



COMPARACIÓN ENTRE LOS DISEÑOS CONFORME AL MÉTODO TRADICIONAL Y EL APÉNDICE A DE LAS NTCS-2001 PARA EDIFICIOS CON MARCOS CON CONTRAVENTE DÚCTIL DE ACERO

Edgar Tapia Hernández ¹ y Arturo Tena Colunga ²

Artículo VIII-02

RESUMEN

Se presentan los resultados obtenidos de los análisis de edificios regulares, resueltos con marcos de acero dúctiles con contravientos concéntricos, a los que se les aplicaron las metodologías de análisis y diseño conforme al método de diseño convencional establecido en las Normas Técnicas para Diseño por Sismo del 2001 y el planteamiento del Apéndice Normativo A, ubicados en la zona *IIIb*, con un factor de comportamiento sísmico igual a $Q=4$, asociados a distorsiones que satisfacen las restricciones por desplazamiento al límite. Además, se hacen reflexiones con referencia al análisis con excentricidad accidental de la nueva versión de las Normas.

ABSTRACT

This paper summarizes the results of the studies for regular steel buildings with moment-resisting concentrically braced frames (MRCBFs). Subject structures were designed according to both the traditional method of the Mexico's Federal District Seismic Code (MFDSC) and the new performance-based procedure outlined in Appendix A. Subject buildings are located in zone *IIIb* of MFDSC, and were designed with a seismic response modification factor $Q=4$ allowed for MRCBFs. Design drifts for subject buildings design were close to the limiting code drifts. The paper also evaluates the new design provisions to account for accidental eccentricities when using dynamic analyses for the design.

INTRODUCCIÓN

Este artículo presenta los resultados de los análisis aplicados a edificios de acero, resueltos a partir de marcos dúctiles con contraventeo concéntrico a los que se aplicó la metodología del análisis dinámico modal espectral clásico de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo de su más reciente versión (NTCS-2001), al que en lo sucesivo se identificará como *método convencional*, y el análisis modal propuesto en el Apéndice Normativo A (ANA).

Los modelos se supusieron situados en la zona *IIIb* de la nueva subzonificación, para asociarlas a las mayores demandas sísmicas, con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$. Adicionalmente, se buscó que su diseño final cumpliera al límite los requisitos por deformación lateral impuestos en cada uno de los planteamientos propuestos en el código, considerando que los elementos no estructurales se

-
- (1) Luz y Fuerza del Centro, Ingeniería Civil, Velásquez de León 104, Col. San Rafael, 06470, México, etapiah@hotmail.com
 - (2) Profesor-Investigador, Universidad Autónoma Metropolitana, Departamento de Materiales, Edificio H, 3er. Piso, Av. San Pablo 180, 02200, México, D.F. atc@correo.azc.uam.mx

encuentran desligados de la estructura. Asimismo, se respetó lo sugerido en las Normas Técnicas sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones (NTCA-2001) para la determinación de las cargas actuantes sobre los modelos.

Se supuso que los elementos estructurales de los edificios serían con perfiles laminados de sección I, y para observar que no se presentara una dirección global más débil, se alternó la dirección principal de las columnas como se ilustra en la figura 1. Note además que se varió la orientación de las travesas secundarias, para lograr una mejor distribución de la carga sobre las columnas. El sistema de piso se supuso con losacero, cuyo diseño se realizó, conforme a las necesidades específicas del proyecto, con ayuda de los catálogos del proveedor.

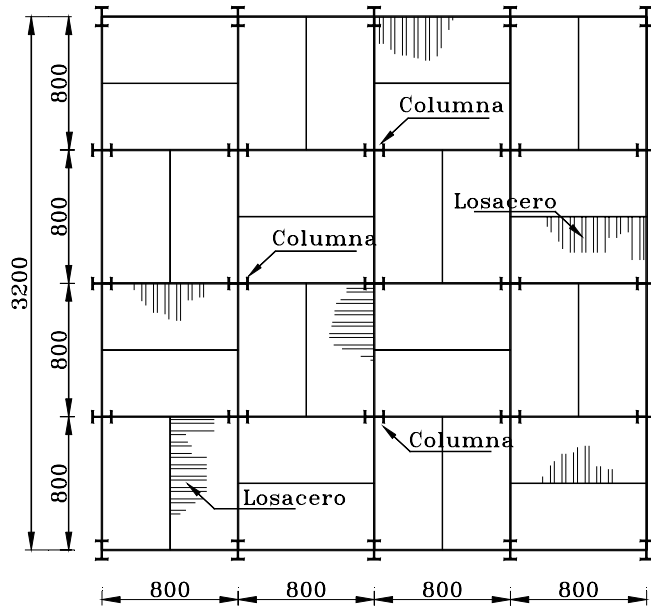


Figura 1. Planta tipo de los modelos estudiados

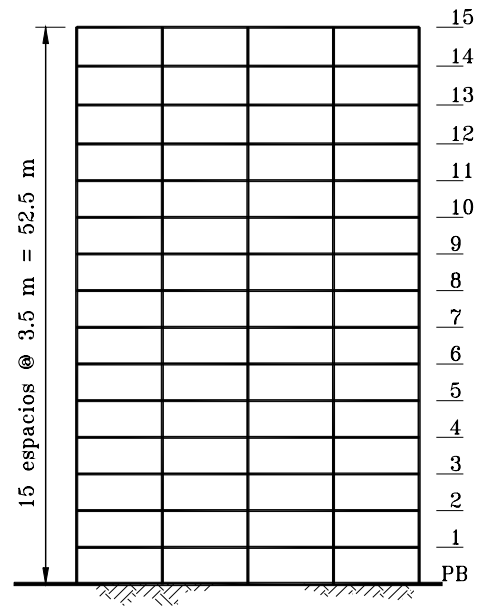


Figura 2. Elevación lateral del modelo

El acero estructural se consideró tipo A-36, en traveses y contravientos. En las columnas se seleccionó acero tipo A-50, variando la sección transversal de las mismas cada tres niveles. Los elementos se diseñaron con la herramienta de diseño del paquete de análisis, considerando los lineamientos del manual *Load and Resistance Factor Design* (LRFD-96), verificando que los elementos críticos de diseño también cumplieran con las disposiciones de las Normas Técnicas para Diseño de Estructuras Metálicas.

Refinamiento del modelo

Partiendo de las primicias anteriores, se analizó el modelo de 15 niveles, mostrado en la figura 2, mediante la aplicación del *método convencional*. Después de realizar varios análisis se concluyó que, a pesar de aumentar las secciones estructurales, la estructuración del modelo carecía de la rigidez lateral para satisfacer las restricciones presentadas en el código. Además, el primer periodo fundamental de las estructuras se ubicaba en el intervalo $T > T_b$, por lo que no se asociaban a las mayores demandas sísmicas.

