



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROPUESTA DE REQUISITO DE DISEÑO
PARA TORSIÓN SÍSMICA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A

JUAN TREJO JIMÉNEZ

DIRECTOR DE TESIS: DR JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

México DF, marzo de 2007



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Contenido

Introducción	2
Capítulo I. Torsión sísmica de edificios	4
I.1 El fenómeno de la torsión sísmica	4
I.2 Causas de la torsión sísmica	6
I.3 Daño por torsión sísmica	7
Capítulo II. Diseño por torsión sísmica	10
II.1 Criterios de diseño sísmico de estructuras	10
II.2 Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo	11
II.3 Procedimiento Simplificado de Diseño	15
Capítulo III. Edificios de cortante	19
III.1 Comportamiento de edificios de cortante	19
III.2 Índice de rotación de nudo	20
Capítulo IV. Comportamiento no lineal de las estructuras	21
IV.1 Comportamiento no lineal	21
IV.2 Comportamiento no lineal de estructuras	21
IV.3 Ductilidad máxima demandada	23
IV.4 Diseño por capacidad	23
Capítulo V. Propuesta de requisito adicional para diseño para torsión sísmica	25
V.1 Criterio de diseño por torsión de Nueva Zelanda	25
V.2 Criterio de diseño por torsión con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1995	26
Capítulo VI. Propuesta de requisito de diseño para torsión sísmica con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 2004	28
VI.1 Características generales de modelos	28
VI.2 Análisis de resultados	34
Capítulo VII Conclusiones y recomendaciones	40
Referencias	42

Introducción

La interpretación adecuada de los daños ocasionados en los edificios de la ciudad de México, por el sismo del 19 de septiembre de 1985, es de gran importancia pues de ella dependen algunas de las medidas reglamentarias que se deben adoptar para que en el futuro no se presenten catástrofes similares.

En el sismo de 1985, una gran cantidad de daños presentados en los edificios se atribuyeron a la presencia del fenómeno de torsión sísmica, principalmente en aquellos donde existía una distribución no uniforme de masas y de elementos estructurales (Meli y Rosenblueth, 1986). Probablemente esto provocó grandes esfuerzos y desplazamientos en los elementos estructurales de la periferia cuando la estructura incurrió en su intervalo de comportamiento no lineal.

El fenómeno de la torsión sísmica se considera en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004 (RCDF2004) de una forma muy simplista, pues considera la presencia del fenómeno pero no restringe la rigidez torsional de las estructuras ni sus consecuentes desplazamientos. Además, el RCDF2004 no obliga a realizar un análisis no lineal de las estructuras, sólo considera que al cumplirse con varios requisitos de ductilidad la estructura tendrá suficiente capacidad de disipación de energía cuando incurriera en el intervalo de comportamiento no lineal.

En el presente trabajo se evalúa un requisito adicional para controlar la torsión sísmica en estructuras diseñadas de acuerdo con el RCDF2004. Este fue propuesto por Páez (2005). El requisito consiste en cumplir con una relación de desplazamientos elásticos en los extremos de la estructura. La relación fue determinada a partir de análisis no lineales y en función de una rigidez torsional mínima. De esta manera se pretende limitar el comportamiento no lineal de las estructuras a partir de la revisión de desplazamientos obtenidos en el análisis lineal.

El objetivo de este trabajo consiste en evaluar la aplicación del método y analizar modelos para establecer los alcances de sus resultados.

Para lograr el objetivo anterior se definieron dos modelos. Uno que cumpliera con el requisito adicional y el otro no. Pero ambos satisficieron los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS2004).

En el capítulo I se define el fenómeno de la torsión sísmica y sus causas. Además, se presentan ejemplos de daño por torsión sísmica en estructuras por sismos.

En el capítulo II se comenta de los criterios de diseño sísmico, de los requisitos que se establecen en las NTCDS2004 y del Procedimiento Simplificado de Diseño que se usó en el diseño por torsión sísmica estática de los modelos.

En los capítulos III y IV se describen conceptos necesarios para el desarrollo del presente trabajo. En el capítulo III se define un edificio de cortante y la forma de caracterizarlos.

El capítulo IV aborda el tema del comportamiento no lineal de las estructuras y define el parámetro con el cual se mide la incursión de éstas en el intervalo de comportamiento no lineal.

En el capítulo V se comenta el código de diseño de Nueva Zelanda (Tso y Wong, 1993) donde tiene sus orígenes el requisito que se quiere implementar en las NTCDS2004. En este capítulo se mencionan las investigaciones realizadas por Páez (2005), sus modelos y sus resultados.

El capítulo VI es el resumen del trabajo realizado en esta tesis. Aquí se presentan las características generales de los modelos y el análisis de los resultados. En el capítulo VII se exponen las conclusiones a las que se llegó y las recomendaciones para futuras investigaciones.

Capítulo I. Torsión sísmica de edificios

I.1 El fenómeno de la torsión sísmica

El análisis sísmico estático de edificios considera que la masa de las estructuras se concentra en cada uno de sus pisos y que las fuerzas sísmicas, inducidas por el movimiento del terreno, actúan de forma horizontal en cada uno de los centros de masas (CM) de cada piso (Damy J, 1990). En la figura 1.1 se muestra lo mencionado anteriormente.

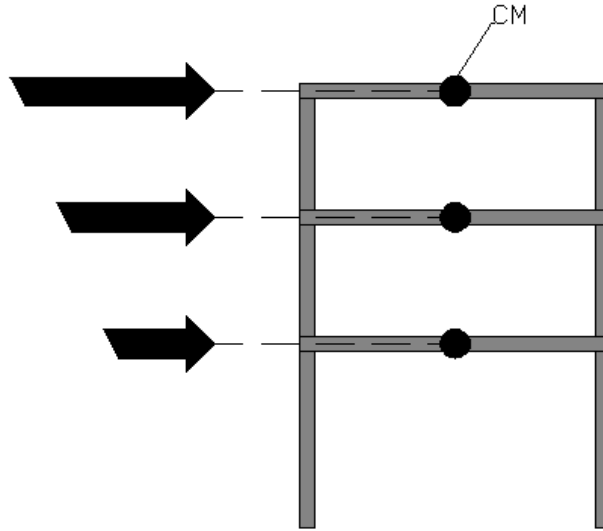


Figura 1.1 Fuerzas sísmicas aplicadas en los centros de masas.

La fuerza cortante que resulta de la acción sísmica actúa en cada entrepiso en un punto llamado centro de cortante (CC), mientras que la resultante de las rigideces de cada entrepiso se concentra en un punto llamado centro de rigidez (CR).

La diferencia entre CC y el CR se denomina excentricidad estática o excentricidad estructural (e_s):

$$e_s = CC - CR \quad (1.1)$$

En la figura 1.2 se observa que la no coincidencia entre el CC y el CR de los entrepisos tiene como consecuencia la generación de un momento torsionante. Éste produce cortantes que provocan un desplazamiento de la estructura que tiene que adicionarse al desplazamiento traslacional. Este acoplamiento entre los desplazamientos de traslación y de rotación es conocido como torsión sísmica de edificios.

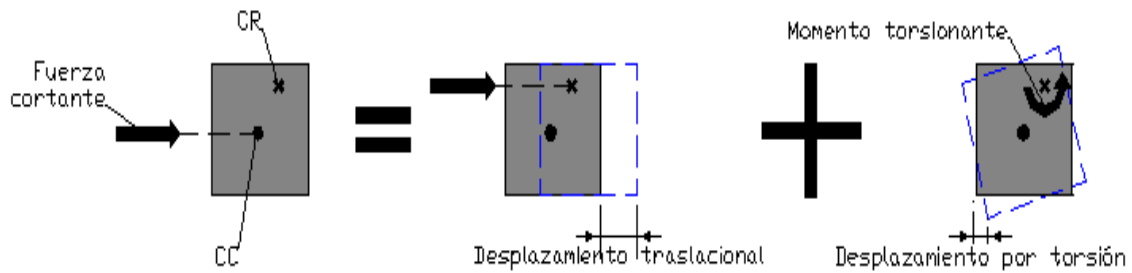


Figura 1.2 Fenómeno de torsión sísmica en un piso de un edificio.

Escobar y Ayala (1991) demostraron que aun en las estructuras nominalmente simétricas en las que teóricamente no debería haber torsión, existe la posibilidad de que dicho fenómeno se presente debido a las incertidumbres en las propiedades geométricas provocando una torsión accidental. La torsión accidental se atribuye a la diferencia entre los valores calculados de las rigideces y masas de la estructura con los que realmente se tienen en la realidad, a la diferencia en la llegada de las ondas sísmicas a la base de los edificios y a la componente de aceleración de rotación del suelo.

Las coordenadas del CC del j-ésimo entrepiso se calculan como:

$$x_{CC} = \frac{\sum Fy_j x_{cm}}{Vy_j} \quad (1.2)$$

$$y_{CC} = \frac{\sum Fx_j y_{cm}}{Vx_j} \quad (1.3)$$

donde:

Fx_j, Fy_j =fuerzas sísmicas laterales en piso j;
 Vx_j, Vy_j =cortantes del entrepiso j; y
 x_{cm}, y_{cm} = coordenadas del centro de masas.

Las coordenadas del CR del j-ésimo entrepiso se calculan como sigue:

$$x_{CR} = \frac{\sum (Vdy_{ji} x_i)}{Vy_j} \quad (1.4)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum (Vdx_{ji} y_i)}{Vx_j} \quad (1.5)$$

donde:

$Vdx_{i,j}, Vdy_{i,j}$ =cortante directo del i-ésimo elemento resistente del entrepiso j; y
 x_i, y_i =coordenadas respecto a un punto de referencia.

I.2 Causas de la torsión sísmica

La torsión sísmica se presenta cuando una estructura es asimétrica, es decir, cuando el CR y el CC no coinciden. Las razones por las que dichos centros no coinciden son una distribución no uniforme de masas en los pisos, una distribución no uniforme de rigideces en los elementos estructurales y por condiciones geométricas en planta y elevación. En la figura 1.3 se presentan esquemas que ocasionan asimetría en las estructuras.

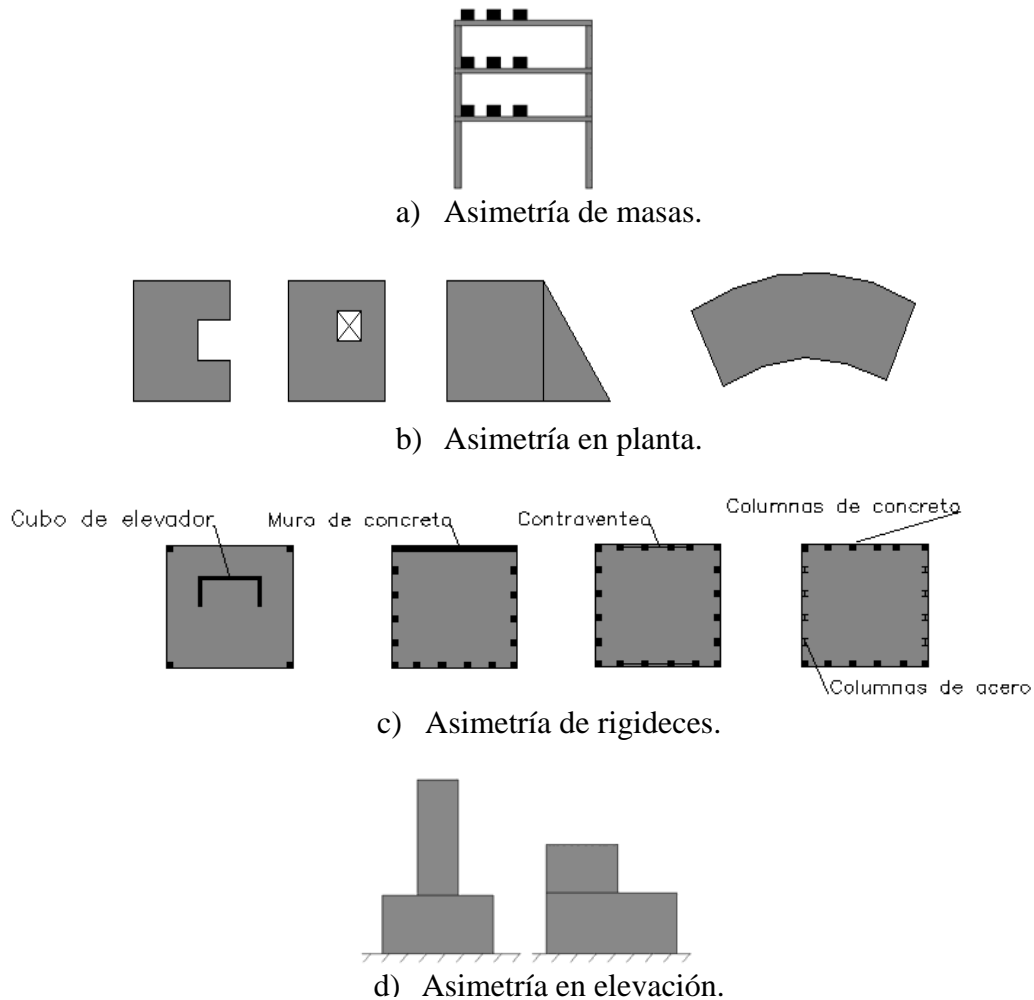


Figura 1.3 Causas de la torsión sísmica.

