

## EVALUACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO POR SISMO DEL RCDF PARA MARCOS DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO

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

### RESUMEN

Se presentan los resultados de un estudio que evalúa, mediante análisis no lineales, diferentes diseños hechos para un edificio regular de 15 pisos con base en marcos dúctiles de concreto reforzado, considerando un factor de comportamiento sísmico  $Q=4$  para la subzona IIIb, utilizando tanto los criterios del cuerpo principal como del Apéndice Normativo A de las NTCS-2004. De los resultados de este estudio se puede concluir que con la propuesta del Apéndice A se logró un diseño menos conservador para los marcos dúctiles de concreto reforzado en estudio con respecto al procedimiento tradicional que las NTCS han establecido sin grandes modificaciones en los últimos 15 años.

### ABSTRACT

This paper presents the results of a study devoted to evaluate, using nonlinear analyses, two different code designs for 15-story, reinforced concrete (RC) special moment-resisting framed (SMRF) buildings: a) one done with the traditional design method that dates back from the 80s and, b) the new procedure outlined in Appendix A of NTCS-2004. Buildings were designed for seismic zone IIIb of NTCS-2004 for a response modification factor  $Q=4$ . From the results obtained in this study, it is possible to conclude that the procedure outlined in Appendix A of NTCS-2004 lead one to arrive to less conservative designs for RC-SMRF buildings under study than those obtained with the traditional design method that dates from the late 80s.

### INTRODUCCIÓN

Con la publicación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en octubre de 2004 (NTCS-2004) se introdujo oficialmente un nuevo procedimiento de diseño sísmico en su Apéndice Normativo A, cuyo propósito es hacer más transparente el proceso de diseño y guiar hacia una nueva generación de reglamentos de diseño sísmico en México donde los conceptos de diseño por desempeño sean claros y transparentes. Entre otros aspectos, este apéndice aporta requerimientos de diseño que contemplan: un manejo transparente y explícito de las demandas y suministros de deformación en la estructura; un diseño dual que considera criterios de desempeño de Operación Completa y Seguridad de Vida; y una microzonación que permite una mejor caracterización numérica de las excitaciones sísmicas de diseño (Terán 2002).

---

Artículo recibido el 2 de enero de 2007 y aprobado para su publicación el 8 de abril de 2008. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

<sup>(1)</sup> Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, 02200 México, DF, e-mail: [ate@correo.azc.uam.mx](mailto:ate@correo.azc.uam.mx)

<sup>(2)</sup> Proyectista, Grupo Constructor SEPSA, Río Tamazula No. 30, Col. Vista Hermosa, 62290 Cuernavaca, Morelos, e-mail: [hectorcorrea@sepsacv.com.mx](mailto:hectorcorrea@sepsacv.com.mx)

Ordaz *et al.* (2000, 2003) señalan los fundamentos de la propuesta del Apéndice Normativo A, entre los que destacan los nuevos espectros de diseño elástico, con los cuales se pretende representar de una manera más realista los verdaderos niveles de demanda que se presentan ante los sismos de diseño y reflejar correctamente los niveles de amplificación que se producen en la realidad para diferentes tipos de suelo. Ordaz *et al.* (2000, 2003) explican detalladamente el procedimiento que se siguió para su obtención, así como las consideraciones para efectuar las reducciones por concepto de ductilidad y sobrerresistencia.

El nuevo procedimiento de diseño sísmico establecido en el Apéndice Normativo A tiene sólidas bases conceptuales y empíricas para la definición de los espectros de diseño y la interacción suelo-estructura. Sin embargo, también es cierto que varias propuestas, como el factor de reducción por sobrerresistencia,  $R$ , se propone con base en un muy reducido número de estudios de marcos de concreto reforzado bidimensionales, por lo que, como se ha comprobado analíticamente (Tapia 2005, Tapia y Tena 2004) y experimentalmente (Vázquez 2005), la propuesta de valores para este factor no es representativa para otras estructuraciones, como marcos contraventeados de acero estructural (Tapia 2005) y para estructuras con base en muros de mampostería confinada (Vázquez 2005). Además, la calibración de las demandas de respuesta no lineal esperadas para diseños hechos con el Apéndice A se hizo con base en sistemas de un grado de libertad considerando comportamiento elasto plástico perfecto (Reyes 2004, Ordaz 2004).

Por lo tanto, la evaluación del desempeño estructural de edificios con distintas estructuraciones diseñados conforme al Apéndice A y su comparación con diseños alternativos hechos conforme al método tradicional de diseño del cuerpo principal de las NTCS-2004 es del mayor interés, para valorar los pros y contras que esta novedosa propuesta ofrece.

Este trabajo presenta solamente una parte de un estudio muy detallado desarrollado por Correa (2005) y donde se comparan distintos diseños de un edificio de concreto reforzado de 15 pisos ubicado en la subzona IIIb de las NTCS-2004 y estructurado con base en marcos dúctiles para  $Q=3$  y  $Q=4$  utilizando: (a) el método convencional y (b) la metodología establecida en el Apéndice A.

Cabe señalar que el estudio presentado en Correa (2005) continúa los esfuerzos de investigación conducidos por el primer autor desde 1997 con respecto a los lineamientos de diseño sísmico para marcos dúctiles ( $Q=3$  y  $Q=4$ ) y no dúctiles ( $Q=2$ ) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), donde se ha evaluado la respuesta dinámica no lineal de edificios de 12 y 15 niveles diseñados conforme al RCDF evaluando, entre otros aspectos relevantes: (a) el método riguroso de diseño con el método “alternativo” (Tena *et al.* 1996, 1997; Luna y Tena 1998, 1999, 2000a, 2002; Luna 2000) y, (b) la validez de 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, que cómo se demostró, no está sustentada en ningún estudio (Tena *et al.* 1996, 1997; Luna y Tena 1998, 2002; Luna 2000, Correa y Tena 2004, Correa 2005, Tena y Correa 2007).

Dado lo extenso del estudio de referencia, en las siguientes secciones se presentan sólo algunos de los aspectos más relevantes de la comparación de los diseños obtenidos para  $Q=4$ , que son los más interesantes para fines ilustrativos.

## EDIFICIO EN ESTUDIO Y METODOLOGÍA DE DISEÑO

### Descripción de la estructura y modelos de análisis

Se trata de un edificio de oficinas regular en planta y en elevación. Su planta es 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, para una altura total de 51 m (figura 1). Esta configuración estructural ha sido utilizada en estudios previos en edificios de 4, 8 y 12 niveles (Luaces 1995) y de 12 y 15 niveles (por ejemplo, Tena *et al.* 1996, 1997; Luna 2000).

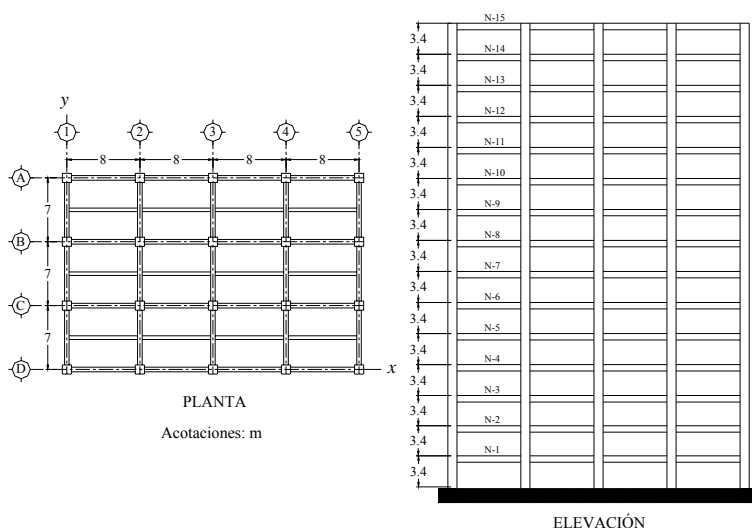


Figura 1. Edificio en estudio

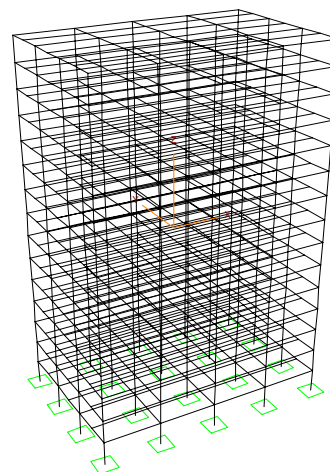


Figura 2. Modelo de análisis

Como se explica con detalle en Correa (2005) y en artículos previos (Correa y Tena 2004, Tena y Correa 2007), en los diseños de estos edificios se valoró también 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. La disposición descrita carece de sustento alguno (en otras palabras, un invento) y fue introducida de manera irresponsable en los criterios de diseño para marcos dúctiles en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto a partir de 1987 (donde el incremento era del 100%) y hasta el borrador de la propuesta en la versión de 2001 (NTCC-2001 2001). Afortunadamente, esta disposición absurda ya no aparece en las NTCC-2004 ante la evidencia de estudios específicos donde se documenta su irracionalidad (Tena *et al.* 1996, Luna 2000, Luna y Tena 1998, 2002, Correa y Tena 2004, Correa 2005, Tena y Correa 2007).

En la nomenclatura de los modelos, CP y AA denotan que el diseño sísmico se hizo conforme al cuerpo principal o al apéndice A de la propuesta de NTCS-2004, respectivamente.

## METODOLOGÍA DE DISEÑO

El diseño estructural se realizó con apoyo del 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 prediseño 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- $\Delta$ . En la figura 2 se presenta el modelo tridimensional del programa ECOgcW para el edificio en estudio.

### Consideraciones para el análisis estructural

Con la finalidad de obtener estimaciones razonables de los periodos fundamentales de cada modelo en su condición inicial (elástica) y última (inelástica) y, consecuentemente, tener una buena estimación de las demandas sísmicas incorporando tanto un sismo frecuente (de servicio) como uno intenso (de diseño), se emplearon dos modelos para el análisis y diseño de cada uno de los edificios tipo estudiados:

- uno en el cual se modeló a todos los miembros estructurales con propiedades de secciones brutas, tomando en cuenta que todo edificio nuevo que aún no experimenta sismo alguno se encuentra en tales condiciones antes de afrontar a su primer sismo (sea intenso o no) y,
- otro en el cual se modeló de manera muy simple y aproximada 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 la propuesta de NTCC-2004, y que en este caso representaría crudamente una condición última del edificio *posterior* a la ocurrencia del sismo de diseño.

Cabe señalar que modelar marcos considerando que sus vigas tiene el 50% de la inercia de su sección bruta contempla ya un degradación importante de la rigidez de las vigas, que para una estructura diseñada con reglamentos modernos sólo puede estar asociada a un estado último de deformación, por lo que con tal modelación se obtiene una rigidez secante equivalente que conlleva a obtener el periodo esperado para el estado último de deformación contemplado por el Reglamento ( $\delta_u$ , figura 3).

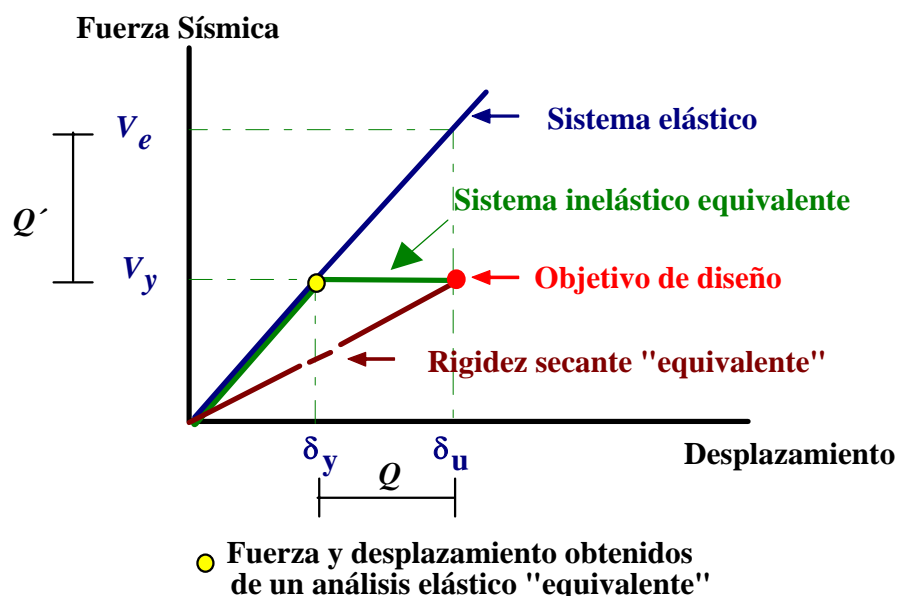


Figura 3. Conceptualización del: a) factor de comportamiento sísmico  $Q$  y, b) factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño  $Q'$ , de los reglamentos de diseño sísmico de México, considerando que, por simplicidad, se supone que el sistema inelástico equivalente tiene un comportamiento elastoplástico perfecto.

