a la resistencia a flexión. Además, también interviene en esto la presencia de vigas transversales. Por lo anterior, no se tomó en cuenta la participación de la losa en la resistencia a flexión de las trabes.

Tampoco se consideraron los factores de sobrerresistencia relacionados con:

- a) Resistencias de los materiales mayores que las nominales.
- b) Incremento de la resistencias de los materiales ante cargas rápidas.

Los factores:

- a) Efectos tridimensionales y,
- b) Cargas vivas normativas mayores que las reales

no aplican en este estudio puesto que el modelo para el análisis estructural es tridimensional, con seis grados de libertad en cada nudo, obteniendo las fuerzas internas de un análisis tridimensional y no plano. Además, se utilizaron las mismas cargas vivas para el análisis inelástico que aquéllas para el análisis elástico.

## RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS NO LINEALES

Se estudiaron los siguientes parámetros dinámicos para todos los modelos no lineales: (a) curvas de histéresis de entrepiso, (b) mapeo de la fluencia de elementos, en tiempos específicos, en envolventes, y su monitoreo en el dominio del tiempo, incluyendo la determinación de la magnitud de las rotaciones inelásticas máximas, (c) envolventes de distorsiones de entrepiso máximas ( $\Delta$ ), (d) envolventes de cortantes de entrepiso máximos ( $V/W_T$ ), (e) demandas máximas de ductilidad de entrepiso ( $\mu$ ), (f) distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia de cualquier elemento estructural que forma parte del entrepiso ( $\gamma_{fluencia}$  o  $\Delta_{fe}$ ), (g) distorsión de entrepiso máxima asociada al medio ciclo de histéresis de carga máxima ( $\gamma_{máxima}$  o  $\Delta_{mi}$ ), (h) cociente del número de medios ciclos donde se presentó respuesta inelástica ( $MC_{inelásticos}$ ) entre el número total de ciclos a que fue sujeta la estructura ante un acelerograma dado (Total MC), (i) cociente entre la rigidez de entrepiso secante mínima inelástica o “pico a pico” ( $k_{mínima}$  o  $k_{imin}$ ) asociada a los ciclos histeréticos de amplitud máxima y la rigidez elástica del entrepiso ( $k_{elástica}$  o  $k_{el}$ ) y, (j) cociente entre el promedio de las rigideces de entrepiso secantes asociadas a los medios ciclos histeréticos inelásticos ( $k_{promedio}$ ) y la rigidez elástica del entrepiso ( $k_{elástica}$  o  $k_{el}$ ). Algunos de estos conceptos se ilustran esquemáticamente en la figura 8.

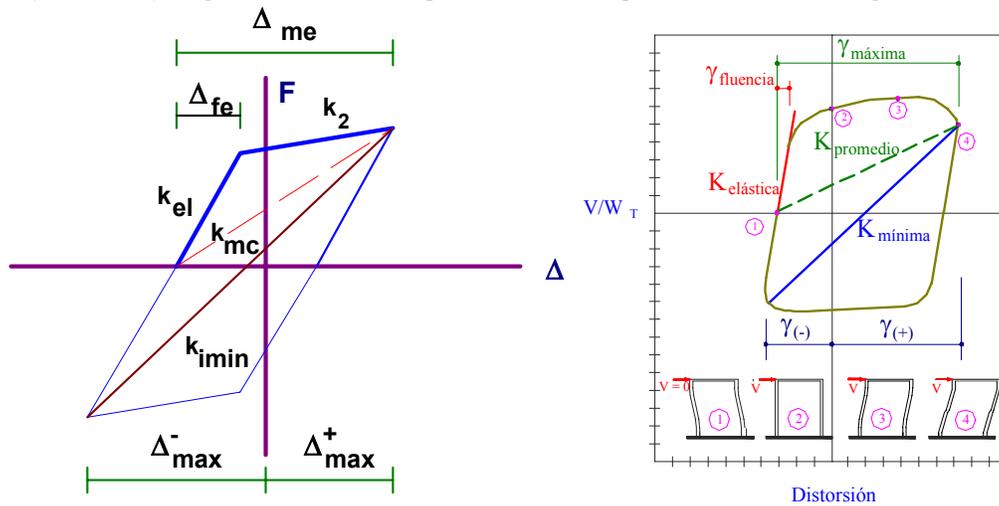


Figura 8. Definición de parámetros a partir de ciclos y medio ciclos de histéresis, generalmente asimétricos

Para ambos modelos (DQ4CP y DQ4CP1.7), en dirección  $x$  el comportamiento no lineal fue mucho más pronunciado que el correspondiente a la dirección  $y$ , cuando se consideran resistencias nominales. Además, se observaron las siguientes tendencias en el comportamiento (figuras 9, 10, 11 y 12):

- 1) Los marcos interiores tienden a fluir a niveles de distorsión menores a los de los marcos exteriores.
- 2) Las distorsiones de entrepiso máximas correspondientes a los marcos interiores son ligeramente mayores a las de los marcos exteriores.
- 3) Los marcos exteriores tienden a tomar más cortante que los interiores.
- 4) Las demandas de comportamiento inelástico son más altas para los marcos interiores.
- 5) Las mayores demandas de ductilidad están asociadas a los marcos interiores.
- 6) Los marcos interiores presentan mayor degradación de rigidez de entrepiso que los marcos exteriores.

Estas observaciones hacen pensar que los marcos interiores, donde en su diseño rigen generalmente las combinaciones por cargas verticales, presentan cierto grado de subdiseño por sismo cuando éstos diseños se basan en los resultados de análisis con modelos elásticos tridimensionales, como lo permiten las normas.

Al incorporar los efectos de las fuentes adicionales de sobrerresistencia en los análisis no lineales, se observó que los modelos sufren niveles de distorsión dinámica muy similares a cuando se tomó en cuenta las resistencias nominales. La distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia aumenta, las distorsiones máximas se abaten notablemente, la estructura aumenta su capacidad para tomar más cortante y la respuesta inelástica disminuye, por lo que disminuyen las demandas de ductilidad y la degradación de rigidez por

trabajo inelástico. El número de fluencias también disminuye, así como las demandas de rotación plástica acumulada (figuras 13, 14, 15 y 16).

Las distorsiones de entrepiso dinámicas de los marcos A, B y el edificio en dirección  $x$  del modelo DQ4CP rebasan ligeramente a las distorsiones de diseño en los entrepisos tres, cuatro y cinco, superando apenas en los entrepisos cuatro y cinco al límite  $\gamma = 0.012$  establecido en cuerpo principal de las NTCS-01 (figuras 17, 18 y 22), estando muy por debajo del límite  $\gamma = 0.030$  estipulado en el Apéndice Normativo A de las NTCS-01 para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso. Aunque las distorsiones de entrepiso de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 son muy parecidas, las correspondientes al modelo DQ4CP1.7 son ligeramente menores a las del modelo DQ4CP en los primeros entrepisos, lo que ayuda a que en el entrepiso tres no sean rebasadas las distorsiones de diseño como en el caso del modelo DQ4CP (figuras 17, 18 y 22). En dirección  $y$  las distorsiones de entrepiso dinámicas no rebasan a las distorsiones de diseño (figuras 19, 20, 21 y 23). En los primeros seis entrepisos, las distorsiones de entrepiso dinámicas del modelo DQ4CP1.7 son ligeramente mayores a las correspondientes del modelo DQ4CP.

Tanto en dirección  $x$  como en dirección  $y$ , las diferencias entre las distorsiones de entrepiso dinámicas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 son prácticamente imperceptibles al considerar las fuentes adicionales de sobrerresistencia (figuras 24 y 25).

La distorsión de fluencia de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección  $x$  es muy parecida; sin embargo, se aprecia que en el primer entrepiso se retrasa ligeramente la fluencia del modelo DQ4CP1.7 con respecto a la del modelo DQ4CP, ya que ésta se presenta para un valor de distorsión mayor (figuras 17, 18 y 22). En dirección  $y$  no se aprecian diferencias entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 (figuras 19, 20, 21 y 23).

Cuando se considera las fuentes adicionales de sobrerresistencia, la distorsión de fluencia del modelo DQ4CP1.7 es mayor que la correspondiente al modelo DQ4CP en el primer entrepiso en dirección  $x$  (figura 24), sin notarse diferencia alguna en la dirección  $y$  (figura 25).

Las distorsiones máximas en dirección  $x$  de ambos modelos rebasan a las distorsiones de diseño de los entrepisos uno a nueve, alcanzando valores máximos de  $\gamma = 0.020$  en el entrepiso cinco. Al comparar los valores de distorsión máxima de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, se observa que en el primer entrepiso, el modelo DQ4CP1.7 presenta un valor menor al del modelo DQ4CP (figuras 17, 18 y 22). En la dirección  $y$  las distorsiones máximas rebasan a las de diseño sólo de los entrepisos dos a cinco, alcanzando valores máximos de  $\gamma = 0.008$  en el entrepiso tres (figuras 19, 20, 21 y 23). Del entrepiso uno al seis, el modelo DQ4CP1.7 en dirección  $y$  presenta mayores valores de distorsión de entrepiso máxima.

Considerando las fuentes adicionales de sobrerresistencia, no se aprecian diferencias entre los valores de distorsión máxima de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en ambas direcciones (figuras 24 y 25).

El marco A del modelo DQ4CP1.7 toma en el primer entrepiso más cortante que el marco A del modelo DQ4CP; sin embargo, el marco B del modelo DQ4CP1.7 toma menos cortante que su homólogo del modelo DQ4CP en el mismo entrepiso (figuras 17 y 18). Al considerar el comportamiento global en dirección  $x$ , se aprecia que los dos modelos toman valores similares de cortante, notándose que el modelo DQ4CP1.7 toma un poco más de cortante en el primer entrepiso que el modelo DQ4CP, mientras que en el quinto entrepiso sucede lo contrario (figura 22). En dirección  $y$ , al comparar los valores de cortante de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 se observan diferencias importantes únicamente en el primer entrepiso, siendo que el cortante que toma el marco exterior uno del modelo DQ4CP es mayor al correspondiente al modelo DQ4CP1.7 y ocurriendo lo contrario en los marcos interiores dos y tres (figuras 19, 20 y 21). Al considerar el modelo global en dirección  $y$ , los valores de cortante de entrepiso son muy similares (figura 23).

Al considerar las fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección  $x$ , el modelo DQ4CP1.7 toma en el nivel uno más cortante que el modelo DQ4CP, sin que se aprecie en la dirección  $y$  diferencia alguna (figuras 24 y 25).



En cuanto a las demandas máximas de acción inelástica en los entrepisos ( $MC_{inelásticos}/Total MC$ ), en ninguna dirección se aprecian diferencias entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 cuando se considera el comportamiento global de la estructura (figuras 22 y 23).

Al considerar las fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección  $x$ , se observa para el primer entrepiso que la actividad inelástica del modelo DQ4CP1.7 es inferior a la del modelo DQ4CP pues el modelo DQ4CP1.7 tiene aproximadamente 2.5% de demanda de medios ciclos inelásticos ( $MC_{inelásticos}/Total MC$ ), mientras que el modelo DQ4CP presenta cerca del 10% (figura 24). En la dirección  $y$  se tienen porcentajes de demandas de medios ciclos inelásticos muy bajos, alcanzando algunos entrepisos valores máximos de aproximadamente 2.5% (figura 25), sin observar diferencias de importancia entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7.