Para reducir los efectos de la torsión sísmica es recomendable hacer coincidir, en la medida de lo posible, el centro geométrico de la estructura de cada nivel con su CR y con su CC. Lo anterior se logra estableciendo una distribución uniforme de masas, de elementos estructurales y una geometría en planta y elevación simétrica en dos ejes perpendiculares.

I.3 Daño por torsión sísmica

Durante el sismo de 1985 en la ciudad de México, el edificio Nuevo León en la unidad habitacional Tlatelolco falló. La estructura presentaba una forma rectangular y simetría en planta, con una relación largo/ancho de 7.4.

Cuando se determinan las fuerzas sísmicas, usualmente se supone que la estructura vibra como un sistema en el que todos los puntos de una planta en el mismo piso y lapso están en la misma fase de desplazamiento, velocidad y aceleración. Pero en la realidad, la propagación de las ondas sísmicas no es instantánea sino que tienen una velocidad finita que depende de la densidad del suelo y de las características de los elementos estructurales.

Las diversas partes de la base del edificio Nuevo León, a todo su largo, vibraron asincrónicamente con aceleraciones diferenciales causando así esfuerzos y desplazamientos adicionales. En la figura 1.4 aparece, al centro, el edificio Nuevo León después del sismo de 1985.



Figura 1.4 Edificio Nuevo León, México 1985
(Cárdenas, 1998)

Por otro lado, el Banco Central en Managua, Nicaragua, era un edificio de 15 pisos y 2 sótanos, estructurado con marcos de concreto reforzado. En la figura 1.5 se observa que el edificio presentaba una geometría simétrica en planta con respecto a dos ejes ortogonales, pero con núcleos de servicio dispuestos de una forma asimétrica.

La asimetría de rigideces provocó que en el sismo de 1972 en Managua, el edificio sufriera daños considerables, tanto estructurales como no estructurales. El daño

estructural más grave fue el agrietamiento de la losa del piso cercana a los núcleos de elevador y escaleras.

Como el movimiento predominante del suelo fue en dirección E-O, el núcleo de concreto era más rígido que los marcos y, en consecuencia, los pisos se rompieron en estos puntos. Se encontraron fracturas hasta de ½ pulgada de ancho en casi todos los pisos. En la figura 1.6 se presenta el Banco Central después de ocurrido el sismo. Se observa que éste sufrió daños estructurales y no estructurales.

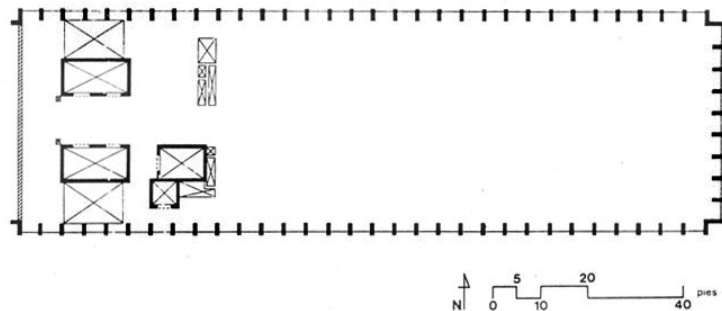


Figura 1.5 Planta del Banco Central en Managua, Nicaragua (Arnold y Reitherman, 1985).



Figura 1.6 Banco Central de Managua, Nicaragua 1972 (Bendaña, 1997).

Durante el sismo de Santa Bárbara, California en 1925 una esquina del edificio de San Marcos llegó al colapso (figura 1.7). El edificio estaba estructurado por marcos de concreto reforzado y geometría en planta en forma de L. Debido a la forma geométrica durante el sismo se produjeron movimientos diferenciales entre las partes del edificio provocando una concentración local de esfuerzos en la esquina entrante.

Además, la no coincidencia del CM con el CR provocó la rotación de la estructura ocasionando que las dos partes se golpearan entre sí en la zona del cambio de sección (Arnold y Reitherman, 1985).

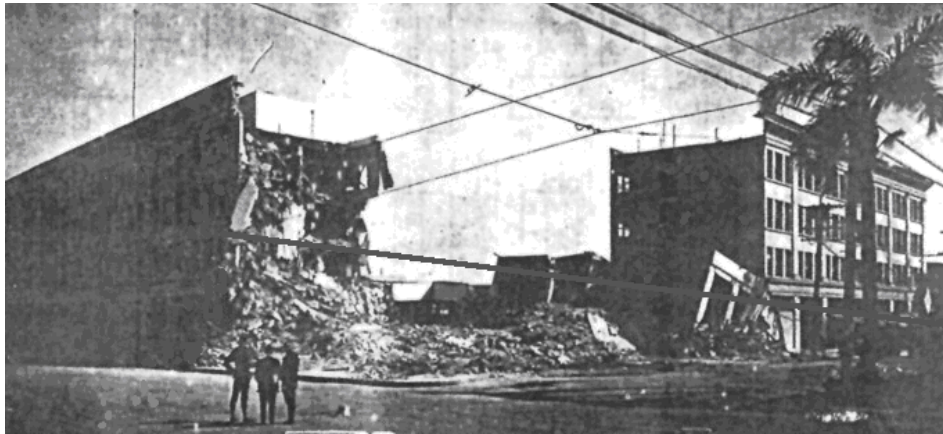


Figura 1.7 Edificio de San Marcos en Santa Bárbara, California 1925 (Arnold y Reitherman, 1985).

Capítulo II. Diseño por torsión sísmica

II.1 Criterios de diseño sísmico de estructuras

Cuando se diseña una estructura para que resista una acción permanente en combinación de una acción variable, se utilizan los valores máximos probables que se espera se presenten durante su vida útil.

Cuando se diseña una estructura para que resista acciones accidentales, el cálculo es más complicado que el anterior debido a que éstas suelen ser más impredecibles en magnitud y tiempo. Además, la probabilidad de ocurrencia de los fenómenos accidentales durante la vida útil de la estructura es pequeña. Por lo anterior, en el diseño sísmico no es viable, generalmente, diseñar para que las estructuras se comporten siempre dentro de su intervalo lineal.

El diseño sísmico se convierte en un problema de optimización donde se tiene que equilibrar la inversión que es razonable hacer para obtener una seguridad estructural adecuada. Así, la mayoría de los Reglamentos de Construcción actuales, permiten que el comportamiento de las edificaciones exceda su resistencia ante temblores severos manteniendo su capacidad de carga y evitando daños de cualquier índole ante sismos moderados con una probabilidad significativa de presentarse durante la vida útil.

Los objetivos anteriores se establecen en los Reglamentos de Construcción mediante estados límite de comportamiento que generalmente están clasificados como (Bazán y Meli, 2001):

- a) Estado límite de servicio, para el cual no se deben exceder deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes ni daños en elementos no estructurales, interferencia en el funcionamiento de equipos e instalaciones y condiciones que impidan el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.
- b) Estado límite de integridad estructural, en el cual no debe presentarse daño estructural y no estructural, permitiéndose el agrietamiento en elementos de concreto pero sin alcanzar su capacidad de carga.
- c) Estado límite de supervivencia, para el cual puede haber daño estructural significativo y en ocasiones más allá de lo económicamente reparable, pero manteniendo la capacidad de carga de la estructura y evitando su colapso.

Con base en estos estados límite, los objetivos del diseño sísmico estructural se pueden establecer como (Bazán y Meli, 2001):

- 1) Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada con una probabilidad significativa de presentarse varias veces durante la vida útil de la estructura.
- 2) Evitar que se exceda el estado límite de integridad estructural para sismos severos con una probabilidad menos significativa de presentarse durante la vida útil de la estructura.
- 3) Evitar que se exceda el estado límite de supervivencia para sismos extraordinarios con una probabilidad pequeña de presentarse durante la vida útil de la estructura.

Las probabilidades mencionadas en los criterios de diseño se manejan en la mayoría de los Reglamentos de Construcción en periodos de retorno. En la Tabla 2.1 se muestran para cada estado límite los periodos de retorno considerados aceptables (Bazán y Meli, 2001).

Tabla 2.1 Periodos de retorno de los sismos (Bazán y Meli, 2001).

Estado límite	Intensidad sísmica	Periodo de retorno (años)
Servicio	Moderada	20-30
Integridad estructural	Severa	50-100
Supervivencia	Extraordinaria	500-1000

Para cumplir con los objetivos del diseño sísmico, en teoría se tendrían que realizar tres distintos análisis. Uno con un sismo de intensidad moderada en el que se revisarían las condiciones de servicio con un modelo elástico-lineal. Otro con un sismo severo en el que se revisarían las condiciones de integridad estructural con un modelo elástico-lineal. Y uno con un sismo extraordinario en el que se revisarían las condiciones de supervivencia con un modelo plástico.

El procedimiento no es factible para la mayoría de las estructuras y sólo se lleva a cabo para edificaciones de suma importancia como las centrales nucleares. La mayoría de los Reglamentos de Construcción simplifican el análisis en uno solo, utilizando un modelo elástico-lineal con fuerzas sísmicas menores a las que se tendrían durante el intervalo de comportamiento lineal.

II.2 Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF2004 decretadas el 6 de octubre de 2004 (NTCDS, 2004) son, en general, métodos y

prescripciones de diseño. Tienen como propósito proporcionar a las edificaciones de una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no se presenten fallas estructurales ni pérdidas de vidas.

En dichas normas se establece que las estructuras se analizarán bajo la acción sísmica de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Sin embargo, como se muestra en la figura 2.1, los desplazamientos y fuerzas internas que resulten de la acción sísmica de un componente se le deben sumar 30 % del componente ortogonal.

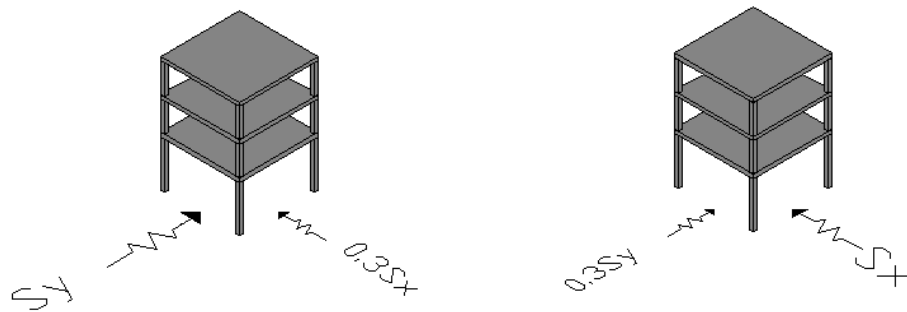


Figura 2.1 Combinación del efecto sísmico.

Como índice de la acción sísmica, las NTCDS2004 utilizan el coeficiente sísmico c , que se define como el cociente entre la fuerza cortante debida al sismo en la base de la estructura V_s y su peso total W .

$$c = \frac{V_s}{W} \quad (2.1)$$

En las NTCDS2004 (NTCDS, 2004), se ha establecido que el valor del coeficiente sísmico para las estructuras clasificadas dentro del grupo B que se encuentren en la zona I (zona de lomas) sea 0.16, para la zona II (zona de transición) 0.32 y para las zonas IIIa, IIIb, IIIc y IIIId (zona del lago) de 0.4, 0.45, 0.4 y 0.3 respectivamente.

