



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
POSGRADO EN INGENIERÍA

LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL EN EL DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA

Tesis que para obtener el grado de Maestro en Ingeniería
(ESTRUCTURAS)

Presenta

Joaquín Ariosto García Vázquez

Director de tesis: Dr. José Alberto Escobar Sánchez

México D.F., septiembre de 2005



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.

Sobre aprendí y decidí...

“Y así después de esperar tanto, un día como cualquier otro decidí triunfar.

Decidí no esperar las oportunidades sino yo mismo buscarlas; decidí ver cada problema como la oportunidad de encontrar una solución; decidí ver cada desierto como la oportunidad de encontrar un oasis; decidí ver cada noche como un misterio a resolver; decidí ver cada día como una nueva oportunidad de ser feliz.

Aquel día descubrí que mi único rival no eran más que mis propias debilidades; y que en éstas, está la única y mejor forma de superarnos.

Aquel día dejé de temer a perder, y empecé a temer a no ganar. Descubrí que no era yo el mejor, y que quizás nunca lo fui; me dejó de importar quién ganara o perdiera, ahora me importa simplemente saberme mejor que ayer.

Aprendí que lo difícil no es llegar a la cima, sino jamás dejar de subir.

Aprendí que el mejor triunfo que puedo tener, es tener el derecho de llamarle a alguien “Amigo”. Descubrí que el amor es más que un simple estado de enamoramiento, “el amor es una filosofía de vida”.

Aprendí que debo de dejar de ser un reflejo de mis escasos triunfos pasados, y empecé a ser mi propia tenue luz de este presente.

Aprendí que de nada sirve ser luz, si no vas a iluminar el camino de los demás.

Decidí cambiar tantas cosas...

Aprendí que los sueños son solamente para hacerse realidad.

Desde aquel día ya no duermo para descansar, ahora simplemente duermo para soñar...”

Anónimo

Dedico esta tesis con amor y orgullo:

A mis padres, Yolanda y Joaquín, por ser las personas más importantes en mi vida. Ellos han sabido inculcar en mí el valor del estudio y el entusiasmo por superarme en mi vida profesional y personal. Gozo la fortuna de contar con su apoyo y amor incondicional. Espero que acepten el presente trabajo, sinónimo de esfuerzo y dedicación, como muestra de mi compromiso y madurez para con ellos. Este es un regalo para ellos porque han sabido entregar todo por mis hermanos y por mí.

A mis grandiosos hermanos, Aura, Josué y Gabriel, quienes a pesar de ser menores que yo, les guardo un gran respeto y admiración porque de cada uno he aprendido algo valioso que me ha impulsado a seguir adelante. De Aura admiro su madurez e inteligencia, de Josué su energía y atletismo y de Gabriel su creatividad e ingenio. Me enorgullece enormemente ser su hermano mayor y espero haber sembrado en ellos un digno ejemplo de lucha y tenacidad. Debo reconocer que me demostraron que el amor y hermandad que nos une jamás se debilitaron por la enorme distancia que nos separa.

A mi familia, porque en los momentos más difíciles supieron decirme las palabras correctas para no claudicar. Siempre se preocuparon por mi bienestar y hoy, al igual que yo, gozan sinceramente el triunfo de haber culminado esta etapa de mi vida.

Por último, pero no por eso menos importantes a mis amigos: Claudia, Maritza, Marcela, Lizbeth, Yanira, Juan, Andrés, Guillermo, Benjamín, René, Israel, José Luís y Julio Ángel, por enseñarme que la verdadera y sincera amistad sí existe. Porque de una manera u otra compartimos momentos buenos y malos, desvelos, miedos, triunfos y alegrías. Soy muy afortunado de tenerlos como mis mejores amigos. Sé que cada uno de ellos reconoce la manera en la que impactaron positivamente en esta etapa de mi vida.

¡A todos ellos muchas GRACIAS!

Agradezco sinceramente:

A Dios todopoderoso por darme la vida y por brindarme la oportunidad de culminar mis estudios de maestría en esta universidad.

A la majestuosa Universidad Nacional Autónoma de México por permitirme dar un paso más en mi desarrollo académico y profesional.

Al honorable Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico otorgado durante mis estudios de maestría.

Al prestigioso Instituto de Ingeniería de la UNAM, por las facilidades otorgadas en sus instalaciones y por el apoyo de todo su personal para fomentar una atmósfera agradable de trabajo.

Al Dr. José Alberto Escobar Sánchez, por su gran interés y compromiso en el tema e importante apoyo en la conclusión del presente trabajo. Por su amistad y por compartir sus sabios conocimientos los cuales me ayudarán en mi vida profesional y personal.

Al honorable grupo de sinodales el cual lo conforman:

Dr. Orlando Javier Díaz López
Dr. Roberto Gómez Martínez
Dr. Oscar López Bátiz
Dr. Juventino Carlos Reyes Salinas

por dedicar parte de su valioso tiempo en revisar el presente trabajo y por sus invaluable comentarios y observaciones que contribuyeron para la publicación de la tesis.

A todas las personas que de alguna manera intervinieron para hacer posible y llevar a feliz término esta tesis.



CONTENIDO

RESUMEN.....	v
ABSTRACT	v
CONTENIDO	vi
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y ANTECEDENTES	4
2.1 LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL Y LA TORSIÓN SÍSMICA.....	4
2.2 ESTUDIOS PREVIOS.....	4
2.3 OBJETIVOS	8
CAPÍTULO 3. DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA.....	9
3.1 REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (RCDF-04)	9
3.1.1 Excentricidad de piso	10
3.1.2 Excentricidad de entrepiso.....	11
3.2 DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA ESTÁTICA.....	12
3.3 ANÁLISIS POR TORSIÓN SÍSMICA	14
3.3.1 Procedimiento simplificado de diseño (PSD).....	14
3.4 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE ESTRUCTURAS	14
3.4.1 Espectros de diseño sísmico	15
3.4.2 Ecuaciones de equilibrio dinámico.....	16
3.4.3 Espectro de respuesta.....	18
3.4.4 Criterios de superposición modal	20
3.4.4.1 Suma de valores absolutos	20
3.4.4.2 Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.....	20
3.4.4.3 Combinación cuadrática completa	21
3.4.5 Aspectos reglamentarios del método modal espectral.....	21
3.5 ANÁLISIS PASO A PASO	22
CAPÍTULO 4. LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL EN EL ANÁLISIS DE EDIFICIOS CON COMPORTAMIENTO ELÁSTICO	27
4.1 NUEVO CRITERIO DEL RCDF-04.....	27
4.2 ESTRUCTURAS DE VARIOS PISOS	27
4.2.1 Estructuras regulares en elevación	27
4.3 MÉTODO DE ÁVILA.....	28
CAPÍTULO 5. EJEMPLOS DE APLICACIÓN	30
5.1 MODELOS ESTUDIADOS	30
5.2 PARÁMETROS DE RESPUESTA	31
5.2.1 Ductilidad máxima demandada	31
5.2.2 Ductilidad máxima demandada normalizada.....	32
5.3 RESULTADOS OBTENIDOS	32

5.4 CRITERIOS ESTUDIADOS	33
5.5 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO, DINÁMICO MODAL ESPECTRAL Y PASO A PASO ELÁSTICO	34
5.6 ANÁLISIS DINÁMICO PASO A PASO NO LINEAL.....	37
CAPÍTULO 6. PROPUESTA PARA ANÁLISIS POR TORSIÓN SÍSMICA DE LOS MODELOS ESTUDIADOS.....	42
6.1 ADAPTACIÓN DEL PSD AL ANÁLISIS DINÁMICO TRIDIMENSIONAL DE LOS MODELOS ESTUDIADOS	42
6.2 APLICACIÓN.....	44
6.2.1 Resultados obtenidos	44
6.2.1.1 <i>Análisis dinámico paso a paso elástico</i>	44
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	48
REFERENCIAS	50

RESUMEN

Se estudia el análisis sísmico dinámico de estructuras tridimensionales con comportamiento inelástico. Se considera que los modelos se ubican en suelo blando del Valle de México. Se estudia su respuesta ante la excitación del componente Este-Oeste del registro SCT, del temblor del 19 de septiembre de 1985. Se analizan tres casos de periodo fundamental de vibración. Los elementos resistentes ante carga lateral se diseñan con el método sísmico estático y el dinámico modal espectral para obtener su capacidad de carga. Se evalúan las recomendaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente para incluir los efectos de la torsión accidental en este tipo de análisis. Debido a lo laborioso que éste resulta, se analizan otras posiciones del centro de masa diferentes a las establecidas en la reglamentación existente y se propone un procedimiento simplificado para incluir dichos efectos en el análisis sísmico dinámico elástico. El método propuesto consiste en amplificar la respuesta dinámica de modelos tridimensionales de edificios con el centro de masa localizado en posición nominal mediante un factor de amplificación por torsión.