Las demandas de ductilidad de entrepiso en dirección  $x$  se encuentran por debajo del factor de comportamiento sísmico  $Q = 4$ , alcanzando valores máximos cercanos a tres en el sexto entrepiso. El modelo DQ4CP1.7 presenta en el primer entrepiso una demanda de ductilidad de  $\mu = 1.8$ , mientras que el modelo DQ4CP tiene en ese mismo entrepiso una demanda de ductilidad del orden de  $\mu = 2.4$ , sin apreciar diferencias significativas en el resto de los entrepisos (figura 22). Se observa una clara correspondencia entre los valores más altos de demanda de ductilidad y la mayor degradación de rigidez por trabajo inelástico, siendo que a las máximas demandas de ductilidad corresponden valores de rigidez inferiores a la mitad de la rigidez elástica si se toma la rigidez mínima, ó 65% de la rigidez elástica si se utiliza la rigidez promedio (figura 22). En dirección  $y$  las demandas de ductilidad alcanzan valores máximos de tres en el cuarto entrepiso, correspondiendo a estas demandas de ductilidad rigideces mínimas del orden del 35% de la rigidez elástica y rigideces promedio de aproximadamente 50% de la rigidez elástica (figura 23). En esta dirección, el modelo DQ4CP1.7 presenta en el primer entrepiso una demanda de ductilidad ligeramente menor a la del modelo DQ4CP.

Cuando se consideran las fuentes adicionales de sobrerresistencia se tiene en dirección  $x$  valores máximos del orden de  $\mu = 1.5$  en el quinto nivel asociados a rigideces mínimas de aproximadamente 65% de la rigidez elástica y rigideces promedio de 80% de la rigidez elástica. La variación de las demandas de ductilidad de entrepiso con la altura es muy similar en los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, aunque se aprecia que en el primer entrepiso la demanda de ductilidad del modelo DQ4CP1.7 es menor (figura 24). En dirección  $y$  las demandas de ductilidad y degradación de rigidez se abaten considerablemente, permaneciendo la estructura prácticamente elástica con demandas máximas de ductilidad apenas mayores a la unidad en algunos entrepisos y valores de rigidez mínima y promedio prácticamente iguales a la rigidez elástica (figura 25), sin apreciar diferencias significativas entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7.

En dirección  $x$ , la mayoría de las fluencias se presentó en las trabes, fluyendo prácticamente todas, con excepción de las que se encuentran en los últimos dos niveles y algunas del doceavo nivel de los marcos exteriores. Todas las columnas ubicadas en planta baja fluyeron en su base, lo cual se considera aceptable para los niveles de desplazamiento que el sismo máximo contemplado por el reglamento le demanda a la estructura, dado que la magnitud de la rotación plástica máxima observada es reducida (figura 26).

También se presentan fluencias en la base de algunas columnas ubicadas en el segundo entrepiso, presentando el modelo DQ4CP1.7 menos fluencias en las columnas de este nivel que el modelo DQ4CP. Las columnas B1, C1, B5 y C5 del segundo entrepiso del modelo DQ4CP1.7, a diferencia de estas mismas columnas en el modelo DQ4CP, no tuvieron trabajo inelástico, seguramente como consecuencia de haber resultado con refuerzos distintos (figura 26 y tablas 1 y 3).

Adicionalmente, se observaron en ambos modelos fluencias en la base de las columnas A1, D1, A5 y D5 del tercer entrepiso y en la parte superior de las columnas A1, D1, A2, D2, A3, D3, A4, D4, A5 y D5 de los entrepisos seis y siete así como algunas del octavo entrepiso, apareciendo también en el entrepiso once fluencias en la base de algunas de las columnas ubicadas en los marcos exteriores, nuevamente, la magnitud de la rotación plástica máxima es reducida (figura 26).

De hecho, todas las columnas que presentaron fluencias en los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, y que arriba se acaban de enumerar, presentaron demandas de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad; mientras que las trabes presentaron valores cercanos a 0.09 rad, observándose claramente una concentración de trabajo inelástico en los niveles tres, cuatro y cinco y en particular en los marcos interiores (figura 26). Estas diferencias en las magnitudes de las rotaciones plásticas máximas observadas en vigas y columnas, además de su correspondiente mapeo, indican que el comportamiento inelástico observado corresponde en efecto al asociado a un diseño con mecanismo de falla último de viga débil-columna fuerte.

En la dirección  $y$  fluyeron todas las columnas del modelo DQ4CP del primer entrepiso en su base, mientras que en el modelo DQ4CP1.7 no fluyeron las columnas B1, C1, B5 y C5 del primer entrepiso, siendo éstas columnas más reforzadas que las correspondientes columnas del modelo DQ4CP como consecuencia de la aplicación de la disposición relacionada con el incremento en 70 por ciento de la fracción de carga axial debida a sismo (figura 27 y tablas 1 y 3). En ambos modelos fluyeron en su base las columnas A2, D2, A4 y D4 del segundo entrepiso, y en el sexto entrepiso las columnas A1 y A5 en ambos extremos, en el extremo superior las columnas D1 y D5, y en el extremo inferior las columnas A2, A3 y A4.

Al igual que en dirección  $x$ , las columnas no presentaron rotaciones plásticas acumuladas mayores a 0.01 rad, mientras que las vigas no rebasaron el valor de 0.02 rad, concentrándose también el trabajo inelástico en los niveles dos y tres, predominando éste en los marcos interiores.

Al considerar las fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección  $x$ , dejan de fluir en su base dos columnas del modelo DQ4CP (A1 y D1) y cuatro columnas del modelo DQ4CP1.7 (A1, B1, C1 y D1) ubicadas todas en el primer entrepiso, estableciéndose esta diferencia por el diseño distinto de las columnas B1 y C1 de estos modelos (figura 28 y tablas 1 y 3). En el segundo entrepiso disminuye más el número de fluencias en columnas para el modelo DQ4CP que para el DQ4CP1.7, ya que en este último permanecen doce columnas articuladas en su base, mientras que en el modelo DQ4CP sólo ocho. En ambos modelos, se mantienen las fluencias en la parte superior de las columnas A1, D1, A2, D2, A3, D3, A4, D4, A5 y D5 (entrepiso seis) y A2, D2, A3, D3, A4 y D4 (entrepiso siete).

Las demandas de rotación plástica acumulada en columnas considerando la sobrerresistencia se mantuvieron también por debajo de 0.01 rad. El número de fluencias y demandas de rotación en trabes disminuyó notablemente, en particular para aquellas trabes ubicadas arriba del octavo nivel, disminuyendo todas las rotaciones plásticas acumuladas de tal suerte que se aprecian valores máximos de 0.04 rad en algunas trabes de los entrepisos tres y cuatro (figura 28).

Cuando se considerara la sobrerresistencia en dirección  $y$  (figura 29) la estructura responde casi de manera elástica, presentándose únicamente 12 fluencias en vigas y ninguna en columnas, concentrándose éstas en los niveles dos, tres, cuatro y ocho del marco interior, con valores de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad.

Es importante mencionar que la distribución de las fluencias en las columnas del edificio en elevación no es aleatoria, coincidiendo la ocurrencia de éstas precisamente con los entrepisos en que se redujo en la etapa de diseño la sección de las columnas (tablas 2 y 4), lo cual lleva a pensar que la fluencia de las columnas es entre otras cosas, una consecuencia de la discontinuidad en rigidez y resistencia en elevación.

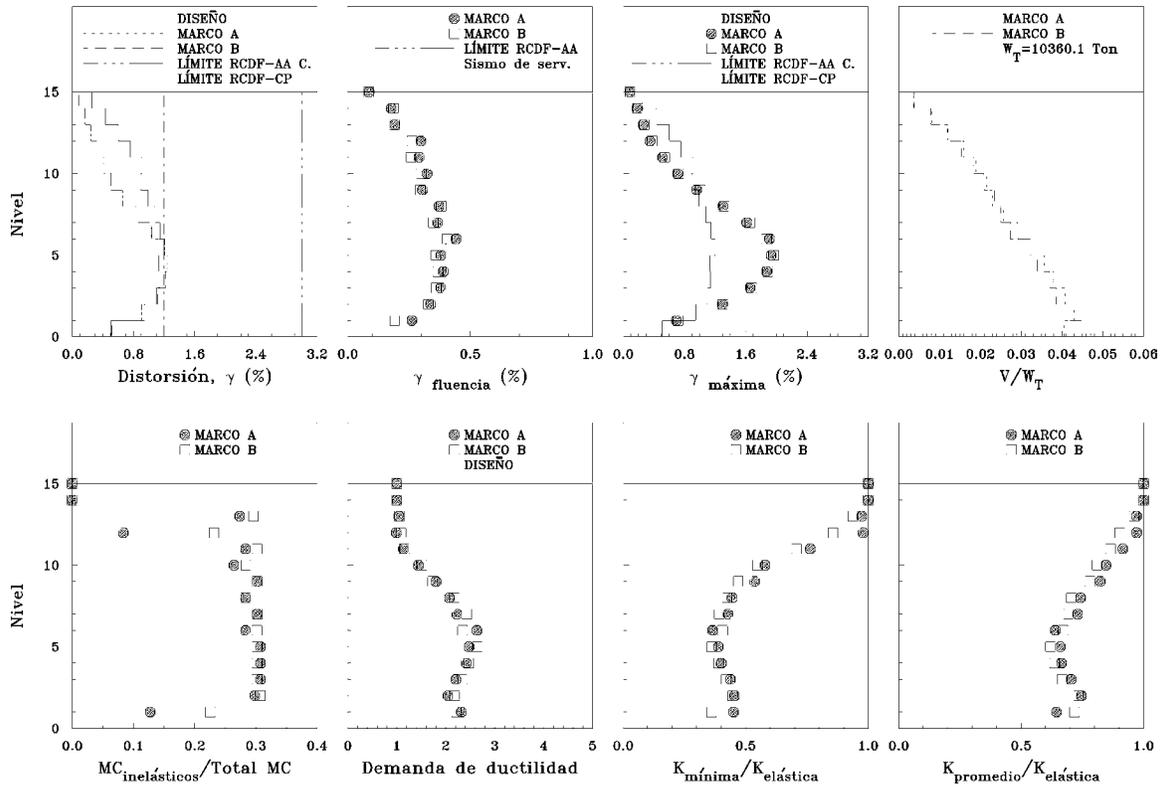


Figura 9. Envolturas de respuesta máxima de los marcos A y B del modelo DQ4CP, resist. nominal