Para los edificios cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, es decir, para estructuras clasificadas dentro del grupo A, las NTCDS2004 recomiendan aumentar el coeficiente sísmico en un 50%.

De acuerdo con las características estructurales y del terreno, las NTCDS2004 permiten reducir las fuerzas sísmicas calculadas, por el método estático o dinámico, mediante el

factor de reducción Q' que está en función del factor de comportamiento sísmico Q que varía entre 1 y 4.

Así por ejemplo, al realizar un análisis sísmico estático, la fuerza lateral F_i que actúa en el i -ésimo nivel se puede calcular como:

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (2.2)$$

donde:

W_i = peso de la i -ésima masa; y

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

Para cumplir con el segundo objetivo del diseño sísmico, mencionado en el inicio, con estas fuerzas reducidas se analiza un modelo lineal de la estructura y se revisa que no se excedan los valores establecidos por los estados límite.

Las NTCDS2004 son más rigurosas para las estructuras irregulares. Así, si la estructura cumple con las condiciones de regularidad establecidas en la sección 6.1 de dichas Normas, el factor de reducción se multiplica por la unidad, es decir, no sufre reducción alguna. Sin embargo, si no se cumple con uno de estos requisitos, el factor de reducción se debe multiplicar por 0.9, si no cumple con dos o más de dichos requisitos se multiplica por 0.8 y al no cumplir con dos requisitos específicos, la estructura se denomina fuertemente irregular y debe multiplicarse por 0.7.

La determinación del CR es de forma aproximada debido a que la rigidez de cada elemento estructural se ve modificada por agrietamientos locales, fluencia y por la contribución de elementos no estructurales. Además, el efecto dinámico de la vibración puede ampliar la excentricidad estática. Por tales razones las NTCDS2004 especifican que el momento torsionante sea, por lo menos, igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad de diseño, ed_1 ó ed_2 que resulte más desfavorable donde:

$$ed_1 = \alpha e_s + \beta b \quad (2.3)$$

$$ed_2 = \delta e_s - \beta b \quad (2.4)$$

donde:

α =factor de amplificación dinámica, 1.5;

δ =factor de amplificación dinámica, 1.0;

β =factor de excentricidad accidental, 0.1; y

b =dimensión máxima en planta de la estructura, perpendicular a la dirección de la excitación sísmica que se analiza.

Para cumplir con el objetivo de evitar daños estructurales ante sismos moderados, las NTCDS2004 restringen la distorsión de entrepiso (ϕ) de la estructura, que se define como el cociente entre la diferencia de los desplazamientos laterales de pisos consecutivos (Δ) producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso y la altura de entrepiso (H) como:

$$\phi = \frac{\Delta}{H} \quad (2.5)$$

donde:

$\phi \leq 0.006$ si la estructura cuenta con elementos como muros y diagonales **no** estructurales, ligados a la estructura principal capaces de soportar deformaciones apreciables;

$\phi \leq 0.012$ si la estructura cuenta con elementos como muros y diagonales no estructurales, desligados a la estructura principal incapaces de soportar deformaciones apreciables; y

$\Delta = (\text{desplazamiento resultante del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas}) \times Q$.

En la figura 2.2 se muestran los parámetros utilizados en el cálculo de la distorsión de entrepiso.

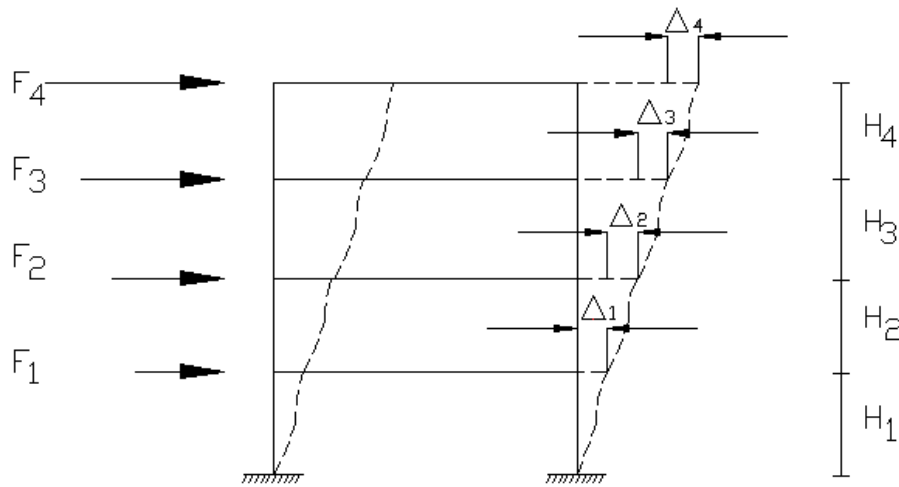


Figura 2.2 Distorsión de entrepiso.

Las NTCDS2004 no incluyen una revisión del estado límite de supervivencia, sólo consideran que al cumplir con las condiciones de regularidad, la estructura dispondrá de capacidad suficiente para disipar la energía sísmica y evitar el colapso.

II.3 Procedimiento Simplificado de Diseño

La excentricidad entre el CC y el CR provoca que la estructura experimente el efecto de una fuerza cortante más el de un momento torsionante.

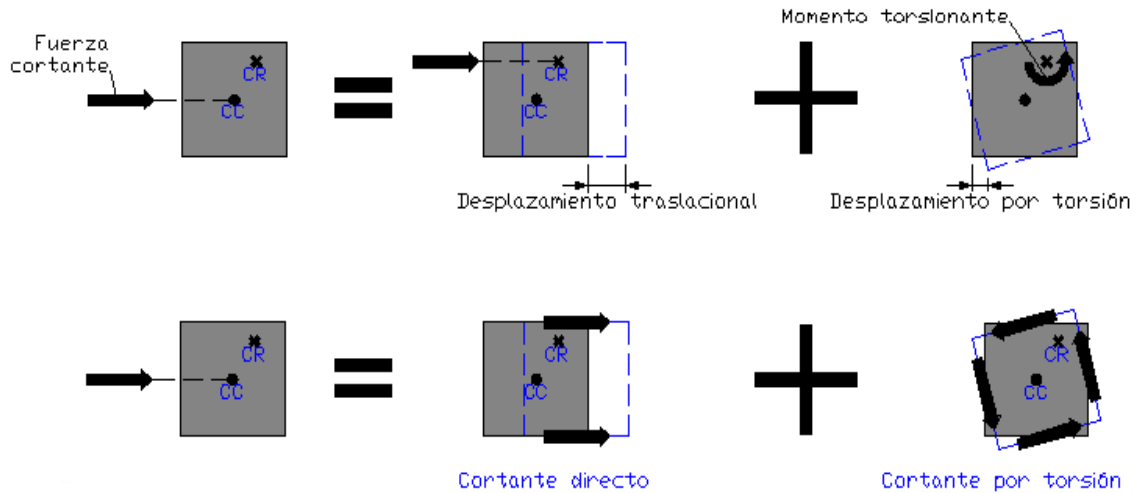


Figura 2.3 Cortante directo y cortante por torsión en estructura.

Como se observa en la figura 2.3, para la fuerza en el CC, se genera un cortante directo en cada uno de los elementos resistentes de la estructura, paralelos a la fuerza cortante, que es proporcional a su rigidez lateral k_i y que se puede calcular como:

$$V_{di} = V_j \frac{k_i}{\sum k_i} \quad (2.6)$$

donde:

- V_j = fuerza cortante del entrepiso j;
- k_i = rigidez lateral del elemento i del entrepiso j; y
- $\sum k_i$ =sumatoria de las rigideces i del entrepiso j.

El momento torsionante ocasiona un cortante por torsión en todos los elementos resistentes de la estructura de acuerdo con su contribución a la rigidez torsional y que se puede calcular como:

$$V_{ti} = V_j \frac{k_i x_i}{k_\theta} \quad (2.7)$$

donde:

$$k_{\theta} = \sum x_i^2 k_i + \sum y_i^2 k_i, \text{ rigidez torsional; y} \quad (2.8)$$

x_i, y_i = coordenadas del i-ésimo elemento estructural, con respecto al centro de rigidez o de torsión en las direcciones ortogonales X, Y respectivamente.

El Procedimiento Simplificado de Diseño (PSD) (Escobar, et al., 2004) es un método que reduce el número de cálculos en el diseño por torsión sísmica estática de edificios, ya que realiza un sólo análisis de la estructura tridimensional para cada una de sus direcciones ortogonales.

Así pues, como cada elemento resistente debe soportar un cortante directo y un cortante por torsión se tiene que:

$$V_i = V_{di} \pm V_{ti} \quad (2.9)$$

Sustituyendo las ecuaciones (2.6) y (2.7) en la (2.9) se tiene:

$$V_i = V_j \frac{k_i}{\sum k_i} \pm V_j \frac{k_i x_i}{k_{\theta}} \text{ ed} \quad (2.10)$$

Si $\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k_{\theta}}{\sum k_i}}$, despejando k_{θ} se tiene que; $k_{\theta} = \rho^2 b^2 \sum k_i$ (2.11)

Sustituyendo (2.11) en (2.10) y factorizando se tiene:

$$V_i = V_d \left(1 \pm \frac{x_i e_d}{\rho^2 b^2} \right) \quad (2.12)$$

En esta ecuación se observa que, para cada elemento estructural, la resistencia de diseño puede expresarse en función del cortante directo V_d afectado por un coeficiente que depende del valor de la excentricidad de diseño y de la rigidez torsional del sistema.

Para definir la forma de trabajo de cada elemento estructural, el PSD clasifica a los elementos de acuerdo con su posición respecto al CC y al CR. Como se muestra en la figura 2.4, si un elemento se encuentra localizado del mismo lado del CC con respecto al CR se denomina elemento flexible. Y si un elemento se encuentra localizado del lado del CR con respecto al CC se denomina elemento rígido.

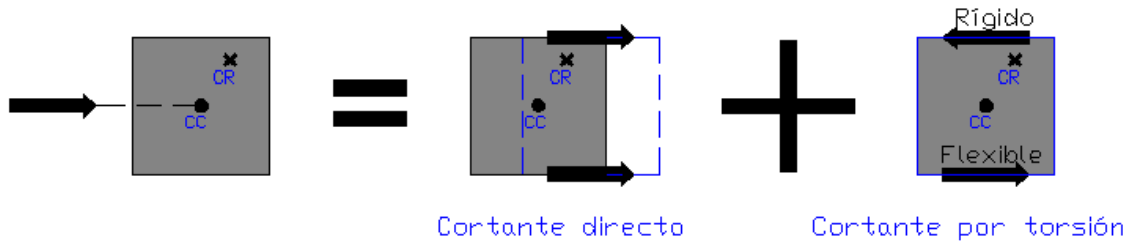


Figura 2.4 Clasificación de elementos estructurales de acuerdo con el PSD.

Para los elementos flexibles, el cortante por torsión resulta ser aditivo, por tanto, sustituyendo las ecuaciones (2.3) y (2.4) en la (2.12) se tiene que:

$$V_i = V_d \left(1 + \frac{x_i(\alpha e_s + \beta b)}{\rho^2 b^2} \right) \quad (2.13)$$

$$V_i = V_d \left(1 + \frac{x_i(\delta e_s - \beta b)}{\rho^2 b^2} \right) \quad (2.14)$$

Donde la ecuación (2.13) es la que produce valores más desfavorables.

Para los elementos rígidos, el cortante por torsión resulta de sentido contrario al cortante directo, por lo que, sustituyendo las ecuaciones (2.3) y (2.4) en la (2.12):

$$V_i = V_d \left(1 - \frac{x_i(\alpha e_s + \beta b)}{\rho^2 b^2} \right) \quad (2.15)$$

$$V_i = V_d \left(1 - \frac{x_i(\delta e_s - \beta b)}{\rho^2 b^2} \right) \quad (2.16)$$

Donde la ecuación (2.16) es la que produce valores más desfavorables.

La excentricidad estructural normalizada se define como: $e = \frac{e_s}{b}$ (2.17)

y ζ_i como un porcentaje adimensional igual a: $\zeta_i = \frac{x_i}{b}$ (2.18)

Sustituyendo las ecuaciones (2.17) y (2.18) en la (2.13) y factorizando:

$$V_i = V_{di} \left(1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} [\beta + \alpha e] \right) \quad (2.19)$$

$$\text{Si } FATf_i = \left(1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} [\beta + \alpha e] \right) \quad (2.20)$$

$$V_i = V_{di} FATf_i \quad (2.21)$$

donde:

FATf_i = factor de amplificación por torsión para elementos flexibles.