Con esta base, se intentó inicialmente, evaluar un modelo que incorporara la aportación del sistema de piso, con la sección compuesta en las traveses, aceptando el procedimiento propuesto en el manual *Load and Resistance Factor Design* (LRFD-96). Este modelo presentó una escasa reducción del primer periodo dominante, con una distorsión máxima que se presentó en el quinto nivel, cuya magnitud

era aún mayor al límite propuesto en las NTC. Por lo que se decidió recurrir a marcos con contraventeo concéntrico. La primera propuesta (figura 3) consideraba la ubicación de contravientos cercanos a los 45 grados, sujetos cada dos niveles, lo que obligaba a que el 15vo. nivel careciera de ellos. Después de realizado el análisis, la falta de contraviento en el último nivel ocasionó mayores distorsiones que las de sus análogos inferiores, mayores aún a la restricción del código. Aunado a esto, la diferencia de cortantes entre niveles ocasionaba que el límite de regularidad de la estructura fuera superado, lo que alejaba al modelo de los objetivos iniciales.

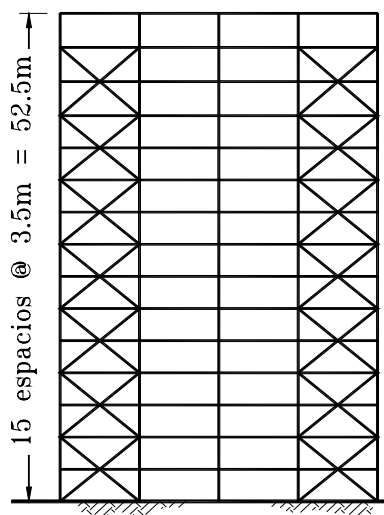


Figura 3. Modelo con diagonales a 45 grados.

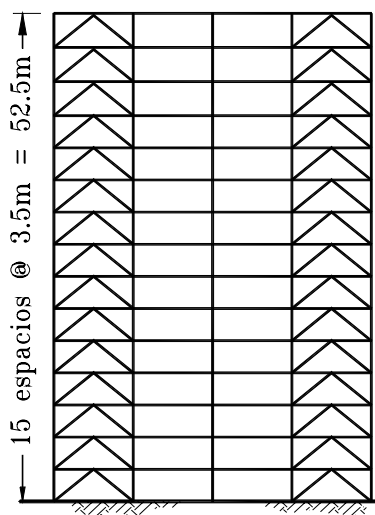


Figura 4. Modelos con diagonales Tipo Chevrón

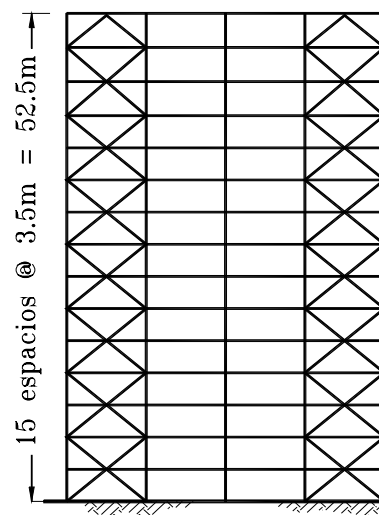


Figura 5. Configuración que busca la continuidad

Entonces, se valoraron dos nuevos modelos, uno usando una configuración clásica tipo *Chevrón* (figura 4) y otro variando la inclinación entre pisos adyacentes (figura 5), en el que se consideró que los contravientos estaban sujetos en sus extremos y al centro de la trabe, buscando una mejor transmisión de fuerzas entre las diagonales.

Ambos modelos presentaron un primer periodo dominante muy parecido, con la distorsión máxima en el 11vo. nivel, cuya magnitud resultaba mayor al límite establecido, pero ésta era un 7% menor en el modelo con la configuración tipo *Chevrón*. En cuanto a los elementos mecánicos sobre los elementos, la configuración de la figura 5, ocasiona concentraciones de esfuerzos sobre las columnas, donde los contravientos distribuyen la carga, mientras que la configuración *Chevrón* permitió una mejor distribución de carga en columnas y contravientos más uniforme. Con este sustento, se decidió considerar en los modelos estudiados la configuración de la figura 4, lo que no implica que esta configuración sea la más favorable a sus análogos en todos los casos.

Inicialmente, sólo se colocaron arriostramientos en las esquinas, pero con base en razonamientos fundamentados en los análisis posteriores, se notó la poca rigidez de los marcos centrales, por lo que fue necesario distribuir los contravientos, de manera que los marcos en ambas direcciones tuvieran la misma rigidez sin aplicar con los mismos efectos torsionantes al modelo, como se muestra en la figura 6.

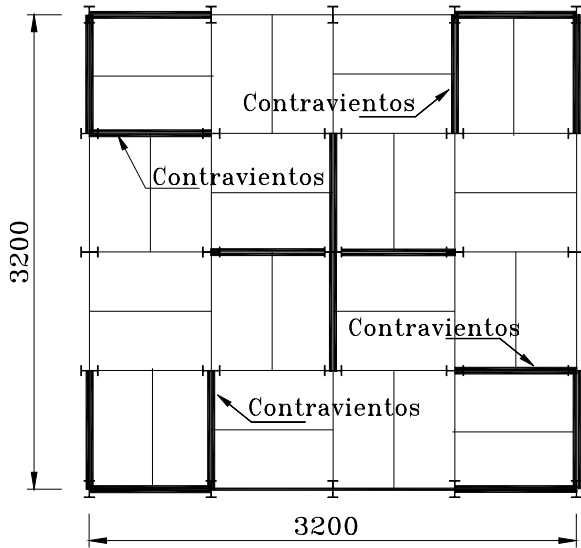


Figura 6. Ubicación de contravientos en planta tipo

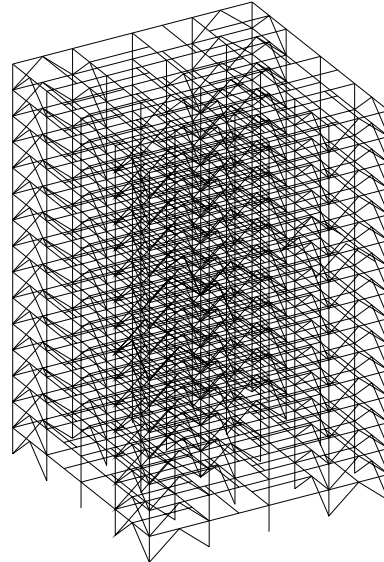


Figura 7. Isométrico del modelo de 15 niveles

ANÁLISIS CON EXCENRICIDAD ACCIDENTAL

Una vez que se determinó la configuración estructural óptima para el modelo estudiado, fue necesario determinar las secciones transversales más apropiadas que satisficieran las solicitaciones impuestas y que estuvieran asociadas a distorsiones cercanas al límite establecido en las Normas. Además, fue necesario realizar análisis adicionales para considerar el requisito de excentricidad accidental que se plantea por primera vez en el código, en el cual se propone trasladar transversalmente en $\pm 0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes en cada dirección de análisis, el mismo signo en todos los niveles (NTCS-2001). Sin embargo, la redacción de este análisis adicional, no aclara si la revisión solicita mover la fuerza sísmica $0.1b$ en un eje, mientras que en otro permanezca sobre su origen (figura 8) o si es necesario mover la carga en $\pm 0.1b$ en ambos ejes (figura 9). Por otra parte, el párrafo del requisito citado, no aclara si es posible, que dado que se está realizando un análisis dinámico, se considere el efecto de la torsión accidental desplazando la masa en $\pm 0.1b$, con lo que se conseguiría la obtención de los elementos mecánicos, aunque conllevaría el cambio de periodo fundamental del modelo T .