Esta modelación, propuesta por las NTCC y otros reglamentos internacionales como el ACI, es imperfecta, pues entre otras cosas, es bien conocido que la degradación de rigidez de las vigas de los

marcos en elevación y en planta no es uniforme, como se ilustra secciones más adelante (por ejemplo, figuras 20 a 23). Cabe señalar que una pérdida del 50% de la rigidez de las vigas está asociada a rotaciones plásticas y agrietamientos importantes, observables a simple vista.

En este trabajo, en los modelos de análisis estructural se consideraron que las secciones de las vigas son rectangulares; es decir, no se tomó en cuenta la participación de la losa, lo cual es representativo de lo que se hace en muchos despachos de cálculo, según se ha reportado en varias encuestas realizadas en despachos de diseño estructural sobre la modelación de edificios en México (Fuentes 2000). En los análisis también se consideró que la rigidez en los nudos es 50% de la que tendrían si fueran infinitamente rígidos a flexión, que también es una hipótesis comúnmente utilizada para el diseño de estructuras con base en marcos de concreto.

En opinión del primer autor, el aplicar irreflexivamente la disposición de la sección 1.4.1 de las NTCC-2004 de considerar propiedades de secciones agrietadas para la elaboración de modelos de análisis estructural de estructuras de concreto es miope para el diseño de estructuras nuevas, ya que no toma en cuenta que toda estructura nueva o que no haya sido afectada por un sismo importante se encuentra prácticamente intacta y/o sin un nivel de agrietamiento que justifique una reducción de la inercia de sus vigas de hasta un 50% (asociado a un agrietamiento importante y visible), y es precisamente en estas condiciones que debe resistir su primer excitación sísmica. Aunque la intención de esta disposición es buena, no puede generalizarse su aplicación, pues esto podría llevar en algunos casos a diseños inseguros y en otros a diseños demasiado conservadores.

Para contemplar de manera razonable el efecto del agrietamiento de las vigas y tener así diseños más seguros, debe observarse la ubicación de los periodos fundamentales y de orden superior de la estructura dentro del espectro de diseño sísmico de interés (figura 4). Considérese que la estructura tiene un periodo fundamental  $T_e$  cuando las vigas y columnas no están agrietadas y  $T_{cr}$  cuando las vigas están agrietadas y, por tanto, se está tomando una rigidez secante.

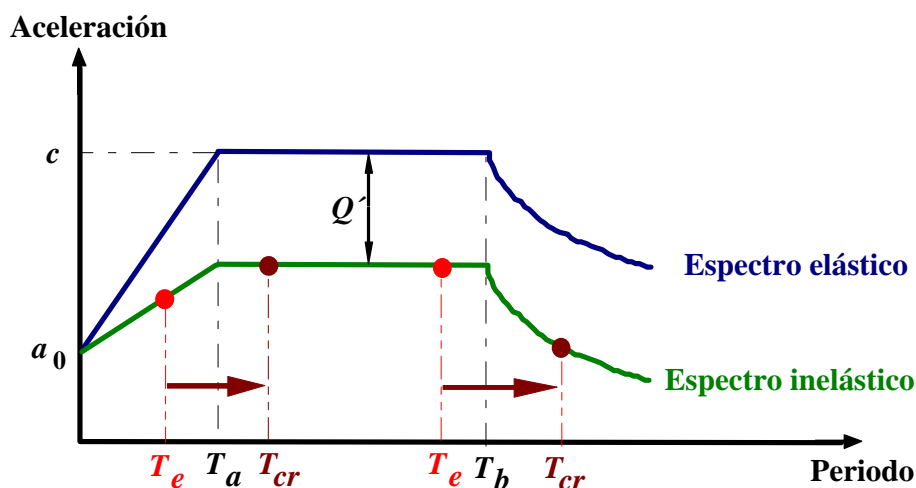


Figura 4. Ilustración simplista del por qué no resulta siempre seguro diseñar estructuras de concreto reforzado considerando una rigidez agrietada en vigas.

Cuando se considera que las traveses de una estructura están agrietadas, la rigidez de la estructura disminuye y sus periodos fundamental ( $T_{cr}$ ) y de orden superior aumentan; sin embargo, esto no necesariamente redundará en un aumento de las fuerzas laterales de diseño, como se aprecia de la esquematización hecha en la figura 4. Si el periodo fundamental elástico de la estructura ( $T_e$ ) se encuentra

cerca del final de la meseta del espectro para diseño sísmico, un aumento en el periodo por considerar secciones agrietadas ( $T_{cr}$ ) podría llevarlo más allá del periodo característico  $T_b$ , ubicándolo en la zona de la caída de las ordenadas espectrales, lo cual derivaría en la obtención de demandas sísmicas menores (figura 4), teniendo así diseños inseguros, lo cual es contrario al espíritu de la disposición 1.4.1.

Por otra parte, si se utilizan secciones agrietadas en vigas exclusivamente y se aplica la revisión por distorsiones laterales tal y como se establece en las NTCS-2004, es decir, estimar los desplazamientos inelásticos últimos de diseño ( $\delta_u$ ) a partir de multiplicar por  $Q$  los desplazamientos elásticos ( $\delta_y$ ) obtenidos a partir de las fuerzas sísmicas reducidas ( $V_y$ ) ya por  $Q'$ , como se ilustra esquemáticamente en la figura 3, la satisfacción de las distorsiones de entrepiso permisibles sólo se daría con secciones estructurales muy robustas. Esto sucedería ya que de manera conceptualmente errónea se multiplicarían por  $Q$  los desplazamientos obtenidos de un análisis ante carga lateral de un modelo estructural que ya toma en cuenta de manera indirecta y simplificada la inelasticidad de las vigas en términos de su rigidez agrietada (rigidez secante “equivalente”, figura 3), por lo que no deben amplificarse por  $Q$ , como se ilustra claramente en la figura 3, donde se observa que con la rigidez secante se estimaría directamente  $\delta_u$  (en teoría). Resulta también claro de la figura 3 que cuando se consideran propiedades elásticas y se realiza un análisis elástico, los desplazamientos obtenidos ( $\delta_y$ ) sí deben multiplicarse por  $Q$  para obtener  $\delta_u$ .

Si se utilizan propiedades agrietadas en vigas y los desplazamientos y las distorsiones calculados se multiplican por  $Q$  de manera conceptualmente equivocada, el obtener secciones más robustas podría redundar también en que, a final de cuentas, los marcos dúctiles que se quieren diseñar posiblemente no lo sean tanto, pues pueden ser innecesariamente más rígidos, lo que limitaría su capacidad de deformación y, en algunos casos, serían innecesariamente más resistentes, existiendo la posibilidad de que su respuesta ante un sismo de diseño sea elástica o casi elástica.

En este sentido, Luaces (1995) aplicó el concepto de diseñar edificios con marcos dúctiles de concreto reforzado con  $Q=4$  satisfaciendo una mayoría de las disposiciones (no todas) del Reglamento del Distrito Federal, y utilizando secciones agrietadas en vigas conforme a las NTCC vigentes. Una evaluación de su diseño con  $Q=4$  para el edificio de 12 pisos ubicado en la zona III del Distrito Federal mediante análisis dinámicos no lineales sugiere que, sin considerar sobrerresistencias (sólo capacidades nominales), su respuesta esperada sería esencialmente elástica ante la componente E-W del registro acelerográfico de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) para el sismo del 19 de septiembre de 1985 si se considera que este fuera el primer evento sísmico que debiera resistir (Tena *et al.* 1996). En efecto, al parecer, esta estrategia de diseño lideró a un diseño conservador ante sismos intensos, el cual no siempre puede valorarse de manera correcta a partir de análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente (o análisis pushover), donde la información más relevante son las resistencias y capacidades de deformación última y cómo se asocian éstas con los mecanismos de falla.

Tomando en cuenta todo lo anterior, y enfatizando nuevamente que para el diseño de cada uno de los edificios se utilizaron dos modelos, uno que considera vigas con propiedades de las secciones brutas y otro que considera vigas agrietadas (50% de la inercia de su sección bruta), se procedió como se resume a continuación:

- Con los modelos que consideran las propiedades de las secciones brutas de las vigas, se revisó el cumplimiento de las distorsiones de entrepiso permisibles, multiplicando las distorsiones obtenidas en el análisis elástico por el factor de comportamiento sísmico respectivo  $Q$ .

- Para los modelos donde se consideran propiedades de secciones agrietadas (50% de la inercia de su sección bruta), las distorsiones de entrepiso calculadas de este análisis secante o “no lineal” equivalente se comparan directamente con los límites permisibles.

También se determinaron para cada uno de estos dos modelos las demandas preliminares de refuerzo para los miembros estructurales. Los suministros de refuerzo quedaron así definidos de tal suerte que se satisficieran simultáneamente las demandas obtenidas con ambos modelados, es decir, considerando: a) propiedades elásticas de las vigas (estado inicial virgen) y, b) el agrietamiento de las vigas (estado último esperado).

En las tablas 1 a 4 se resumen algunos datos interesantes, que ilustran cómo afecta a algunos parámetros de diseño (periodos, fuerzas cortantes, etc.) el considerar o no las propiedades agrietadas, tanto para los diseños conforme al cuerpo principal (tablas 1 y 2), como a los hechos conforme al Apéndice A (tablas 3 y 4). En las tablas 1 a 4,  $W_T$  es el peso total de la estructura y  $W_{me}$  es el peso del modelo para la dirección de interés asociado a cada modo de vibración.

Tabla 1. Características dinámicas y cortantes basales del modelo DQ4CP (secciones brutas)

$W_T = 10360.1 T$		Dirección x			Dirección y			Cortantes basales	
Modo	Periodo (s)	$W_{me}$	% $W_T$	% $W_T$ acumulado	$W_{me}$	% $W_T$	% $W_T$ acumulado	$V_X(T)$	$V_Y(T)$
1	1.61	7834.10	75.62	75.62	0	0	0	881.34	0
2	1.17	0	0	75.62	7411.50	71.54	71.54	0	833.80
3	0.98	0	0	75.62	0	0	71.54	0	0
4	0.56	1158.10	11.18	86.80	0	0	71.54	130.28	0
5	0.44	0	0	86.80	1537.30	14.84	86.38	0	172.95
6	0.37	0	0	86.80	0	0	86.38	0	0
7	0.33	449.30	4.34	91.13	0	0	86.38	50.55	0
8	0.26	0	0	91.13	513.30	4.96	91.33	0	57.75
9	0.22	239.00	2.31	93.44	0	0	91.33	26.88	0
Suma		9680.50	93.44		9462.20	91.33		894.18	855.50

Tabla 2. Características dinámicas y cortantes basales del modelo DQ4CP (secciones agrietadas)

$W_T = 10360.1 T$		Dirección x			Dirección y			Cortantes basales	
Modo	Periodo (s)	$W_{me}$	% $W_T$	% $W_T$ acumulado	$W_{me}$	% $W_T$	% $W_T$ acumulado	$V_X(T)$	$V_Y(T)$
1	2.15	7757.60	74.88	74.88	0	0	0	872.73	0
2	1.48	0	0	74.88	7472.00	72.12	72.12	0	840.60
3	1.26	0	0	74.88	0	0	72.12	0	0
4	0.73	1120.70	10.82	85.70	0	0	72.12	126.08	0
5	0.56	0	0	85.70	1421.00	13.72	85.84	0	159.86
6	0.47	0	0	85.70	0	0	85.84	0	0
7	0.41	445.10	4.30	89.99	0	0	85.84	50.07	0
8	0.33	0	0	89.99	478.70	4.62	90.46	0	53.85
9	0.27	272.70	2.63	92.63	0	0	90.46	30.67	0
Suma		9596.10	92.63		9371.60	90.46		885.04	859.17

### Espectro para diseño sísmico

Se consideró que el edificio se encuentra ubicado en la subzona III<sub>b</sub>, dado que a ésta le corresponde el espectro de diseño con mayor coeficiente sísmico. Además, en esta zona está ubicada la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), y el estudio valora a los diseños empleando, entre otros, los

acelerogramas registrados en el sitio SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Se observa también en las tablas 1 a 4 que los periodos fundamentales de los seis modelos están comprendidos en la meseta de dicho espectro, por lo que el edificio estará sujeto a las máximas demandas sísmicas y el estudio corresponderá a una situación crítica.