Sustituyendo las ecuaciones (2.17) y (2.18) en la (2.16) y factorizando:

$$V_i = V_{di} \left(1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} [\beta - \delta e] \right) \quad (2.22)$$

$$\text{Si } FATr_i = \left(1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} [\beta - \delta e] \right) \quad (2.23)$$

$$V_i = V_{di} FATr_i \quad (2.24)$$

donde:

FATr_i=factor de amplificación por torsión para elementos rígidos >=1.

Así, el diseño sísmico de edificios se simplifica, ya que sólo se tienen que calcular los cortantes directos de cada elemento y multiplicarlos por su correspondiente FAT.

Capítulo III. Edificios de cortante

III.1 Comportamiento de edificios de cortante

Sea el marco plano mostrado en la figura 3.1. Si las vigas son lo suficientemente rígidas, ante la acción de las fuerzas laterales, las columnas presentaran puntos de inflexión en sus extremos provocando la doble curvatura del elemento estructural. Así, la rigidez del entrepiso es aportada solamente por la capacidad a flexión de los elementos verticales, lo cual permite modelar el marco mediante una serie de resortes, uno por cada entrepiso. Cuando una estructura se comporta de esta forma se denomina de cortante.

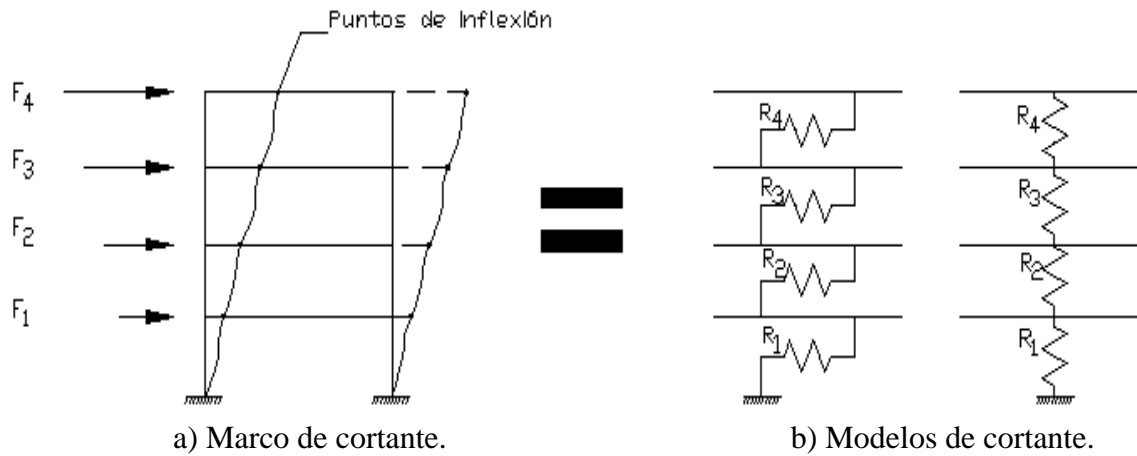


Figura 3.1 Comportamiento de un marco de cortante.

La rigidez a flexión de cada una de las columnas se puede determinar como:

$$R_{\text{columna}} = \frac{12EI}{L^3} \quad (3.1)$$

donde:

E= módulo de elasticidad;

L= altura del entrepiso; y

I= momento de inercia de la sección transversal.

Así, la rigidez de cada entrepiso de un marco, se puede calcular como la suma de las rigideces de todas las columnas del mismo, esto es:

$$R_{\text{entrepiso}} = \sum \frac{12EI}{L^3} \quad (3.2)$$

III.2 Índice de rotación de nudo

Para determinar si un edificio está compuesto por marcos de cortante se utiliza el índice de rotación de nudo Ω . Blume (1968), definió que, para determinar si las vigas cuentan con suficiente rigidez, de tal forma que obligan a las columnas a deformarse en doble curvatura, es necesario calcular para cada nudo de cada entrepiso el valor de la siguiente relación:

$$\Omega = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_{\text{vigas}}}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_{\text{columnas}}} \quad (3.3)$$

donde:

- Ω = índice de rotación de nudo;
- I= momento de inercia de viga o columna; y
- L=longitud del elemento estructural.

Así que para definir si un edificio tiene comportamiento de cortante, es necesario calcular para cada entrepiso y para cada dirección, dos veces el índice de rotación de nudo, uno utilizando las columnas superiores y otro con las inferiores. En todos los casos los valores de los cocientes tienen que ser mayor que 0.1.

Aunque este índice sólo ha sido deducido para marcos regulares, da una idea sobre la posible aparición de puntos de inflexión en las columnas de marcos irregulares.

Es importante señalar que cuando se estructura un edificio con columnas más robustas que las vigas, el índice de rotación de nudo resulta ser menor que 0.1.

Capítulo IV. Comportamiento no lineal de las estructuras

IV.1 Comportamiento no lineal

Cuando un material, como el concreto reforzado, es sometido a pruebas de carga axial, su comportamiento puede ser definido por una gráfica esfuerzo-deformación unitaria en la que existe un tramo lineal cuya pendiente es el módulo de elasticidad (E) y es directamente proporcional al esfuerzo (σ) e inversamente proporcional a la deformación unitaria (ϵ).

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (4.1)$$

Como se observa en la figura 4.1, cuando la relación de proporcionalidad establecida por la ecuación (4.1) deja de cumplirse el comportamiento se denomina no lineal.

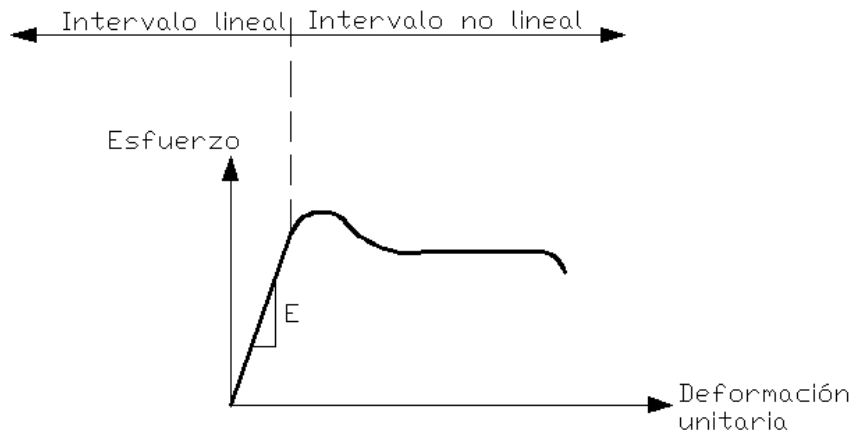


Figura 4.1 Gráfica esfuerzo-deformación de un espécimen de concreto reforzado.

IV.2 Comportamiento no lineal de estructuras

Cuando una estructura se somete a una acción sísmica, su comportamiento puede ser representado gráficamente por la relación cortante basal-desplazamiento en la azotea. El comportamiento inicial de la estructura será lineal, pero, al aumentar la intensidad sísmica, las propiedades dinámicas del edificio cambiarán alterando su respuesta e iniciando su comportamiento no lineal.

El comportamiento no lineal de una estructura está asociado a su estado de daño, inicialmente en elementos no estructurales y después en los estructurales. Los síntomas de la incursión en el intervalo de comportamiento no lineal, son la pérdida de rigidez y el aumento del amortiguamiento que traen como consecuencia el agrietamiento de los elementos no estructurales y estructurales, desprendimiento de recubrimientos, pandeos locales y deformaciones residuales de la estructura (Bazán y Meli, 2001).

En la figura 4.2 se representa el comportamiento de una estructura ante una acción sísmica. Se observa que cuando tiene un comportamiento dúctil presenta grandes deformaciones antes de que ocurra el colapso, sin embargo, cuando presenta un comportamiento frágil, las deformaciones son pequeñas en el momento del colapso.

En la gráfica de la figura 4.2 también se observan puntos que definen el cambio de rigidez de la estructura, correspondientes a cambios de comportamiento importantes, como el agrietamiento de la estructura, la fluencia del primer elemento estructural y la pérdida de capacidad de carga que establece el inicio del colapso. Estos puntos se pueden asociar a los estados límite del comportamiento estructural. En el primero se puede considerar que se rebasan las condiciones de servicio de la estructura, en el segundo las condiciones de seguridad y el tercero, al que no recomiendan llegar las NTCDS2004, el colapso de la estructura.

La ductilidad es una propiedad muy importante que define la capacidad que tienen las estructuras de disipar la energía sísmica e incluso las NTCDS2004 permiten que el comportamiento de las edificaciones rebase el intervalo lineal ante temblores severos y se incursione en el no lineal. Así, se permite que las estructuras se diseñen para resistir fuerzas inferiores a las que se presentarían en su intervalo elástico pero manteniendo su capacidad de carga ante deformaciones muy superiores a las de la fluencia.

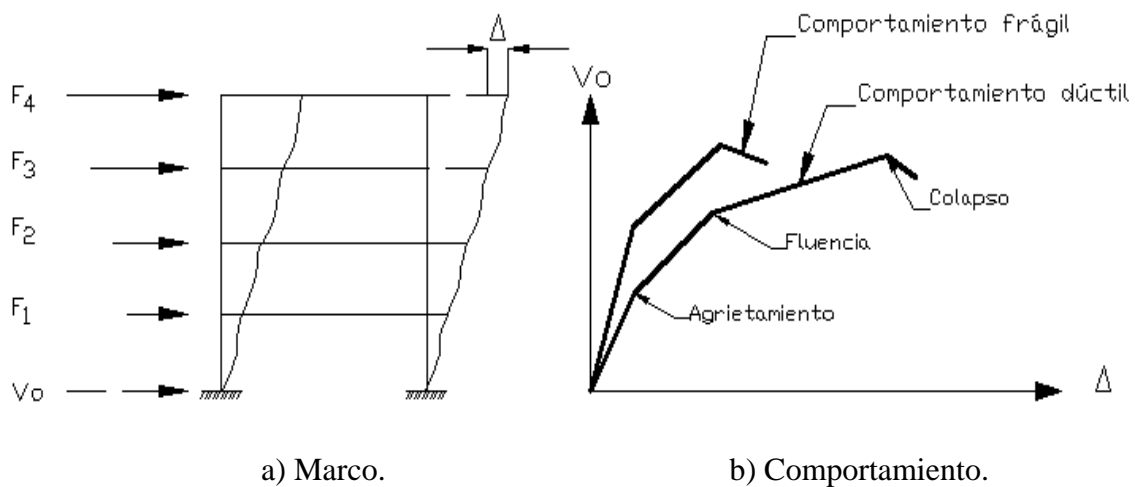


Figura 4.2 Comportamiento de las estructuras.

La respuesta no lineal de una estructura depende del tipo de comportamiento que tengan los elementos que la componen. Por ejemplo, el acero mantiene su comportamiento lineal ante esfuerzos grandes, en cambio, el concreto no soporta deformaciones ante fuerzas de tensión pequeñas. El comportamiento de la estructura depende también de la forma en la que los elementos están dispuestos y conectados, del número de secciones que incurrieren en el intervalo de comportamiento no lineal y de la secuencia de formación del mecanismo de falla.

IV.3 Ductilidad máxima demandada

Una forma de medir el grado de incursión de una estructura en el intervalo de comportamiento no lineal consiste en calcular la ductilidad máxima demandada (DMD) de cada uno de los elementos resistentes, que se define como el cociente entre el desplazamiento relativo máximo u_{\max} del elemento y su respectivo desplazamiento de fluencia u_y , es decir:

$$DMD = \frac{u_{\max}}{u_y} \quad (4.2)$$

Donde el u_{\max} para cada elemento estructural se calcula con la condición de que los desplazamientos relativos tienen que tomarse para el mismo tiempo de la acción sísmica. El desplazamiento de fluencia u_y se puede calcular con la ecuación siguiente:

$$u_y = l^2 \frac{\sum M_y}{12EI} \quad (4.3)$$

donde:

l = longitud del elemento estructural;

E = módulo de elasticidad;

I = momento de inercia; y

$\sum M_y$ = suma de los momentos flexionantes en los extremos del elemento estructural.