ABSTRACT

The dynamic seismic analysis of three dimensional structures with inelastic behaviour is studied. The models are located on soft soil of the Valley of Mexico. The structural response of these models subjected to the East-West component excitation of the SCT record, of the September 19th 1985 earthquake, is studied. Three cases of fundamental vibration period are analyzed. The lateral load resistant elements are designed with the static seismic method and the spectral modal dynamic method in order to obtain their load capacity. The seismic design criterion of the current Mexico's Federal District code to include the accidental torsion effects in this type of analysis is evaluated. This process is laborious; therefore, other positions of the center of mass different to those stipulated in the current design provisions are analyzed. A simplified procedure is proposed to include these effects in the dynamic seismic elastic analysis. The method consists of a torsion amplification factor which amplifies the dynamic response of three dimensional building structures with their center of mass in nominal position.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Uno de los efectos que ocasionaron daños severos y hasta el colapso de un porcentaje importante de las edificaciones en la ciudad de México durante los sismos de septiembre de 1985, fue el fenómeno de la torsión sísmica (Meli y Rosenblueth, 1986; Borja *et al.*, 1986).

Las investigaciones sobre este tema indican que este efecto se observó particularmente en aquellas estructuras que presentaban diferentes niveles de asimetría en masas, rigideces y/o resistencias. La no coincidencia entre la fuerza cortante sísmica y la fuerza resultante de los entrepisos de las estructuras, trajo como consecuencia el acoplamiento entre los desplazamientos traslacionales y rotacionales de los sistemas de piso. Este efecto generó un incremento en la fuerza cortante y en los desplazamientos de los elementos estructurales en la periferia de las plantas de los pisos. De esta manera, cuando alguno(s) de los elementos resistentes alcanzaron su resistencia a la fluencia, es decir, cuando la estructura incurrió en el intervalo de comportamiento no lineal, dichas excentricidades se modificaron (Meli y Rosenblueth, 1986). Numerosos fueron los casos de estructuras con condiciones severas de trabajo, generando así, un aumento de la demanda de ductilidad en varios de sus elementos (Gómez *et al.*, 1987).

Dada la importancia del efecto torsional sobre la respuesta sísmica de edificios, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han venido realizando investigaciones sobre el tema desde 1987 (Gómez *et al.*, 1987). El propósito ha sido comprender las características del comportamiento sísmico de estructuras asimétricas no lineales y de validar las recomendaciones de las normas de diseño por torsión vigentes.

En cualquier estructura, se puede presentar el efecto de torsión debido a distribuciones asimétricas de sus elementos resistentes y/o de sus masas. Cuando la posición del centro de masa CM no coincide con la del centro de rigideces CR, se generan en la estructura momentos torsionantes proporcionales a la magnitud de la distancia entre dichos centros, llamada excentricidad estática o estructural. El CM se define como el centro de gravedad de las cargas verticales, y será el lugar donde se aplica la fuerza sísmica horizontal actuante. En caso de que éstas presenten una distribución uniforme, el CM coincidirá con el centroide geométrico de la planta del piso. El CR es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza sísmica en el nivel para que no cause rotación de los niveles.

No obstante, cuando se trata de una estructura nominalmente simétrica, tanto en masas como en rigideces, y en la cual teóricamente no habrá torsión, existe la posibilidad de que el efecto mencionado se presente, conociéndose éste como torsión accidental.

El valor de la excentricidad real de los edificios generalmente difiere del valor calculado. Las fuentes de estas diferencias se pueden clasificar en dos grupos. Del primero proviene la llamada torsión accidental. En el segundo grupo se encuentran las diferencias entre los resultados de los métodos estáticos y dinámicos de análisis estructural.

Algunas de las principales causas de la excentricidad accidental son:

- a) Las diferencias entre las distribuciones de la masa, rigidez, y resistencia nominal y las distribuciones reales que se presentan al momento del sismo.
- b) La diferencia en la llegada de las ondas sísmicas a la base de los edificios.
- c) Las vibraciones torsionales inducidas por el movimiento del terreno.

- d) Otras fuentes (asimetría de las constantes de amortiguamiento, la deformación en dirección perpendicular a la que se está analizando, etc.).

También, tomando en cuenta el comportamiento dinámico de las estructuras, se puede tener el caso en el que los valores de las frecuencias de vibración en traslación, en alguna de las dos direcciones principales se aproximen a la frecuencia natural en rotación del sistema. Lo anterior origina una amplificación dinámica al acoplarse las frecuencias de vibración de rotación y traslación. Así, los efectos calculados de la torsión pueden diferir de los reales, ocasionados por la presencia de un componente debido a la torsión accidental y una amplificación dinámica de la misma.

Por otra parte, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, RCDF-04 (RCDF, 2004), establece a través de sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, NTCDS-04 (NTC, 2004) que la estructura podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos (NTC, 2004). Dichos métodos se describirán posteriormente con detalle.

Sin embargo, las NTCDS-04 establecen que para incluir el efecto de la torsión accidental, se deberán trasladar transversalmente las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis. Éstas se moverán una distancia igual al 10 por ciento de b considerando el mismo signo en todos los niveles. El parámetro b corresponde a la dimensión de la planta del entrepiso que se analiza, medida perpendicularmente a la dirección de análisis.

De aquí surge la necesidad de estudiar y resolver el problema de cómo realizar un análisis tridimensional con un programa de análisis que incluya los efectos que establece el reglamento. Las estructuras de los edificios son tridimensionales y pueden analizarse como tales mediante los métodos de análisis establecidos en el RCDF-04.

Por otro lado, el RCDF-04 permite utilizar los edificios sometidos sólo a traslación de los niveles e incluir los efectos torsionantes en la estructura mediante un momento de torsión calculado como el producto de la fuerza cortante de entrepiso y la excentricidad de diseño, medida desde el CT. Para un piso de una estructura sujeta a una distribución de cargas horizontales, el centro de torsión CT, es el punto en el plano del piso, más no necesariamente dentro de los límites externos del mismo, en el que debe actuar la fuerza horizontal para que su movimiento sea sólo de traslación sin que se produzca un par de torsión. En un entrepiso, el CT tiene una definición análoga a la anterior. Es el punto de aplicación de la resultante de las rigideces de cada entrepiso, por el cual debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso sea de traslación solamente y no exista torsión ó rotación relativa entre dichos niveles.

Sin embargo, con la capacidad de los programas de análisis estructural y equipos de cómputo existentes, este procedimiento no se justifica. Actualmente, el análisis tridimensional de una estructura puede considerar simultáneamente el acoplamiento de estos efectos y obtener la distribución de fuerzas actuantes sobre sus elementos estructurales tomando en cuenta la excentricidad de diseño. Para entender conceptualmente el problema, es común ilustrar los efectos de traslación y rotación desacoplados sobre un sistema simple, pero finalmente para una estructura compleja se realiza un análisis tridimensional.

Los criterios y las hipótesis de análisis estructural son un aspecto fundamental para el análisis y diseño de edificios sujetos a la acción sísmica. El primer factor que debe considerarse al realizar el análisis sísmico de un edificio para considerar efectos de torsión es elegir adecuadamente el criterio para distribuir estos efectos entre sus elementos resistentes, con base en las características geométricas en planta y/o elevación del mismo.

Actualmente, en la práctica de la ingeniería estructural, se emplean esencialmente dos criterios de análisis: el análisis estático y el análisis dinámico modal espectral. El primero de ellos ha sido por mucho tiempo de uso común. Esto es debido a que las herramientas de cómputo disponibles en décadas pasadas eran limitadas, por lo cual, aún cuando la fundamentación teórica del análisis dinámico estaba desarrollada, no era posible llevarlo a cabo con la facilidad que ahora se tiene.

Sin embargo, se ha encontrado que los resultados que se obtienen al utilizar los criterios de análisis estático y dinámico, para un mismo edificio, pueden ser muy diferentes entre sí. Adicionalmente a estas diferencias, es importante reconocer que la manera como actualmente se consideran en el RCDF-04 los efectos de la torsión accidental en el análisis dinámico modal espectral, no es muy clara. Si bien, el análisis por torsión sísmica estática la considera explícitamente en la ecuación de la excentricidad de diseño, tendría que manejarse un número importante de combinaciones de análisis y comparaciones para considerar su efecto. En el método de análisis modal espectral se oscurece un poco la manera como es considerada la torsión accidental en el análisis, debido a que sus efectos se involucran en los criterios de superposición modal empleados para la obtención de la respuesta máxima.

CAPÍTULO 2

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y ANTECEDENTES

2.1 LA EXCENRICIDAD ACCIDENTAL Y LA TORSIÓN SÍSMICA

En el presente estado del conocimiento es imposible estimar con precisión la llamada torsión accidental. Por lo tanto, no se justifica incluir el reconocimiento explícito de la excentricidad nominal en un análisis dinámico cuando su valor es menor que la excentricidad accidental. El reconocerla aumenta el número de grados de libertad para el análisis de la estructura. Para que los valores de la excentricidad nominal sean despreciables en el análisis dinámico, deben ser pequeñas en comparación con las excentricidades accidentales.

La excentricidad accidental generalmente adquiere su valor como un porcentaje de la dimensión máxima en planta perpendicular a la dirección de análisis que se estudie. Esta fracción oscila en los diferentes reglamentos de diseño entre el 5 y el 10 por ciento.

Dentro de las principales causas de la excentricidad accidental, la mayor incertidumbre se debe a la estimación de la carga viva, la cual puede variar en función del uso al que se destine la estructura.