Tabla 3. Características dinámicas y cortantes basales del modelo DQ4AA (secciones brutas)

W <sub>T</sub> = 10574.6 T		Dirección x			Dirección y			Cortantes basales	
Modo	Periodo (s)	W <sub>me</sub>	%W <sub>T</sub>	%W <sub>T</sub> acumulado	W <sub>me</sub>	%W <sub>T</sub>	%W <sub>T</sub> acumulado	V <sub>X</sub> (T)	V <sub>Y</sub> (T)
1	1.52	8092.40	76.53	76.53	0	0	0	800.00	0
2	1.16	0	0	76.53	7708.90	72.90	72.90	0	762.09
3	0.96	0	0	76.53	0	0	72.90	0	0
4	0.53	1157.00	10.94	87.47	0	0	72.90	114.38	0
5	0.43	0	0	87.47	1501.40	14.20	87.10	0	148.42
6	0.36	0	0	87.47	0	0	87.10	0	0
7	0.30	444.20	4.20	91.67	0	0	87.10	43.92	0
8	0.25	0	0	91.67	484.00	4.58	91.68	0	47.85
9	0.20	238.90	2.26	93.93	0	0	91.68	23.61	0
Suma		9932.50	93.93		9694.30	91.68		810.88	779.51

Tabla 4. Características dinámicas y cortantes basales del modelo DQ4AA (secciones agrietadas)

W <sub>T</sub> = 10574.6 T		Dirección x			Dirección y			Cortantes basales	
Modo	Periodo (s)	W <sub>me</sub>	%W <sub>T</sub>	%W <sub>T</sub> acumulado	W <sub>me</sub>	%W <sub>T</sub>	%W <sub>T</sub> acumulado	V <sub>X</sub> (T)	V <sub>Y</sub> (T)
1	2.02	8009.70	75.74	75.74	0	0	0	791.82	0
2	1.48	0	0	75.74	7732.30	73.12	73.12	0	764.40
3	1.24	0	0	75.74	0	0	73.12	0	0
4	0.68	1124.80	10.64	86.38	0	0	73.12	111.19	0
5	0.55	0	0	86.38	1401.60	13.25	86.38	0	138.55
6	0.45	0	0	86.38	0	0	86.38	0	0
7	0.38	447.00	4.23	90.61	0	0	86.38	44.19	0
8	0.32	0	0	90.61	465.20	4.40	90.77	0	45.98
9	0.25	271.70	2.57	93.18	0	0	90.77	26.86	0
Suma		9853.20	93.18		9599.00	90.77		802.38	779.72

De esta manera, para el espectro de diseño sísmico del cuerpo principal de las NTCS-2004 se obtuvo el coeficiente de aceleración del terreno  $a_0=0.11$ , el coeficiente sísmico  $c=0.45$ , los periodos característicos  $T_a=0.85s$  y  $T_b=3s$  y  $r=2$  (por ejemplo, figura 5).

Para definir el espectro para diseño sísmico del Apéndice Normativo A, se consideró como periodo dominante más largo del terreno el valor  $T_s=2s$  (periodo asociado al sitio SCT), quedando así el coeficiente de aceleración del terreno  $a_0=0.25$ , el coeficiente sísmico  $c=1.2$ , el coeficiente  $k=0.35$  y los periodos característicos  $T_a=1.175s$  y  $T_b=2.4s$ . No se consideró la interacción suelo-estructura, por lo cual el factor de reducción por amortiguamiento suplementario se tomó igual a uno,  $\beta=1$ .

En la figura 5 se presentan los espectros elásticos para diseño sísmico del cuerpo principal y del Apéndice Normativo A de las NTCS-2004, así como los espectros reducidos para cada caso con  $Q=4$ . Se observa en esta figura que aunque la meseta del espectro elástico del Apéndice Normativo A es mucho más alta que aquella asociada al espectro elástico del cuerpo principal, al aplicar las reducciones por ductilidad y sobrerresistencia, los espectros reducidos son muy parecidos, al menos para periodos menores a 2.4 segundos.



Las ordenadas espectrales reducidas asociadas a la rama descendente del espectro del Apéndice Normativo A son menores a las correspondientes al espectro del cuerpo principal para  $Q=4$ , por lo cual se puede aseverar que los modelos analizados sísmicamente conforme a los planteamientos del Apéndice Normativo A estarán sujetos a fuerzas sísmicas menores que aquéllos modelos diseñados de acuerdo con el cuerpo principal de las NTCS-2004. En las tablas 1 a 4 se muestran las características dinámicas de cada modelo y los cortantes basales de diseño, comprobándose que efectivamente esto sucede, pues los cortantes basales correspondientes a los modelos analizados sísmicamente con el Apéndice Normativo A (DQ4AA) son menores que los correspondientes a los modelos en que se empleó el cuerpo principal (DQ4CP).

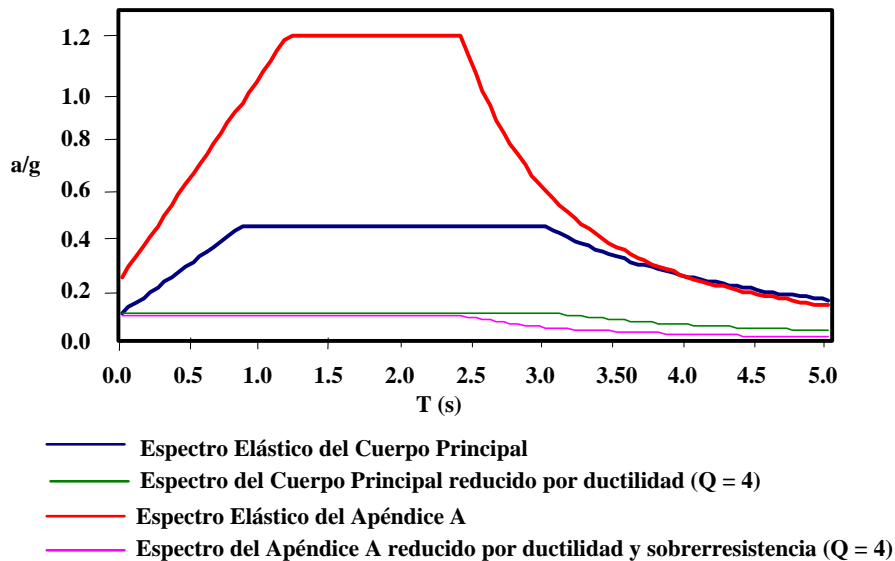


Figura 5. Espectros de diseño sísmico para la zona IIIb de las NTCS-2004

En la figura 5 se observa que la meseta del espectro para diseño sísmico del Apéndice Normativo A es menos extensa que la correspondiente al cuerpo principal de las NTCS-2004, lo cual da una idea más precisa de la ubicación del periodo dominante más largo del terreno,  $T_s$ , que es otro de los aspectos que se pretende con el Apéndice A, hacer más transparente en el diseño los efectos de sitio.

### Distorsiones de entrepiso permisibles

Como se supuso que los elementos no estructurales están perfectamente desligados de la estructura, en el caso de los modelos analizados sísmicamente conforme al cuerpo principal de las NTCS-2004 (i.e., modelo DQ4CP), 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

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

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

$$\gamma\left(\frac{Q'R}{7}\right) \leq 0.004 \quad (2)$$

donde:

$\gamma$  = Distorsión de entrepiso producida por las acciones sísmicas calculadas con las ordenadas espectrales reducidas por ductilidad y sobrerresistencia

$Q'$  = Factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño

$R$  = Factor de reducción por sobrerresistencia

Para seguridad contra el colapso de marcos dúctiles de concreto reforzado debe revisarse que:

$$\gamma(QR) \leq 0.030 \quad (3)$$

donde:

$\gamma$  = Distorsión de entrepiso producida por las acciones sísmicas calculadas con las ordenadas espectrales reducidas por ductilidad y sobrerresistencia

$Q$  = Factor de comportamiento sísmico

$R$  = Factor de reducción por sobrerresistencia

En las desigualdades 2 y 3, los parámetros  $Q'$  y  $R$  son función del periodo fundamental de la estructura,  $T$ ; sin embargo, el periodo  $T$  de los modelos DQ4AA (tablas 1 y 2) está comprendido en la meseta del espectro para diseño sísmico del Apéndice Normativo A, lugar en el cual los parámetros  $Q'$  y  $R$  no dependen del periodo fundamental de la estructura y adoptan los valores:

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{K}} \quad (4)$$

$$R = 2 \quad (5)$$

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

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{K}} = 1 + \frac{4-1}{\sqrt{0.35}} = 6.07 \quad (6)$$

De esta manera, en la revisión de rigidez lateral de la estructura conforme al Apéndice Normativo A, para los modelos DQ4AA rige la revisión para evitar el daño a elementos no estructurales sobre la de seguridad contra el colapso.

En las figuras 6 y 7 se presentan las distorsiones de entrepiso, donde se observa que el límite para el sismo intenso asociado al estado límite de seguridad  $\gamma QR=0.03$  correspondiente a marcos dúctiles de concreto reforzado luce alto, aunque esté en congruencia con propuestas de otros reglamentos

internacionales (por ejemplo, FEMA-273 1997) que lo justifican a partir de los resultados de modelos experimentales de marcos planos.

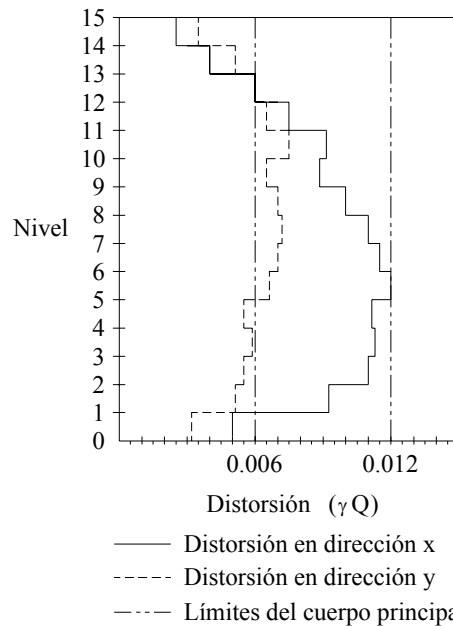


Figura 6. Distorsiones de entropeso de diseño de los modelos DQ4CP

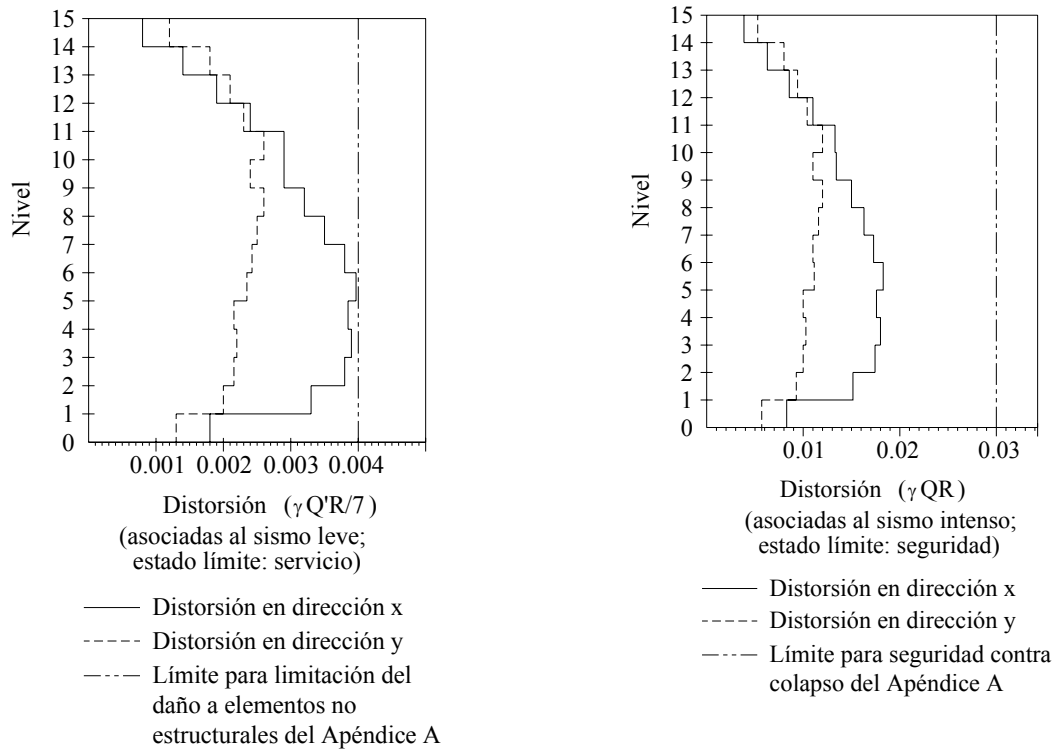


Figura 7. Distorsiones de entropeso de diseño de los modelos DQ4AA

Meli (2003) considera que no tiene sentido tener un procedimiento para análisis sísmico más elaborado como el del Apéndice Normativo A, el cual pretende ser más transparente y racional, si valores

como el siete (7) de la expresión 2 que sugiere que las demandas sísmicas asociadas al sismo de servicio serán del orden de un séptimo de las correspondientes al sismo de diseño y la expresión para calcular el factor de reducción por sobrerresistencia  $R$  establecida en el Apéndice Normativo A no tienen justificación y están calibrados para arrojar resultados similares a los del cuerpo principal de las NTCS-2004.