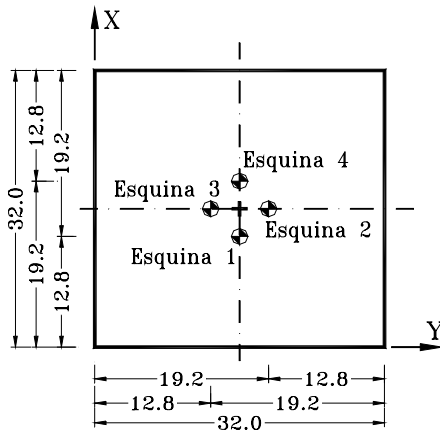


Figura 8. Desplazamiento en $\pm 0.1b$ en un eje

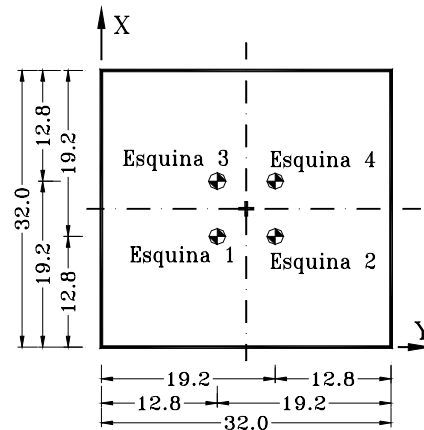


Figura 9. Desplazamiento en $\pm 0.1b$ en ambos ejes

Para ilustrar las reflexiones anteriores se estudio un modelo (figura 7), que se sometió a un primer análisis dinámico en el que se desplazó la masa en $\pm 0.1b$ en ambos ejes, situándola en la esquina 1 de la figura 9. En el segundo análisis se aplicaron los cortantes dinámicos del análisis con el *método convencional* sin excentricidad como cargas en un análisis estático en la misma esquina 1. En la figura 10 se presentan los porcentajes de distorsión generadas por nivel, donde se aprecia que la dirección Y, cuando la distorsión se aplica en el análisis estático es mayor. Como se aprecia, el diseño de los elementos se hizo de manera que esta distorsión fuera muy cercana al límite en el nivel más solicitado. El análisis dinámico originó menores desplazamientos, probablemente debido al acoplamiento de los modos.

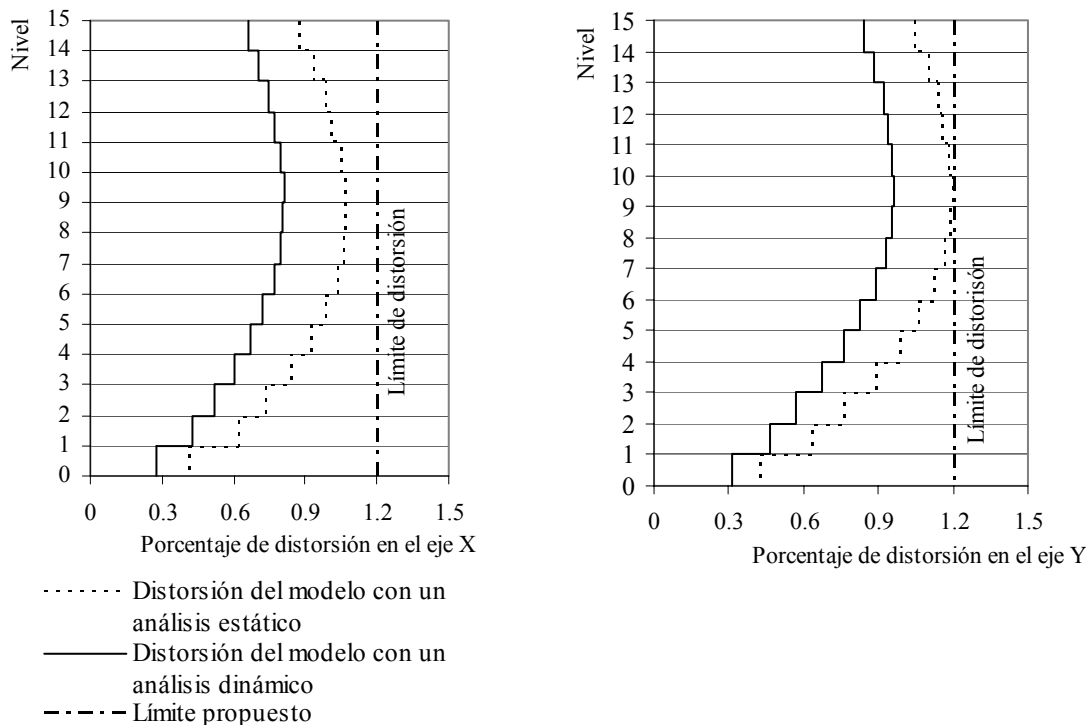


Figura 10. Comparación de los porcentajes de distorsión de los análisis con excentricidad accidental

En la tabla 1 se muestran los resultados obtenidos entre el análisis que no tiene excentricidad contra el que si la tiene. En ella, se aprecia la variación de los primeros tres periodos fundamentales y la participación modal de la masa de las principales direcciones de la edificación. Note que la excentricidad provoca una mayor participación de la masa en la dirección que no domina en el análisis sin excentricidad.

Tabla 1. Comparación entre los modelos con y sin excentricidad accidental analizados dinámicamente

Tipo de modelo	Modo	Periodo	Participación modal de la masa		
			<i>R_X</i>	<i>R_Y</i>	<i>R_Z</i>
Sin excentricidad	1	1.599	98.7589	0.3206	0.0000
	2	1.517	0.3218	98.9759	0.0000
	3	1.044	0.0000	0.0000	71.4341
Con excentricidad	1	1.626	89.0675	7.3848	1.9689
	2	1.532	8.4608	89.6433	0.8733
	3	1.026	1.5502	2.2673	68.5991

Finalmente, se hace notar que los análisis con excentricidad accidental son los que reportan mayores sollicitaciones sobre los elementos, por lo que rigen el diseño. Con base en estos resultados, que incluso originan la selección de secciones estructurales distintas entre un análisis y otro, vale la pena especificar que la revisión por excentricidad accidental solicitada es la aplicación de excentricidades en un análisis estático, a pesar de estar realizando un análisis dinámico, trasladando la carga estática en $\pm 0.1b$.

MODELO DE 15 NIVELES

Método convencional

Con base en lo anterior, fue posible asegurar que tanto el sistema estructural, la configuración y materiales son los que permitirán realizar un análisis con un método que intentó ser ligero y funcional, para que cumpla satisfactoriamente los requisitos planteados en el código y que, a su vez, cumpla con las expectativas constructivas, económicas y de proyecto de la práctica. En la tabla 2, se exponen los resultados obtenidos en el análisis dinámico con el *método convencional*, el estático con excentricidad accidental en la esquina 1 de la figura 9 y el análisis estático sin excentricidad, el cual es necesario para verificar la regularidad de la estructura.