IV.4 Diseño por capacidad

Los requisitos reglamentarios referentes a la torsión sísmica de las NTCDS2004 están basados en la respuesta de estructuras con comportamiento elástico bajo la aplicación de fuerzas sísmicas estáticas horizontales. Sin embargo, ante la acción sísmica la mayoría de las estructuras se comportan inelásticamente y las fuerzas sísmicas inducidas son de tipo dinámico.

En 1975, Park y Paulay (1975) desarrollaron en Nueva Zelanda un procedimiento de diseño sísmico llamado: diseño por capacidad; el cual pretende revisar las condiciones de la estructura en su etapa de comportamiento no lineal y garantizar que ésta tenga la capacidad de disipación inelástica de energía.

El diseño por capacidad consiste en elegir un mecanismo de comportamiento inelástico que desarrolle la ductilidad necesaria, definir qué elementos estructurales participaran en el mecanismo y diseñarlos. Para los demás elementos estructurales, su función es soportar las acciones que se presentan durante el mecanismo y garantizar que se mantenga, por lo que se utiliza para su diseño un factor de seguridad adicional, normalmente 1.25. Los elementos estructurales que participan en el mecanismo de comportamiento inelástico se denominan barrera primaria de defensa, ya que funcionan como fusibles impidiendo que se produzcan otros modos de falla más desfavorables.

Capítulo V. Propuesta de requisito adicional para diseño para torsión sísmica

V.1 Criterios de diseño por torsión de Nueva Zelanda

En el código de diseño de Nueva Zelanda (Tso y Wong, 1993), se han establecido requisitos para mejorar el comportamiento de las estructuras ante la aplicación de fuerzas sísmicas estáticas equivalentes. En 1992 se estableció para las estructuras la siguiente relación de desplazamientos elásticos en los elementos resistentes extremos: (figura 5.1)

$$\frac{\Delta_1}{\Delta_3} = \frac{3}{7} \quad (5.1)$$

donde:

Δ_1 = desplazamiento elástico lateral menor; y

Δ_3 = desplazamiento elástico lateral mayor.

Tso y Wong (1993) propusieron un valor mínimo de la rigidez torsional ρ_{\min} con el que se logra cierta uniformidad en las resistencias de diseño de los elementos resistentes de la estructura, y consecuentemente una mejor respuesta en el intervalo de comportamiento inelástico. El valor mínimo de la rigidez torsional para cada dirección principal de la estructura, se propuso en función de la excentricidad estática e_s como:

$$\rho_{\min} = \sqrt{e_s} \quad (5.2)$$

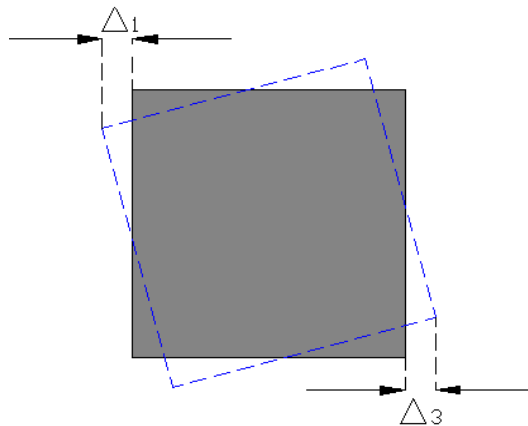


Figura 5.1 Desplazamientos elásticos laterales de los elementos resistentes.

V.2 Criterio de diseño por torsión con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1995

Páez (2005) estudió la respuesta sísmica de estructuras con comportamiento de cortante utilizando el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1995 (RCDF1995).

Primero analizó modelos de un piso con comportamiento de cortante, con cinco elementos resistentes en planta y localizados en la zona III del valle de México, de acuerdo con la clasificación del RCDF95. En la figura 5.2 se muestra, en planta, un esquema del modelo utilizado por Páez.

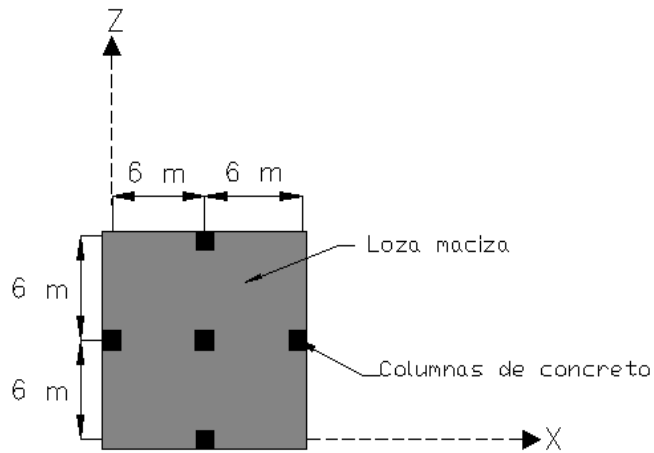


Figura 5.2 Vista en planta de modelo de 1 piso.

Para el modelo de la figura 5.2, se utilizaron distintos valores para el CM y CR con la finalidad de estudiar modelos excéntricos en masas y modelos excéntricos en rigideces. Se varió la rigidez torsional de las estructuras a través del parámetro ρ desde 0.1 hasta 0.7 y se utilizaron los registros de aceleraciones del sismo de 1985 de la estación ubicada en la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT).

Páez estableció un valor para la rigidez torsional mínima ($\rho_{\text{mínimaRCDF95}}$) con la cual la respuesta, medida está a través de la DMD, no excediera la demanda que tendría una estructura similar pero simétrica, esto es (Páez, 2005):

$$\rho_{\text{mínimaRCDF95}} = 0.40 \quad (5.3)$$

Después, a partir de este valor, estableció el valor mínimo de la relación de desplazamientos elásticos de los elementos resistentes en los extremos de la estructura en la dirección de análisis como:

$$\frac{1}{4.5} \leq \frac{\Delta_1}{\Delta_3} \quad \text{ó} \quad \frac{\Delta_3}{\Delta_1} \leq 4.5 \quad (5.4)$$

Para analizar la validez de sus resultados en edificios de varios pisos, se estudiaron modelos de edificios de cuatro pisos con comportamiento de cortante. Los modelos eran simétricos en rigideces y asimétricos en masas con una excentricidad estática igual a 0.1b. La diferencia de los modelos era que unos mantenían mayor rigidez torsional que otros. La figura 5.3 muestra la estructuración de los modelos de cuatro pisos utilizados por Páez (2005).

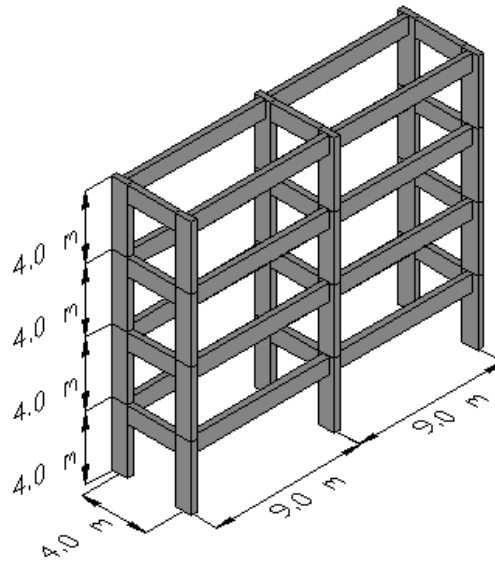


Figura 5.3 Modelos de 4 pisos estudiados por Páez (2005).

Los edificios se consideraron ubicados en la zona III del valle de México, de acuerdo con el RCDF95 y sometidos a los registros de aceleraciones del sismo de 1985 de la SCT.

Para los modelos estudiados, Páez demostró que aunque las estructuras cumplieran con los requisitos establecidos en el RCDF95, si no cumplieran con la ecuación (5.4) el comportamiento no lineal de las estructuras difería del que se había establecido en la etapa de diseño elástico.

Capítulo VI. Propuesta de requisito de diseño para torsión sísmica con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 2004

VI.1 Características generales de modelos

Se estudiaron modelos con comportamiento de cortante, de tres pisos, con sistema estructural de marcos de concreto reforzado y con losa maciza. La separación de columnas, entre eje y eje, en la dirección “x” y “z” fue de 8m. Como se observa en la figura 6.1, la altura total de los modelos fue de 11.9m, 4.9m del primer nivel, 3.5m del segundo nivel y 3.5m del tercer nivel.

La diferencia entre los modelos estudiados consistió en que el modelo 1 mantenía mayor rigidez torsional, expresada a través del parámetro ρ , que el modelo 2.

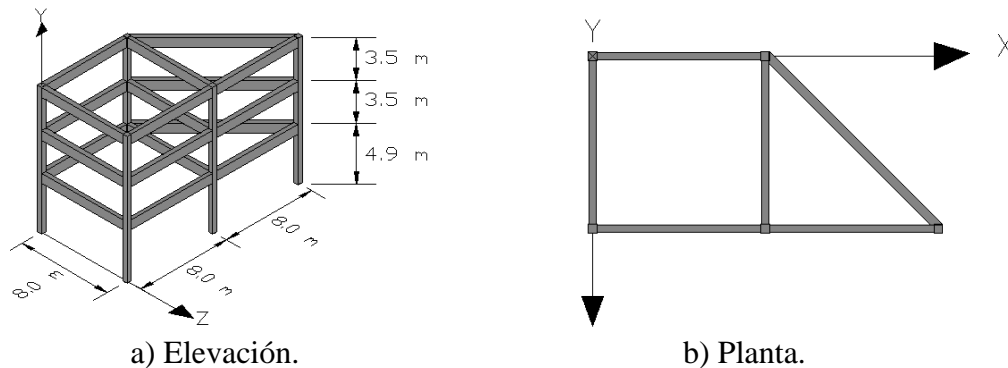


Figura 6.1 Estructura estudiada.

El concreto para los dos modelos fue clase 1 con:

$$f'_c = 250 \text{ kg / cm}^2 \quad (6.1)$$

$$E = 14000 \sqrt{f'_c} \quad (6.2)$$

Los modelos se consideraron desplantados en la zona IIIa del valle de México, utilizándose un coeficiente sísmico de $c=0.4$.

El uso de los modelos fue oficinas. Las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE) recomiendan que la carga viva instantánea para oficinas sea de 180 kg/cm^2 y de acuerdo con los valores de diseño de materiales del RCDF95, el peso por carga muerta para los modelos se puede calcular como se muestra en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Cálculo de carga muerta de modelo 1 y 2.

Concepto	Peso piso 1 y 2 (kg/m ²)	Peso piso 3 (kg/m ²)
Losa de concreto de 10cm de espesor = (0.1m)(2400kg/m ³)	240	240
Peso adicional de losa colada en sitio	20	20
Acabado de piso, loseta de granito	55	0
Mortero para pegar y nivelar de 2cm =(0.02m)(2000kg/m ³)	40	0
Entortado para proporcionar inclinación	0	40
Peso adicional por colocado de mortero	20	0
Peso de plafón de 1cm =(0.01m)(1500 kg/m ³)	15	15
Instalaciones	5	5
Impermeabilizante	0	5
Suma	395	325

El peso de cada entrepiso se calculó como la suma de la carga muerta especificada en la Tabla 6.1, más la carga viva instantánea recomendada por las NTCCADEE, más el peso propio de las trabes de cada piso, más la mitad del peso propio de las columnas por encima de cada piso, más la mitad del peso propio de las columnas por debajo de cada piso. Así, el peso de cada piso utilizado en el análisis sísmico estático para los modelo es el presentado en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2 Pesos de modelos.

Piso	Peso modelo 1 (N)	Peso modelo 2 (N)	Diferencia (%)
3	537,138	748,297	39
2	795,336	1,073,427	35
1	897,350	1,156,563	29

El factor de comportamiento sísmico para los modelos en ambas direcciones fue $Q=4$. Esto con la finalidad de que se incursionara en el intervalo de comportamiento inelástico. Para comprobar si los modelos eran considerados estructuras irregulares, se revisaron las condiciones de regularidad especificadas en el capítulo 6.1 de las NTCDS2004. Los resultados se presentan en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3 Revisión de condiciones de regularidad de los modelos estudiados de acuerdo con las NTCDS2004.