Adicionalmente, existen diversos factores que contribuyen a la incertidumbre que se tiene en la estimación de la rigidez real de las estructuras. Estos incluyen incertidumbres en las propiedades de los materiales y en las dimensiones de los elementos estructurales, variabilidad en los procedimientos constructivos y en su control de calidad, la historia de la carga aplicada a los elementos (posición y permanencia de las cargas), etc. (Giorgana, 2004). Consecuentemente, los valores nominales de rigidez de cada elemento estructural, adoptados en el análisis de la estructura, pueden llegar a ser muy distintos de los valores reales. Lo anterior implica que un edificio que se concibe como nominalmente simétrico, es muy probable que realmente posea un grado de asimetría que le ocasionará cierto acoplamiento en los desplazamientos que experimentan sus niveles. Así, bajo este contexto, la respuesta real de los sistemas nominalmente simétricos puede llegar a incrementarse notablemente. Es decir, la situación es desfavorable en especial en edificios nominalmente simétricos, en que el análisis elemental no acusa la más leve torsión mientras que, en realidad, se presentarán dichas fuerzas generalizadas durante un sismo (Escobar y Ayala, 1998).

Como otra causa de la excentricidad accidental se encuentran las vibraciones torsionales inducidas por el movimiento del terreno. Durante un evento sísmico, los edificios experimentan una excitación rotacional en su base como resultado de movimientos espacialmente no uniformes y también por la diferencia en el tiempo de llegada de las ondas sísmicas a los apoyos de la estructura. Esta variabilidad se puede atribuir a (Giorgana, 2004):

- a) La superficie del suelo es excitada con el mismo movimiento, pero con retraso en la fase.
- b) El suelo experimenta diferentes amplitudes del movimiento, por la llegada de ondas provenientes de diferentes ubicaciones de la fuente sísmica, a las reflexiones y refracciones de las ondas alrededor de la cimentación, entre otras. Estas características se engloban en la llamada función de coherencia.

2.2 ESTUDIOS PREVIOS

Como consecuencia del sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México, una proporción importante del daño estructural que presentaron las edificaciones se debió a efectos de torsión (Meli y

Rosenblueth, 1986; Borja *et al.*, 1986). Debido a la experiencia obtenida de este evento sísmico, se incrementó el interés por comprender el fenómeno de la torsión sísmica para lograr diseños más confiables que los existentes hasta ese entonces. Así, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han realizado investigaciones, que tienen como finalidad explicar el comportamiento sísmico de estructuras con comportamiento no lineal sometidas a sismos intensos.

En estas investigaciones se utilizaron principalmente modelos simplificados de cortante de un nivel. En ellos se estudió el efecto que algunos parámetros pueden ocasionar en el comportamiento de estructuras con problemas de torsión.

A continuación se describen algunas investigaciones realizadas sobre el comportamiento sísmico de estructuras asimétricas.

Tso y Asmis (1971), estudiaron un modelo de un piso con cuatro elementos en las esquinas. Se analizó el efecto de la torsión inducida por acoplamiento entre las frecuencias de traslación y rotación. Como índice de comportamiento se utilizó el desplazamiento lateral de la estructura debido al sismo en una dirección. Se encontró que el acoplamiento entre frecuencias dentro del intervalo de comportamiento no lineal, puede dar lugar a efectos importantes debido a la torsión.

Tso y Sadek (1985), estudiaron un modelo de un piso con tres elementos resistentes paralelos a la excitación sísmica aplicada en una dirección y con comportamiento elastoplástico. Se analizó el efecto debido a la torsión por asimetría en resistencias. Como índice de comportamiento se utilizó la ductilidad máxima demandada por los elementos. Se encontró que la demanda de ductilidad depende del nivel de asimetría, y que la relación de frecuencias torsional/traslacional no influye sobre dicha demanda.

Borzognia y Tso (1986), estudiaron modelos de un piso con dos y tres elementos resistentes con comportamiento elastoplástico orientados en la dirección de aplicación de la carga sísmica. La torsión en este caso fue ocasionada por asimetría en resistencias. Se utilizó como índice de respuesta la máxima ductilidad demandada por los elementos. Como característica especial de este estudio, se puede mencionar el concepto de centro plástico para caracterizar el centro de torsión inelástico.

Gómez *et al.* (1987), fueron los primeros investigadores en México en tratar de entender el problema de la torsión en estructuras con comportamiento inelástico. Realizaron un estudio paramétrico utilizando modelos de edificios de un nivel, diseñados con el reglamento vigente y cuestionaron la validez de tales recomendaciones de diseño sísmico por torsión. En ese estudio se analizó el efecto de la excentricidad estructural y los periodos fundamentales de vibrar y se introdujo el concepto de excentricidad en resistencias para caracterizar el comportamiento torsional inelástico de las estructuras.

Goel y Chopra (1990), estudiaron la respuesta estructural de modelos con elementos en dos direcciones ortogonales. Se encontró que su respuesta torsional era menor que las obtenidas con modelos que poseen elementos resistentes en una sola dirección. En estos estudios la excitación sísmica se aplicó únicamente en la dirección paralela a los elementos estructurales inelásticos. Los elementos estructurales perpendiculares a la excitación sísmica se comportan elásticamente.

Estudios sobre el comportamiento no-lineal de modelos estructurales asimétricos, (Chopra y Goel, 1991), han mostrado la influencia que la distribución de la resistencia de los elementos estructurales tiene sobre la respuesta de los mismos.

Por otro lado, resultados de estudios de modelos estructurales asimétricos con comportamiento inelástico diseñados de acuerdo con el RCDF, Gómez *et al.* (1987), Escobar y Ayala (1998), han

mostrado que todas las estructuras, aún las nominalmente simétricas, pueden llegar a ser significativamente afectadas por torsión durante sismos severos, Escobar (1994 y 1996).

Escobar y Ayala (1991) estudiaron el efecto que tienen en la respuesta sísmica no lineal las incertidumbres en las propiedades estructurales, como son la localización en planta del centro de masas y la resistencia de los elementos estructurales. En este estudio se emplearon modelos de cortante de un nivel diseñados con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987 (RCDF, 1987), los cuales presentaban dos y tres elementos resistentes paralelos a la dirección de la excitación sísmica unidos por un diafragma de piso infinitamente rígido. Se concluyó que estas incertidumbres pueden ocasionar gran dispersión en la respuesta obtenida incrementándose la probabilidad de daño de la estructura fundamentalmente en las diseñadas como nominalmente simétricas. También se demostró que la distribución en planta de la resistencia de los elementos estructurales es un factor importante sobre la probabilidad de daño, enfatizando que la distribución requerida por el RCDF-87 puede llevar a probabilidades de daño mayores respecto a otros criterios de diseño propuestos.

Shakib y Datta (1991), evaluaron las recomendaciones propuestas en el código de edificación sísmica de Irán. Propusieron una nueva ecuación para calcular la excentricidad de diseño. En ésta se consideran aspectos como el acoplamiento de las frecuencias laterales y torsionales, el periodo fundamental de vibración de la estructura y la relación de las dimensiones en planta del edificio. La excentricidad de diseño propuesta, se basó en un análisis dinámico inelástico.

En el estudio de Shakib y Datta, los elementos estructurales fueron caracterizados por medio de un comportamiento elasto-plástico. La respuesta máxima del modelo se determinó aplicando una serie de registros sísmicos obtenidos de diferentes sitios de Irán. Estos se seleccionaron de manera que proporcionan una amplia variabilidad de las características sísmicas. Los resultados de esta investigación mostraron que las ecuaciones para calcular la excentricidad de diseño propuestas del código iraní subestiman la respuesta torsional.

Así, la ecuación propuesta por Shakib y Datta para calcular la excentricidad de diseño es:

$$e_{d1} = \alpha e_s + \beta b$$

$$e_{d1} = e_s + e_1 + 0.05b$$

donde:

$$e_1 = \frac{1}{2} (0.36\Omega - 0.08\Omega^3) (a + b) (1 - 0.15b/e_s) C_p$$

$$C_p = 0.24 + 0.84/T \leq 1.2$$

a su vez, e_s es la excentricidad estructural, Ω es la relación de las frecuencias torsional a la lateral desacopladas, T es el periodo fundamental de vibración de la estructura, a y b son las dimensiones en planta de la edificación.

Una alternativa propuesta por Tso y Wong (1993) permite conocer, a partir de la rigidez torsional de modelos estructurales, los límites de su comportamiento dentro de los cuales los efectos de la torsión sísmica pueden reducirse.

Escobar *et al.* (1999), propusieron un procedimiento simplificado de diseño sísmico por torsión. En ese trabajo se estudió el problema de torsión sísmica en estructuras de edificios con comportamiento inelástico diseñadas con el RCDF en su edición de 1995, RCDF-95 (RCDF, 1995) y con un criterio de diseño por torsión sísmica estática alterno.

Para ello, se analizaron los factores que afectan la excentricidad de diseño, particularmente la excentricidad accidental. Se demuestra que, de acuerdo con el RCDF, los elementos mecánicos que se obtienen debido a la excentricidad accidental, siempre son aditivos en los elementos estructurales. Además, de que dependen de su posición con respecto al CR o CT y de la relación de rigideces ρ .