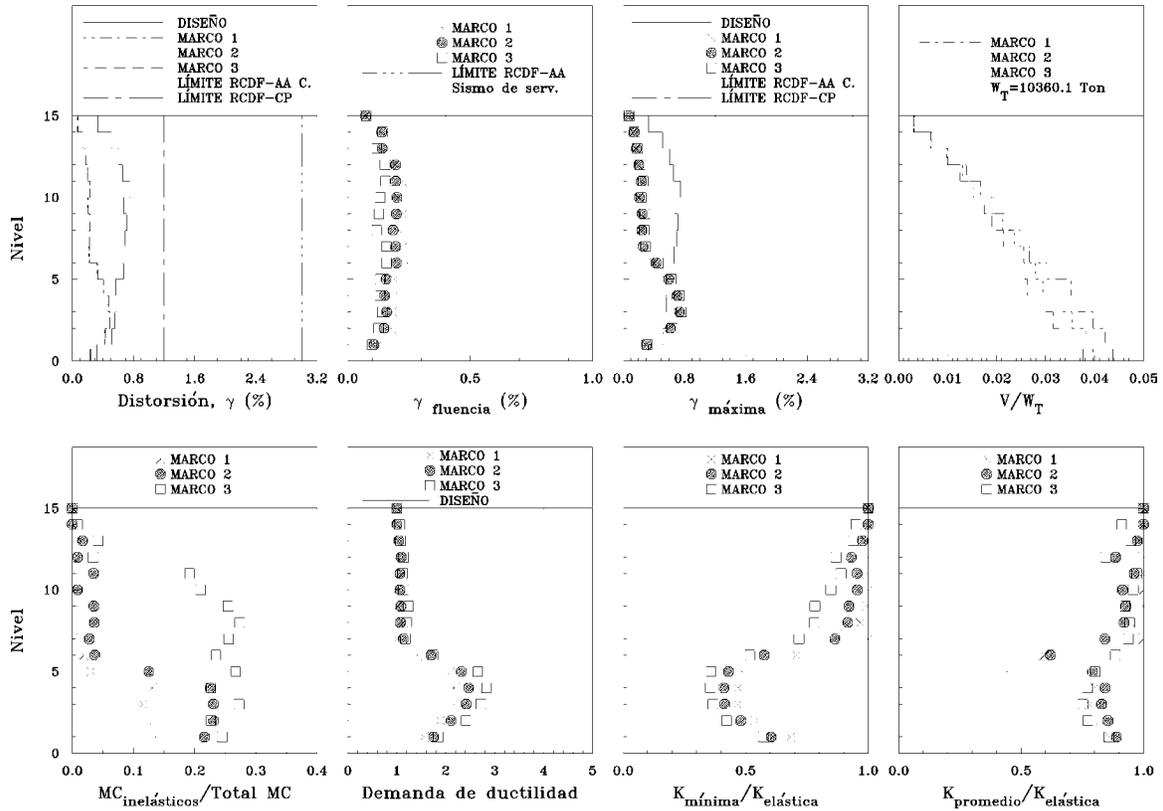


Figura 10. Envolturas de respuesta máxima de los marcos 1, 2 y 3 del modelo DQ4CP, resist. nominal

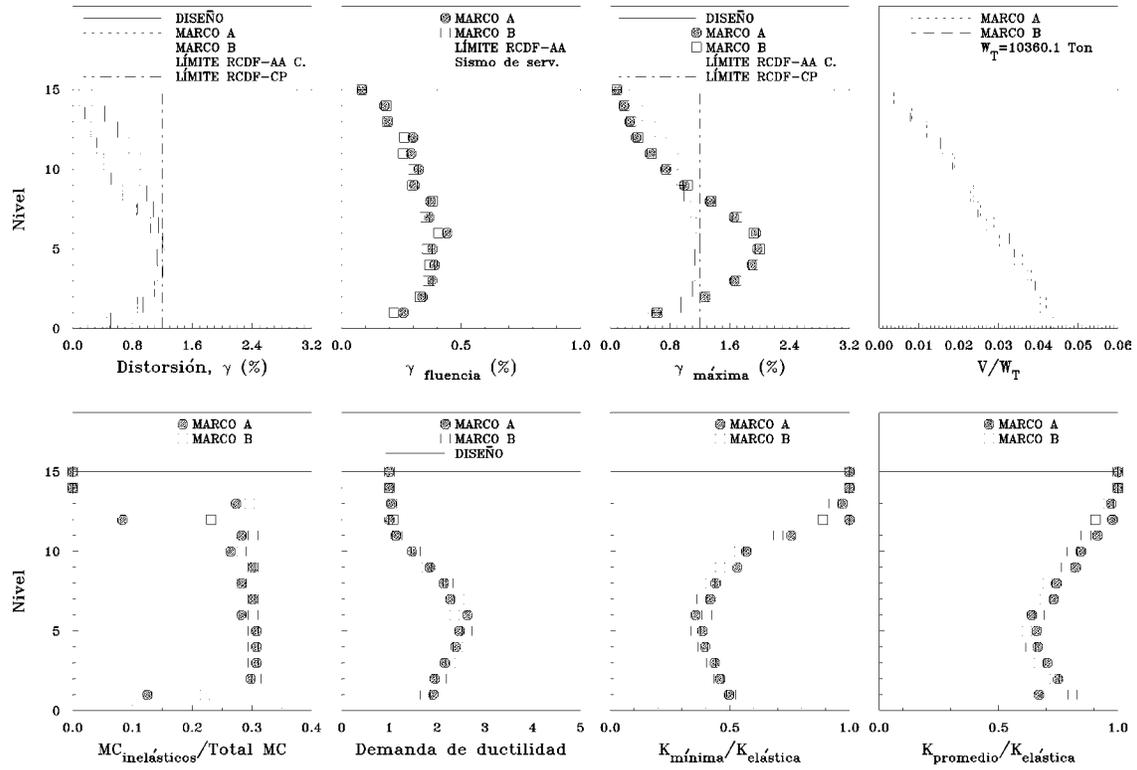


Figura 11. Envolventes de respuesta máxima de los marcos A y B del modelo DQ4CP1.7, res. nominal

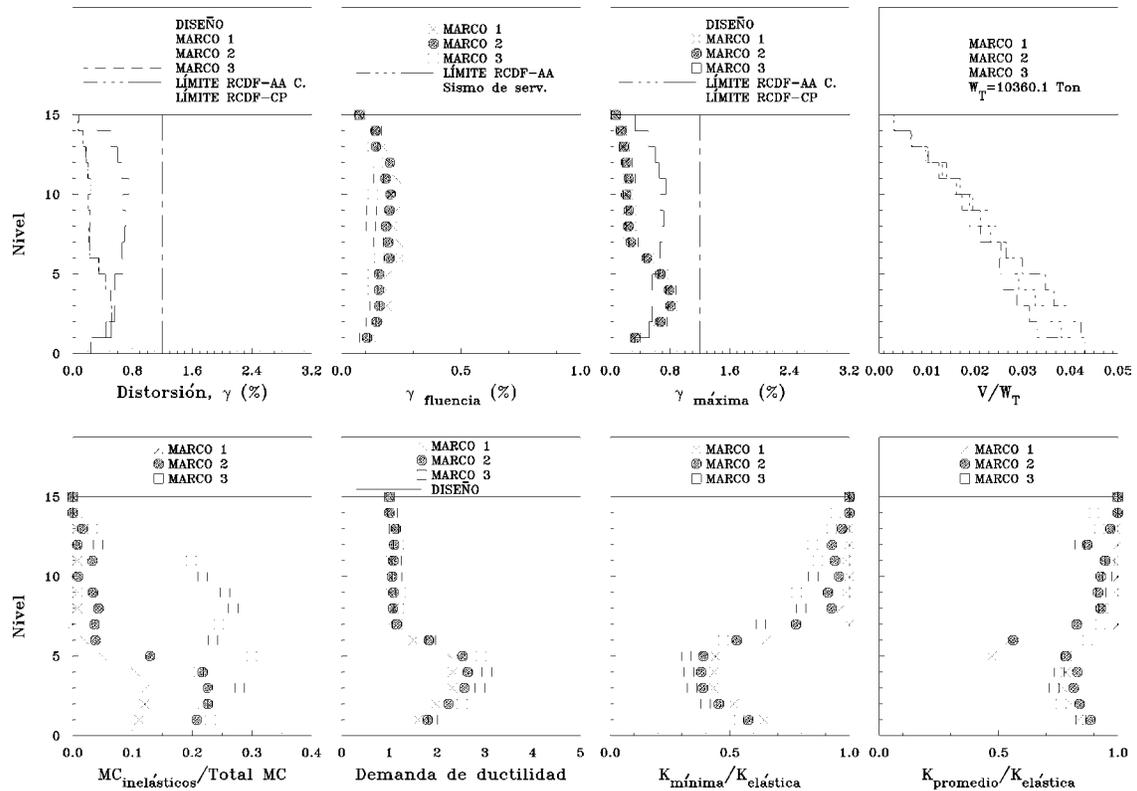


Figura 12. Envolventes de respuesta máxima de los marcos 1, 2 y 3 del modelo DQ4CP1.7, res. nominal

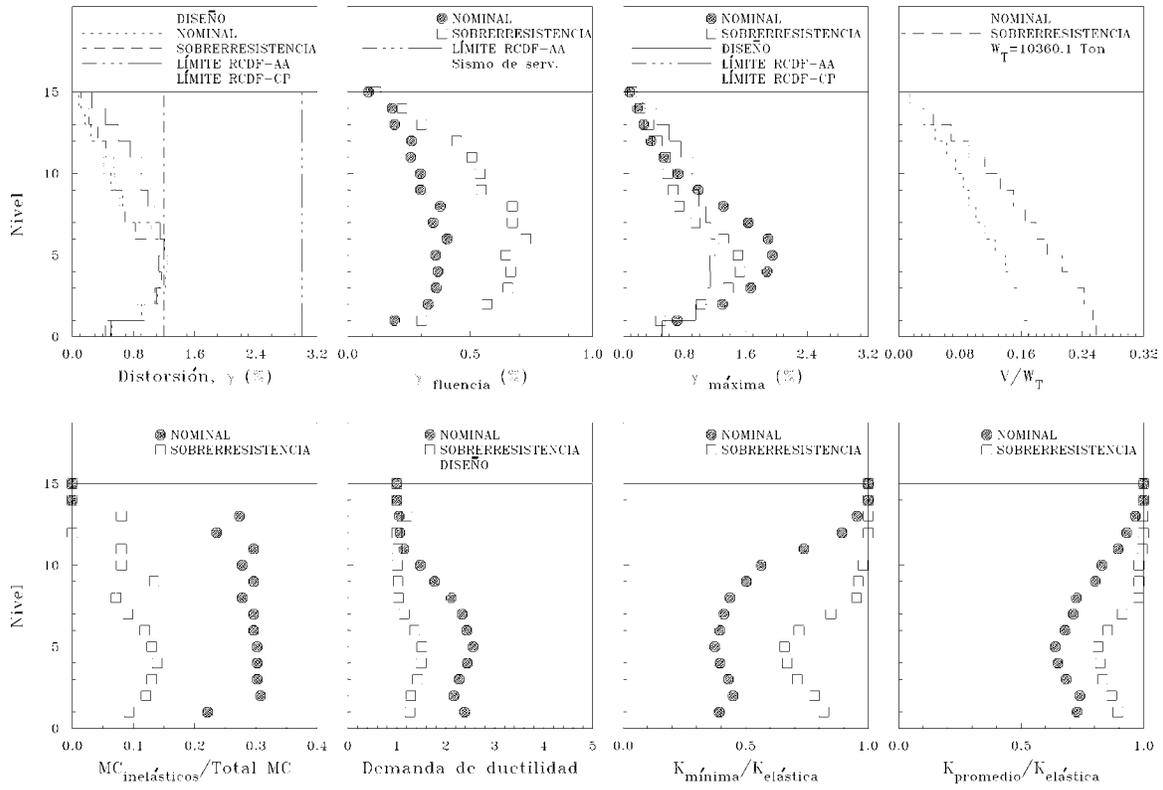


Figura 13. Envolturas de respuesta máx. en dir. x del modelo DQ4CP incorporando sobrerresistencia