Tabla 2. Resultados de los análisis de modelos considerando el método convencional

Tipo de análisis	1er. Periodo (seg)	2o. Periodo (seg)	3er. Periodo (seg)	Distorsión máxima
Dinámico sin excentricidad	1.272 Traslación X	1.216 Traslación Y	1.159 Traslación X	0.01034
Estático sin excentricidad	---	---	---	0.01189
Estático con excentricidad	---	---	---	0.01195

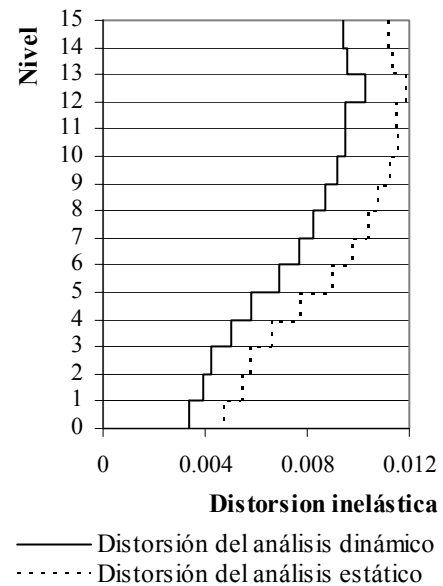
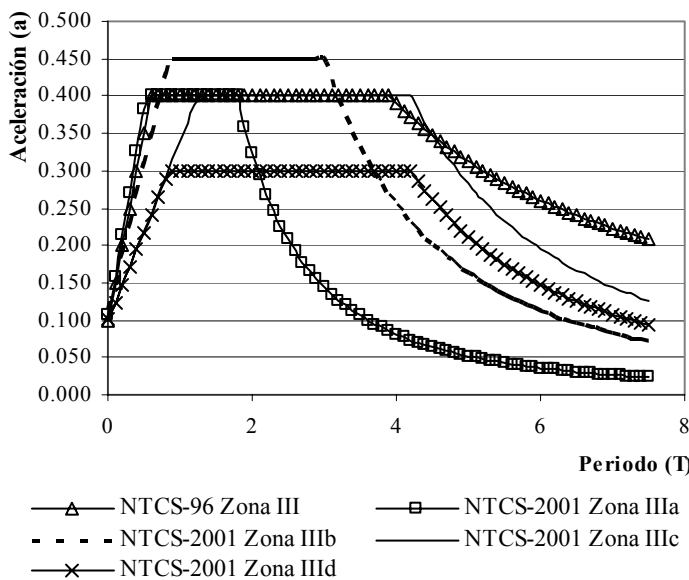


Figura 11. Espectros elásticos en zona III del 96 y 2001 Figura 12 Comparación de distorsiones

Como se comentó, los modelos se supusieron colocados en la subzona *IIIb*. En la figura 11 se muestran los espectros elásticos de todas las subzonas propuestas en la nueva versión de las NTC, donde se nota que la zona *IIIb* es la que asocia las mayores demandas sísmicas y que el primer periodo

fundamental de la estructura (T) analizada se encuentra en la meseta del espectro. Para ilustrar el comportamiento de los análisis realizados en la figura 12, se expone una comparación gráfica de las distorsiones obtenidas en el análisis estático con excentricidad accidental y el dinámico. La distorsión máxima (enunciada en la tabla 2) se presenta en el treceavo nivel. Adicionalmente, en la figura 13 se presenta los resultados de diseño obtenidos de la aplicación de la fórmula de interacción para la revisión de las columnas, en la figura 14 la revisión de las trabes principales y secundarias y, por último, en la figura 15 la revisión de los contravientos.

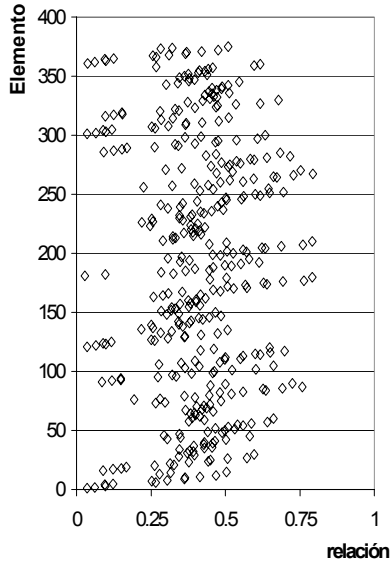


Figura 13. Relación de esfuerzos en columnas

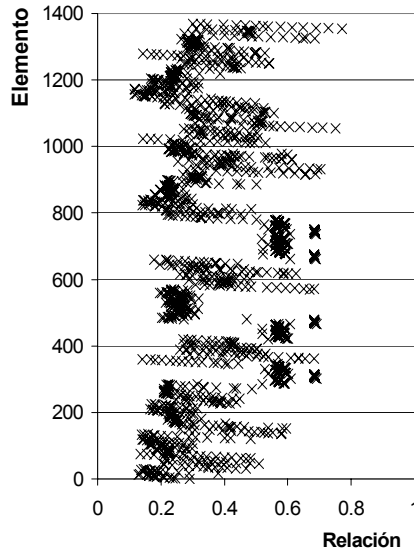


Figura 14. Relación de esfuerzos en vigas

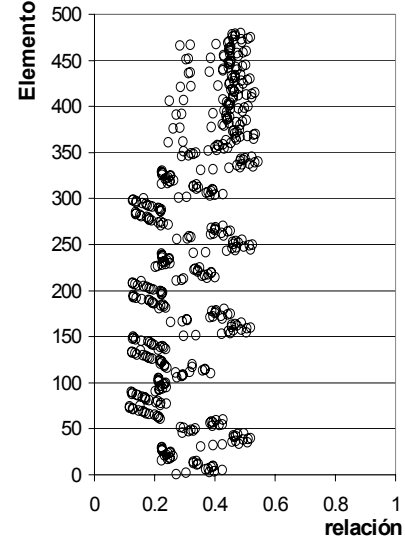


Figura 15. Relación de esfuerzos en contravientos

Apéndice Normativo A

El Apéndice Normativo A (ANA) propone un planteamiento que considera el periodo fundamental del suelo T_s , implícitamente en el análisis sísmico del modelo estudiado. Conforme a este criterio, el modelo debe cumplir dos revisiones por deformación: para limitación de daños a elementos no estructurales y la otra por seguridad contra colapso.

Revisión de limitación de daños a elementos no estructurales

Esta revisión debe cumplir la ecuación 1, por considerar que el modelo propuesto no tendrá elementos incapaces de soportar deformaciones. En ella, δ_{ANA} es la distorsión elástica obtenida del análisis realizado, Q' es el factor de comportamiento sísmico reducido y R es el factor por sobrerresistencia.

$$\delta_{ANA} \frac{Q' R}{7} \leq 0.004 \quad (1)$$

Estos factores tienen cierta dependencia del periodo fundamental del suelo T_s , ya que su comportamiento involucra a los periodos T_a y T_b , que se determinan a partir de éste (ver NTCS-2001). El factor de reducción por sobrerresistencia (R) tiene un comportamiento constante a partir del periodo T_a (recuerde que la estructura se encuentra en el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$), mientras que el factor de

comportamiento sísmico Q permanece constante. El comportamiento de estos factores, para $T_s = 2.00$ seg y $Q = 4$, y la tendencia del factor $Q'R/7$ se muestran en la figura 16.