Así, en el caso de que no se quisiera llevar a cabo todo el proceso de diseño por torsión existente, como procedimiento opcional, el efecto de la excentricidad accidental se podría incluir a través de un factor de incremento único. Su valor deberá determinarse para todos los elementos de la estructura. Debido a que éste no es constante, el costo de esta simplificación ocasionaría que algunos de ellos estuvieran sobrediseñados.

Giorgana (2004), desarrolló un procedimiento para distribuir el cortante por torsión entre los elementos resistentes de los entresijos de las estructuras de edificios simétricos, diseñados con el RCDF-95 (RCDF, 1995). Este facilita el cálculo de fuerzas producidas por torsión sísmica, debido a excentricidad accidental.

En el trabajo de Giorgana se demuestra que los efectos de la excentricidad accidental se traducen en un incremento de la magnitud de las fuerzas en los elementos resistentes.

En dicho trabajo se encontró un factor de torsión para estructuras simétricas de edificios que permite calcular los efectos debidos a la excentricidad accidental. Se utilizaron modelos de edificios con marcos dúctiles con distribución uniforme de elementos estructurales y masas. Como parámetros de estudio se utilizaron los factores de amplificación por torsión, FAT, y la relación de aspecto de la planta estructural a/b .

Se estudiaron estructuras de concreto reforzado diseñadas de acuerdo con el RCDF-87 (Giorgana, 2004). Se analizaron modelos de 4, 6, 8, 10, 12 y 14 niveles. Se encontró que los efectos de torsión accidental no experimentan variación para los edificios. Se demostró que los efectos de torsión accidental son independientes de las rigideces y de la altura de los edificios. Se propuso una expresión única para evaluar los efectos de torsión que está en función de la geometría de la planta; esto es (Giorgana, 2004)

$$FAT_i = \tau x_i + 1.0$$

$$FAT_i = \varpi y_i + 1.0$$

donde x_i, y_i son las coordenadas del i -ésimo elemento estructural, con respecto al CR o CT en las direcciones ortogonales X e Y de la estructura, respectivamente; τ y ϖ son factores que dependen de la relación de aspecto de la planta y se calculan como:

Si $\frac{a}{b} = 1.0$, entonces $\tau = \varpi = 0.02$.

Si $\frac{a}{b} > 1.0$, entonces $\tau = \left(\frac{a}{b} - 1\right)0.017 + 0.02$ y $\varpi = \left(2.5 - \frac{a}{b}\right)0.01026 + 0.011$.

Para el caso en el que $a/b = 1.0$, los resultados obtenidos para las estructuras estudiadas con el método propuesto son iguales a los obtenidos con el método tradicional de análisis.

Con el método propuesto por Giorgana se tiene la ventaja de que sólo es necesario conocer la relación de aspecto de la planta para obtener los efectos de torsión.

Para estructuras de edificios con plantas estructurales cuya relación de aspecto es diferente de uno se observó que los efectos de torsión accidental experimentan una variación de tipo lineal en cada dirección de análisis. De igual manera, se propone un procedimiento para evaluar los efectos de torsión en las estructuras mencionadas y en el que únicamente es necesario conocer la relación de aspecto de la planta y el uso de dos ecuaciones. Para este caso se calculó un valor máximo del error relativo de 6.9 por ciento entre los resultados obtenidos con el método propuesto y el tradicional.

En la literatura existente se encuentran diferentes propuestas para el análisis y diseño sísmico por torsión como las que se mencionaron anteriormente. Sin embargo, los resultados obtenidos de estos estudios, siguen siendo limitados y difíciles de extrapolar a sistemas tridimensionales de varios niveles. Por lo cual, es necesario mejorar la calidad de los modelos numéricos para representar de manera más realista el comportamiento sísmico no lineal en edificios tridimensionales de varios niveles.

2.3 OBJETIVOS

Los objetivos de la presente investigación son:

- a) Definir las causas de la torsión sísmica de edificios con especial atención en la excentricidad accidental que considera el comportamiento inelástico de las estructuras.
- b) Revisar las recomendaciones de la reglamentación existente en cuanto a la manera de incluir la excentricidad accidental en el diseño por torsión sísmica.
- c) Proponer un método para realizar un análisis dinámico tridimensional de estructuras e incluir los efectos de la excentricidad accidental con el objetivo de aplicarlo con programas de análisis estructural comerciales.

CAPÍTULO 3

DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA

Desde hace algunas décadas, se ha reconocido la necesidad de diseñar tomando en cuenta la torsión en edificios sujetos a sismos. De manera que, paulatinamente, ha sido tomada en consideración en los reglamentos de diseño sísmico a nivel mundial. Desde entonces y debido a los daños observados en las estructuras debido a los sismos y particularmente en los ocurridos en la zona metropolitana del Valle de México desde 1957, 1979 y 1985, el tema de la torsión sísmica se ha reconocido como un tópico con características amplias para su investigación (Páez, 2005).

En este capítulo se presenta el marco teórico del fenómeno de la torsión sísmica, desde la reglamentación existente en el Distrito Federal hasta las bases que fundamentan el análisis estático y los análisis dinámicos.

3.1 REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (RCDF-04)

La filosofía de diseño actual establece que las estructuras deberán ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas, cuando son sometidas a sismos intensos, conservando su capacidad de carga. Para el caso de estructuras de edificios asimétricos estas deformaciones inelásticas provienen de la traslación y rotación de sus entrepisos. Así, su comportamiento debe ser tal que, además de no exceder los límites establecidos para los desplazamientos laterales, tienen que controlar los adicionales debidos a torsión dentro de los límites permisibles de desplazamiento de entrepiso.

Al igual que otras normas de diseño por torsión, el RCDF-04, permite llevar a cabo un análisis estático de las estructuras de edificios. Para el cálculo de las fuerzas de diseño de los elementos resistentes de cada entrepiso, primero se distribuye la fuerza cortante total V_j del mismo de acuerdo con la rigidez lateral de cada elemento k_i , obteniéndose un cortante directo de diseño V_{di} , esto es, para cada una de las direcciones ortogonales de la estructura

$$V_{di} = V_j \frac{k_i}{\sum k_i} \quad (3.1)$$

El cortante total V_{toti} en el i -ésimo elemento resistente del j -ésimo entrepiso del edificio será la suma algebraica del cortante directo V_{di} , y el cortante por torsión V_{ti} , esto es

$$V_{toti} = V_{di} \pm V_{ti} \quad (3.2)$$

El cortante por torsión para la dirección X en el i -ésimo elemento resistente es

$$V_{ti} = \frac{M_j}{K_\theta} k_i y_i \quad (3.3)$$

donde $K_\theta = \sum k_i x_i^2 + \sum k_i y_i^2$, es la rigidez torsional del entrepiso en estudio y M_j es el momento torsionante de entrepiso calculado como el producto del cortante de entrepiso y la excentricidad estructural o estática.

Se puede observar en la ecuación (3.3) que uno de los parámetros que interviene de manera fundamental en la distribución de las fuerzas por torsión en edificios, es la rigidez torsional de

entrepiso K_θ . Tso y Wong (1993) han sugerido un parámetro estructural denominado radio de giro normalizado, ρ , para estudiar el comportamiento de las estructuras. Éste permite establecer valores mínimos de la rigidez a torsión de una estructura para mantener sus desplazamientos relativos de entrepiso dentro de los límites de comportamiento aceptables. En el caso de comportamiento no lineal, este parámetro es útil para controlar las demandas de ductilidad excesivas que pudieran presentarse en los elementos resistentes (Escobar *et al.*, 1999; Padilla, 2002).

Partiendo de las definiciones del CT y del CR, la excentricidad estática e_s tiene dos definiciones para calcular el momento por torsión, en edificios de varios niveles (Cheung y Tso, 1986; Tso, 1990).

3.1.1 Excentricidad de piso

La excentricidad de piso se calcula como la distancia entre el CM y el CT, correspondiente para cada una de las direcciones de la estructura, esto es:

$$e_s = x_{CM} - x_{CT} \quad (3.4)$$

$$e_s = y_{CM} - y_{CT} \quad (3.5)$$

donde x_{CM} y y_{CM} son las coordenadas del CM para las direcciones X e Y , respectivamente. Análogamente, x_{CT} y y_{CT} son las coordenadas del CT para las mismas direcciones, respectivamente.

Las coordenadas del CM del j -ésimo piso se calculan como

$$x_{CM} = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i} \quad (3.6)$$

$$y_{CM} = \frac{\sum P_i x_i}{\sum P_i} \quad (3.7)$$

donde P_i son las cargas verticales en el piso.

La posición del CT también se puede calcular utilizando los cortantes directos de los elementos resistentes como

$$x_{CT} = \frac{\sum (V_{dyij} - V_{dyij-1}) x_i}{F_{yj}} \quad (3.8)$$

$$y_{CT} = \frac{\sum (V_{dxij} - V_{dxij-1}) y_i}{F_{xj}} \quad (3.9)$$

donde V_{dyij} y V_{dxij} son los cortantes directos del i -ésimo elemento resistente, F_{xj} y F_{yj} son las fuerzas sísmicas laterales aplicadas en CM.