Condiciones de regularidad	Modelo 1		Modelo 2	
	Dirección X	Dirección Z	Dirección X	Dirección Z
1.Planta simétrica respecto a dos ejes ortogonales, por lo que toca a masas muros y columnas	No	No	No	No
2. $\frac{\text{altura}}{\text{Dim. Menor de base}} = \frac{11.9\text{m}}{8.0\text{m}} = 1.4875 < 2.5$	Sí	Sí	Sí	Sí
3. $\frac{\text{largo}}{\text{Ancho}} = \frac{16.0\text{m}}{8.0\text{m}} = 2.0 < 2.5$	Sí	Sí	Sí	Sí
4.Saliente < 0.2dimensión paralela en planta $8\text{m} < (0.2 \times 16) = 3.2 \text{ m}$	No	No	No	No
5. Sistema de piso rígido en todos los niveles	Sí	Sí	Sí	Sí
6. Sin abertura de techos	Sí	Sí	Sí	Sí
7.Peso piso superior < 1.1 Peso piso inferior	Sí	Sí	Sí	Sí
8.(0.7) área inferior > área piso < 1.1área inferior	Sí	Sí	Sí	Sí
9.Columnas restringidas	Sí	Sí	Sí	Sí
10.Rigidez entrepiso > 0.5Rigidez entrepiso superior	Sí	Sí	Sí	Sí
11. Excentricidad estática < 0.1 dimensión planta	Sí	Sí	Sí	No

Ya que para los modelos no se cumplió con dos condiciones o más en ambas direcciones, el factor de corrección por irregularidad es 0.8. Sin embargo, al revisar las condiciones para definir si las estructuras son fuertemente irregulares, el factor de corrección por irregularidad para el modelo 2 en la dirección Z cambió a 0.7. Los resultados se muestran en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4 Condiciones para considerar si las estructuras son fuertemente irregulares.

Condiciones de fuertemente irregular	Modelo 1		Modelo 2	
	Dirección X	Dirección Z	Dirección X	Dirección Z
1) $e_s < 0.2b$	Sí	Sí	Sí	No
2) Rigidez entrepiso < Rigidez entrepiso inferior	Sí	Sí	Sí	Sí

Para calcular las fuerzas sísmicas estáticas de los dos modelos en las dos direcciones de análisis se utilizó la ecuación (2.2). Las fuerzas sísmicas para cada modelo y para cada dirección se muestran en las Tablas 6.5 y 6.6.

Tabla 6.5 Análisis sísmico estático del modelo 1.

Dirección	Piso	w_i (N)	h_i (m)	c	Q	FI	Q_{reducido}	F_{x_i} ó F_{z_i} (N)
X	3	537,138	11.9	0.4	4	0.8	3.2	101,983
	2	795,336	8.4					106,592
	1	897,350	4.9					70,154
Z	3	537,138	11.9	0.4	4	0.8	3.2	101,983
	2	795,336	8.4					106,592
	1	897,350	4.9					70,154

Tabla 6.6 Análisis sísmico estático del modelo 2.

Dirección	Piso	w_i (N)	h_i (m)	c	Q	FI	$Q_{reducido}$	F_{X_i} ó F_{Z_i} (N)
X	3	748,297	11.9	0.4	4	0.8	3.2	140,538
	2	1,073,427	8.4					142,306
	1	1,156,563	4.9					89,441
Z	3	748,297	11.9	0.4	4	0.7	2.8	160,625
	2	1,073,427	8.4					162,636
	1	1,156,563	4.9					102,219

Para las direcciones ortogonales de los modelo se realizó un análisis elástico con el programa SAP2000 (Vázquez y Edgardo, 2002). Este análisis se llevó a cabo definiendo diafragmas rígidos en cada piso e impidiendo su giro alrededor de su eje vertical. Después, como se muestra en la figura 6.2, se aplicaron las fuerzas sísmicas de diseño de las Tablas 6.5 y 6.6 en los CM de cada piso y se revisó que no se rebasara la distorsión de entrepiso recomendada por el RCDF2004 establecida en las NTCDS2004 para estructuras con muros y diagonales incapaces de soportar deformaciones apreciables ($\phi=0.012$).

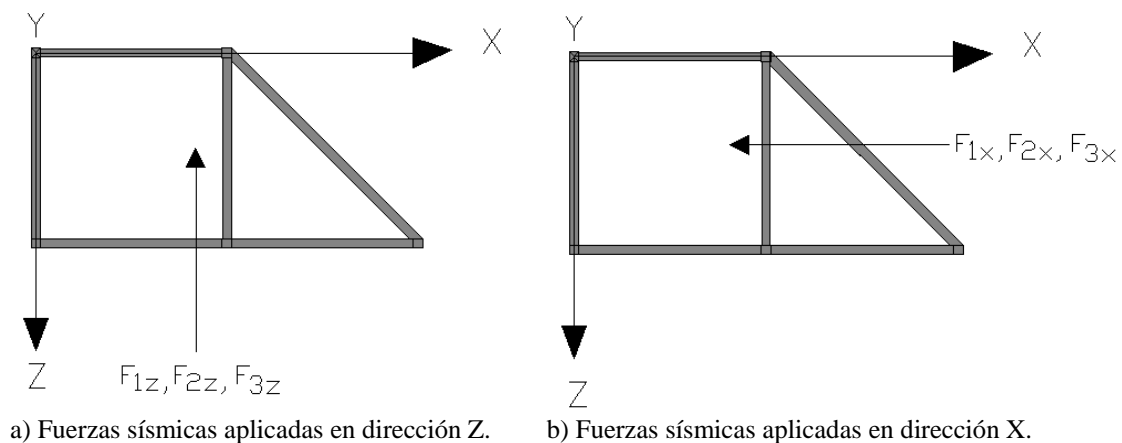


Figura 6.2 Fuerzas sísmicas en las dos direcciones ortogonales.

Con las fuerzas sísmicas aplicadas en los CM se obtuvieron los cortantes directos en los elementos estructurales y con las ecuaciones (2.20) y (2.23) se calcularon los factores de amplificación por torsión. Tabla 6.7 y 6.8.

Tabla 6.7 Factores de Amplificación por Torsión del modelo 1.

Dirección	Piso	Marco	CC	CR	e	ρ	FAT
X	3	1x	4.44	4.92	0.060	0.77	1.20
		2x					1.03
	2	1x	4.44	4.93	0.061	0.76	1.20
2x		1.03					
1	1x	4.44	4.78	0.042	0.83	1.14	
	2x					1.03	
Z	3	1x	6.22	5.8	0.030	0.42	1.15
		2x					1.11
		3x					1.50
	2	1x	6.22	5.77	0.030	0.42	1.15
		2x					1.11
		3x					1.52
	1	1x	6.22	6.08	0.010	0.44	1.18
		2x					1.07
		3x					1.37

Tabla 6.8 Factores de Amplificación por Torsión del modelo 2.

Dirección	Piso	Marco	CC	CR	e	ρ	FAT
X	3	1x	4.44	4.40	0.005	0.77	1.09
		2x					1.08
	2	1x	4.44	4.50	0.008	1.02	1.06
2x		1.04					
1	1x	4.44	4.38	0.007	0.79	1.08	
	2x					1.08	
Z	3	1x	6.22	1.08	0.320	0.13	1.00
		2x					16.77
		3x					34.99
	2	1x	6.22	2.34	0.240	0.20	1.00
		2x					5.20
		3x					11.14
	1	1x	6.22	2.34	0.240	0.240	1.00
		2x					3.78
		3x					7.72

Para obtener las acciones de diseño, las fuerzas producidas en los elementos estructurales por los cortantes directos, se multiplicaron por su FAT correspondiente. Además, de acuerdo con el capítulo 8.7 de las NTCDS2004, para cada dirección ortogonal se realizó

la combinación de 100% de los efectos de la dirección analizada, más 30 % de los efectos de la dirección perpendicular.

Como se mencionó en el capítulo II.1, el diseño sísmico es un problema de optimización en el cual se tiene que balancear la seguridad estructural y la economía. En el presente trabajo se realizó un ejercicio de diseño para el dimensionamiento de los elementos estructurales. Para ambos modelos se diseñó para la dirección más desfavorable en función de los máximos desplazamientos laterales de entrepiso, que para los dos casos resultó ser la dirección Z. Para el modelo 1, en cada piso, se tomaron las acciones de la columna más desfavorable y se diseñaron todas las demás columnas con estas solicitaciones. El modelo 2 se diseñó con dos columnas diferentes por piso. En la figura 6.3 se muestran las dimensiones de los elementos resistentes para los modelos estudiados.

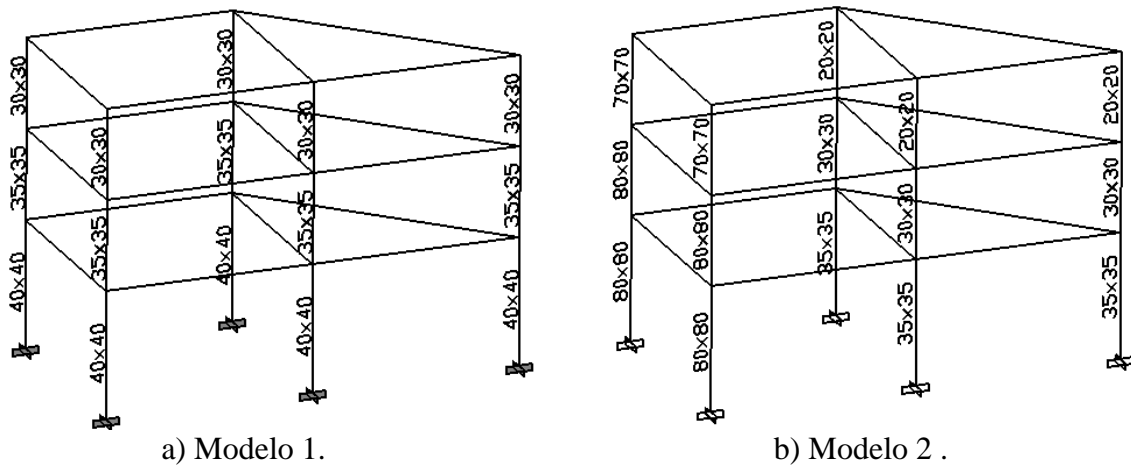


Figura 6.3 Dimensiones de los elementos resistentes .

Para realizar el análisis no lineal, se utilizó un factor de sobre-resistencia de 1.5 debido a que se ha demostrado que la resistencia real de las estructuras es mayor que la nominal (Meli, 1992). Este factor de sobre-resistencia se debe a la contribución de rigidez de elementos estructurales y no estructurales no considerados en el diseño, como por ejemplo, pretilas, ventanas, plafones, recubrimientos; por el sobre dimensionamiento de los elementos estructurales, incremento en la resistencia de la estructura por redistribución de fuerzas internas en el intervalo de comportamiento inelástico, diferencia entre los valores de las fuerzas demandadas y la resistencia teórica de los elementos estructurales, entre otros.

Para analizar la respuesta no lineal de los modelos se usó el programa Dymdir (Gillies, 1979) y los registros de aceleraciones de la SCT. A cada modelo se le aplicó cada una de las componentes sísmicas (norte-sur y este-oeste) en la dirección Z y se definió la combinación más desfavorable. En síntesis, como se muestra en la figura 6.4, la respuesta

no lineal más desfavorable se presentó para ambos modelos en la dirección Z bajo la acción de la componente norte-sur del sismo de 1985.

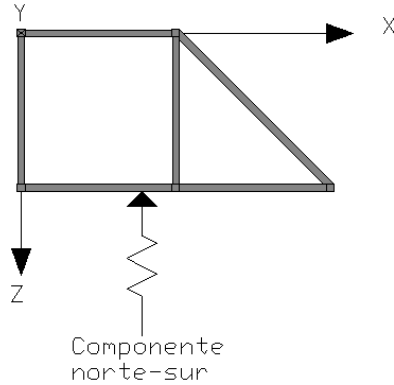


Figura 6.4 Condición de análisis más desfavorable para los modelos estudiados.

VI.2 Análisis de resultados

El desplazamiento relativo máximo para el modelo 1 se presentó en el piso 2 y fue de $\Delta=0.013$, que, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico reducido ($Q=3.2$) resultó un desplazamiento total de $\Delta_{total}=0.042$. Por otro lado, el desplazamiento lateral permisible que establecen las NTCDS2004 para estructuras con muros y diagonales incapaces de soportar deformaciones apreciables es de $d_{permisible}=0.012H$, que para una altura de 3.5 m resultó de $d_{permisible}=0.042$.