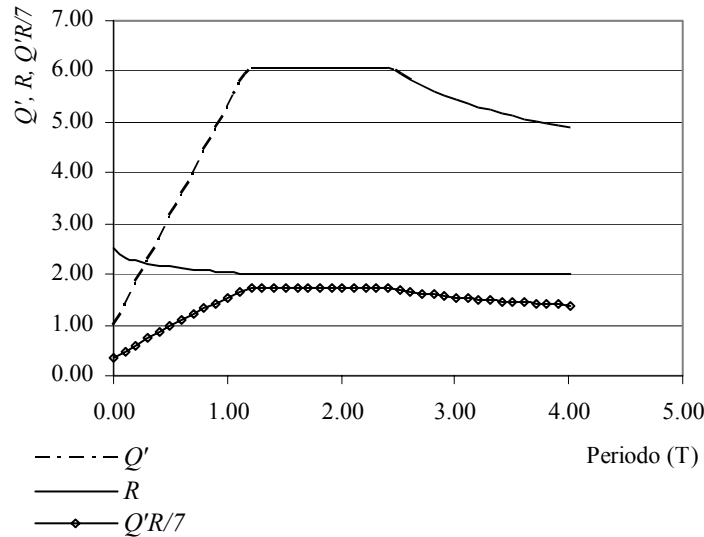


Figura 16. Comportamiento de los factores Q' y R para $T_s = 2.0$ seg y $Q = 4$

Despejando de la ecuación 1, es posible obtener una expresión que debe cumplir la distorsión elástica (ec. 2) mediante la cual se satisficaría la revisión de este primer requisito del ANA.

$$\delta_{ANA1} \leq \frac{0.0280}{Q'R} \quad (2)$$

Ahora, es posible demostrar que la ecuación 3 describe la distorsión elástica máxima que debe tener una estructura en el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$, que resulta el caso de la estructura estudiada. En ella, se ha sustituido el valor del factor de comportamiento sísmico Q y se ha aceptado que el factor de reducción por sobrerresistencia es igual a $R=2$ (ver NTCS-2001).

$$\delta_{ANA1} \leq \frac{0.0140\sqrt{k}}{\sqrt{k} + Q - 1} \quad (3)$$

es decir, que para que un modelo satisfaga esta revisión del ANA, la distorsión elástica debe cumplir la ecuación 3, que depende únicamente del periodo fundamental del suelo T_s y del factor de comportamiento sísmico Q elegido. Note que el coeficiente k toma valores distintos a $k= 0.35$, sólo para terrenos cuyo periodo dominante sea menor a $T_s < 1.65$ seg (ver NTCS-2001). Tal que en el caso que el periodo del terreno sea mayor a $T_s > 1.65$ seg, la ecuación anterior dependerá sólo del factor de comportamiento sísmico Q .

Por otra parte, la revisión del *método convencional* propone que la rigidez lateral debe cumplir la ecuación 4. Para el intervalo estudiado ($T_a \leq T \leq T_b$) el factor de comportamiento sísmico reducido Q' es igual al factor de comportamiento sísmico Q propuesto inicialmente.

$$\delta_{MC} Q' \leq 0.012 \quad (4)$$

Así, buscando una proporcionalidad entre las distorsiones elásticas máximas en ambos razonamientos, para el modelado de una misma estructura que tenga asociado el mismo factor de comportamiento sísmico Q , se propone sustituir la ec. 4, en la ec. 3 como se muestra en la ec. 5.

$$\delta_{ANA1} \leq \frac{0.0140\sqrt{k}}{\sqrt{k} + \frac{0.012}{\delta_{MC}} - 1} \quad (5)$$

Con base en lo anterior, se puede demostrar que siempre que la distorsión elástica máxima obtenida en el *método convencional* δ_{MC} , de una estructura cuyo primer periodo fundamental T esté en el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$, satisfaga la ecuación 5, la revisión por rigidez lateral para la limitación de daño a elementos no estructurales propuesta en el ANA será satisfecha por la estructura para ese mismo factor de comportamiento sísmico Q , sin importar su valor e independientemente del periodo dominante del terreno, siempre que éste sea mayor a $T_s > 1.65$ seg.

Para fundamentar el razonamiento anterior, se propuso analizar la estructura aplicando el espectro de diseño generado conforme al procedimiento planteado en el Apéndice Normativo A, para un periodo dominante del suelo igual a $T_s = 2.00$ seg, con un factor de comportamiento sísmico igual a $Q = 4$.

La distorsión elástica resultó ser igual a $\delta_{ANA1} = 0.002259$, conforme a los razonamientos aplicados para obtener la figura 14 (ver NTCS-2001), es posible demostrar que el factor de comportamiento reducido es igual a $Q' = 6.07$ y que el factor de reducción por sobrerresistencia es igual a $R = 2.00$. Por lo que la distorsión inelástica resulta ser igual a $\delta'_{ANA1} = 0.003918$ (aplicando la ec. 1). Es decir, la misma configuración que satisface la revisión por deformación del *método convencional*, también satisface esta revisión del ANA, resultado que se esperaba fundamentado en los razonamientos analíticos.

Revisión de seguridad contra colapso

La revisión descrita anteriormente, no es la única que se estipula en el ANA, ya que se solicita se realice una revisión de seguridad contra colapso, que representa el primer esfuerzo en códigos mexicanos en hacer un diseño sísmico por desempeño transparente ante los ojos de todo el mundo. En ella, se debe cumplir la ecuación 6 por tratarse de marcos de acero con contravientos concéntricos, donde δ_{ANA2} es la distorsión elástica obtenida del análisis.

$$\delta_{ANA2} QR \leq 0.015 \quad (6)$$

Buscando una relación entre los planteamientos mostrados en el código, se propone despejar el factor de comportamiento sísmico Q de la restricción propuesta por el *método convencional* (ec. 4) y el límite propuesto para la revisión por colapso del ANA (ec. 6). La ecuación 7 representa la proporción entre las distorsiones elásticas entre ambos métodos después de haber sido manipulada algebraica y aritméticamente. En ella, se aprecia que para que un modelo que satisface el planteamiento propuesto por el *método convencional*, también en satisfaga la restricción de seguridad contra colapso, tal que $\delta_{ANA2}/\delta_{MC} = 1$, es necesario que el factor de reducción por sobrerresistencia R sea menor a 1.25, lo cual no es posible (se recomienda acudir a las ecuaciones que definen este factor de reducción en el código).