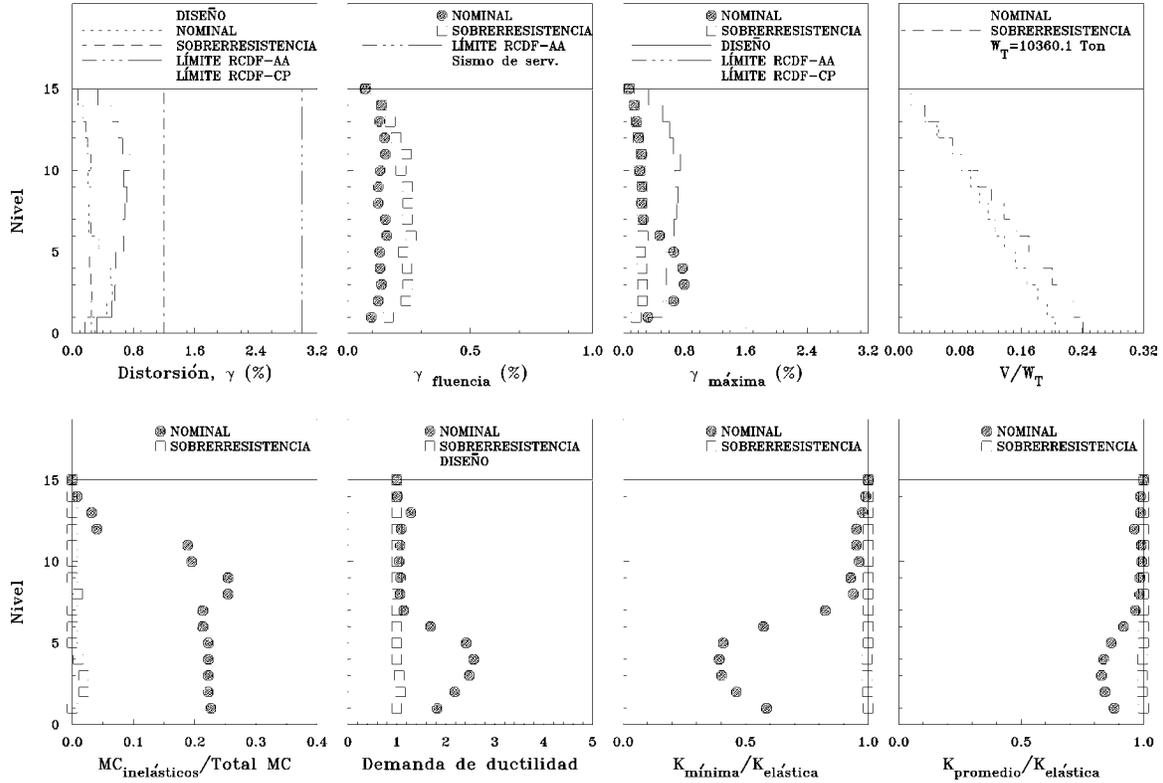


Figura 14. Envolturas de respuesta máx. en dir. y del modelo DQ4CP incorporando sobrerresistencia

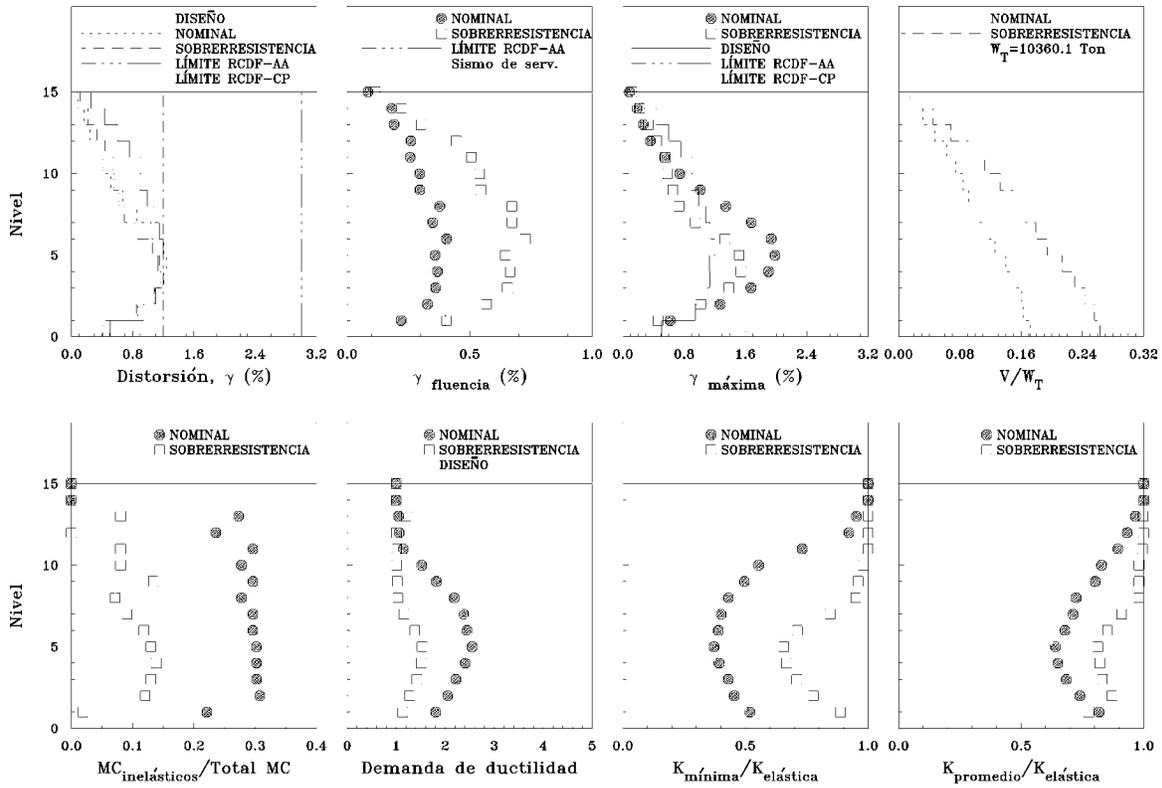


Figura 15. Envolturas de respuesta máx. en dir. x del mod. DQ4CP1.7 incorporando sobrerresistencia

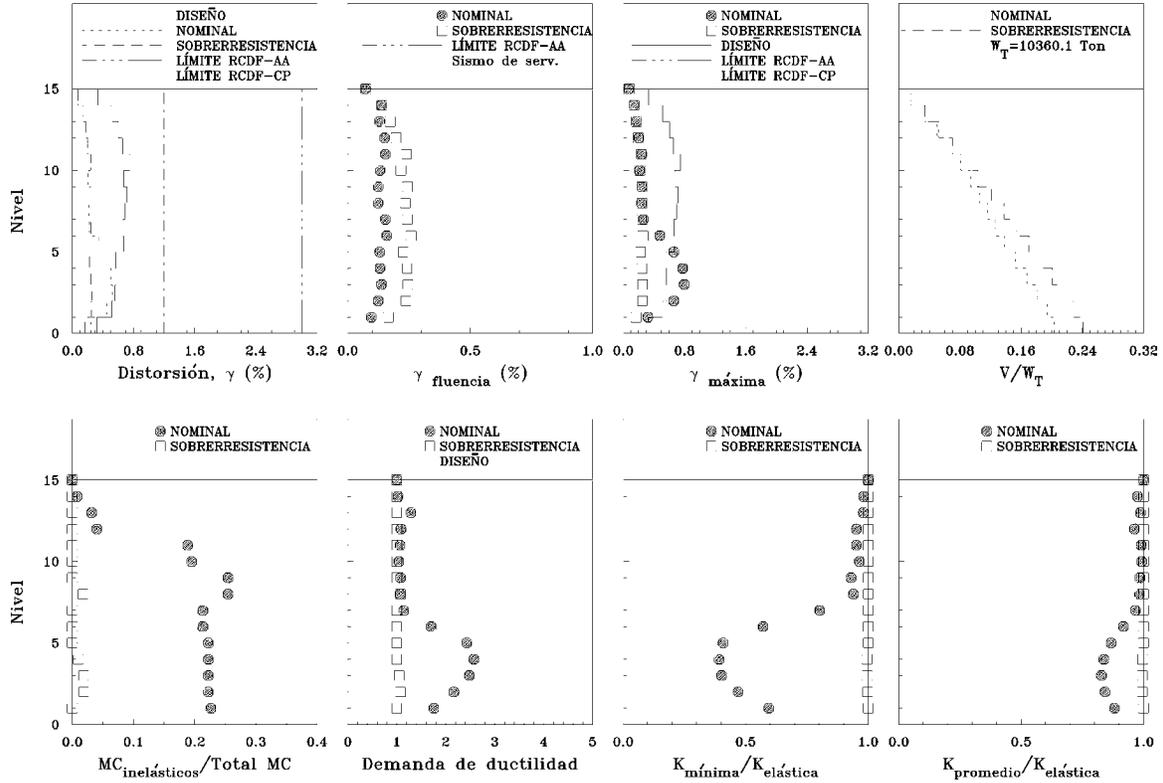


Figura 16. Envolturas de respuesta máx. en dir. y del mod. DQ4CP1.7 incorporando sobrerresistencia