### **Consideraciones para el diseño estructural de elementos de concreto**

El criterio para determinar el tamaño de las secciones transversales de columnas y vigas fue el 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-2001 (prácticamente igual a las NTCS-2004), a la vez que las secciones obtenidas admitían el refuerzo necesario dentro de los límites establecidos en la propuesta de las NTCC-2001 para tener la resistencia requerida. Esto tiene la finalidad que los resultados del estudio correspondan a una situación límite o crítica. De esta manera, la sección transversal de las columnas y su refuerzo se cambió 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 se incrementó 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 experimenta la estructura con las secciones elegidas (figuras 6 y 7).

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. Este hecho redundó en una mayor resistencia lateral de los marcos en dirección  $y$ .

Las dimensiones de las vigas paralelas al eje  $x$  fueron establecidas para dar rigidez lateral en ese sentido a la estructura. Para su dimensionamiento no rigieron los criterios de resistencia, sino que se buscó tener secciones tales que no fuera necesario incrementar las dimensiones de las columnas para cumplir con las distorsiones de entrepiso permisibles por el Reglamento.

Como se mencionó anteriormente, aunque la dirección  $x$  corresponde al lado largo del edificio, resultó ser finalmente la dirección más flexible, debido a que la distribución de vigas secundarias concentró la descarga de carga vertical en la dirección  $y$ . Por lo tanto, si se hubieran adoptado secciones menores de trabes en la dirección  $x$ , 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-2001. En el diseño de trabes por fuerza cortante, así como para el diseño de las columnas por flexocompresión y cortante, se empleó siempre el método riguroso de la propuesta de NTCC-2001, 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-2001 se tomó la carga axial correspondiente a la combinación que rigió para el diseño. Es importante mencionar que ni la propuesta de NTCC-2001 ni las NTCC-2004 o versiones anteriores, indican qué carga axial debe adoptarse para realizar esta verificación, por lo que ésta se hace como se explica y justifica con detalle en Correa (2005).

### **Breve resumen de las secciones de diseño**

Las secciones de diseño obtenidas para todos los modelos se presentan, ilustran y discuten con detalle en Correa (2005). En las siguientes secciones se discuten y resumen escuetamente algunos aspectos relevantes de los diseños de los modelos DQ4CP y DQ4AA.

#### *Diseño modelo DQ4CP*

Las columnas del modelo DQ4CP 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. El refuerzo longitudinal se encuentra uniformemente distribuido en todos los casos. En las dimensiones de las secciones de las columnas rigió el cumplimiento de la distorsión de entrepiso permisible, no criterios de resistencia. Los requisitos para el confinamiento del núcleo del concreto rigieron la separación del refuerzo transversal en los extremos de las columnas.

La tipificación y refuerzos de las trabes del edificio se presentan en Correa (2005). Las cuantías de refuerzo longitudinal para momento negativo de las trabes en dirección  $x$  fluctúa entre  $\rho=0.0048$  y  $\rho=0.0124$ . Para la definición de las secciones transversales de estas trabes también 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 trabes 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 trabes en elevación, por lo que todas presentan una sección de 40 x 80 cm

#### *Diseño modelo DQ4AA*

Las columnas del modelo DQ4AA presentan tres secciones transversales diferentes; 100 x 100 cm (columnas C1) de los entrepisos uno a cinco, 85 x 85 cm (columnas C2) de los entrepisos seis a diez y 70 x 70 cm (columnas C3) de los entrepisos once a quince. Se aprecia que las dimensiones de las columnas de este modelo son mayores a las requeridas por el modelo DQ4CP de los niveles 6 a 15. El refuerzo longitudinal se encuentra uniformemente distribuido en todos los casos. En las dimensiones de las secciones de las columnas rigió el cumplimiento de la distorsión de entrepiso permisible, no criterios de resistencia. El suministro del refuerzo de las columnas quedó determinado por las demandas de refuerzo del modelo en que se consideró el agrietamiento de las vigas. Los requisitos para el confinamiento del núcleo del concreto rigieron la separación del refuerzo transversal en los extremos de las columnas.

El hecho que en los modelos DQ4AA rigieran los requisitos de deformación lateral llevó a que la mayoría de las columnas (todas aquéllas del entrepiso dos y hacia arriba) demandaran únicamente el refuerzo mínimo.

La tipificación y refuerzos de las trabes del modelo se presentan en Correa (2005). Para el diseño de las vigas, se tomaron las demandas de refuerzo del modelo que no considera el agrietamiento de las vigas,

pues fue precisamente este modelo el que demandaba mayores cantidades de refuerzo. De hecho, esto se presentó en los todos los modelos que fueron diseñados (Correa 2005), incluyendo por supuesto el modelo DQ4CP.

La sección transversal de las vigas paralelas al eje  $y$  y se varió en elevación, asignando las dimensiones que fueran absolutamente necesarias para cumplir por cortante, fuerza que rigió para su diseño. Estas vigas además rigieron en la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas, provocando cambios en la cuantía de refuerzo longitudinal demandado en algunas de ellas, como se discute con mayor detalle en Correa (2005). Se tuvieron entonces tres secciones transversales distintas para las trabes paralelas al eje  $y$ ; 65 x 100 cm (trabes T1) de los niveles uno al siete, 60 x 90 cm (trabes T2) de los niveles ocho a doce y 45 x 80 cm (trabes T3) de los niveles trece a quince. En la determinación de la separación requerida para los estribos en los extremos rigieron los requisitos de resistencia a fuerza cortante en casi todos los niveles. Los porcentajes de refuerzo para momento negativo fluctúan entre  $\rho=0.0064$  y  $\rho=0.0049$  (Trabes C1),  $\rho=0.0068$  y  $\rho=0.0043$  (Trabes C2) y  $\rho=0.0052$  y  $\rho=0.0048$  (Trabes C3).

Las cuantías de refuerzo longitudinal para momento negativo de las vigas paralelas a la dirección  $x$  son bajas, fluctuando entre  $\rho=0.0039$  y  $\rho=0.0099$ . En la definición de las secciones transversales de estas vigas rigieron los requisitos de deformación, lo cual se refleja en el hecho que los criterios de confinamiento núcleo del concreto rigen la separación de los estribos de los niveles once en adelante. No se varió la dimensión de la sección transversal de estas trabes en elevación y todas quedaron de 40 x 85 cm.

## CONSIDERACIONES PARA LOS ANÁLISIS NO LINEALES

Para efectuar los análisis no lineales se empleó el programa DRAIN-2DX (Prakash *et al.* 1992), utilizando modelos con distribución de fuerzas laterales entre los marcos por acción del diafragma rígido (figuras 8 y 9). Las vigas y columnas se modelaron con el elemento tipo viga-columna de su librería (“element type 02”) que considera la posibilidad de formar rótulas plásticas en sus extremos, definiendo en cada caso las superficies de falla conforme lo recomienda dicho programa para estructuras de concreto y con base en los armados obtenidos y que se presentan con detalle en Correa (2005). 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. En los análisis se consideró un amortiguamiento viscoso equivalente del 5%, en congruencia con lo supuesto en la definición de los espectros de diseño sísmico de las NTCS-2004. Se consideraron los efectos  $P-\Delta$  y se ignoró la interacción suelo-estructura.

Para los análisis no lineales se contempló tanto las resistencias nominales como fuentes de sobrerresistencia y se utilizaron la componente E-W del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y uno artificial para la estación 56 para un sismo de subducción de  $M_s=8.2$ , mostrados en la figura 10, con el fin de tener un par de acelerogramas representativos y de características similares al sismo máximo contemplado por el Reglamento del cual se pretenden evaluar sus criterios.

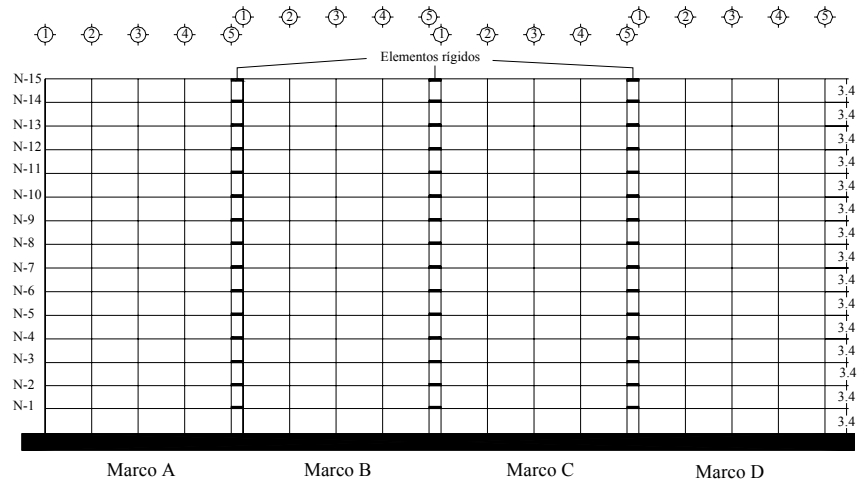


Figura 8. Modelo con distribución de fuerzas laterales entre marcos en dirección x

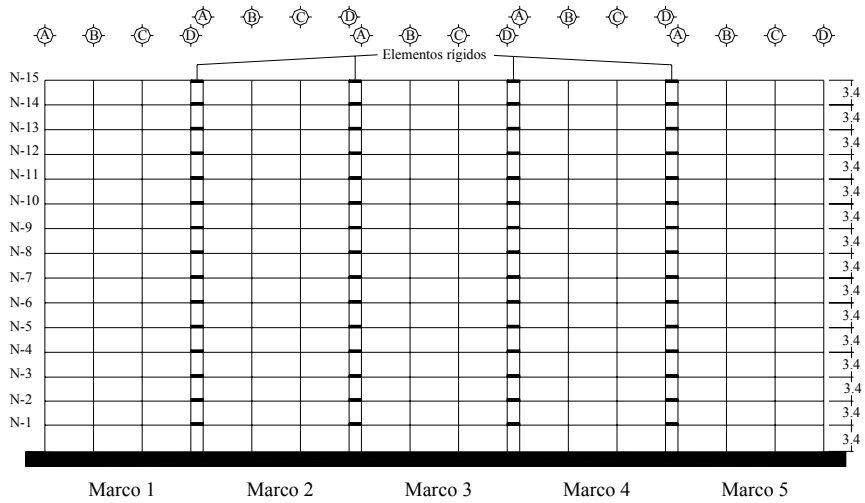


Figura 9. Modelo con distribución de fuerzas laterales entre marcos en dirección y

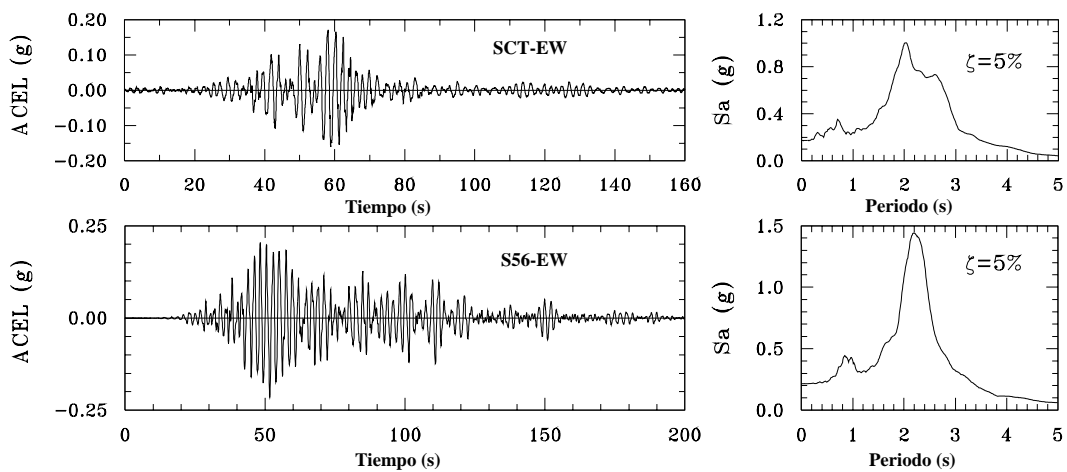


Figura 10. Acelerogramas utilizados en los análisis no lineales

### **Determinación de las resistencias nominales**

En la definición de las superficies de falla (“yield surface”), se determinaron las resistencias a flexión de las trabes y a 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 las NTCC-2004.
- Un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo, como se especifica en las NTCC-2004.

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-2004. Los factores de sobrerresistencia incorporados a este nivel serían:

- Factor debido al uso de factores de combinaciones de carga vertical y lateral ( $FC = 1.1$ ).
- Factor debido al uso de factores de reducción de resistencia asociados a un modo de falla dúctil por flexión (para vigas  $1/0.9 = 1.11$  y para columnas  $1/0.8 = 1.25$ ).
- Factor debido al área real de acero provista.
- Factor asociado al uso de secciones y elementos tipo.
- Contribución del acero a compresión.
- Efectos tridimensionales.
- Cargas vivas reales menores que las normativas.