El momento de torsión T_j del j -ésimo piso para cada una de las direcciones X e Y de la estructura es:

$$T_j = F_{xj} e_s \quad (3.10)$$

$$T_j = F_{yj} e_s \quad (3.11)$$

El momento de torsión M_j del entreciso j , producido por el sismo en cada una de las direcciones X e Y se obtiene sumando los momentos de torsión de todos los pisos que se encuentren sobre éste

$$M_j = \sum_{m=j}^{ne} T_m \quad (3.12)$$

donde ne es el número de entrecisos.

3.1.2 Excentricidad de entreciso

El momento de torsión M_j del j -ésimo entreciso, para cada una de las direcciones ortogonales X e Y , se obtiene directamente como el producto de la fuerza cortante V_j y la excentricidad de entreciso e_s , esto es

$$M_j = V_j e_s \quad (3.13)$$

La excentricidad de entreciso se calcula para cada una de las direcciones ortogonales X e Y . A diferencia de la excentricidad de piso, ésta se calcula como la distancia entre el CC y el CR del entreciso como

$$e_s = x_{CC} - x_{CR} \quad (3.13)$$

$$e_s = y_{CC} - y_{CR} \quad (3.14)$$

donde x_{CC} y y_{CC} son las coordenadas del CC en las direcciones X e Y respectivamente, x_{CR} y y_{CR} son las coordenadas del CR en las direcciones X e Y respectivamente.

Las coordenadas del CC dependen de la distribución de las fuerzas laterales en el edificio y se calculan con las siguientes ecuaciones

$$x_{CC} = \frac{\sum F_{yj} x_{CM}}{V_{yj}} \quad (3.15)$$

$$y_{CC} = \frac{\sum F_{xj} y_{CM}}{V_{xj}} \quad (3.16)$$

donde F_{xj} y F_{yj} son las fuerzas sísmicas laterales aplicadas en los CM permitiendo únicamente la traslación de los pisos, V_{xj} y V_{yj} son los cortantes de entreciso en las direcciones X e Y en el entreciso j , respectivamente.

De igual manera, las coordenadas del CR se pueden calcular utilizando los cortantes directos, como

$$x_{CR} = \frac{\sum (V_{dyi} x_i)}{V_{yj}} \quad (3.17)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum (V_{dxi} y_i)}{V_{xj}} \quad (3.18)$$

Otra alternativa es utilizar las rigideces de los elementos resistentes, esto es:

$$x_{CR} = \frac{\sum (k_i x_i)}{\sum k_i} \quad (3.19)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum (k_i y_i)}{\sum k_i} \quad (3.20)$$

Cabe mencionar que en un estudio previo (Escobar *et al.*, 2004) se aplicaron los conceptos de excentricidad de piso y de entrepiso al edificio de cinco pisos estudiado por Bazán y Meli (2000). En este estudio se obtuvieron resultados que muestran que los valores de los momentos de torsión calculados con las definiciones de excentricidad estática son iguales entre sí. Las diferencias que se observan son atribuidas a las operaciones aritméticas que intervienen en los cálculos.

3.2 DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA ESTÁTICA

El RCDF-04 permite llevar a cabo un análisis estático de las estructuras de edificios para considerar el efecto de la torsión sísmica (RCDF, 2004). Las solicitaciones que resultan de este análisis son diferentes a las que se obtienen del análisis dinámico tridimensional de las mismas. Por dicha razón el RCDF-04 permite utilizar factores de amplificación de la excentricidad estática.

Los momentos de torsión en edificios reales difieren de los obtenidos en un análisis dinámico (Rosenblueth, 1979). De aquí, la introducción del momento por torsión accidental calculado como el producto de la fuerza cortante de entrepiso y la excentricidad accidental. Ésta se expresa como un porcentaje de la dimensión máxima de la planta de la estructura que es perpendicular a la dirección del sismo.

El cálculo de las fuerzas de diseño de los elementos resistentes del *j*-ésimo entrepiso, requiere del cálculo del cortante de diseño, V_{di} , obtenido con la ecuación (3.1).

La fuerza cortante debida al efecto de la torsión sísmica se obtiene del momento torsionante originado por la aplicación de la fuerza cortante de entrepiso y una excentricidad de diseño (e_d). La mayoría de los reglamentos de diseño sísmico especifican como excentricidad de diseño expresiones con el siguiente formato

$$e_{d1} = \alpha e_s + \beta b \quad (3.22)$$

$$e_{d2} = \delta e_s - \beta b \quad (3.23)$$

donde α y δ son factores de amplificación dinámica que modifican a la excentricidad estructural y son calibrados de tal modo que se obtenga una concordancia razonable entre el análisis estático equivalente especificado por código y un análisis dinámico; β es el factor de excentricidad accidental. Los valores de los coeficientes α , δ y β establecidos en el RCDF-04 son 1.5, 1.0 y 0.1 respectivamente.

De las ecuaciones (3.22) y (3.23) se utiliza como excentricidad de diseño aquella que ocasione los efectos más desfavorables en cada uno de los elementos resistentes.

La Tabla 3.1 muestra los valores de los coeficientes α , δ y β estipulados en diferentes códigos de diseño sísmico.

Tabla 3.1. Coeficientes que definen las excentricidades de diseño (Paz, 1994).

Código	α	δ	β
Argentina	1.5	1.5	0.1
ATC (EUA)	1	0	0.05
CEB (Europa)	0.5	0	0.05
Colombia	1	0	0
Chile	1.5	1.5	0.05
Nueva Zelanda	1	1	0.1
NBCC (Canadá)	1.5	0.5	0.1
RCDF-04 (México)	1.5	1	0.1
UBC-97 (EUA)	1	1	0.05

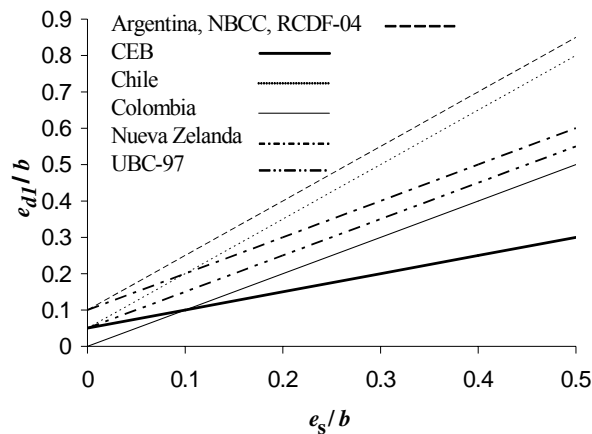


Figura 3.1. Excentricidad de diseño normalizada calculada con diferentes reglamentos de diseño.

En la figura 3.1 se observa que la excentricidad de diseño normalizada, e_{dl}/b , propuesta por los diferentes códigos presenta una variación lineal. Esta excentricidad crece a medida que la excentricidad estática normalizada, e_s/b , presenta un incremento en su valor. Se puede observar que el RCDF-04 y el NBCC incluyen factores de amplificación. De los códigos mostrados, el colombiano es el único que presenta una posición diferente, al no considerar la excentricidad accidental. Los valores de la excentricidad accidental varían desde el cinco hasta el diez por ciento de b . El código mexicano, canadiense y argentino son los que se mantienen en el límite superior de dicho intervalo de excentricidad accidental. Estos reglamentos son los más conservadores entre los aquí presentados.

Para la aplicación de las ecuaciones (3.22) y (3.23) se deberán tomar en cuenta las especificaciones de las NTCDS-04 del RCDF-04. En ellas se establece que la excentricidad de diseño en cada dirección ortogonal de la estructura no será menor que la mitad del máximo valor de e_s para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento por torsión de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

También se deberán tener presentes los efectos bidireccionales del sismo. Las NTCDS-04 los toman en cuenta estableciendo que cada sección crítica de un edificio debe resistir la suma vectorial de los efectos (desplazamientos y fuerzas internas) de un componente del movimiento del terreno con 30 por ciento de los del otro, en adición a los efectos de las fuerzas gravitatorias.

Además, el RCDF-04 establece que para estructuras con factor de comportamiento sísmico mayor o igual que 3, la excentricidad torsional calculada estáticamente no debe exceder $0.2b$.

En la edición del RCDF-04 existe una modificación en las disposiciones por torsión que se hizo desde la edición 1995, y que debe establecerse por su importancia, es decir:

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

Esto significa que el cortante por torsión negativa no debe restarse del cortante directo. Con dicha modificación, la distribución en planta de las resistencias de los elementos estructurales, obtenidas al diseñar por torsión, se debe asemejar a la de las rigideces lo cual es condición para obtener comportamiento adecuado (Páez, 2005).

Por otra parte, en las NTCDS-04, también se especifican ciertas condiciones de regularidad para una mejor respuesta de la estructura ante carga sísmica. En la undécima condición de regularidad, se establece que en ningún entrepiso, la excentricidad torsional calculada estáticamente, excede de 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada. De no satisfacerse esta condición la estructura se considera como irregular. Por otra parte, se consideran como estructuras fuertemente irregulares aquellas en las que el valor de e_s excede $0.2b$ en algún entrepiso.

3.3 ANÁLISIS POR TORSIÓN SÍSMICA

3.3.1 Procedimiento simplificado de diseño (PSD)

El PSD es un procedimiento para distribuir las fuerzas cortantes por torsión (Escobar *et al.*, 2004). Se basa en el cálculo de la fuerza horizontal aplicada en cada nivel, obtenida mediante un análisis sísmico estático del RCDF-04.