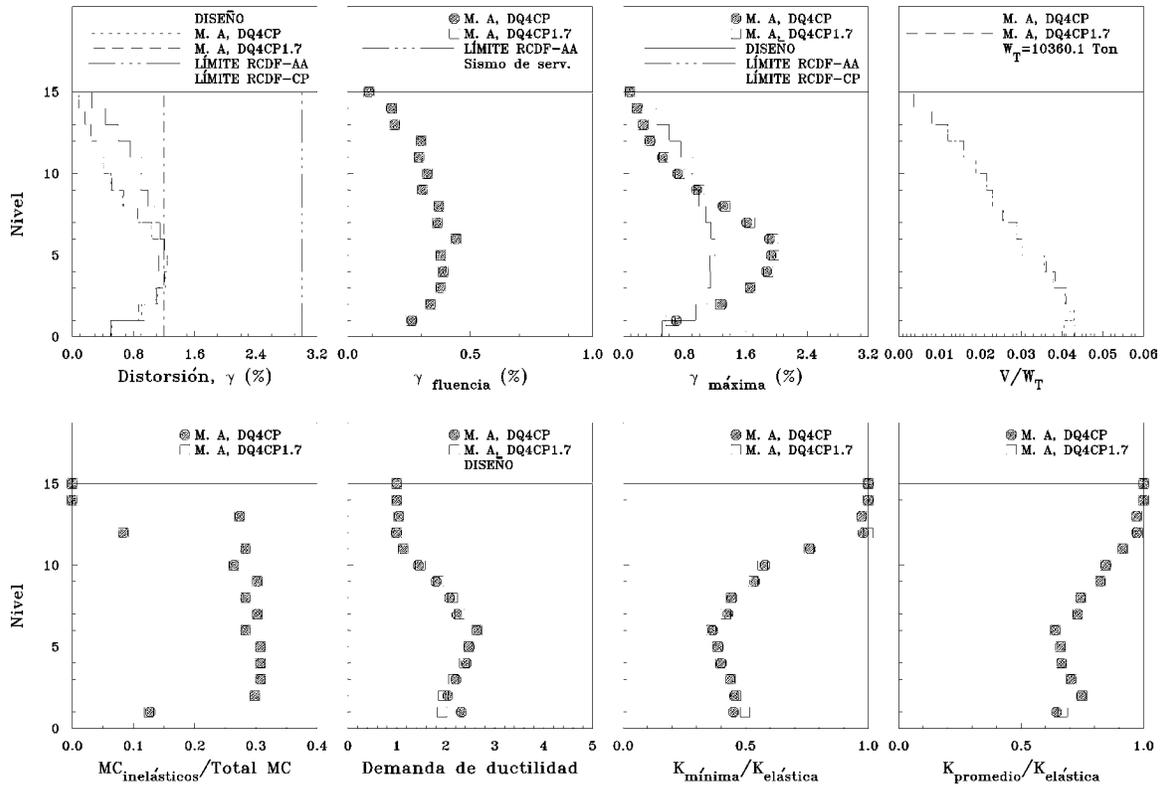


Figura 17. Envolventes de respuesta máxima del marco A de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

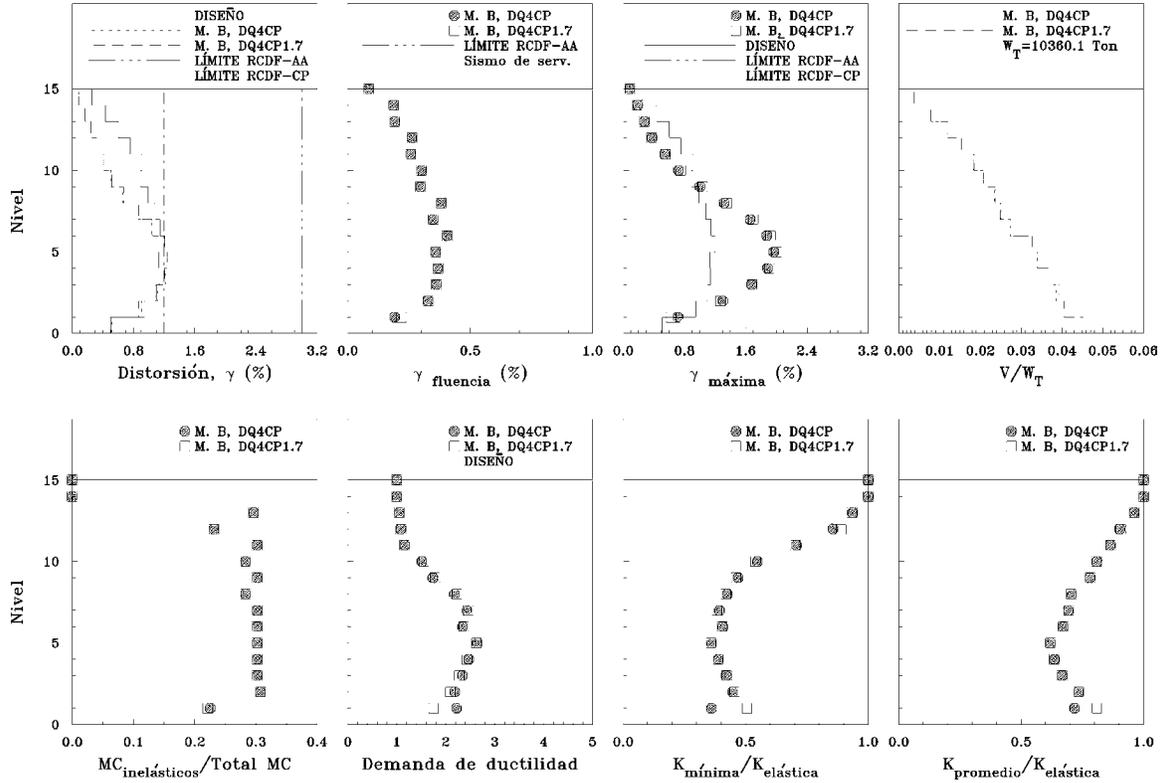


Figura 18. Envolventes de respuesta máxima del marco B de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

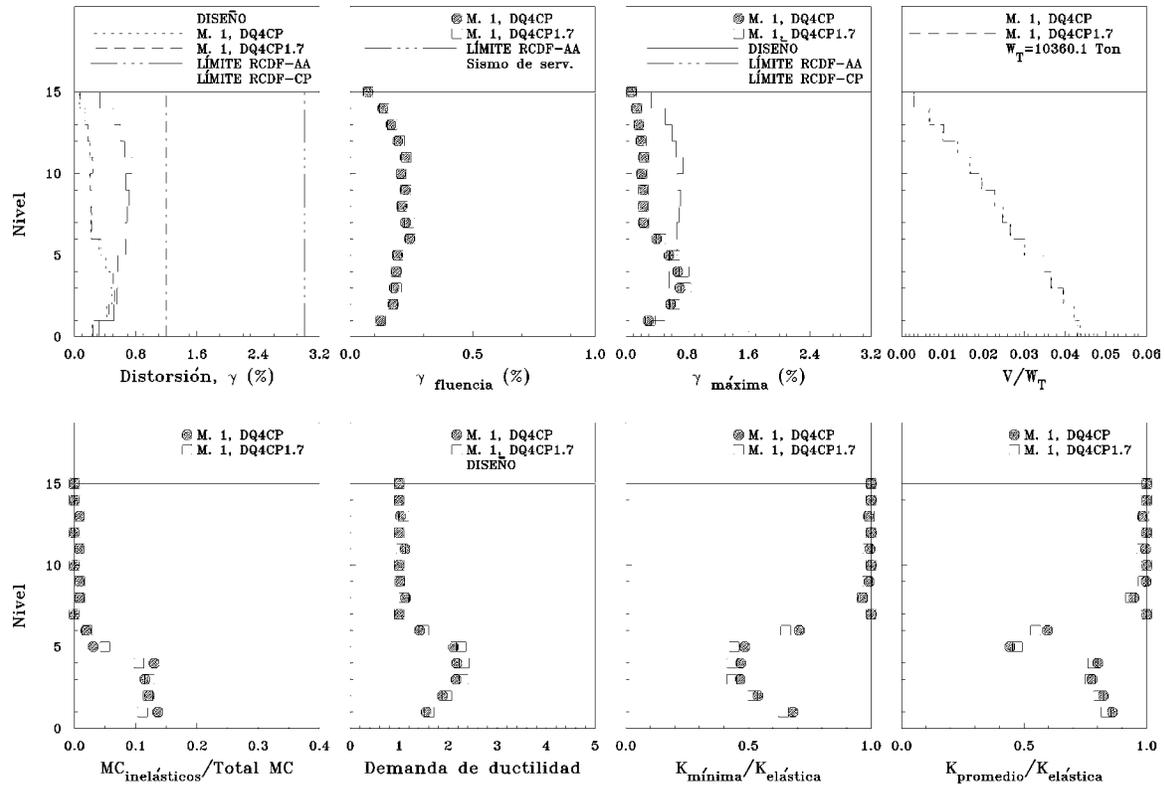


Figura 19. Envolventes de respuesta máxima del marco 1 de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

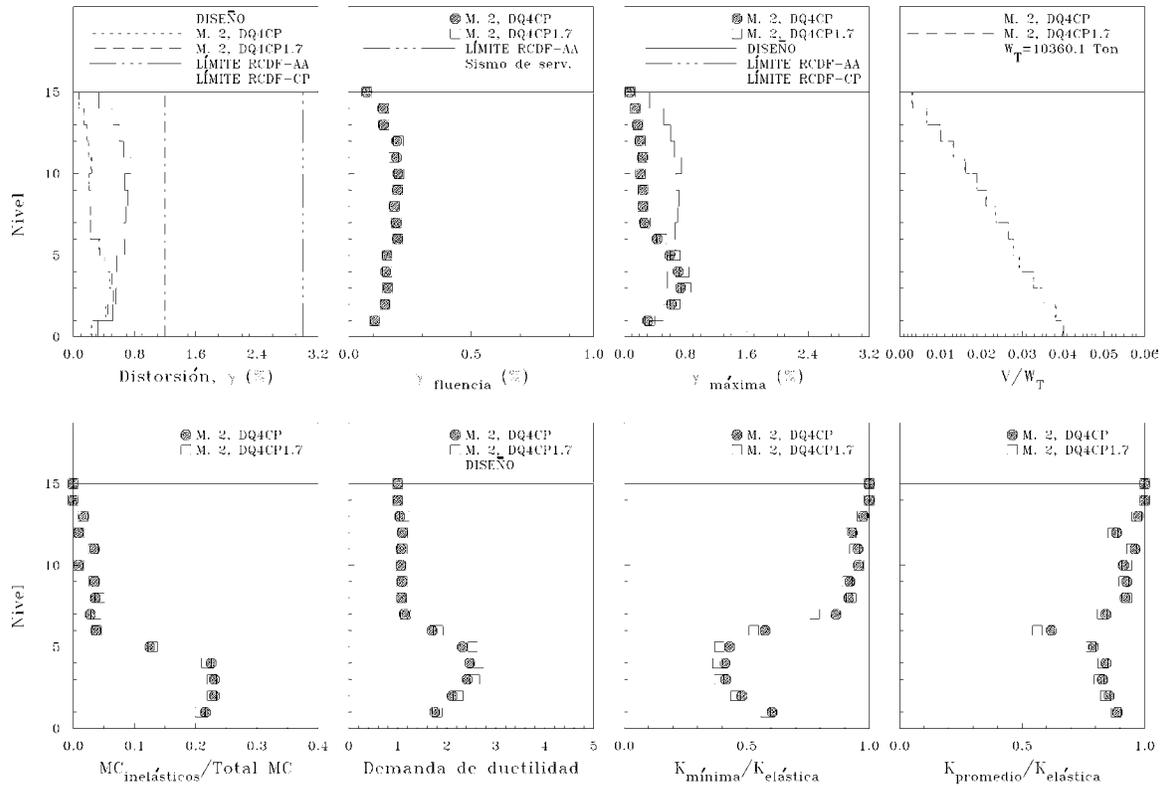


Figura 20. Envolventes de respuesta máxima del marco 2 de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