Lo anterior redundante en que la revisión de seguridad contra colapso siempre regirá los diseños por deformación lateral, dado que la proporcionalidad anterior depende únicamente del intervalo de periodos

mencionado. Para considerar lo expuesto, a la estructura de 15 niveles estudiada con el *método convencional*, se le aplicó el planteamiento propuesto en el ANA para un periodo dominante igual a $T_s=2.00$ seg. La distorsión elástica máxima resultó ser igual a $\delta_{ANA2}=0.002259$, la que se debe multiplicar por el factor QR , que resulta ser igual a $QR=8$ para $T_a \leq T \leq T_b$. Sustituyendo en la ecuación 6, se puede demostrar que la distorsión inelástica es igual a $\delta'_{ANA2}=0.0181 > \delta_{perm}=0.015$, con lo que no se satisface la desigualdad y se respalda el razonamiento expuesto.

$$\frac{\delta_{ANA2}}{\delta_{MC}} \leq \frac{0.015Q}{0.012QR} = \frac{1.25}{R} \quad (7)$$

Fue necesario entonces, proponer un nuevo modelo con la misma configuración. El diseño de la estructura se hizo de tal forma, que la rigidez lateral satisficiera al límite los requisitos por deformación de la revisión; del que no debe resultar extraño que las secciones transversales mediante las cuales se salve el requisito sean más grandes. Los primeros tres periodos dominantes de la estructura resultaron de translación con una magnitud igual a $T_1=1.193$ seg, $T_2=1.145$ seg y $T_3=1.060$ seg, respectivamente. La distorsión elástica máxima se presentó en el treceavo nivel con una magnitud de $\delta_{ANA2}=0.001863$; tal que al multiplicarla por el factor $QR=8$, dado que el primer periodo dominante de la estructura está en el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$, la distorsión inelástica asciende a $\delta'_{ANA2}=0.0149 < \delta_{perm}=0.015$, que satisface la revisión. Se debe hacer notar que los elementos de este análisis están sometidos a menores relaciones de esfuerzo actuante contra esfuerzo resistente, en comparación con los resultados del análisis del *método convencional*, lo que no significa que las secciones propuestas estén sobradas, sino que mediante ellas se aportó la rigidez necesaria para salvar el requisito de deformación respetando la configuración elegida. El análisis de estructuras mediante un método de diseño por desempeño, muestra que no son los esfuerzos los que generalmente rigen el diseño final del modelo, sino que su satisfactorio comportamiento dentro de las restricciones de los códigos está estrechamente relacionado con la rigidez lateral de los modelos.

Note además, que el razonamiento expuesto se llevó a cabo a partir de marcos con contraventeo concéntrico, pero se puede aceptar que la revisión por seguridad contra colapso sigue rigiendo aunque se trate de marcos con contraveteo excéntrico, ya que el requisito por deformación lateral propuesto para la revisión de seguridad contra colapso del ANA ($\delta_{perm}=0.020$) es mayor que el establecido para marcos concéntricos. Siguiendo razonamientos analíticos similares a los empleados para obtener la ecuación 7, se podría sustentar que el modelo del método convencional satisficiera la revisión de seguridad contra colapso, siempre que el factor de reducción por sobrerresistencia sea menor a $R < 1.67$, lo que no es posible, es decir, que un modelo con contraveteo excéntrico que satisfaga la revisión por deformación lateral del método convencional no satisficiera la revisión de seguridad por colapso del ANA.

MODELO DE 12 NIVELES

Método convencional

Como parte del estudio comparativo entre los resultados de los planteamientos estudiados. Se propuso reducir tres niveles al modelo estudiado, tal que se conservara la configuración, distribución de elementos estructurales y sistema estructural con un edificio de 12 niveles. En la tabla 3 se presentan los resultados de los análisis con el *método convencional*. La distorsión máxima se presentó en el décimo nivel, ésta satisface casi al límite la restricción del código, como se buscaba. En la figura 17 se presentan una comparación entre las distorsiones del análisis estático con excentricidad accidental y el análisis dinámico de la estructura, donde se ratifica que el análisis estático sigue rigiendo el diseño.

Tabla 3. Resultados de los análisis de modelos considerando el *método convencional*

Tipo de análisis	1er. Periodo (seg)	2o. Periodo (seg)	3er. Periodo (seg)	Distorsión máxima
Dinámico sin excentricidad	1.111	1.092	1.069	0.01052
Estático sin excentricidad	---	---	---	0.01193
Estático con excentricidad	---	---	---	0.01198

En lo referente a esfuerzos en la figura 18, se presentan los resultados de diseño usando una fórmula de interacción para la revisión de las columnas, en la figura 19 los resultados de la revisión de las trabes principales y secundarias, y por último, en la figura 20 la revisión para contravientos. Estas gráficas incluyen todas las revisiones para cada una de las combinaciones propuestas.

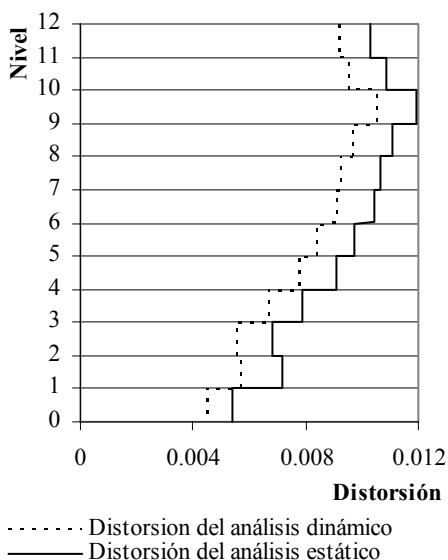


Figura 17. Comparación de distorsiones en el modelo de 12 niveles

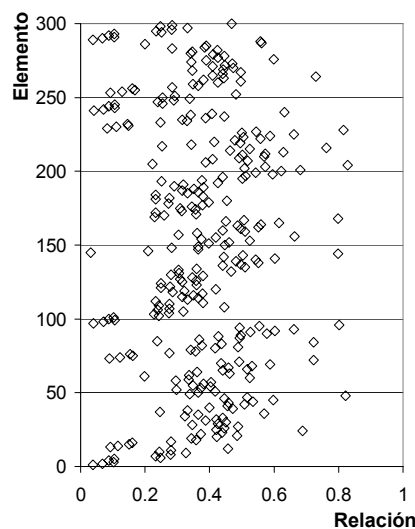


Figura 18. Relación de esfuerzos en columnas

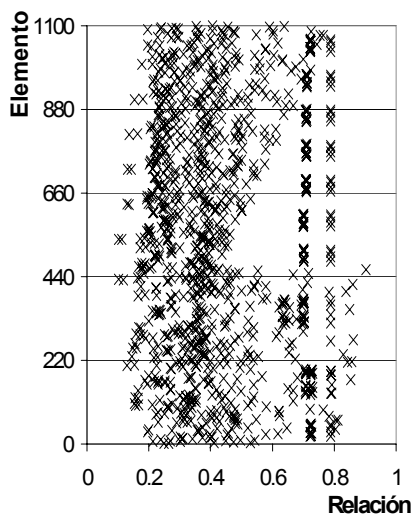


Figura 19. Relación de esfuerzos en vigas

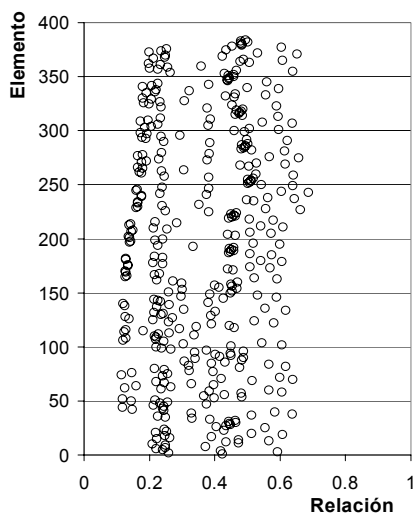


Figura 20. Relación de esfuerzos en contravientos

Apéndice Normativo A

Revisión de limitación de daños a elementos no estructurales

Como se hizo mención, el modelo reportó un primer periodo fundamental igual a $T=1.111$ seg, es decir, que el modelo se encuentra en el intervalo de periodos $T < T_a$ ($T_a=1.175$ seg), conforme a la revisión del ANA, pero sigue estando en el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$, conforme a la revisión del *método convencional* dado que $T_a=0.85$ seg en la zona *IIIb* (ver NTCS-2001).