Este método consiste en obtener factores de amplificación por torsión, FAT. El procedimiento reduce notablemente la cantidad de cálculos que se requieren para distribuir las fuerzas producidas por torsión sísmica estática. Dicho procedimiento requiere sólo de un análisis de la estructura tridimensional en cada una de sus direcciones perpendiculares, para obtener las fuerzas de diseño en los elementos estructurales.

El PSD requiere la clasificación de los elementos resistentes en flexibles y rígidos. Los elementos flexibles son aquellos localizados del mismo lado del CM o del CC, con respecto al CT o al CR. El caso contrario ocurre en los elementos rígidos. Con esta clasificación es posible tener una mejor interpretación de la distribución de las fuerzas entre los elementos resistentes al utilizar una ecuación correspondiente a cada tipo de ellos. Dicho método permite conocer directamente las fuerzas para diseño en los elementos resistentes.

El RCDF-04 acepta como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a sismos específicos. Éstos se describen a continuación.

3.4 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE ESTRUCTURAS

Al igual que para el análisis estático, la obtención de la respuesta dinámica de una estructura ante una excitación sísmica involucra un número de parámetros y una cantidad de cálculos numéricos para llevarlo a cabo.

A continuación se describe el concepto de espectro de diseño sísmico que se utiliza como parámetro de estudio del análisis modal espectral de estructuras.

3.4.1 Espectros de diseño sísmico

Los espectros de diseño sísmico permiten conocer la ordenada de aceleraciones a que le corresponde a un edificio dado cuando se aplica el análisis dinámico modal que especifica el capítulo 9 de las NTCDS-04.

Los espectros de temblores reales por lo general presentan formas irregulares y tienen variaciones bruscas en la respuesta máxima en función del periodo natural. Por lo que, varias estructuras pueden tener características dinámicas muy parecidas y sin embargo responder de manera muy diferente.

En la práctica y para fines de diseño, los reglamentos de construcción prescriben espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se eliminan los valles. Esto se puede hacer gracias a la intervención del amortiguamiento que hace que las variaciones de los espectros sean menos bruscas y a parámetros que modifican el periodo fundamental de la estructura. Dichos parámetros son: la interacción suelo-estructura, sismos con distintas características, incertidumbre en el cálculo de masas y rigideces y las incursiones de la estructura en el intervalo no lineal.

La ordenada de aceleraciones a se expresa como una fracción de la gravedad y el espectro de diseño se construye mediante las ecuaciones siguientes (RCDF, 2004):

$$a = a_o + (c_s - a_o) \frac{T}{T_a} \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

$$a = c_s \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = qc_s, \text{ si } T \text{ excede de } T_b$$

$$q = (T_b/T)^r$$

donde T_a y T_b son los periodos característicos del espectro de diseño, r es un exponente y su valor se definirá en la Tabla 3.2.

El coeficiente sísmico c_s es una cantidad adimensional y define la fuerza cortante horizontal que actúa en la base de un edificio como una fracción del peso total del mismo, W . Su valor depende de la ubicación donde esté desplantada la estructura dentro del Valle de México. Para tal fin, el RCDF-04 especifica tres zonas que se identifican como I, II y III, siendo la zona I la de suelo firme o de lomas, II la de transición y III la de suelo blando o del lago. Adicionalmente, la zona III se divide en cuatro subzonas: III_a, III_b, III_c y III_d (Tabla 3.2).

Tabla 3.2. Valores de T_a , T_b , r y c_s que especifica el RCDF-04 (2004).

Zona	T_a	T_b	R	c_s
I	0.2	1.35	1	0.16
II	0.2	1.35	1.33	0.32
III _a	0.53	1.8	2	0.4
III _b	0.85	3	2	0.45
III _c	1.25	4.2	2	0.4
III _d	0.85	4.2	2	0.3

Es posible reducir las fuerzas sísmicas actuantes dividiéndolas entre el factor de comportamiento sísmico Q que se puede modificar como Q' . Para tal fin, es importante primero verificar que las

características geométricas y estructurales del edificio satisfagan las condiciones de regularidad de las NTCDS-04. En caso afirmativo

$$Q' = Q \quad (3.25)$$

cuando se desconoce el valor del periodo fundamental de vibración T :

$$Q' = 1 + (T/T_a)(Q-1) \quad (3.26)$$

si $T < T_a$.

El factor Q puede adoptar diferentes valores de acuerdo con las características estructurales del edificio y de la capacidad que tengan sus elementos estructurales para comportarse de manera dúctil en el intervalo inelástico. Su aplicabilidad está definida con todo detalle en las NTCDS-04.

Así mismo, dependiendo de la ocupación que se le dé a la construcción, pudiera requerirse que ésta garantice un alto nivel de seguridad, especialmente en estructuras para las que una falla representaría considerables pérdidas humanas y/o económicas. Por lo anterior, el reglamento clasifica a las construcciones dependiendo de la ocupación que tengan, como tipo A, B1 ó B2. Las primeras son las más importantes y por ello para su análisis, se debe incrementar el valor de c_s en un 50 por ciento.

A continuación se describe el método de análisis modal espectral, para estimar la respuesta máxima de las estructuras. Posteriormente se discuten los aspectos reglamentarios de dicho método así como los criterios de superposición modal que han sido desarrollados para llevar a cabo la combinación de las respuestas modales máximas.

3.4.2 Ecuaciones de equilibrio dinámico

Para sistemas lineales con amortiguamiento viscoso, sujetos a una aceleración en la base, la ecuación de equilibrio dinámico se puede escribir como:

$$[M] \ddot{u}(t) + [C] \dot{u}(t) + [K] u(t) = \{F(t)\} \quad (3.27)$$

donde $u(t)$ es el vector de desplazamiento relativo de la estructura. El punto denota derivación respecto al tiempo. $[M]$, $[C]$ y $[K]$ son las matrices de masas, amortiguamiento y rigideces respectivamente. $\{F(t)\}$ es el vector de las fuerzas de inercia del sistema estructural debido al movimiento del suelo, que para el caso del movimiento en tres direcciones se expresa como

$$\{F(t)\} = \{F(t)\} = -m_x \ddot{u}_{xs}(t) - m_y \ddot{u}_{ys}(t) - m_z \ddot{u}_{zs}(t)$$

donde \ddot{u}_{is} es la aceleración del terreno en la dirección i ($i=x, y, z$) y m_i es una matriz columna que representa las masas asociadas a los desplazamientos en la dirección i (Clough y Penzien, 1975; Chopra, 1980).

Para llevar a cabo el análisis modal espectral, es necesario transformar el sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias (3.27), en un sistema de ecuaciones de movimiento desacopladas independientes. En el caso de amortiguamiento pequeño y del tipo proporcional (Clough y Penzien, 1975; Chopra, 1980), se introduce la transformación

$$\{u\} = [\phi]\{x\} \quad (3.28)$$

donde $[\phi]$ es la matriz modal del sistema, obtenida de la solución del problema de valores y vectores característicos. Al sustituir la (3.28) y sus derivadas en la (3.27), se obtiene

$$[M][\phi]\{\ddot{x}\} + [C][\phi]\{\dot{x}\} + [K][\phi]\{x\} = \{F(t)\}$$

Al multiplicar por la transpuesta del i -ésimo vector modal $\{\phi\}_i^T$, resulta

$$\{\phi\}_i^T [M][\phi]\{\ddot{x}\} + \{\phi\}_i^T [C][\phi]\{\dot{x}\} + \{\phi\}_i^T [K][\phi]\{x\} = \{\phi\}_i^T \{F(t)\} \quad (3.29)$$

Haciendo uso de las propiedades de ortogonalidad de los modos (Clough y Penzien, 1975)

$$\{\phi\}_i^T [M][\phi]_j = \{\phi\}_i^T [C][\phi]_j = \{\phi\}_i^T [K][\phi]_j = [0] \quad i \neq j$$

se obtiene que todos los componentes, excepto el del i -ésimo modo son igual a cero, teniéndose entonces

$$\{\phi\}_i^T [M]\{\phi\}_i = m_i \quad (3.30a)$$

$$\{\phi\}_i^T [C]\{\phi\}_i = c_i = 2\xi_i \omega_i m_i \quad (3.30b)$$

$$\{\phi\}_i^T [K]\{\phi\}_i = k_i = \omega_i^2 m_i \quad (3.30c)$$

$$\{\phi\}_i^T \{F(t)\} = F_i(t) \quad (3.30d)$$

donde m_i , c_i y k_i son la i -ésima masa, amortiguamiento y rigidez desacoplada del sistema estructural, respectivamente y ω_i la frecuencia natural de vibración. El coeficiente de amortiguamiento modal ξ_i relaciona el amortiguamiento modal c_i y el crítico $2m_i\omega_i$, como $\xi_i = c_i / 2m_i\omega_i$.