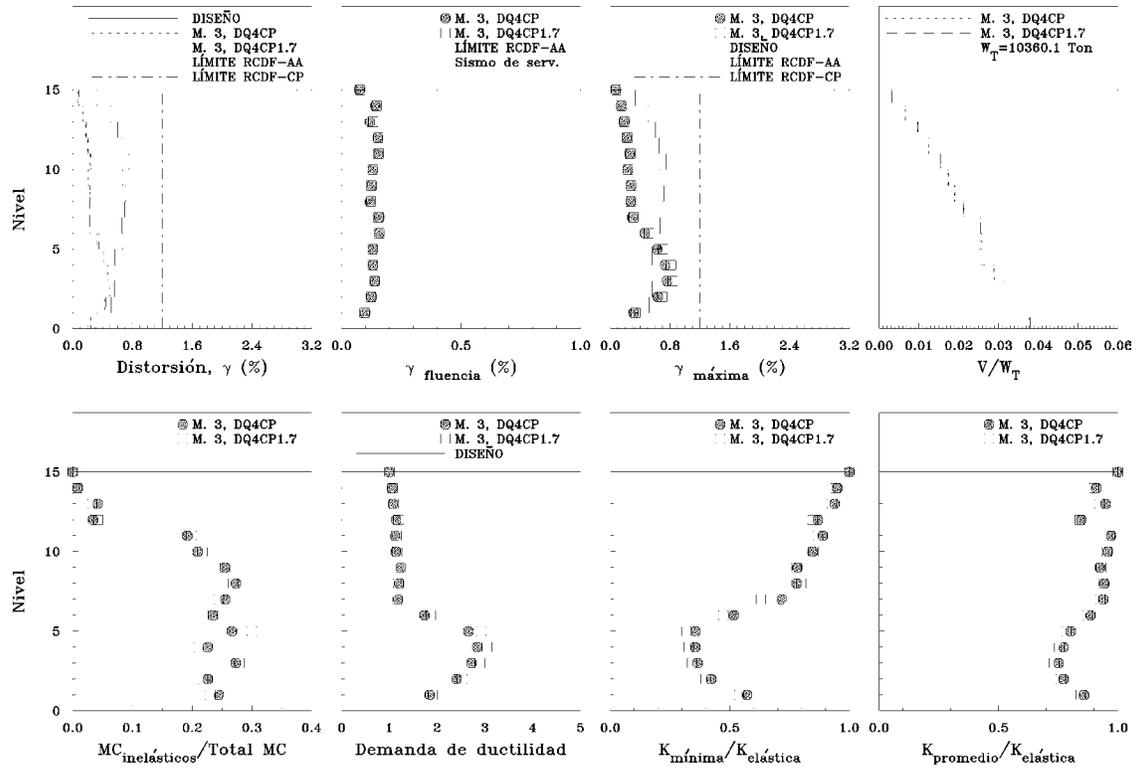


Figura 21. Envolventes de respuesta máxima del marco 3 de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

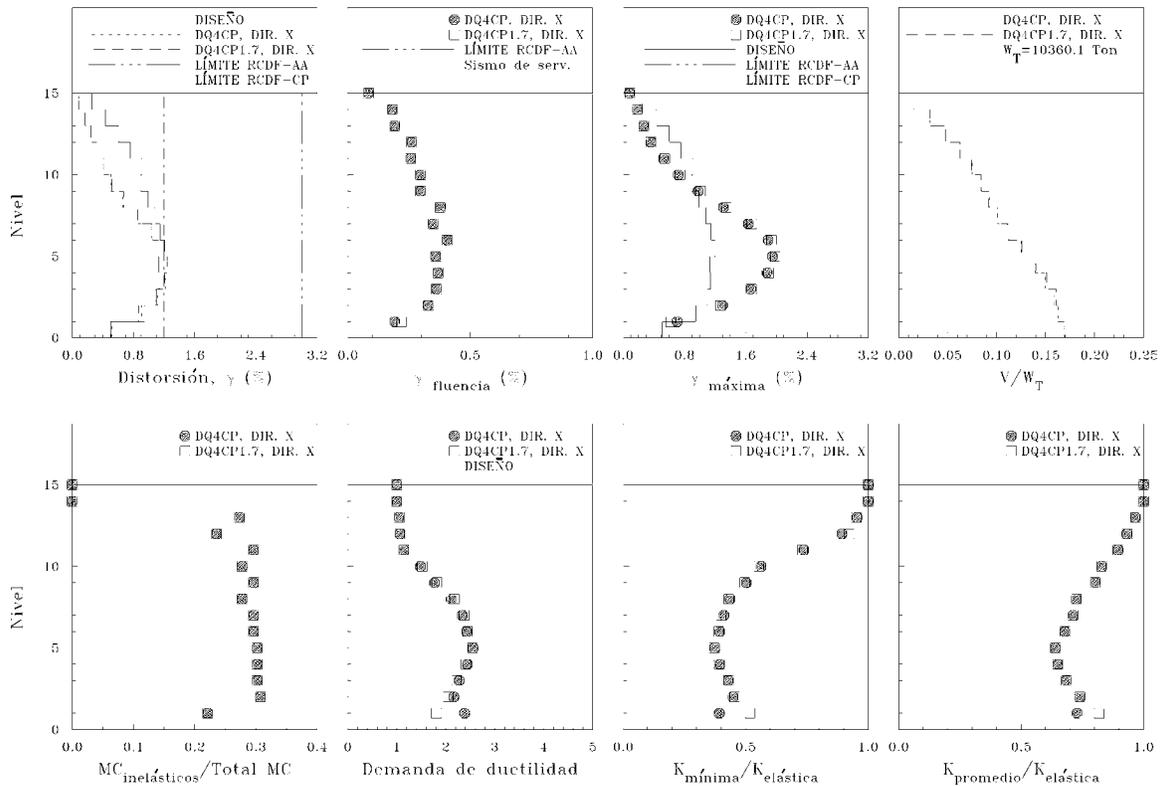


Figura 22. Envolventes de respuesta máxima global en dirección x de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 considerando resistencias nominales

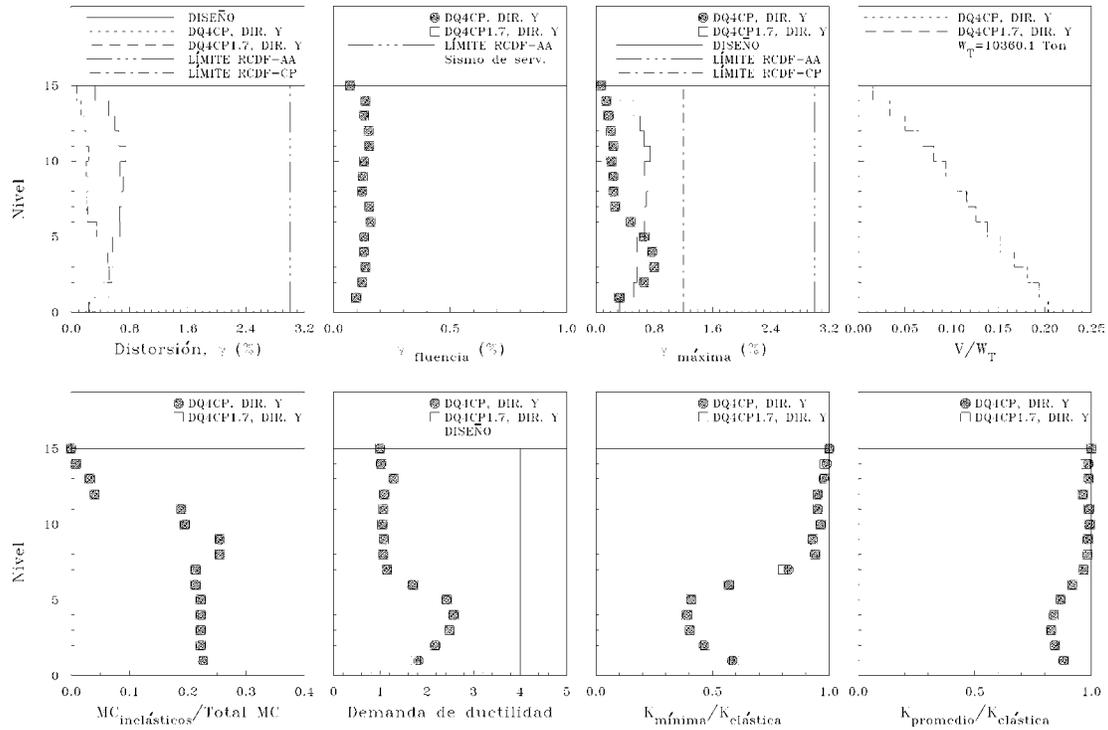


Figura 23. Envolturas de respuesta máxima global en dirección y de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 considerando resistencias nominales

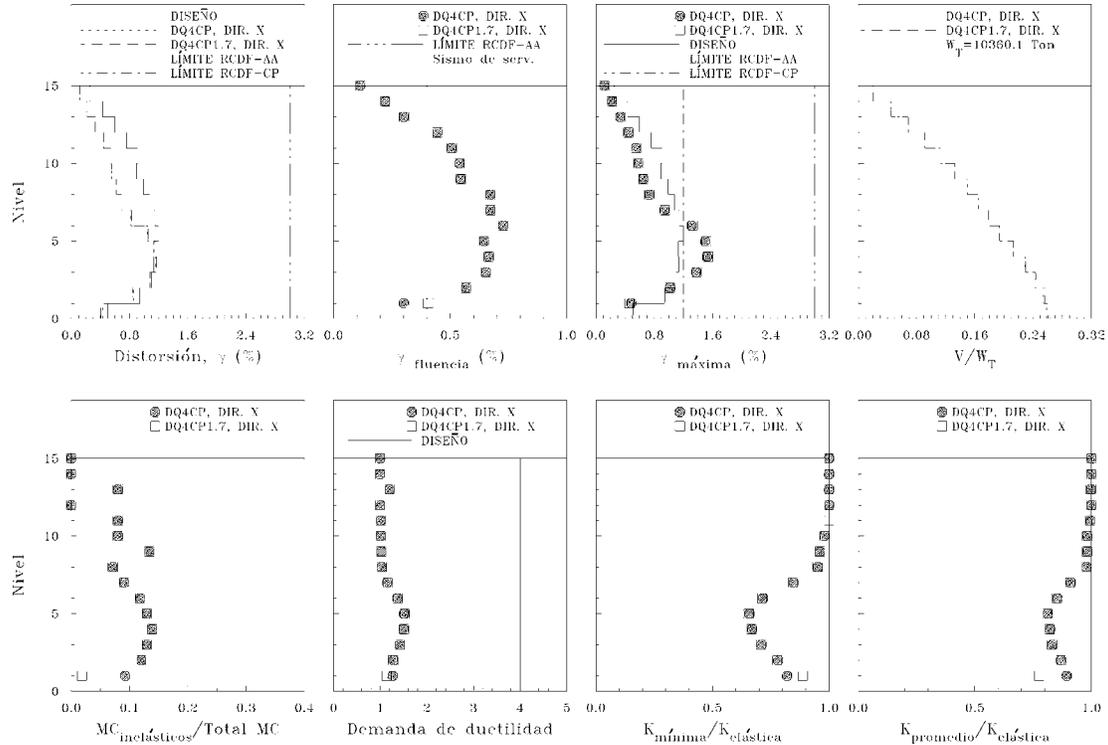


Figura 24. Envolturas de respuesta máxima global en dirección x de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 considerando sobrerresistencias