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 provista en los elementos.

### **Fuentes adicionales de sobrerresistencia**

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

- El factor de comportamiento real del acero empleando el modelo de Rodríguez y Botero (1994) y,
- El factor de comportamiento real del concreto utilizando el modelo de Kent y Park modificado para tomar en cuenta el confinamiento (Park *et al.* 1982, Luna 2000).

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, e (b) incremento de las resistencias de los materiales ante cargas rápidas.



## 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 ( $\gamma_{\text{fluencia}}$  o  $\Delta_{fe}$ ), (g) distorsión de entrepiso máxima asociada al medio ciclo de histéresis de carga máxima ( $\gamma_{\text{máxima}}$  o  $\Delta_{mi}$ ), (h) cociente del número de medios ciclos donde se presentó respuesta inelástica ( $MC_{\text{inelásticos}}$ ) 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” ( $k_{\text{mínima}}$  ó  $k_{\text{imin}}$ ) asociada a los ciclos histeréticos de amplitud máxima y la rigidez elástica del entrepiso ( $k_{\text{elástica}}$  ó  $k_{el}$ ) y, (j) cociente entre el promedio de las rigideces de entrepiso secantes asociadas a los medios ciclos histeréticos inelásticos ( $k_{\text{promedio}}$ ) y la rigidez elástica del entrepiso ( $k_{\text{elástica}}$  ó  $k_{el}$ ). Algunos de estos conceptos se ilustran esquemáticamente en la figura 11.

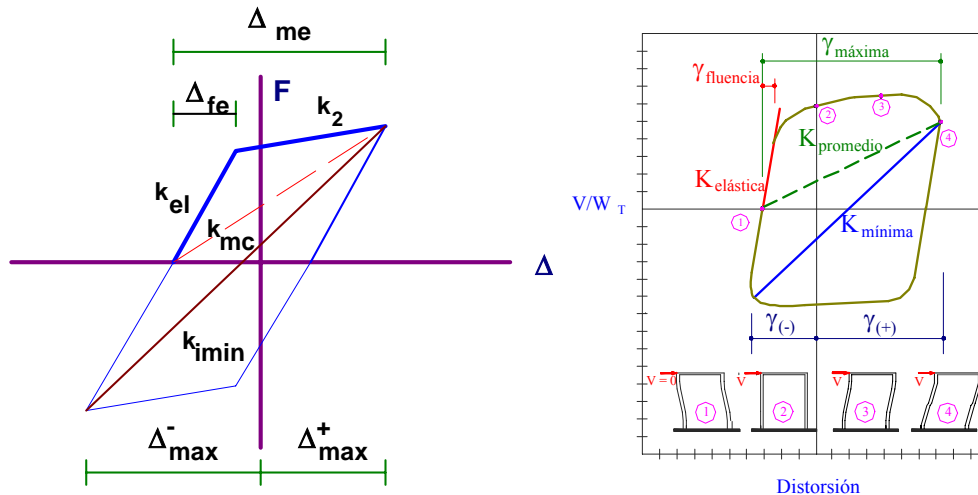


Figura 11. Definición de parámetros a partir de ciclos y medio ciclos de histéresis, generalmente asimétricos

La respuesta dinámica no lineal de los modelos DQ4CP y DQ4AA ante el acelerograma de SCT-EW registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 ( $M_s=8.1$ ) y el acelerograma artificial de la estación 56 (S56) para un sismo de la misma magnitud se evalúa y discute extensamente en Correa (2005). En este trabajo sólo se discuten algunos aspectos relevantes que se ilustran con el apoyo de las figuras 12 a 23. En las figuras 12, 13 y 16 a 19 se presentan envolventes de respuesta máxima cuyos parámetros se definen en la figura 11 y se enunciaron en el párrafo anterior. En las figuras 14 y 15 se presentan curvas de histéresis de entrepiso y en las figuras 20 a 23 se presentan mapeos de rotaciones plásticas acumuladas.

En general, en los modelos DQ4CP y DQ4AA el comportamiento no lineal fue mucho más pronunciado en dirección  $x$  que en la dirección  $y$ , tanto cuando se consideran resistencias nominales como fuentes adicionales de sobrerresistencia, lo cual se aprecia claramente en los mapeos de rotaciones plásticas acumuladas presentados en las figuras 20 a 23 y en las siguientes curvas envolventes de las figuras 12, 13 y 16 a 19: (1) demandas máximas de ductilidad de entrepiso ( $\mu$ ), (2) cociente  $MC_{\text{inelásticos}}/\text{Total MC}$ , (3) cociente  $k_{\text{mínima}}/k_{\text{elástica}}$  y, (4) cociente  $k_{\text{promedio}}/k_{\text{elástica}}$ . Como se observó en

estudios previos, esto se debe a dos razones principalmente: (a) Los periodos fundamentales estimados en dirección  $x$  (Tablas 1 a 4) están más próximos al periodo resonante de los sitios SCT y S56 de 2 segundos, en comparación con los obtenidos para la dirección  $y$ , (2) el impacto que en el diseño de vigas principales en la dirección  $y$  tienen las vigas secundarias (figura 1), que les demanda secciones transversales mayores y un mejor balance de acero positivo y negativo en los extremos al concentrar la descarga de cargas gravitacionales en esa dirección. Esto se observa claramente comparando los refuerzos provistos para la dirección  $x$  con respecto a los provistos en dirección  $y$  para los modelos DQ4CP y DQ4AA (no mostrados).

Toda vez hecha la observación anterior, nos concentraremos a discutir los resultados obtenidos para la dirección  $x$ , que es la más demandada, y que se presentan en las figuras 12 a 15, 18, 20 y 21. Al comparar los modelos diseñados sísmicamente conforme al cuerpo principal (DQ4CP) y Apéndice Normativo A (DQ4AA) de la propuesta de las NTCS-04, se observan las siguientes tendencias en el comportamiento a partir de las curvas envolventes de las figuras 12 a 15 y 18:

- De las curvas envolventes  $\gamma$  se aprecia que los modelos diseñados conforme al Apéndice A cubren totalmente a las distorsiones dinámicas de entrepiso máximas, mientras que las envolventes de los modelos diseñados conforme al cuerpo principal no siempre cubren satisfactoriamente a dichas distorsiones en los entrepisos más demandados (i.e., figura 18), pudiendo entonces ocasionar daños en elementos no estructurales y contenidos sensibles a desplazamientos relativos.
- De las curvas envolventes  $\gamma_{fluencia}$  se aprecia que los modelos diseñados conforme al Apéndice A (DQ4AA) tienden a fluir a niveles de distorsión menores a los de los modelos diseñados con el cuerpo principal (DQ4CP). De estas mismas figuras se observa que el límite de la distorsión de fluencia de 0.4% propuesto en el Apéndice A envuelve razonablemente las fluencias observadas en los entrepisos en los modelos cuando se consideran resistencias nominales (figura 12), pero si se considera que el detallado estructural es tal que su capacidad “real” es mejor representada por los modelos que consideran las fuentes adicionales de sobrerresistencia, entonces los entrepisos fluirían a distorsiones mayores, particularmente cuando se diseñan con el cuerpo principal (figuras 13 y 18).
- De las curvas envolventes  $V/W_T$  se aprecia que los modelos diseñados conforme al Apéndice A (DQ4AA) tienden a tomar menos cortante que los modelos diseñados sísmicamente con el cuerpo principal (DQ4CP).
- De las curvas envolventes  $\gamma_{máxima}$  se aprecia que los modelos del Apéndice A (DQ4AA) tienden a desarrollar menores niveles de distorsión pico que los modelos diseñados con el cuerpo principal (DQ4CP).
- De las curvas envolventes del cociente  $MC_{inelásticos}/Total\ MC$  se aprecia que las demandas inelásticas para los modelos del Apéndice Normativo A (DQ4AA) son mayores que las de los modelos del cuerpo principal (DQ4CP), lo cual confirman las curvas de histéresis de entrepiso presentadas en las figuras 14 y 15.
- De las curvas envolventes de demandas de ductilidad se observa que las mayores demandas están asociadas a los modelos del Apéndice A (DQ4AA).
- De las curvas envolventes  $k_{mínima}/k_{elástica}$  y  $k_{promedio}/k_{elástica}$  se aprecia que los modelos del Apéndice A (DQ4AA) presentan mayor degradación de rigidez de entrepiso que los modelos diseñados conforme el cuerpo principal (DQ4CP).

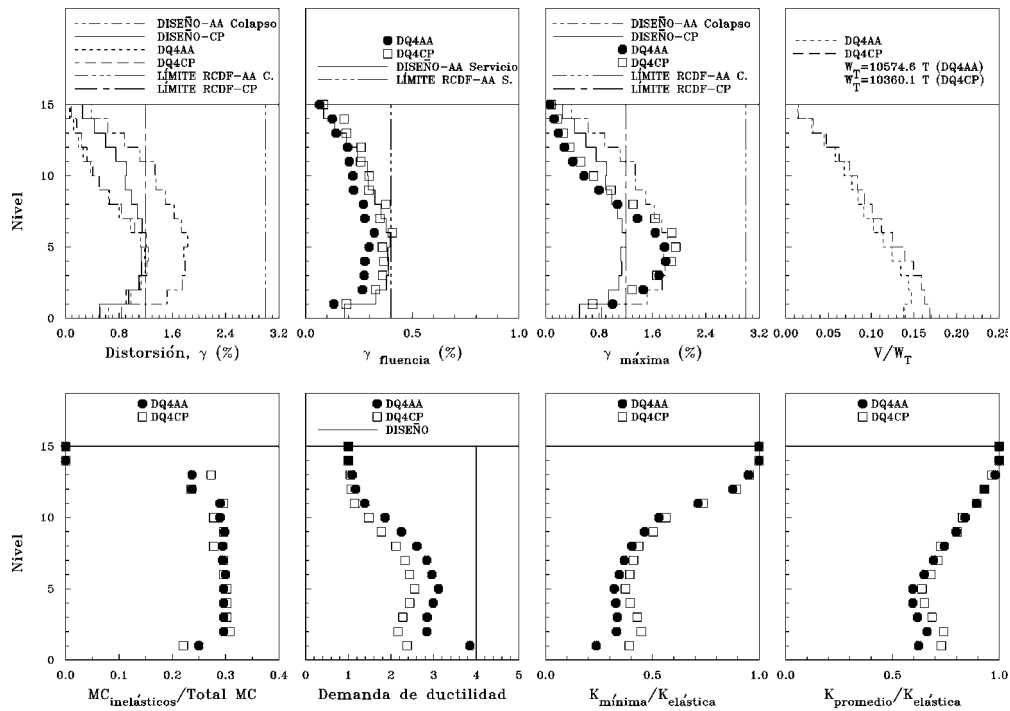


Figura 12. Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4AA en dirección  $x$  ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

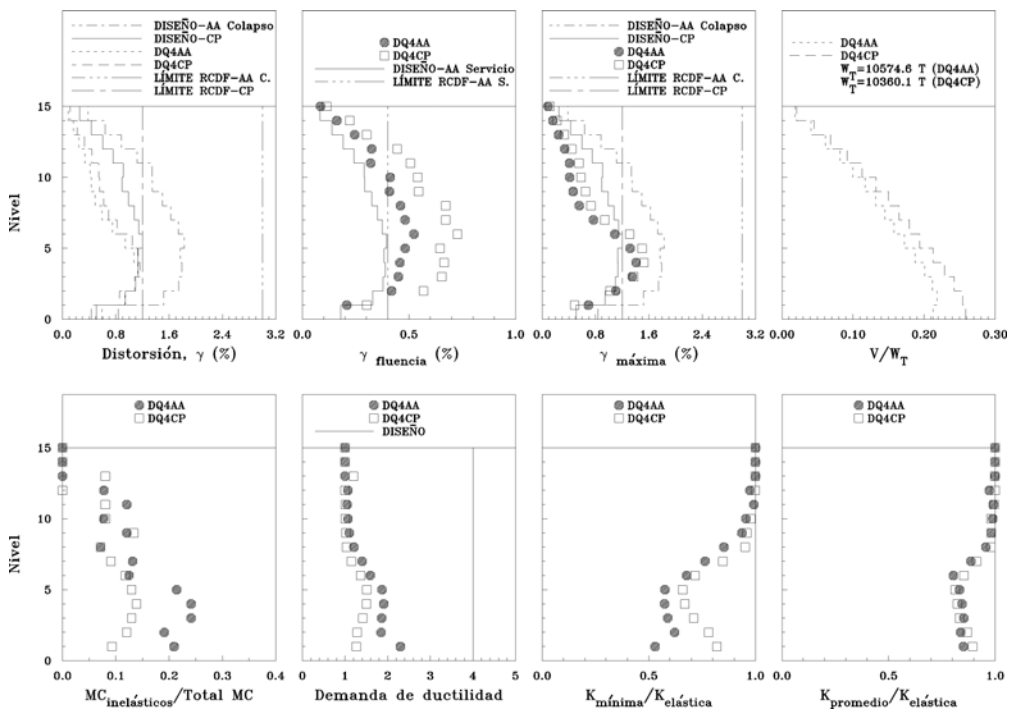


Figura 13. Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4AA en dirección  $x$  ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