Al sustituir las ecuaciones (3.30) en la ecuación (3.29) se obtiene

$$m_i \ddot{x}_i + 2\omega_i \xi_i m_i \dot{x}_i + \omega_i^2 m_i x_i = F_i(t)$$

Multiplicando la ecuación anterior por $\frac{1}{m_i}$

$$\ddot{x}_i + 2\omega_i \xi_i \dot{x}_i + \omega_i^2 x_i = -L_i \ddot{u}_i(t) \quad (3.31)$$

El término,

$$L_i = \frac{F_i(t)}{m_i} = \frac{\{\phi\}_i^T \{F(t)\}}{m_i} = \frac{\{\phi\}_i^T [M]\{1\}}{\{\phi\}_i^T [M]\{\phi\}_i}$$

es el factor de participación modal, y define la escala en la que participa el modo i en el movimiento global de la estructura.

Los espectros de diseño que se presentan en los reglamentos de construcciones son espectros de pseudo aceleraciones, esto es, el valor de la pseudo aceleración máxima S_a que se define como

$$S_a = S_d \omega^2$$

donde S_d es el pseudo desplazamiento. Para que el coeficiente de participación L_i permita obtener desplazamientos se puede expresar como

$$L_i = \frac{\{\phi\}_i^T [M] \{1\}}{\{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i \omega_i^2}$$

La solución de la ecuación (3.31) permite obtener la historia del desplazamiento $x(t)$ de cada modo de la estructura. Esta solución se puede expresar para el grado de libertad i del sistema estructural como (Chopra, 1980)

$$x_i(t) = -L_i \frac{1}{\omega_a} \int_0^t \ddot{u}_s(\tau) e^{[-\xi_i \omega_i (t-\tau)]} \sin[\omega_a (t-\tau)] d\tau \quad (3.32)$$

donde $\omega_a = \omega_i (1 - \xi_i^2)^{1/2}$ es la frecuencia amortiguada de la estructura en el i -ésimo modo de vibración, t el tiempo de duración de la excitación y τ la variable de integración.

Para que las condiciones de ortogonalidad sean satisfechas, la matriz de amortiguamiento deberá ser de la forma

$$[C] = [M] \sum_n a_n \left([M]^{-1} [K] \right)^n \quad (3.33)$$

donde n es el número de modos y varía en el intervalo $-\infty < n < \infty$.

Para calcular la respuesta estructural de un sistema sometido a una excitación sísmica, se debe evaluar la ecuación (3.32) para cada instante de tiempo t y para cada modo. De esta forma se obtienen las historias de desplazamientos correspondientes. Para fines de diseño, no es necesario conocer la historia completa de la respuesta estructural del sistema. Es suficiente con los desplazamientos modales máximos y combinarlos adecuadamente para obtener la respuesta total máxima aproximada del sistema.

El análisis modal espectral se basa en el hecho de que para ciertos valores de amortiguamiento, la respuesta asociada a cada modo de vibración puede calcularse independientemente de las otras, y las respuestas modales pueden combinarse para determinar una aproximación de la respuesta total.

3.4.3 Espectro de respuesta

Con base en el subcapítulo anterior se puede establecer

$$x_{m\acute{a}x} = m\acute{a}x |x(t)|$$

donde $x(t)$ es el valor máximo del desplazamiento, que proviene de resolver la ecuación (3.32) de un análisis en el tiempo. Al graficar el valor máximo del desplazamiento como función de la frecuencia natural de la estructura (o del periodo natural), y de la relación de amortiguamiento, se obtiene el “espectro de respuesta”. Éste se define como el conjunto de valores de $x_{m\acute{a}x}$ correspondientes a frecuencias y relaciones de amortiguamiento conocidos, esto es

$$Sd_n(\omega_n, \xi_n) = (x_{m\acute{a}x})_n$$

donde Sd_n es el desplazamiento espectral máximo correspondiente a la n -ésima frecuencia y relación de amortiguamiento.

Análogamente, también se pueden obtener los espectros de respuesta de pseudo velocidad Sv y pseudo aceleración Sa , como función de la frecuencia o del periodo de vibración del sistema. La relación entre ellos es como sigue:

$$Sv = \omega Sd = 2\pi f Sd$$

$$Sa = \omega Sv = \omega^2 Sd = 4 \pi^2 f^2 Sd$$

donde $f = \omega/2\pi$ es la frecuencia en Hertz y ω es la frecuencia circular en rad/s, en las expresiones anteriores.

Debido a que los términos Sd , Sv y Sa están estrechamente relacionados, el espectro de respuesta puede representarse mediante una sola gráfica, al tomar logaritmos de las relaciones anteriores, esto es

$$\log Sv = \log f + \log (2 \pi Sd)$$

Para valores de Sd constantes, esta expresión representa la de una recta con pendiente a 45° . Además

$$\log Sv = - \log f + \log \frac{Sa}{2\pi}$$

Análogamente, para valores de Sa constantes, la expresión anterior representa la de una recta con pendiente de 135° .

La respuesta máxima correspondiente al n -ésimo modo natural de vibración puede expresarse en términos de Sd , Sv ó Sa . Con base en ello, el desplazamiento modal máximo (en coordenadas modales) será

$$x_n = L_n Sd_n = L_n \frac{Sa_n}{\omega_n^2}$$

y el desplazamiento máximo en coordenadas físicas o generales es

$$u_n = L_n \{\phi\}_n Sd_n = L_n \{\phi\}_n \frac{Sa}{\omega_n^2}$$

para $L = \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}$.

El método de análisis modal espectral consiste de los pasos siguientes (Chopra, 1980):

- Definir el espectro de respuesta para el registro de aceleración del suelo.
- Establecer las propiedades de la estructura, matrices $[M]$, $[K]$ y relación de amortiguamiento.
- Resolver el problema de valores característicos para determinar las frecuencias y los modos de vibrar de la estructura.

- d) Calcular la respuesta máxima correspondiente a cada uno de los modos, utilizando para ello el espectro de respuesta del sismo.
- e) Calcular el valor de la respuesta máxima $R_{\text{máx}}$, combinando las respuestas máximas modales, mediante algún criterio de superposición modal.

3.4.4 Criterios de superposición modal

Al aplicar el concepto espectro de respuesta a estructuras que poseen más de un grado de libertad, se obtiene tan sólo una aproximación de la respuesta máxima del sistema. Esto se debe a que dicha respuesta se obtiene de la superposición de las respuestas modales máximas individuales de un número de sistemas de un solo grado de libertad, igual al número de grados de libertad del sistema completo, las cuales no ocurren al mismo instante de tiempo.

Debido a lo anterior, la relación que hay entre máximos no está definida. De aquí, conocido el espectro de respuesta para un sismo, y conocidos los modos y frecuencias de vibrar de la estructura, ¿cuál es el método más apropiado para calcular un valor aproximado de la respuesta máxima y qué orden de aproximación se puede esperar de dicho resultado? Para contestar esta pregunta, se han propuesto diferentes criterios para llevar a cabo la superposición de las respuestas modales, los cuales se describen a continuación. Cabe mencionar que en esta investigación no se utilizan los tres criterios de combinación para obtener la respuesta sísmica. Sin embargo, es de interés saber de su existencia.

3.4.4.1 Suma de valores absolutos

Este es el primer criterio de superposición modal desarrollado. La superposición se hace mediante la suma de los valores absolutos de los modos individuales. Biot (1943) representó

$$R = \sum_{i=1}^n |R_i|$$

donde R es el valor máximo representativo de una respuesta particular, para una componente dada de un sismo y R_i es la respuesta máxima debida al modo i .

Este método proporciona una frontera superior de la respuesta al compararse con otros criterios de superposición modal. Esto siempre y cuando se haya considerado el mismo número de grados de libertad. Las respuestas individuales máximas no ocurren al mismo tiempo con el mismo signo.

3.4.4.2 Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados

La teoría de probabilidades ofrece una aproximación diferente del problema. Los máximos de las diferentes respuestas modales que ocurren a diferentes tiempos no pueden ser tratados simplemente en términos estadísticos. Rosenblueth (1951) sugirió que la respuesta máxima probable, se puede obtener combinando las respuestas modales individuales como la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados. Dicho criterio proporciona valores numéricos menores que los obtenidos con la suma de los valores absolutos, siendo más realista para ciertas condiciones. Se expresa como sigue

$$R = \left(\sum_{i=1}^n R_i^2 \right)^{1/2}$$

3.4.4.3 Combinación cuadrática completa

Otro criterio es el método de combinación cuadrática completa según Kiureghian en 1981 (Wilson *et al.*, 1981), donde se toma en cuenta las características de que ciertas estructuras poseen modos de vibrar estrechamente acoplados. El método parte de la eliminación de los errores que generalmente aparecen en el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Se emplea la teoría de vibraciones aleatorias, de donde se encuentra que las respuestas modales deben combinarse incluyendo además los términos modales cruzados, debido a modos de torsión. Esto es,

$$R = \left(\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n R_i \rho_{ij} R_j \right)^{1/2}$$

donde ρ_{ij} son los factores de correlación modal, que están en función de la frecuencia de vibración, de la duración de las cargas, de las formas modales y de las relaciones de amortiguamiento de la estructura. Si la duración del sismo es muy grande, comparada con los periodos de vibración de la estructura, y si el espectro de respuesta es uniforme en un intervalo de frecuencias amplio, el coeficiente ρ_{ij} se expresa como

$$\rho_{ij} = \frac{8(\xi_i \xi_j)^{1/2} (\xi_i + r \xi_j) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_i \xi_j r(1+r^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) r^2}$$

donde $r = \omega_j / \omega_i$.