Para reflexionar sobre la posibilidad de que un modelo analizado con el *método convencional* satisfaga la revisión para limitación de daño a elementos no estructurales, en la ecuación 8 se presenta la división de las ecuaciones que definen la restricción por deformación lateral de ambos criterio.

$$\frac{\delta_{MC} Q'_{MC}}{\delta_{ANA2} Q'_{ANA}} \leq \frac{0.012}{0.028/R} = \frac{3R}{7} \quad (8)$$

En este intervalo ($T_a > T$), conforme al planteamiento del ANA, el factor de reducción por sobrerresistencia R , decrece desde 2.5 hasta 2.0 (figura 16) y el factor de comportamiento sísmico reducido Q' , crece linealmente, conforme a la relación T/T_a , desde uno hasta hacerse constante (su comportamiento para $Q=4$ se ejemplificó en la figura 16); mientras que el mismo factor considerando el planteamiento del *método convencional* se sigue cumpliendo que $Q'=Q$, dado que está en el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$. En la ecuación 9 se ha despejado la ecuación 8 para la proporción entre las distorsiones elásticas de ambos razonamientos $\delta_{MC}/\delta_{ANA2}$ y sustituido el valor del factor de reducción por sobrerresistencia R y los factores de comportamiento sísmico reducido Q' conforme a cada criterio (ver NTCS-2001).

$$1 = \frac{\delta_{MC}}{\delta_{ANA}} \leq \frac{4 + \frac{30}{\sqrt{T/T_a}}}{7} \frac{1 + \frac{(Q-1)T}{T_a \sqrt{k}}}{Q} \quad (9)$$

En la ecuación 10 se muestra la ecuación anterior despejada para el factor de comportamiento sísmico Q , considerando que la proporción entre las distorsiones es igual a $\delta_{MC}/\delta_{ANA}=1$. Esta expresión, depende del periodo dominante del terreno T_s para definir el parámetro k y el periodo T_a , del periodo de la estructura T y del factor de comportamiento sísmico Q . Recuerde además, que para el intervalo $T < T_a$ del ANA la proporción T/T_a sólo podrá variar entre cero y uno.

$$Q \leq \frac{30 \left(\frac{T}{T_a} - \sqrt{k} \right)}{30 \frac{T}{T_a} - 7 \sqrt{k} \frac{T}{T_a} - 28 \sqrt{k}} \quad (10)$$

Con base en lo anterior, en la figura 21 se observa el comportamiento de la ecuación 10 para distintas proporciones T/T_a , en función del periodo dominante del suelo T_s , donde si se cumple que el resultado de la ecuación 10, es mayor al factor de comportamiento sísmico Q propuesto, se cumple que un modelo que satisface la revisión del *método convencional*, también satisface la revisión de limitación de

daños a elementos no estructurales del ANA. Note que para periodos del suelo mayores a $T_s < 1.65$ seg el parámetro k permanece constante, por lo que la expresión sólo depende de la proporción T/T_a , de tal forma que la curva para estos valores es la misma que para $T_s = 2.00$ seg.

Con base en lo anterior, se puede afirmar que sin importar el periodo dominante del terreno T_s y la proporción T/T_a , un modelo que satisfice la revisión por deformación del *método convencional* satisficará la revisión de limitación de daños a elementos no estructurales del ANA, siempre que el factor de comportamiento sísmico sea igual a $Q=4$. Algo similar ocurrirá si el factor de comportamiento sísmico es igual a $Q=3$, con excepción de algunas proporciones de T/T_a cercanas 0.9 con un periodo dominante del suelo igual a $T_s > 1.65$ seg y así sucesivamente. Para ratificar el razonamiento mostrado, se sometió el modelo analizado con el *método convencional* la metodología de análisis propuesta en el ANA para la revisión mencionada. La distorsión elástica máxima se presentó en el décimo nivel, con una magnitud igual a $\delta_{ANA1} = 0.002367$. Conforme a la revisión solicitada para la limitación de daño a elementos no estructurales, esta distorsión se debe multiplicar por un factor, que en este caso resulta ser igual a $Q'R/7 = 1.6653$ (use la figura 16 como referencia), tal que la distorsión inelástica resultó ser igual a $\delta'_{ANA1} = 0.003942 < \delta_{perm} = 0.004$, es decir, que se satisfice la revisión y se corrobora los razonamientos analíticos presentados.

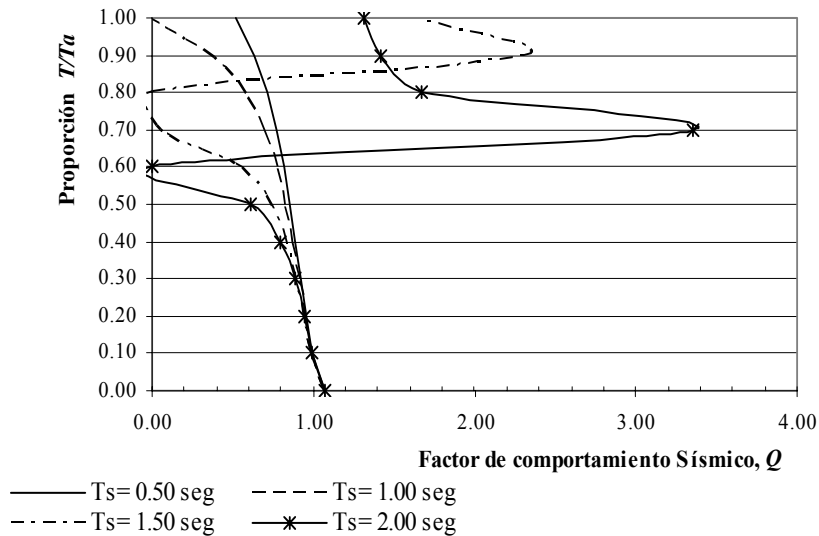


Figura 21. Comportamiento de la ecuación 10 para distintos periodos dominantes del suelo T_s

Revisión de seguridad contra colapso

Para satisfacer esta revisión es necesario que la distorsión elástica δ_{ANA2} satisfaga la ecuación 6. Se propone, como se realizó en el modelo de 15 niveles, buscar una relación entre distorsiones considerando las ecuaciones que definen el límite en cada criterio, como se muestra en la siguiente expresión, donde se ha aceptado que el factor de comportamiento sísmico reducido Q' , toma el valor expuesto por tratarse del intervalo $T < T_a$.