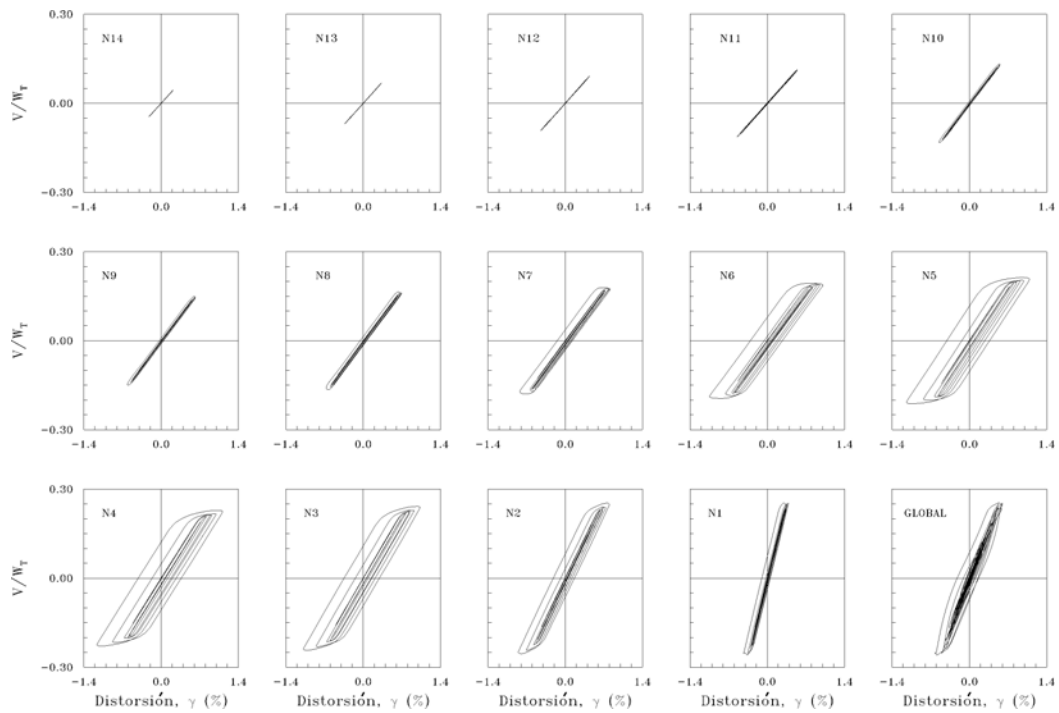


Figura 14. Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ4CP en dirección  $x$  (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

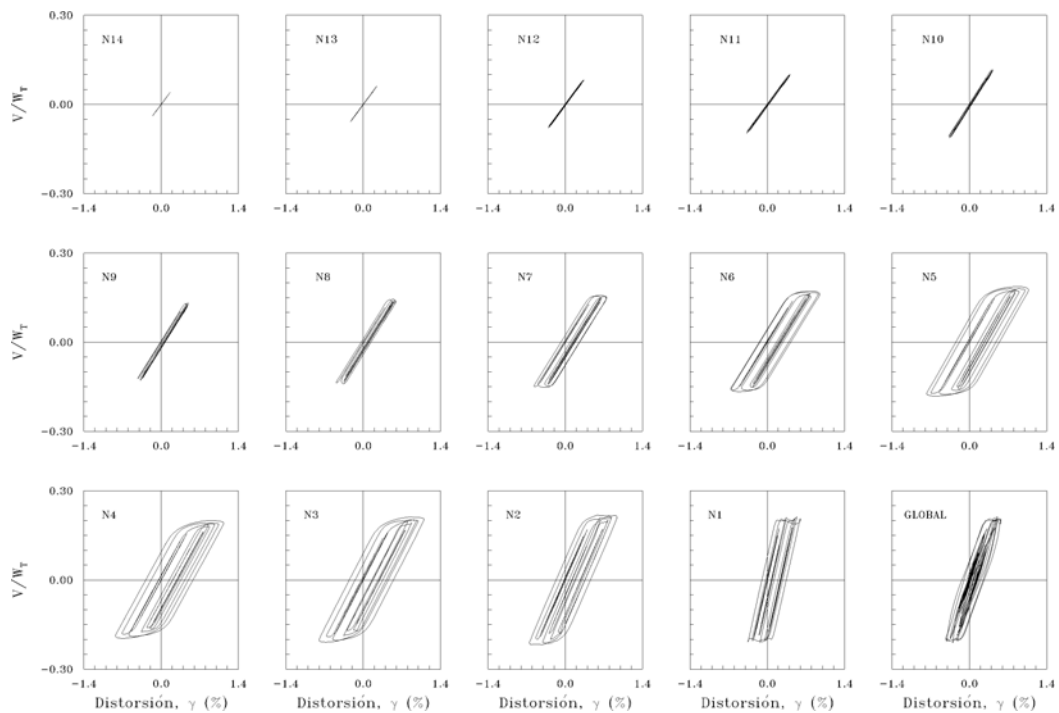


Figura 15. Curvas histeréticas de entrepiso del modelo DQ4AA en dirección  $x$  (global) ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

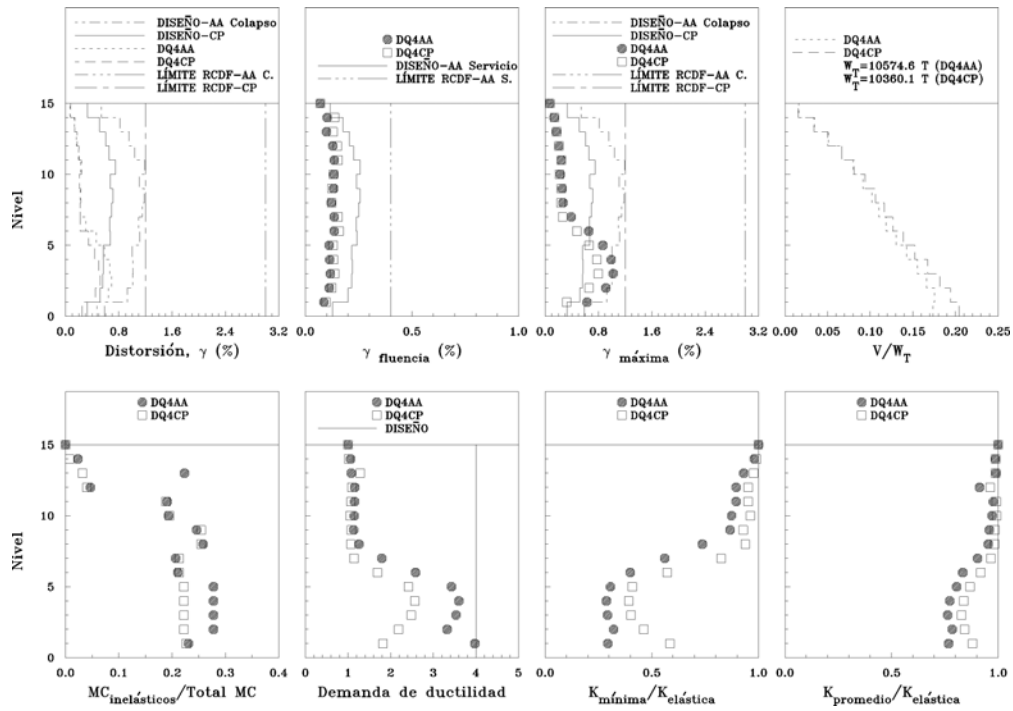


Figura 16. Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4AA en dirección y ante el acelerograma SCT-EW considerando resistencias nominales

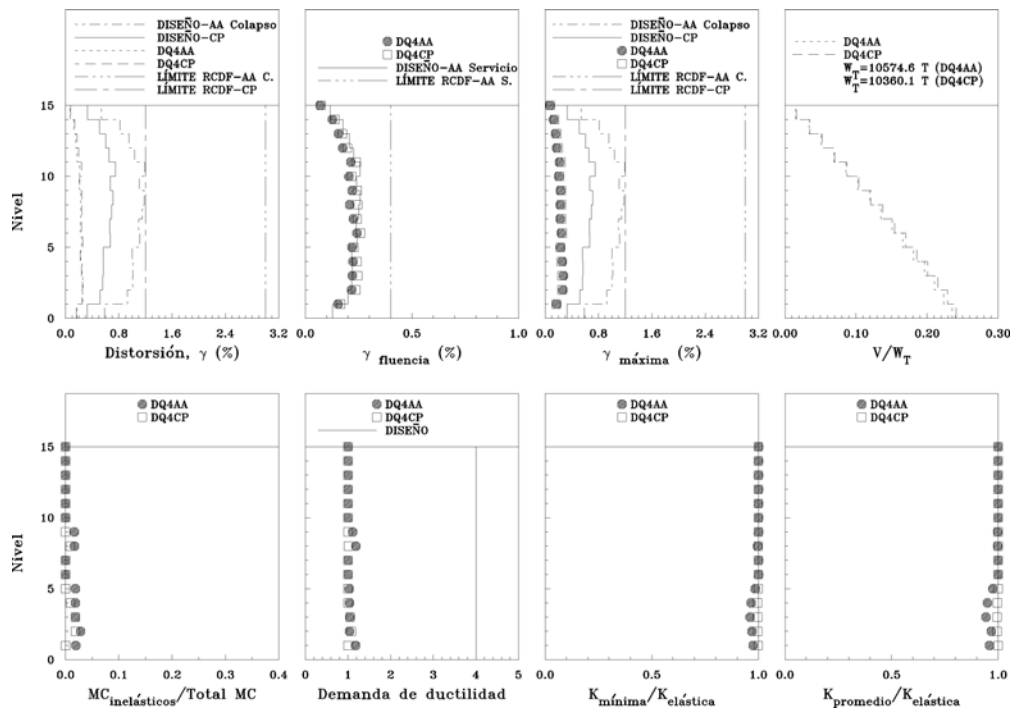


Figura 17. Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4AA en dirección y ante el acelerograma SCT-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

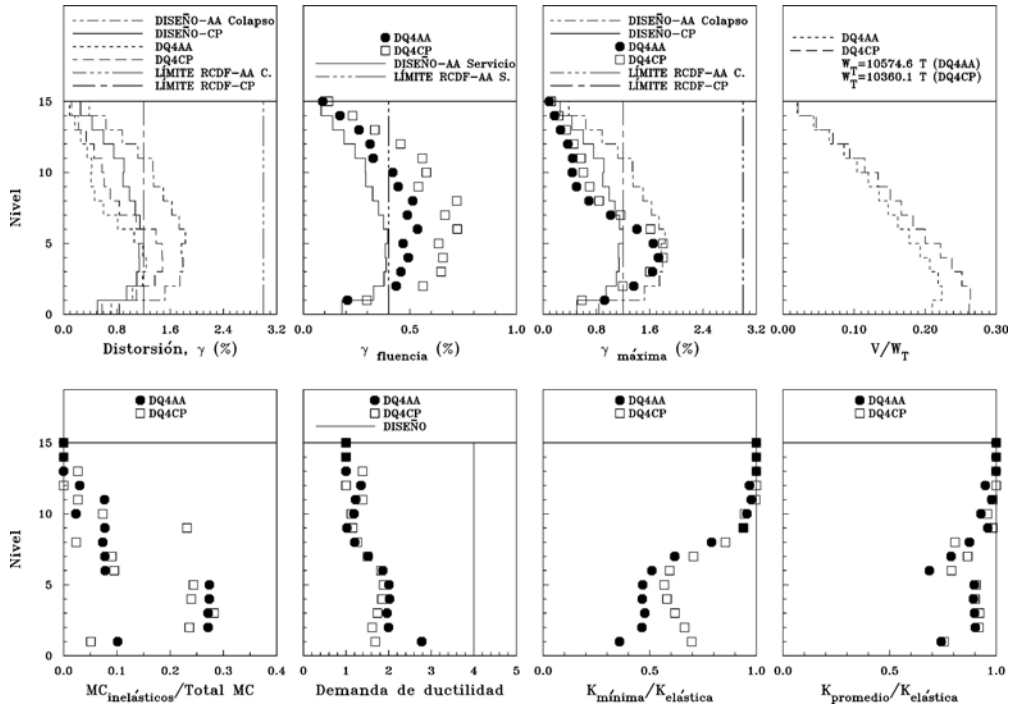


Figura 18. Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4AA en dirección  $x$  ante el acelerograma S56-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