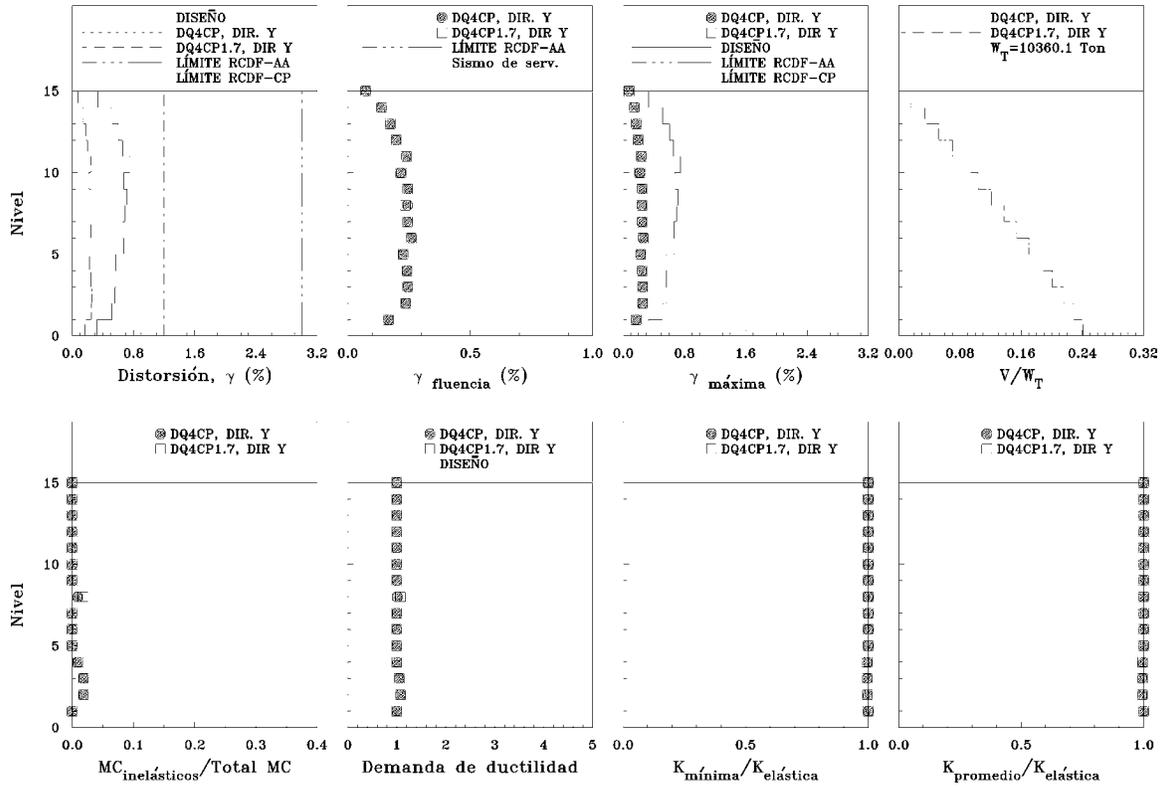


Figura 25. Envolventes de respuesta máxima global en dirección y de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 considerando sobrerresistencias

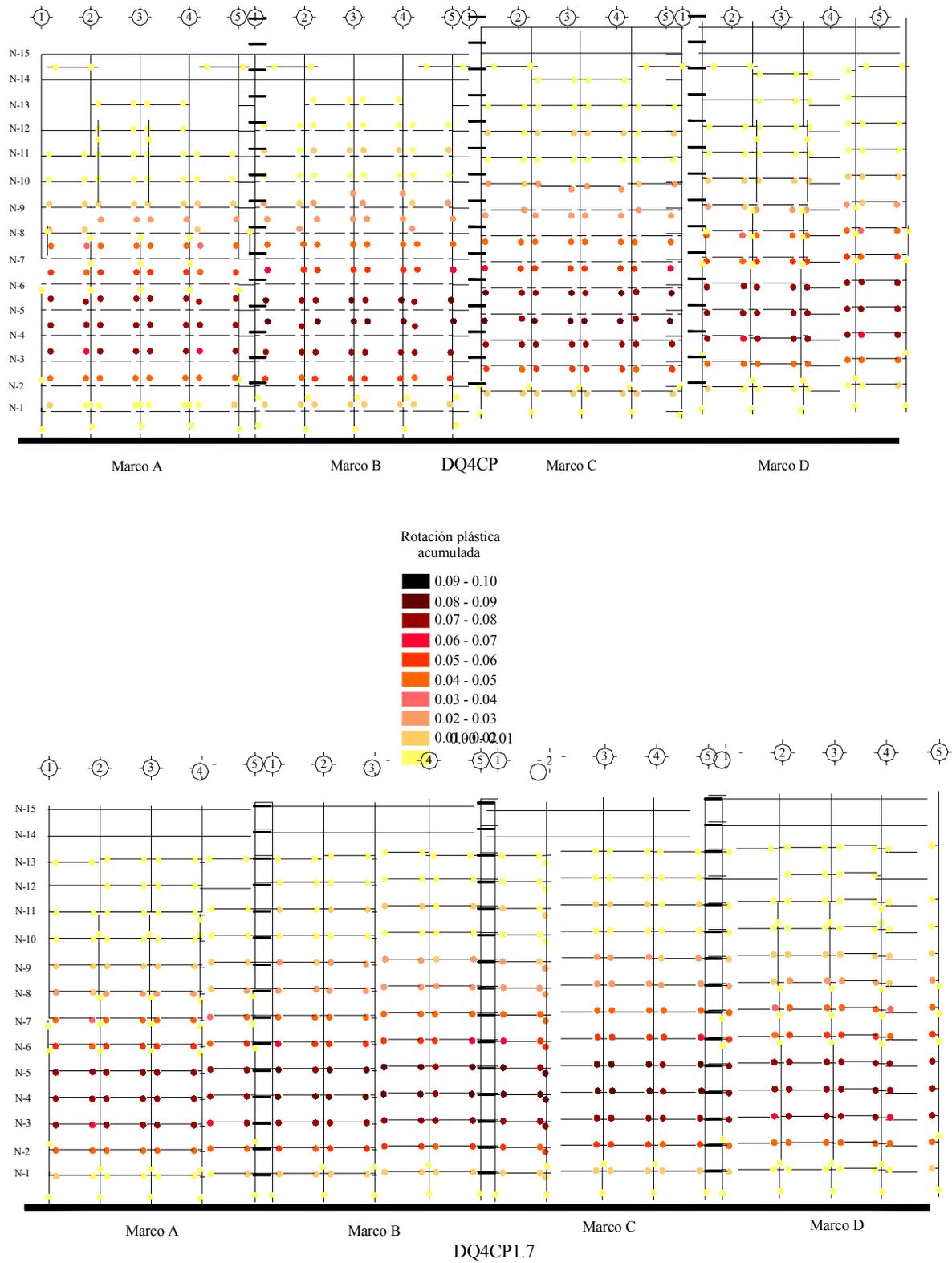


Figura 26. Rotaciones plásticas acumuladas en los miembros de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección x, considerando resistencias nominales