$$\frac{\delta_{ANA2}}{\delta_{MC}} \leq \frac{1.25Q'}{QR} = \frac{1.25 \left(1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a} \right)}{QR} \quad (11)$$

Conforme a la ecuación anterior, un modelo que satisfice la restricción propuesta en un análisis con el *método convencional* satisficará la revisión de seguridad contra colapso del ANA, si se cumple que $\delta_{ANA2}/\delta_{MC}=1$. Esta ecuación es función del factor de comportamiento sísmico Q , del periodo dominante del suelo T_s para definir el coeficiente k , pero es sensiblemente dependiente del periodo de la estructura T . Así, despejando la ecuación anterior para la proporción T/T_a queda:

$$\left(\frac{QR}{1.25} - 1\right) \left(\frac{\sqrt{k}}{Q-1}\right) \leq \frac{T}{T_a} \quad (12)$$

Ahora, para el intervalo de periodos $T < T_a$, la proporción T/T_a sólo puede tomar valores entre cero y uno, por lo que la única forma en la que un modelo que satisfice la restricción por deformación lateral analizado con el *método convencional* satisfaga también la revisión por colapso propuesta en el ANA es a través de la ecuación 13.

$$0 \leq \left(\frac{QR}{1.25} - 1\right) \left(\frac{\sqrt{k}}{Q-1}\right) \leq 1 \quad (13)$$

Es demostrable que, dado que el factor de reducción por sobrerresistencia siempre será mayor a $R \geq 2$ y que el factor de comportamiento sísmico siempre es $Q \geq 1$, cada uno de los multiplicadores de la ecuación anterior siempre serán mayor a uno, con lo que resulta que la revisión de seguridad por colapso propuesta por el ANA siempre requerirá mayor rigidez que las revisiones análogas. Para sustentar este razonamiento, se analizó el modelo que satisfacía la revisión con el *método convencional* bajo los lineamientos del ANA. La distorsión elástica resultó ser igual a $\delta_{ANA2} = 0.00237$, tal que al multiplicarse por $QR = 8.044$, donde el factor por sobrerresistencia es igual a $R = 2.011$, la distorsión inelástica es igual a $\delta'_{ANA2} = 0.019 > \delta_{perm} = 0.015$, es decir, no se satisface el requisito, como se esperaba.

Después de realizar varios análisis, se logró obtener un modelo con la misma configuración que satisfice la restricción por deformación de seguridad contra colapso al límite. La estructura modelada por ser más rígida presentó un primer periodo fundamental menor, con una magnitud igual a $T_1 = 1.010$ seg, con una distorsión elástica máxima en el décimo nivel igual a $\delta_{ANA2} = 0.001847$. El factor de reducción por sobrerresistencia para el periodo enunciado resulta ser $R = 2.0297$ (ver NTCS-2001); tal que la distorsión inelástica del modelo es igual a $\delta'_{ANA2} = 0.01499 < \delta_{perm} = 0.015$ (ec. 7).

CONCLUSIONES

Se presentaron dos edificios regulares, uno de 15 niveles y otro de 12, los que a través de un largo procedimiento, se determinó que el sistema estructural era el adecuado y que su configuración resultaba funcional, práctica y estructuralmente viable, a partir de marcos dúctiles de acero con contravientos concéntricos. Las estructuras se ubicaron en la zona *IIIb* para asociarlos a las mayores demandas de aceleración del código, con un factor de comportamiento sísmico igual a $Q=4$, y se diseñaron de tal forma que los modelos se asociaron a distorsiones que satisfacen las restricciones por desplazamiento lateral al límite, considerando que los elementos no estructurales están desligados de la estructura.

Adicionalmente, se reflexionó sobre la importancia de realizar diseños con base en análisis dinámicos que tomen en cuenta la excentricidad accidental, como el que solicita la nueva versión de las Normas. Durante la exposición de los resultados obtenidos de los análisis con excentricidad accidental

dinámica y estáticamente, se realizó una sugerencia sobre la ambigua redacción del apartado y las importantes divergencias entre los métodos aplicados, donde se sustentó que debe aplicarse un análisis estático, a pesar de estar realizando un diseño con base en análisis dinámicos, desplazando en $\pm 0.10b$ las cargas concentradas. En los modelos analizados, se hizo notar que mover la carga en ambos ejes es una condición de carga que rige el diseño, por lo que es fundamental definir de manera adecuada la aplicación del análisis requerido en el código.

A través de reflexiones analíticas, se demostró que una estructura, cuyo primer periodo dominante se encuentre en el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$, que satisface el requisito por deformación lateral del *método convencional* de las Normas Técnicas, satisficará las restricciones por deformación lateral de la revisión de limitación de daños a elementos no estructurales del ANA, para el mismo factor de comportamiento sísmico Q . Adicionalmente, se demostró analíticamente que ese mismo modelo carece de la rigidez suficiente para cumplir con la restricción por deformación propuesto en la revisión de seguridad contra colapso, independientemente del periodo dominante del suelo T_s y del factor de comportamiento sísmico Q . Estas observaciones se respaldaron con la aplicación de las metodologías de análisis al modelo de 15 niveles, mediante las que se demostró su consistencia.

En el caso en el que la estructura estudiada presente un primer periodo fundamental en el intervalo $T_a > T$, se comprobó analíticamente, con el respaldo del modelo de 12 niveles, que una estructura analizada con el *método convencional* que satisface la restricción por deformación lateral, satisficará el requisito para la limitación de daños a elementos no estructurales del ANA, observando las excepciones mostradas en el artículo en función del factor de comportamiento sísmico Q , la proporción T/T_a y el periodo del suelo T_s . Sin embargo, este modelo no tiene la rigidez necesaria para satisfacer la revisión de seguridad contra colapso en ningún caso. De igual forma, se respaldó con la aplicación de ambas metodologías de análisis al modelo de 12 niveles, las conclusiones analíticas descritas con lo que se demostró la consistencia de las reflexiones mostradas.

A lo largo de los razonamientos sobre las restricciones por deformación lateral, se usó el análisis propuesto por el *método convencional* como censor para comparar las metodologías, y aunque no se dedicaron esfuerzos encaminados a definir intervalos de periodo dominantes de las estructuras para los cuales rija alguna de las revisiones propuestas, ni se observó la relación entre la revisión para la limitación de daño a elementos no estructurales y el límite de seguridad contra colapso del ANA, aunque las conclusiones generadas dejan entrever la posibilidad de definir el criterio que domina, lo que requerirá una importante cantidad de modelos para sustentar las conclusiones analíticas.

REFERENCIAS

LRFD-96 (1996), "Manual of Steel Construction. Load Resistance Factor Design", Specification for Structural Steel Buildings, *American Institute of Steel Construction (AISC)*.

NTCA-2001 (2001), "Normas Técnicas sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones", *www.smis.org.mx*.

NTCS-2001 (2001), "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo", *www.smis.org.mx*.

Tapia Hernández, Edgar (en proceso) "Estudio de los criterios del RCDF-2001 y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño Sísmico de edificios regulares con base en marcos contraventeados de acero estructural", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Capítulo V.