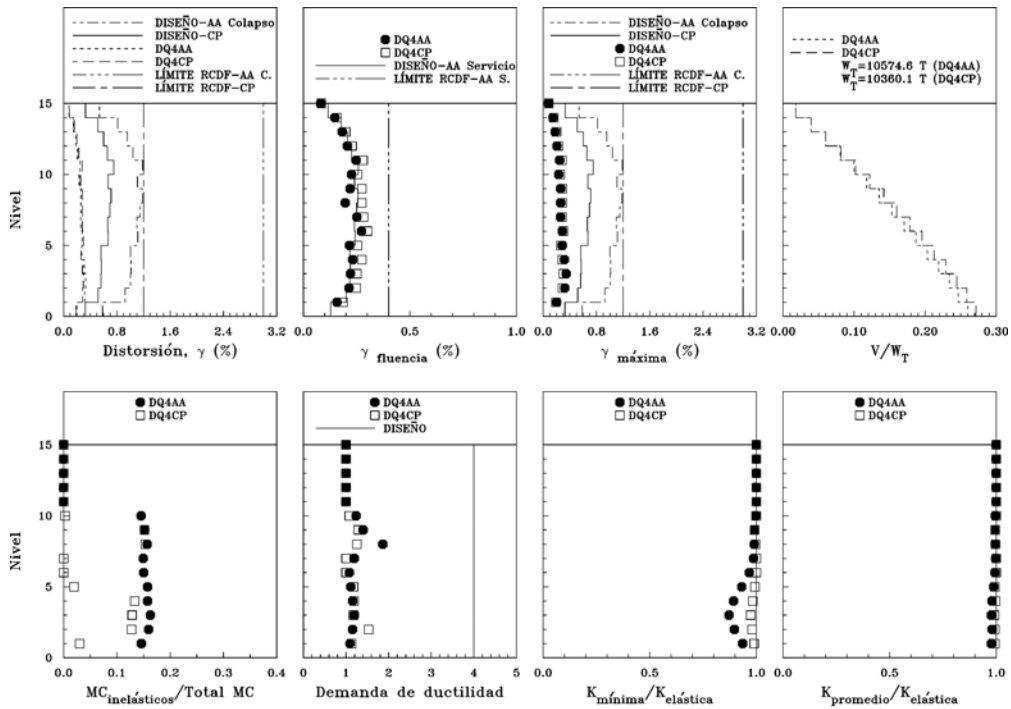


Figura 19. Resumen de la respuesta global de los modelos DQ4CP y DQ4AA en dirección  $y$  ante el acelerograma S56-EW considerando fuentes adicionales de sobrerresistencia

En las figuras 20 y 21 se presentan mapas de rotaciones plásticas acumuladas de los modelos DQ4CP y DQ4AA en dirección  $x$  asociadas al análisis con el acelerograma de la estación 56, cuando se considera que el detallado estructural es adecuado y, por tanto, la capacidad de estos edificios son mejor representados cuando se toman en cuenta fuentes adicionales de sobrerresistencia. De la comparación de ambas gráficas se confirma también que las demandas inelásticas para los modelos del Apéndice Normativo A (DQ4AA) son ligeramente mayores que las de los modelos del cuerpo principal (DQ4CP). De ambos mapeos de rotaciones plásticas se confirma que los diseños cumplen con la filosofía de diseño inherente al reglamento que favorece un mecanismo último de viga débil-columna fuerte, ya que sólo las columnas de PB sufren rotaciones inelásticas en su base (pequeñas a moderadas) y son las vigas las que experimentan la mayor parte de la acción inelástica y las rotaciones plásticas más grandes.

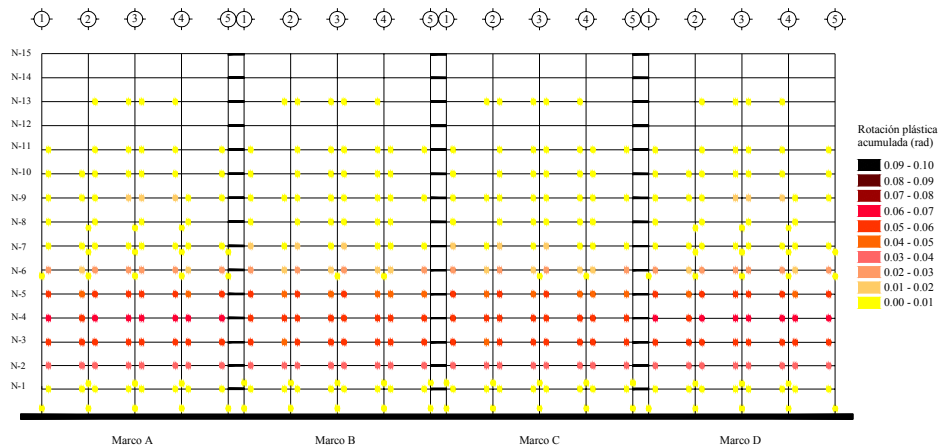


Figura 20. Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP en dirección  $x$ , asociadas al análisis con el acelerograma S56-EW considerando fuentes de sobrerresistencia

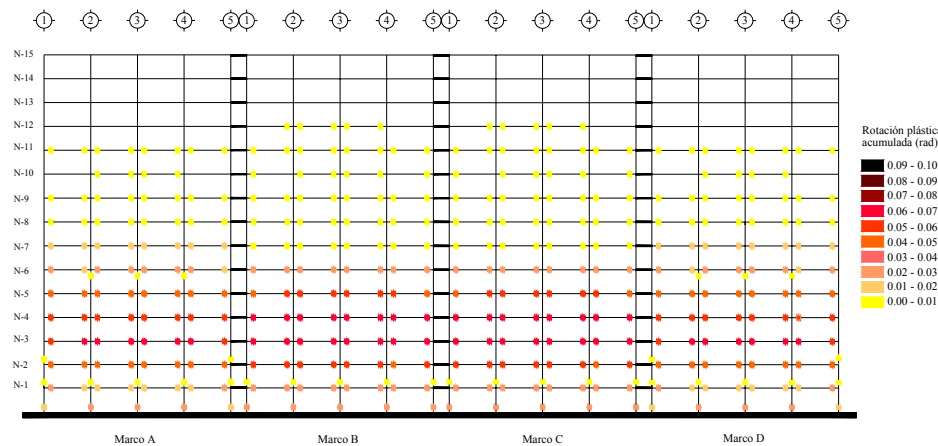


Figura 21. Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA en dirección  $x$ , asociadas al análisis con el acelerograma S56-EW considerando fuentes de sobrerresistencia

Otra observación importante que se desprende de las figuras 20 y 21 es que las mayores rotaciones plásticas en vigas se presentan en los niveles 2 a 6, que son donde además se presentan las mayores demandas de ductilidad, las más grandes distorsiones de entrepiso y se observa la mayor degradación de rigidez (figuras 12 a 15 y 16). Estos resultados coinciden con los obtenidos en estudios previos para muchos otros edificios con base en marcos de concreto reforzado entre 10 y 15 niveles diseñados

conforme al Reglamento del Distrito Federal para la zona III de las NTCS, sean diseñados como estructuras regulares (i.e., Tena *et al.* 1996, Luna 2000) o irregulares (i.e., Tena 2001).

Las distintas magnitudes de las rotaciones plásticas en las vigas en elevación indican que éstas no son uniformes y que salvo para los niveles inferiores (2 a 6), no son muy altas, lo que ilustra claramente las limitaciones de la recomendación de las NTCC y del ACI de considerar para fines de análisis y diseño un momento de inercia agrietado en vigas igual al 50% de su inercia bruta, lo cual es muy conservador, sobre todo cuando se consideran fuentes de sobrerresistencia relacionadas con su detallado como marco dúctil, donde las demandas de rotación en vigas pueden disminuir notablemente, como se aprecia en las figuras 22 y 23.

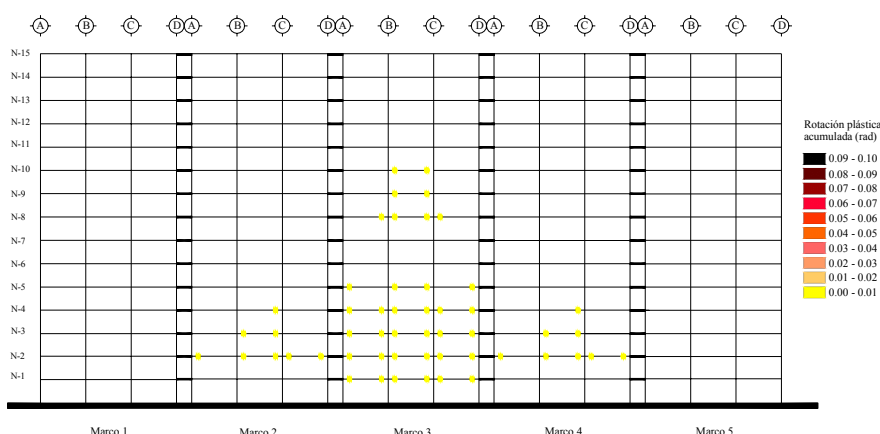


Figura 22. Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4CP en dirección y, asociadas al análisis con el acelerograma S56-EW considerando fuentes de sobrerresistencia

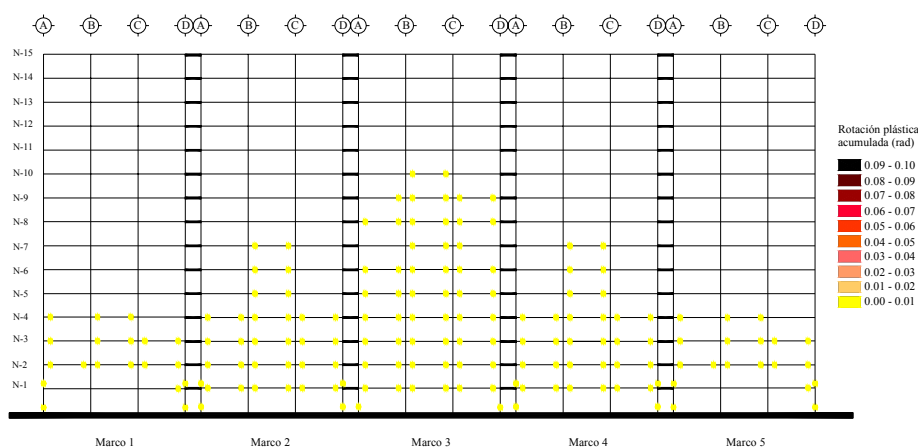


Figura 23. Rotaciones plásticas acumuladas del modelo DQ4AA en dirección y, asociadas al análisis con el acelerograma S56-EW considerando fuentes de sobrerresistencia

### FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA GLOBAL ANTE CARGA LATERAL

En la figura 24 se comparan los valores normalizados del cortante basal obtenido de los análisis inelásticos ( $V/W$ ) entre el coeficiente sísmico de diseño (CS) que se obtuvieron para todos los modelos



diseñados por Correa (2005) con la curva establecida en el Apéndice A de la propuesta de las NTCS-04 para la determinación del factor de reducción por sobrerresistencia  $R$ . En esta figura se observa que aunque no existe una correspondencia perfecta, estos valores están a una distancia razonable de la curva propuesta por el Apéndice A. También se observa que los valores correspondientes a los modelos diseñados con factor de comportamiento sísmico  $Q=3$  (no presentados, Correa 2005) están más próximos a la curva de  $R$  que los correspondientes a los modelos en que se utilizó  $Q=4$ , es decir, los modelos diseñados con factor de comportamiento sísmico  $Q=4$  presentan valores de sobrerresistencia más altos que los modelos diseñados con  $Q=3$ , lo que sugiere que la sobrerresistencia podría ser, entre otras cosas, función del factor de comportamiento sísmico empleado, además del sistema estructural, como se discutió de manera breve en la introducción.