La excentricidad normalizada promedio en los tres pisos del modelo 1 fue de $e_s/b=0.021$. Su rigidez torsional promedio, expresada a través del parámetro ρ , de $\rho=0.43$, es decir, mayor que la rigidez mínima establecida en los estudios realizados por Páez (2005) (ecuación 5.4). La relación de desplazamientos elásticos (Δ_3/Δ_1) en los extremos de la estructura, en la dirección de análisis, para cada piso cumplió con la condición establecida en la ecuación (5.5). En la Tabla 6.9 se presentan los cocientes de esta relación para cada piso.

Tabla 6.9 Relación de desplazamientos elásticos para el modelo 1.

Piso	$\frac{\Delta_3}{\Delta_1}$
3	0.92
2	0.91
1	0.90

El modelo 1 cumplió con las recomendaciones de las NTCDS2004 y con el requisito adicional establecido en la ecuación (5.5). Dicho de otra manera, la rigidez traslacional del modelo 1 resultó ser aceptable y su rigidez rotacional ante los efectos de torsión sísmica de igual forma aceptable.

El modelo 2 presentó su mayor desplazamiento lateral relativo en el piso 1 y fue de $\Delta=0.020$, que multiplicado por el factor de comportamiento sísmico reducido ($Q=2.8$) resultó un desplazamiento total de $\Delta_{total}=0.056$. El desplazamiento permisible calculado con las NTCDS2004 para una altura de $H=4.9$ m resultó $d_{permisible} = 0.058$.

La excentricidad normalizada promedio del modelo 2 resultó $e_s/b= 0.027$. Una rigidez torsional de $\rho=0.19$ en su dirección más desfavorable y con la relación de desplazamientos elásticos (Δ_3/Δ_1) en cada piso mostrados en la Tabla 6.10.

Tabla 6.10 Relación de desplazamientos elásticos para el modelo 2.

Piso	$\frac{\Delta_3}{\Delta_1}$
3	4.76
2	4.17
1	3.81

El modelo 2 cumplió con las recomendaciones establecidas en las NTCDS2004, pero no con la rigidez torsional mínima de la ecuación (5.4), ni con el requisito adicional de desplazamientos de la ecuación (5.5). Se puede decir que la rigidez traslacional del modelo 2 es adecuada de acuerdo con el RCDF2004, pero resulta ser un sistema bastante flexible ante los efectos de la torsión sísmica.

Es importante mencionar que las columnas fueron enumeradas a partir del origen del sistema de coordenadas globales, mostrado en la figura 6.4, en la dirección positiva de los ejes ortogonales. En la figura 6.5 se muestra la nomenclatura de columnas utilizada.

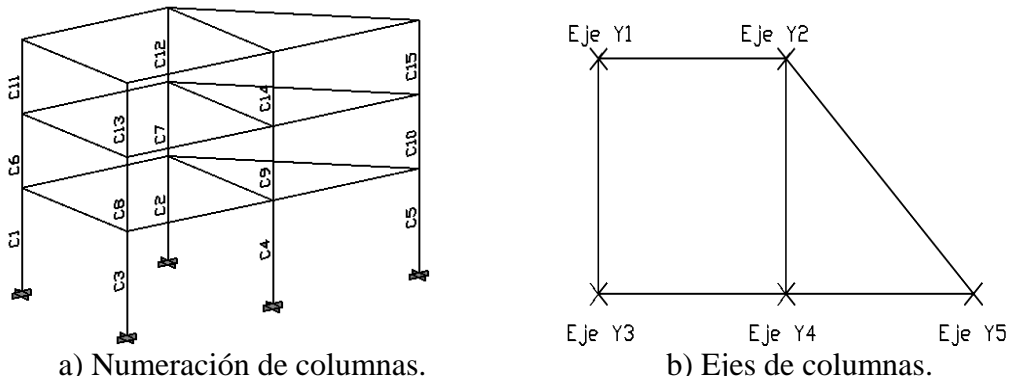


Figura 6.5 Nomenclatura de columnas.

La respuesta no lineal de los modelos se midió a través del parámetro DMD, ecuación (4.2). En las figuras 6.6 a 6.10 se presenta la DMD que tuvieron las columnas en cada piso para los modelos. La DMD se graficó en el eje de las abscisas y el piso de la estructura en el eje de las ordenadas El modelo 1 se dibujó con línea discontinua y el modelo 2 con línea continua.

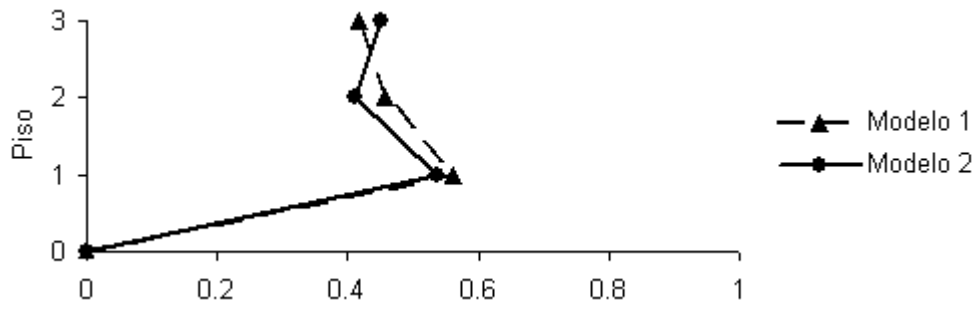


Figura 6.6 DMD en columnas 1-6-11, eje Y₁.

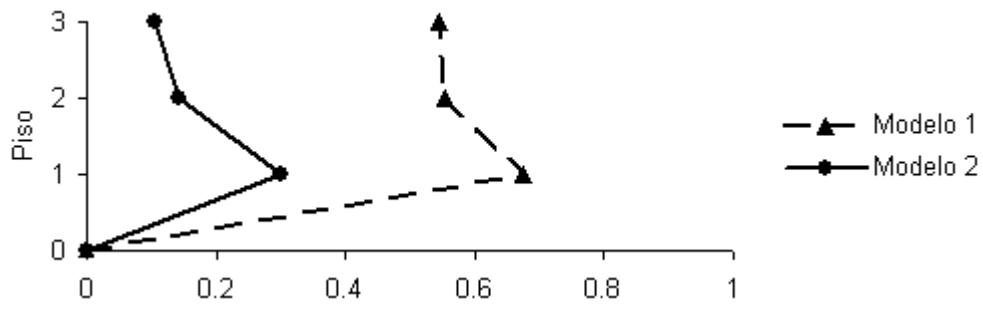


Figura 6.7 DMD en columnas 2-7-12, eje Y₂.

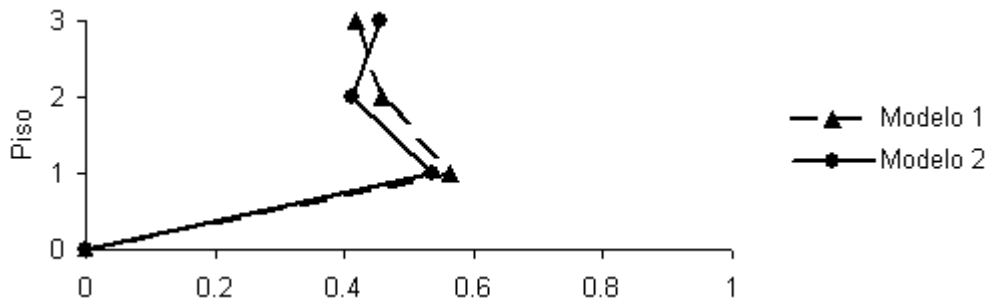


Figura 6.8 DMD en columnas 3-8-13, eje Y₃.

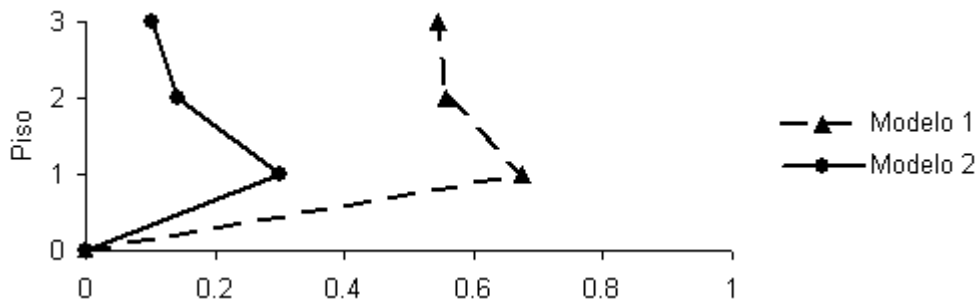


Figura 6.9 DMD en columnas 4-9-14, eje Y₄.

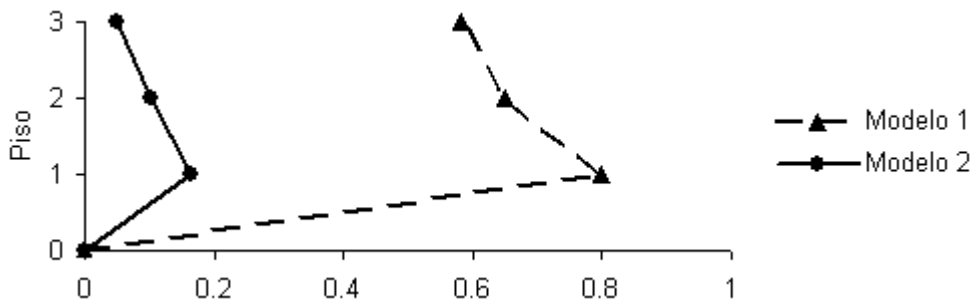


Figura 6.10 DMD en columnas 5-10-15, eje Y₅.

En las figuras 6.6 a 6.10 se observa que en ambos modelos no se llegó al límite de fluencia como se esperaba. Se observa también que los valores de DMD para el modelo 1 casi siempre son superiores al del modelo 2. Si se considera el límite de fluencia como la capacidad última del sistema, el modelo 1 resultaría, hasta este momento, más desfavorable que el 2 por estar más cerca de su capacidad última. En síntesis, se puede decir que el comportamiento en el intervalo no lineal del modelo 2 sería mejor que el del 1.

En las figuras 6.6 a 6.10 se puede observar que para los dos modelos, el piso 1 es el más desfavorable, ya que presenta los máximos valores de DMD. Lo anterior se debe a que en el piso 1 es donde se producen los máximos valores de fuerza cortante tanto en el comportamiento lineal como en el no lineal.

En la Tabla 6.11 se muestra que el cortante en el piso 1, para el modelo 1, fue 34% mayor que el del piso inmediato superior. Para el modelo 2, el cortante en el piso 1 fue 32% mayor que el del piso 2.

Tabla 6.11 Fuerzas cortantes por piso para los modelos 1 y 2.

Piso	Modelo 1 fuerza cortante (N)	Modelo 2 fuerza cortante (N)
3	101,983	160,615
2	208,574	162,636
1	278,728	102,219

En las figuras 6.11 y 6.12 se muestra, para el modelo 1, el desplazamiento relativo de los elementos flexibles y rígidos tanto en su intervalo de comportamiento lineal como en el no lineal. Las figuras 6.13 y 6.14 corresponden al modelo 2. Los elementos rígidos se dibujaron con una línea continua y los elementos flexibles con una discontinua.

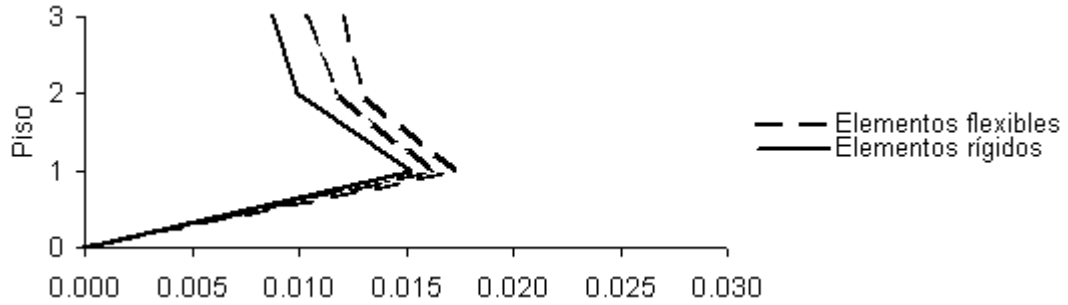


Figura 6.11 Desplazamiento relativo en el intervalo de comportamiento lineal del modelo 1.