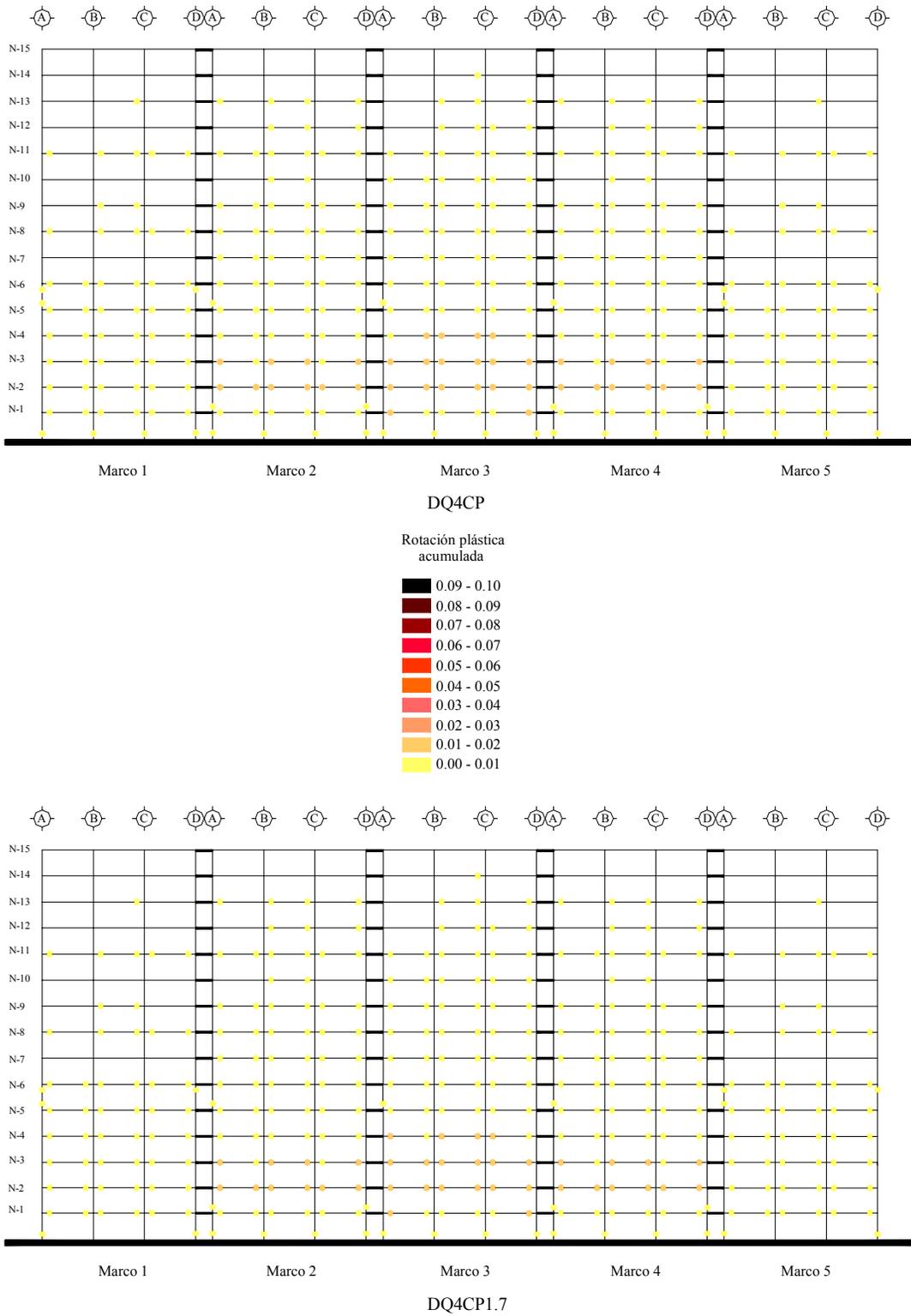
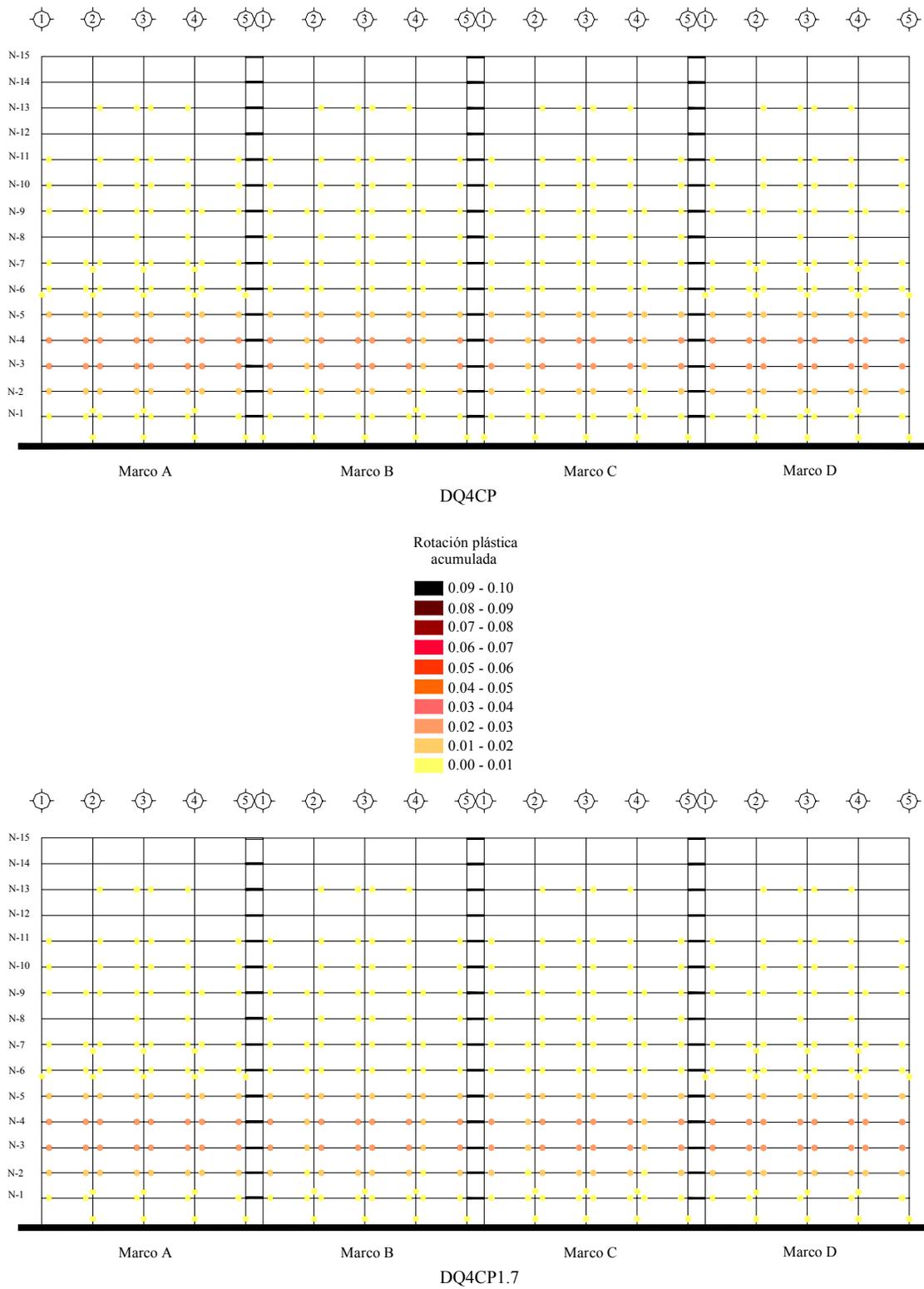


Figura 27. Rotaciones plásticas acumuladas en los miembros de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección y, considerando resistencias nominales



**Figura 28. Rotaciones plásticas acumuladas en los miembros de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección x, considerando sobrerresistencias**

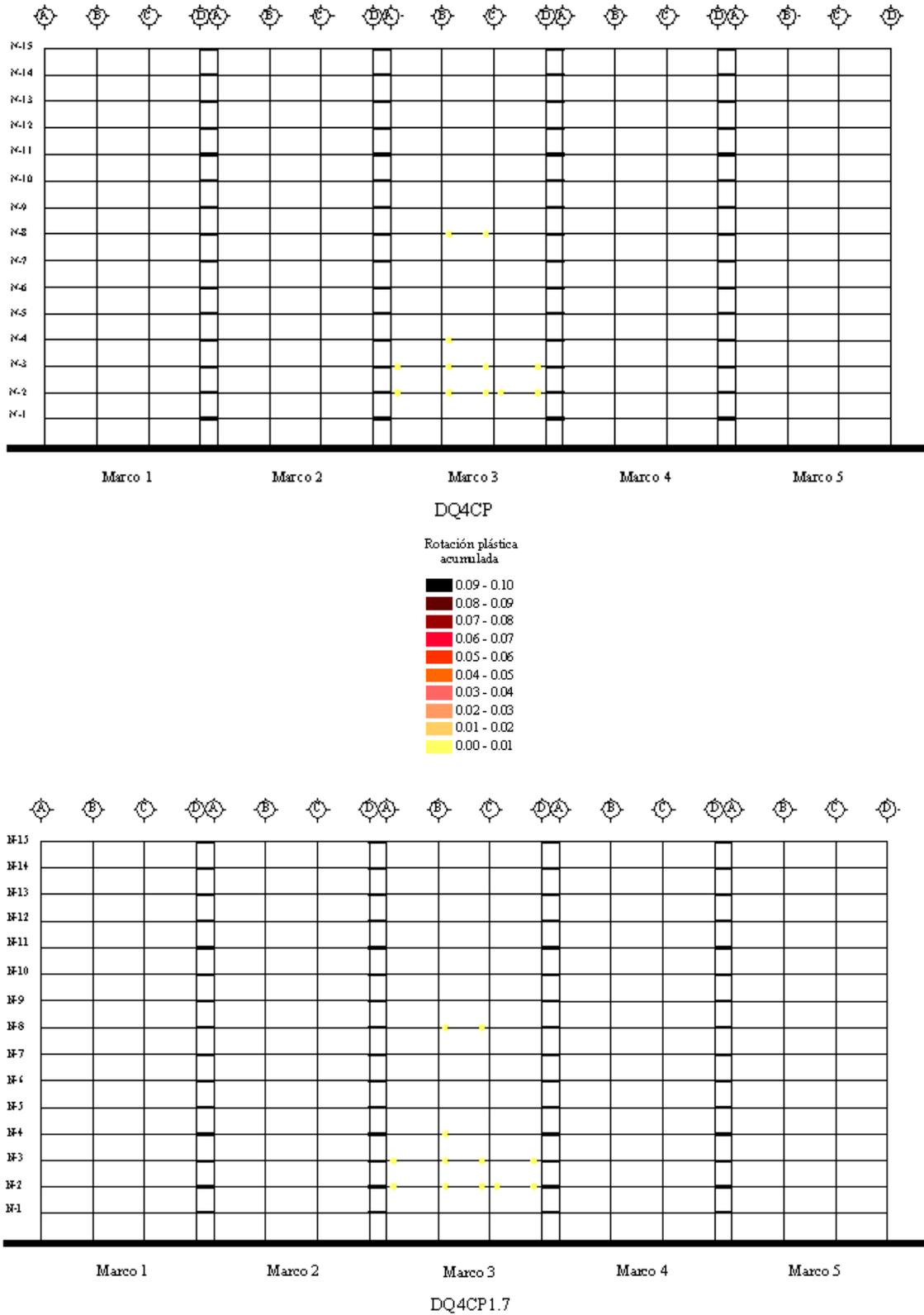


Figura 29. Rotaciones plásticas acumuladas en los miembros de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección y, considerando sobrerresistencias

## CONCLUSIONES

Como se demuestra en este estudio, existen muy pocas diferencias entre los diseños que contemplan e ignoran las disposiciones de las secciones 7.3 y 7.3.5.1 de la propuesta de NTCC-01, relacionadas con el incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo para la obtención de la carga axial de diseño empleada en el dimensionamiento de las columnas de marcos dúctiles diseñados con  $Q = 4$ .

Estas pequeñas diferencias se presentan fundamentalmente en las columnas ubicadas en los primeros entresijos y en la periferia del edificio, es decir, en las columnas de borde, pero no en las columnas de esquina. En las columnas centrales no se observaron diferencias en las demandas de refuerzo longitudinal, independientemente de su ubicación en elevación, ni en las columnas de los niveles superiores sin importar su ubicación en planta.

El hecho que la aplicación de las disposiciones en cuestión sólo tengan repercusión en las columnas ubicadas en el primer entresijo y periferia hace que las diferencias en el comportamiento inelástico sean mínimas y de carácter local.

Los resultados de este estudio y los de investigaciones previas (Luna 2000) refuerzan la propuesta que debería cancelarse este requisito de la propuesta de NTCC-01 en el diseño de columnas de marcos dúctiles que cumplen con las condiciones de regularidad, ya que como se demuestra en trabajos previos (Luna y Tena, 2002), esta disposición no está basada en estudios que metodológicamente sean apropiados para justificarla. De hecho, como se ha comentado en otros estudios, esta disposición no existe en ningún otro reglamento de vanguardia a nivel mundial para el diseño de marcos dúctiles, y dado que muchos de los programas de análisis y diseño más utilizados en México, al ser de procedencia extranjera, no contemplan esta disposición exclusiva de la propuesta de NTCC-01, se complica enormemente el proceso de diseño de marcos dúctiles, lo que desincentiva el que se diseñe con marcos dúctiles de concreto reforzado en México, que es lo que precisamente se desea fomentar.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Ing. Gerardo Corona el haber facilitado el uso del programa ECOgeW versión 2.06 para la elaboración de los diseños de los edificios presentados en este estudio conforme a la propuesta de las NTCC-01.

## REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

Corona G. (2003), "**ECOgeW versión 2.06, Análisis y diseño de edificios de concreto. Guía rápida de uso**", [www.gcingeneria.com](http://www.gcingeneria.com).

Correa H. (en proceso), "**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 de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Luaces F. L. (1995), "**Sobrerresistencia en estructuras a base marcos de concreto reforzado**", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, 81 pp.

Luna, J. L. (2000), "**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, enero.

Luna J. L. y Tena A. (2002), "**Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de concreto reforzado**", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 66, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, junio, pp. 1-43.



Propuesta de NTCC-01 (2001), “Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo”, abril, 99 pp.

Propuesta de NTCS-01 (2001), “Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, abril, 21 pp.

Rodríguez, M. y Botero J. C. (1994), “Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México”, Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas, México, Vol I, pp. 302-311.