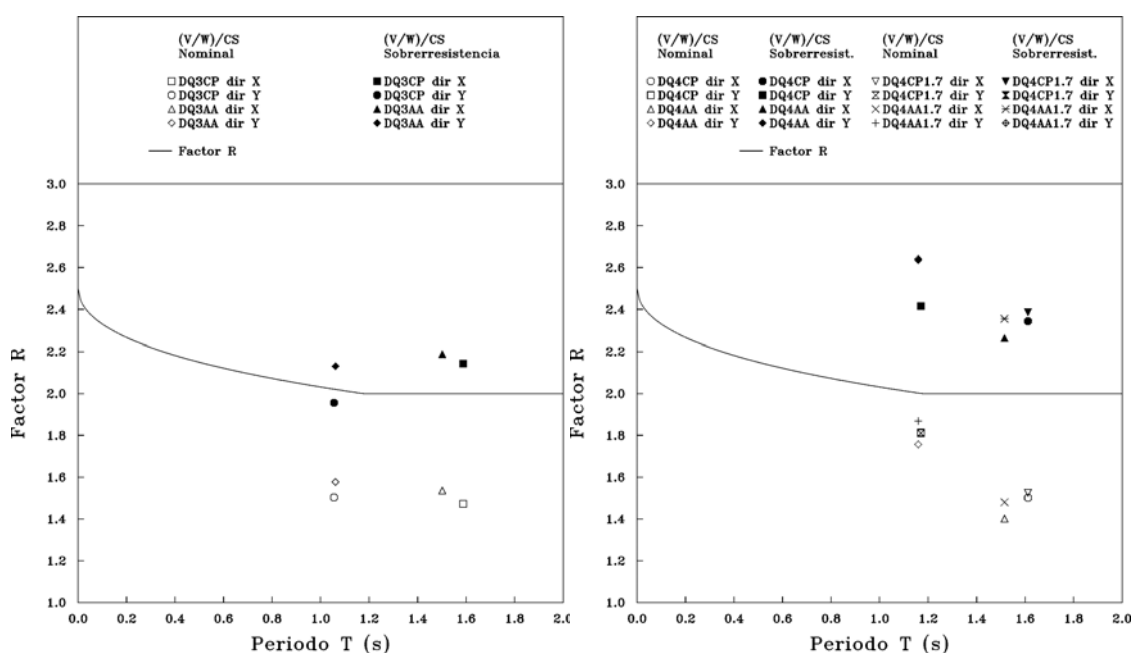


Figura 24. Factor de reducción por sobrerresistencia  $R$  y valores  $(V/W)/CS$  para ambas consideraciones de resistencia.

## RESUMEN Y CONCLUSIONES

Se presentaron algunos de los resultados más relevantes de un estudio extenso realizado en diferentes diseños para un edificio regular de 15 pisos con base en marcos dúctiles de concreto reforzado, diseñados con factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ , utilizando tanto los criterios del cuerpo principal como del Apéndice A de las NTCS-2004. 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, lugar donde se obtuvo el registro acelerográfico en terreno blando más importante del catastrófico sismo del 19 de septiembre de 1985.

Se realizaron análisis dinámicos no lineales de los edificios sujetos ante la acción del registro SCT85-EW, así como de un registro artificial generado para la estación 56 del DF para un sismo de magnitud  $M_s=8.2$ , que son representativos del espectro diseño sísmico que establecen las NTCS-2004 para

la subzona IIIb. Se consideraron resistencias nominales y sobrerresistencias asociadas a los diseños hechos conforme lo exige el Reglamento.

Al comparar los modelos diseñados sísmicamente conforme al cuerpo principal y Apéndice Normativo A de la propuesta de las NTCS-2004, se observaron las siguientes tendencias generales en el comportamiento:

- los modelos diseñados conforme al Apéndice A tienden a fluir a niveles de distorsión menores que los de los modelos diseñados con el cuerpo principal y se encuentran razonablemente cubiertos por el valor propuesto para distorsión de servicio en el Apéndice A, salvo que cuando se toman en cuenta fuentes adicionales de sobrerresistencia, algunos entresijos fluyeron a niveles superiores a la distorsión de 0.4% propuesta como límite para el sismo de servicio en el Apéndice A.
- los modelos diseñados conforme el Apéndice A tienden a tomar cortantes menores que los modelos diseñados sísmicamente con el cuerpo principal, en otras palabras, desarrollan resistencias laterales menores.
- los modelos del Apéndice A tienden a desarrollar menores niveles de distorsión pico que los modelos diseñados con el cuerpo principal.
- las demandas inelásticas para los modelos del Apéndice A son mayores que las de los modelos del cuerpo principal.
- las mayores demandas de ductilidad están asociadas a los modelos del Apéndice A y,
- los modelos del Apéndice A presentan mayor degradación de rigidez de entresijo que los modelos diseñados conforme el cuerpo principal.

Con base en estas observaciones, se puede concluir lo siguiente para los modelos en estudio:

- La propuesta del Apéndice A permitió llegar a diseños menos conservadores y más racionales de marcos dúctiles de concreto reforzado con respecto al procedimiento tradicional de las NTCS que se ha venido utilizando sin grandes modificaciones en los últimos 15 años, dado que las demandas inelásticas obtenidas para acelerogramas asociadas al espectro de diseño están más cercanas a las hipótesis iniciales hechas sobre su comportamiento ante un sismo extremo que las obtenidas con los lineamientos del cuerpo principal. Además, las envolventes de distorsiones de diseño ( $\gamma$ ) conforme al Apéndice A cubren razonablemente las máximas distorsiones dinámicas, lo que reduce la posibilidad de tener potenciales daños en elementos no estructurales y contenidos sensibles a desplazamientos relativos.
- Se debe revisar, con estudios adicionales, el valor de la distorsión de fluencia de 0.4% propuesto en el Apéndice A para marcos de concreto, pues como se muestra en el estudio, éste puede ser mayor si se consideran fuentes de sobrerresistencia. Se debe considerar la rigidez adicional que la losa del sistema de piso proporciona (vigas T) en los estudios adicionales que se proponen para definir este límite.
- El comportamiento global de los edificios se mejora notablemente cuando se consideran las fuentes de sobrerresistencia asociadas al detallado y confinamiento requerido para marcos dúctiles, dado que favorece que las fluencias se presenten casi exclusivamente en las vigas y no en columnas (salvo las pequeñas rotaciones en las columnas en la base por

la supuesta condición de empotramiento). Además, el número de ciclos inelásticos que las estructuras experimentan se reduce, lo cual también es benéfico.

- A diferencia de lo encontrado para otros sistemas estructurales como marcos contraventados y estructuras con base en muros de mampostería confinada, este estudio confirma que la propuesta del factor de sobrerresistencia  $R$  del Apéndice A resulta más razonable para marcos dúctiles, en los cuales, de hecho, se basa dicha propuesta. Del estudio presentado en Correa (2005) también se observa que la propuesta de  $R$  resultó más cercana a los modelos diseñados con factor de comportamiento sísmico  $Q=3$  (no presentados) que a los modelos diseñados con  $Q=4$ , lo que sugiere que la sobrerresistencia podría ser, entre otras cosas, función del factor de comportamiento sísmico empleado, lo que deberá valorarse con mayor profundidad en estudios complementarios donde se considere un mayor inventario de edificios que se diseñen con todo rigor con el RCDF-2004 y sus Normas Técnicas Complementarias. Además, los estudios adicionales que se proponen deben considerar también la resistencia adicional que el refuerzo del sistema de piso proporciona a las vigas (T).
- En coincidencia con lo obtenido en los estudios previos de referencia, en edificios donde el sistema de piso es con base en losas perimetralmente apoyadas, la ubicación de las vigas secundarias tiene una gran importancia en el diseño sísmico del edificio, sobre todo si se disponen en una sola dirección, como se considera en este estudio. Esta práctica favorece una distribución desigual de cargas verticales en direcciones ortogonales, dado que, por las combinaciones de cargas verticales y laterales, las vigas principales que reciben las cargas de las vigas secundarias necesariamente requieren de un mayor peralte y refuerzo que las vigas que no reciben vigas secundarias. Como consecuencia, los marcos que contienen a las vigas principales que reciben a las vigas secundarias poseen una rigidez y resistencia lateral mayor que los marcos en la dirección ortogonal, propiciando que una dirección sea más fuerte que la otra. Por tanto, es importante estudiar el impacto que en el diseño tiene una distribución más uniforme de las cargas verticales, que para sistemas de piso con losas perimetralmente apoyadas se puede obtener de dos maneras: (a) con vigas secundarias en las dos direcciones ortogonales y, (b) sin vigas secundarias, que sólo sería práctico y realista para edificios que salvan claros pequeños.
- Finalmente, el estudio también ilustra que una estructura de concreto diseñada con criterios para marcos dúctiles sujeta a acelerogramas intensos asociados al espectro de diseño, como el registrado en SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 o el artificial obtenido para la estación 56, desarrolla magnitudes notablemente distintas de rotaciones plásticas en vigas en su elevación, demostrando que éstas no son uniformes y salvo para niveles inferiores e intermedios, éstas no son altas. Lo anterior ilustra claramente la limitación y simpleza de la recomendación de reglamentos de concreto reforzado como las NTCC y el ACI, de considerar para fines de análisis y diseño una inercia efectiva para todas las vigas igual al 50% de su inercia bruta. Además de conservadora, esta recomendación es un poco irracional, sobre todo cuando se consideran fuentes de sobrerresistencia relacionadas con su detallado como marco dúctil, donde las demandas de rotación en vigas disminuyen notablemente.

## REFERENCIAS

- Corona, G (2003), "ECOgcW versión 2.06, Análisis y diseño de edificios de concreto. Guía rápida de uso", [www.gcingenieria.com](http://www.gcingenieria.com).
- Correa, H y A Tena (2004), "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", *Memorias, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, CDROM, Artículo III-05, pp. 1-31, noviembre.
- 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 de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, mayo.
- FEMA-273 (1997), "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings," *FEMA Publication 273*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., Octubre.
- Fuentes, L R (2000), "Modelos calibrados de un edificio instrumentado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre.
- Luaces, F L (1995), "Sobrerresistencia en estructuras a base de marcos de concreto reforzado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre.
- Luna, J L y A Tena (1998), "Evaluación de las disposiciones del RCDF para el diseño sísmico de edificios con marcos de concreto reforzado", *Reporte FJBS/CIS-98/06*, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, diciembre.
- Luna, J L y A Tena (1999), "Estudio de los criterios del RCDF para el diseño sísmico de edificios regulares con marcos dúctiles de concreto reforzado", *Memorias, XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, Michoacán, Vol. II, pp. 1051-1060, noviembre.
- Luna, J L (2000), "Estudio de los criterios del RCDF-93 y sus normas técnicas complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares a base de marcos de concreto", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, enero.
- Luna, J L y A Tena (2000a), "Estudio de los criterios del RCDF para el diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos de concreto reforzado con baja ductilidad", *Memorias, XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, CDROM, noviembre.
- Luna, J L y A Tena (2000b), "Criterios de diseño de estructuras con marcos de concreto reforzado", *Memorias, XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, CDROM, noviembre.
- Luna, J L y A Tena (2002), "Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de concreto reforzado", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 66, enero, pp. 1-43.
- Meli, R (2003), *Notas de clase* del Posgrado de Ingeniería, UNAM.
- NTCC-2001 (2001), "Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", alguna vez en <http://www.smie.org.mx/articulos>, abril, formato PDF.
- NTCC-2004 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.

- NTCS-2004 (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.
- 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, Qro., México, septiembre, pp. 52–66.
- 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.
- Ordaz, M (2004), *Comunicación personal*.
- Park, R, M J N Priestley y W D Gill (1982), “Ductility of square-confined concrete columns”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 108, No. 4, pp. 929-950.
- Prakash, V, G H Powell y F Fillipou (1992), “DRAIN-2DX: Base program user guide”, *Report No. UBC/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
- Reyes, C (2004), *Comunicación personal*.
- Rodríguez, M y J C Botero (1994), “Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México”, *Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Zacatecas, México, Vol. I, pp. 302-311.
- Tapia, E y A Tena (2004), “Estudio comparativo del mecanismo de colapso ante carga sísmica de un edificio regular con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico diseñado según RCDF-04”, *Memorias, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, CDROM, Artículo III-19, pp. 1-21, noviembre.
- 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.
- Tena, A, E del Valle y E Filloy (1996), “Evaluación de las recomendaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal sobre el diseño por sismo de estructuras a base de marcos de concreto reforzado”, *Reporte FJBS/CIS-96/06*, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, diciembre.
- Tena, A, J L Luna, E Filloy y E del Valle (1997), “Evaluación de las recomendaciones del RCDF para el diseño por sismo de estructuras con marcos de concreto reforzado”, *Reporte FJBS/CIS-97/04*, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, octubre.
- Tena, A (2001), “Respuesta sísmica de edificios de concreto reforzado irregulares en esbeltez y en elevación diseñados para distorsiones de entrepiso altas”, *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, CDROM, noviembre.
- Tena, A y H Correa (2007), “Evaluación del criterio que incrementa en 70% la carga axial por sismo en columnas de marcos dúctiles de concreto reforzado diseñados conforme al Reglamento del Distrito Federal mexicano”, *Revista Internacional de Ingeniería en Estructuras*, Vol. 12, No. 1, pp. 29-64.
- Terán, A (2002), “Diseño por desempeño: Antecedentes, conceptos generales y Perspectivas”, *Memorias, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Cuernavaca, Morelos, CDROM, noviembre.
- Vázquez, A (2005), “Ensayo experimental de viviendas de mampostería confinada de un piso mediante el ensayo en mesa vibradora”, *Tesis de Maestría*, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, marzo.