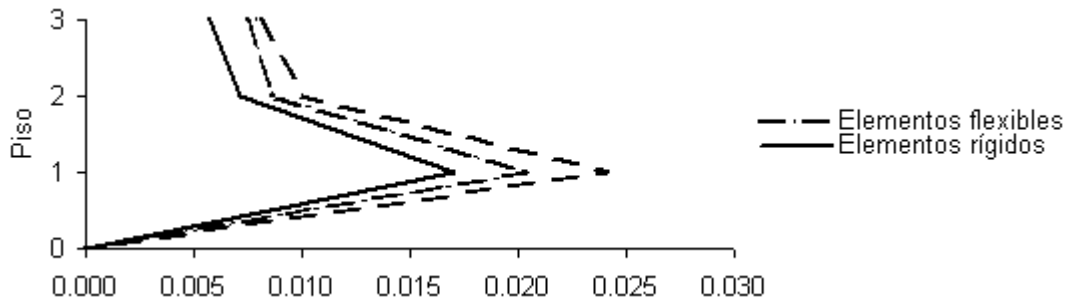


Figura 6.12 Desplazamiento relativo en el intervalo de comportamiento no lineal del modelo 1.

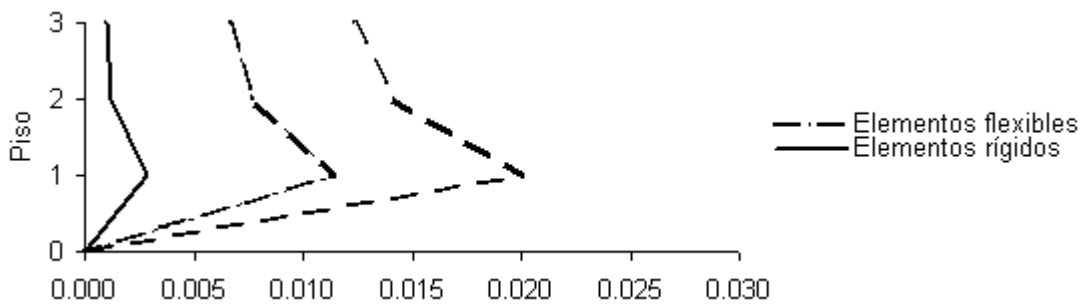


Figura 6.13 Desplazamiento relativo en el intervalo de comportamiento lineal del modelo 2.

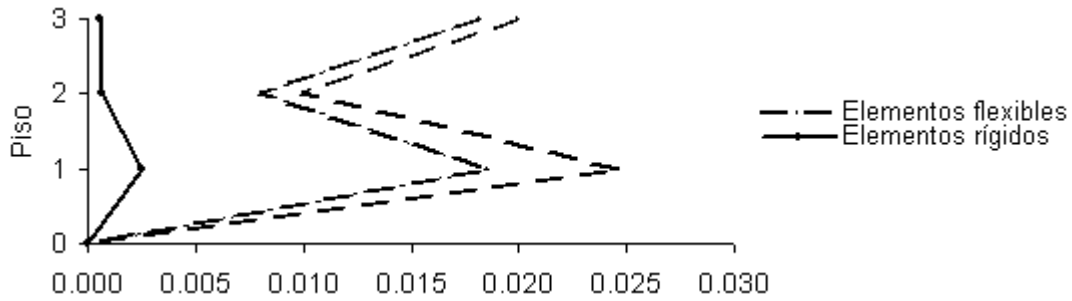


Figura 6.14 Desplazamiento relativo en el intervalo de comportamiento no lineal del modelo 2.

En las figuras 6.11 a 6.14 se observa que tanto en el intervalo de comportamiento lineal como en el no lineal el desplazamiento máximo se presentó en los elementos del primer piso. Lo anterior confirmó que dicho piso es el más desfavorable.

El desplazamiento relativo máximo que se registró en el análisis lineal del modelo 1 fue 0.017 y 0.024 para el análisis no lineal, es decir, 71% mayor. En las figuras 6.11 y 6.12 se observa que el modelo 1, presentó un comportamiento en el intervalo no lineal similar al establecido en su etapa de diseño.

Las figuras 6.11 a 6.14 representan indirectamente la capacidad de resistencia de los elementos estructurales. A mayor resistencia menor desplazamiento y viceversa. En las figuras 6.11 y 6.12 se observa que la resistencia del modelo 1 tanto en el intervalo de comportamiento lineal como en el no lineal se encuentra distribuida uniformemente, pues los desplazamientos de los elementos rígidos y flexibles en ambos análisis son muy semejantes.

En la figura 6.13, correspondiente al modelo 2 en el intervalo de comportamiento lineal, se observa que el desplazamiento relativo máximo de la estructura fue de 0.02 y en la figura 6.14, correspondiente al comportamiento no lineal del mismo modelo, se observa que el desplazamiento relativo de la estructura fue 0.0247, es decir, 12% mayor que el de diseño.

El comportamiento en el intervalo no lineal del modelo 2 resultó ser distinto al de diseño, pues de acuerdo a la figura 6.13 el piso que presentó el menor desplazamiento relativo fue el 3. En cambio, en la figura 6.14 correspondiente al intervalo de comportamiento no lineal el piso con menor desplazamiento relativo fue el 2. La resistencia de los elementos resistentes del modelo 2 no es uniforme, pues el desplazamiento de los elementos rígidos, tanto en el intervalo de comportamiento lineal como en el no lineal, es mucho menor que la de los elementos flexibles.

VII Conclusiones y recomendaciones

Se evaluó la aplicación de un requisito, propuesto como adicional de las NTCDS2004, en modelos de tres pisos estructurados con sistema de concreto reforzado. Con base en los resultados obtenidos en los modelos, se presentan las siguientes conclusiones:

- De acuerdo con la Tabla 6.2, el peso de cada piso del modelo 2 resultó ser en promedio 34% mayor que el peso de cada piso del modelo 1. Por otro lado, de acuerdo con la Tabla 6.7, la excentricidad normalizada en la dirección más desfavorable (dirección z) del modelo 1 resultó ser en promedio de 0.021 y de acuerdo con la Tabla 6.8 la del modelo 2 resultó ser de 0.27. Es decir, el modelo 2 presentó una asimetría mayor que la del modelo 1. Con lo anterior se puede concluir que la asimetría estructural provoca en las estructuras, además del efecto de la torsión sísmica, que éstas resulten más pesadas y en consecuencia menos económicas.
- Los elementos resistentes del modelo 1 tuvieron una DMD mayor que la del modelo 2. Lo anterior se atribuye a que las fuerzas sísmicas de diseño aplicadas al modelo 1 fueron menores que las del modelo 2, por tanto los elementos estructurales del primero se diseñaron para solicitaciones menores que las del segundo. En conclusión, el modelo 1 no puede definirse, con este parámetro, como una estructura menos eficiente que la del modelos 2.
- Utilizando como parámetro de comparación el desplazamiento relativo y con base en las figuras 6.11 a 6.14, se puede concluir que el modelo 1 al cumplir con el requisito adicional presentó una distribución de resistencias más uniforme que el 2, que permitió que sus elementos estructurales ante la presencia de fuerzas laterales tuvieran la misma capacidad de deformación. Caso contrario se observó en el modelo 2, pues la presencia de elementos muy rígidos en un lado de la estructura, provocó que se presentaran grandes demandas de desplazamiento en los elementos flexibles.
- Con un análisis lineal ambos modelos hubiesen cumplido con los requisitos establecidos en las NTCDS2004. Con el requisito adicional para torsión sísmica que se recomienda usar para revisar estructuras diseñadas con el RCDF2004, el modelo 1 hubiese cumplido pero el modelo 2 tendría que haberse reestructurado hasta cumplir con la ecuación (5.14).
- Al cumplir con el requisito adicional de diseño por torsión el modelo 1 demostró tener una mejor respuesta, ya que el comportamiento presentado en su intervalo de comportamiento no lineal fue muy parecido para el que fue diseñado. Lo anterior es muy importante pues garantiza que los mecanismos de deformación inelástica que se lleguen a definir en una estructura sean los que en realidad se presenten y no otros modos de falla más desfavorables.

- Con el requisito adicional de diseño por torsión no es necesario realizar un análisis no lineal de las estructuras, la revisión del comportamiento se realiza desde el análisis lineal con los desplazamientos elásticos de la estructura.
- Lo anterior demuestra que no es suficiente considerar el efecto de la torsión sísmica de las estructuras como lo vienen haciendo las NTCDS2004. Es necesario limitar la rigidez torsional de las estructuras a un valor mínimo y revisar que la resistencia en el intervalo de comportamiento no lineal de la estructura se distribuya uniformemente en todos sus elementos estructurales. Por tanto se propone que la relación de desplazamientos elásticos en los extremos de la estructura (Δ_1/Δ_3) establecida en la ecuación (5.4) sea un requisito adicional para torsión sísmica en las NTCDS2004.
- Por lo general, el arquitecto es quien concibe y controla la configuración de las estructuras, obligando al ingeniero a diseñarlas con comportamiento poco favorable ante la acción de los efectos sísmicos. Es necesario que el arquitecto y el ingeniero trabajen conjuntamente desde la etapa de diseño y juntos determinen la óptima configuración de la estructura.

Como recomendaciones para futuras investigaciones en este tema se propone:

- Estudiar el comportamiento de edificios de varios pisos desplantados en diferentes tipos de suelo.
- Estudiar el comportamiento de edificios con comportamiento de flexión.
- Estudiar el comportamiento de edificios con interacción suelo-estructura.

Referencias

Arnold C y Reitherman R (1987), "Configuración y diseño sísmico de edificios", Limusa, México DF.

Bazán E y Meli R (2001), "Diseño sísmico de edificios", Limusa Noriega editores, México DF.

Bendaña A (1997), "Fotografías sobre el terremoto", Enitel <http://www.tmx.com.ni/~abendana/pagina/terremot.html>, 20 de febrero de 2007

Blume J A (1968), "Dynamic characteristics of multistory buildings", Journal of the Structural Division, Proc ASCE, 94, ST2, EUA.

Cárdenas C (1998), "Sismología en México: terremoto de 1985", UNAM, <http://tlacaelel.igeofcu.unam.mx/~GeoD/estudiantes/caridad/Html/1985.html>, 20 de febrero de 2007.

Damy J (1990), "Apuntes del curso de tópicos estructurales y aplicación de las computadoras al análisis estructural", DEPMI, UNAM, México DF.

Escobar J A y Ayala G (1991), "Non-linear seismic response of asymmetric buildings with uncertain parameters", 6th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, CERRA-ICASP 6, Vol 1, México DF.

Escobar J A, Cisneros M C y Gómez R (2004), "Evaluación de criterios de diseño por torsión sísmica estática para edificios de varios niveles", revista de Ingeniería Sísmica, No. 71 63-89, México DF.

Escobar J A, Mendoza A y Gómez R (2004), "Diseño simplificado por torsión sísmica estática", revista de Ingeniería Sísmica, No. 70 77-107, México DF.

Gillies A G (1979), "Pos-elastic dynamic analysis of three-dimensional frame structures", Report No. 218, School of Engineering University of Auckland, New Zealand.

Meli R (1992), "Code-prescribed seismic actions and performance of buildings", 10th World Conference on Earthquake Engineering, 5783-5788, España.

Meli R y Rosenblueth E (1986), "El temblor de 1985: Causas y efectos en la ciudad de México", revista del IMCYC 8(5), 23-24.

NTCDS (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre de 2004.

NTCCADEE (2004), “Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre de 2004.

Páez A A (2005), “Requisito complementario para diseño de edificios por torsión sísmica”, tesis de maestría, Posgrado de Ingeniería, UNAM, México DF.

Park R y Paulay T (1975), “Reinforced Concrete Structures”, Wiley, New York.

RCDF (1995), “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, Gaceta oficial del Distrito Federal, 27 de febrero de 1995.

RCDF (2004), “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, Gaceta oficial del Distrito Federal, 6 de octubre de 2004.

Tso W K y Wong C M (1993), “An evaluation of the New Zealand Code Torsional Provision”, Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering, Vol 26, No 2, June 1993.

Vázquez D y Edgardo L (2002), “Introducción visual a SAP2000”, Computers and Structures INC, USA California Berkeley.