La respuesta sísmica modal de los modelos estudiados en el presente trabajo se obtiene utilizando este criterio de combinación.

3.4.5 Aspectos reglamentarios del método modal espectral

En las NTCDS-04 se establece que deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual que 0.4s. Además, bajo ninguna circunstancia podrá considerarse un número de modos de vibrar menor a los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis.

Para definir la excitación sísmica, es requisito indispensable identificar la ubicación de la estructura en el Valle de México. De manera complementaria, con apego a las NTCDS-04, en el análisis sísmico de todo edificio se deben considerar dos direcciones ortogonales del movimiento del terreno.

Por otra parte, se sigue con la filosofía de diseño de aceptar que las estructuras incursionan en el intervalo de comportamiento inelástico y se reconoce la posibilidad de daño en sus elementos. Con base en la ductilidad que puede desarrollar la estructura, se permite reducir las fuerzas sísmicas actuantes dividiéndolas entre el factor reductivo Q' .

Las NTCDS-04 establecen que el efecto de la torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente $\pm 0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles.

De esta forma es posible establecer un número razonable de posibles posiciones de diseño para ubicar el CM de cada nivel. Sin embargo, se deberá partir de éstas para proponer y evaluar un método para considerar los efectos de la torsión accidental en el análisis de estructuras tridimensionales asimétricas.

3.5 ANÁLISIS PASO A PASO

Las NTCDS-04 incluyen el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos como uno de los métodos aceptables de análisis sísmico dinámico. Se prescribe que para representar el temblor de diseño podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos. Esto, siempre que se use no menos de cuatro movimientos representativos independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consignan el RCDF-04 y sus correspondientes NTCDS-04. Se deben tener en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

El método paso a paso puede aplicarse tanto a estructuras lineales y no lineales, de cualquier número de grados de libertad, y está incorporado en una gran cantidad de los programas comerciales de análisis estructural.

A continuación se describe el método propuesto por Newmark (1962). Se presenta el análisis paso a paso de sistemas de un grado de libertad para describir posteriormente el correspondiente a estructuras más complejas.

Se considera el sistema de un piso mostrado en la figura (3.2), constituido por una masa concentrada, m y que puede tener un desplazamiento horizontal u . El sistema está ligado al terreno mediante elementos verticales representados esquemáticamente por dos columnas elásticas y por un amortiguador.

Cuando el terreno experimenta un desplazamiento horizontal, s , en la ecuación de equilibrio dinámico aparece la fuerza de inercia que es igual a la masa por su aceleración absoluta, \ddot{x} . También aparecen la fuerza de rigidez y la de amortiguamiento. En el caso más sencillo, las fuerzas de rigidez y de amortiguamiento son, respectivamente, proporcionales al desplazamiento u y a la velocidad \dot{u} de la masa respecto a su base. Sean k y c las correspondientes constantes de proporcionalidad que se supone que no cambian con el tiempo. k es la matriz de rigidez lateral siendo en este caso de 1×1 y c es el coeficiente o relación de amortiguamiento.

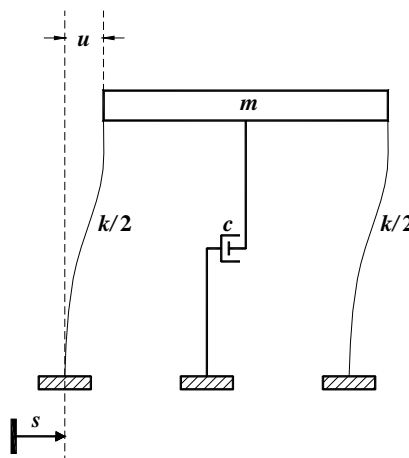


Figura 3.2. Sistema simple con amortiguamiento viscoso.

El conjunto de m , c y k constituye un sistema lineal de un grado de libertad, con amortiguamiento viscoso o lineal. Utilizando el principio de D'Alembert (Meli y Rosenblueth, 1986), la ecuación diferencial de equilibrio dinámico o de movimiento es

$$m\ddot{x} + c\dot{u} + ku = 0$$

Tomando en cuenta que el punto sobre una cantidad significa derivación con respecto al tiempo y que $x = s + u$, la ecuación anterior se escribe,

$$m\ddot{x} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{s} \quad (3.34)$$

Reescribiendo la ecuación (3.34),

$$ma_m + cv + ku = -m\ddot{s} \quad (3.35)$$

donde a_m , v y u son la aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente, de la masa m . Se supone que estas tres cantidades se conocen en el instante t . Se usa el subíndice 1 para denotar su valor en $t + \Delta t$. Se debe también cumplir:

$$ma_1 + cv_1 + ku_1 = -m\ddot{s}_1 \quad (3.36)$$

donde $\Delta a = a_1 - a_m$, $\Delta v = v_1 - v$; $\Delta u = u_1 - u$. Restando las ecuaciones (3.35) y (3.36) se deduce que:

$$m\Delta a + c\Delta v + k\Delta u = -m(\ddot{s}_1 - \ddot{s}) \quad (3.37)$$

Newmark propuso emplear las siguientes ecuaciones para calcular v_1 y u_1 :

$$v_1 = v + \frac{1}{2} (a_m + \beta_N a_1) \Delta t \quad (3.38)$$

$$u_1 = u + v \Delta t + [(\frac{1}{2} - \beta_N) a_m + \beta_N a_1] (\Delta t)^2 \quad (3.39)$$

Empleando conceptos básicos de cinemática se deduce cómo varía la aceleración con el tiempo en el lapso Δt . Por ejemplo, un valor de $\beta_N = 1/4$ corresponde a aceleración constante en dicho lapso, igual al promedio de a_m y a_1 . Por otro lado una variación lineal de aceleraciones entre a_m y a_1 conduce a un valor de $\beta_N = 1/6$.

Se resuelve el sistema de tres ecuaciones simultáneas, (3.37), (3.38) y (3.39) con tres incógnitas: a_1 , v_1 y u_1 . De manera equivalente se resuelve dicho sistema para Δa , Δv y Δu . En lo que sigue se considera $\beta_N = 1/4$. El procedimiento es similar para cualquier otro valor de β_N . La ecuación (3.39) se convierte en:

$$u_1 = u + v\Delta t + \frac{1}{4} (a_m + a_1)(\Delta t)^2 \quad (3.40)$$

$$\Delta u = u_1 - u = v\Delta t + \frac{1}{4} (a_m + a_1)(\Delta t)^2 \quad (3.41)$$

de la ecuación (3.38) se obtiene:

$$\Delta v = v_1 - v = \frac{1}{2} (a_m + a_1) \Delta t \quad (3.42)$$

Al despejar $(a_m + a_1)\Delta t$ de la ecuación (3.42) para sustituirla en la ecuación (3.41) se llega a:

$$\Delta v = 2 (\Delta u / \Delta t - v) \quad (3.43)$$

De la ecuación (3.41) se deduce que

$$4(\Delta u - v\Delta t) / \Delta t^2 = a_m + a_1 = a_1 - a_m + 2a_m$$

$$\Delta a = a_1 - a_m = 4 (\Delta u - v\Delta t) / \Delta t^2 - 2a_m \quad (3.44)$$

Al utilizar las ecuaciones (3.43) y (3.44) para sustituir Δv y Δa en (3.37), Δu queda como la única incógnita que se despeja con el resultado siguiente:

$$\Delta u = \Delta s^* / k^* \quad (3.45)$$

donde

$$k^* = k + 2 c / \Delta t + 4 m / \Delta t^2 \quad (3.46)$$

$$\Delta s^* = -m(\ddot{s}_1 - \ddot{s}) + [4m / \Delta t + 2c]v + 2ma_m \quad (3.47)$$

Cuando el intervalo de tiempo es constante, el método se aplica como sigue:

- a) Calcular k^* , que se mantiene constante (ecuación (3.46)).
- b) Para cada paso:
 - b.1 Calcular Δs^* y Δu (ecuación (3.47) y (3.45)).
 - b.2 Determinar Δv y Δa (ecuación (3.43) y (3.44)).
 - b.3 Calcular la aceleración, velocidad y desplazamiento para $t_1 = t + \Delta t$:

$$a_1 = a_m + \Delta a$$

$$v_1 = v + \Delta v$$

$$u_1 = u + \Delta u$$

- c) Se prosigue al paso siguiente con $a_m = a_1$, $v = v_1$ y $u = u_1$.

Para $t=0$ se considera que la masa está en reposo. Es decir para $t=0$ se tiene $v=u=0$. Para satisfacer la ecuación (3.34) en todo momento, en el primer paso el equilibrio dinámico requiere que $a_m = -\ddot{s}(0)$.

De esta manera se conocen los valores iniciales de las tres incógnitas.

Aplicando el método paso a paso a sistemas de varios grados de libertad, cabe señalar que se pueden emplear para resolver directamente las ecuaciones de movimiento de sistemas de varios grados de libertad. Esto, sin necesidad de extraer periodos ni modos de vibración.

Se considera un sistema de n grados de libertad, cuyos apoyos tienen un movimiento $s(t)$ y cuyas masas m_1, m_2, \dots, m_n tienen desplazamientos u_1, u_2, \dots, u_n , respectivamente. Las fuerzas de inercia son $m_1(\ddot{u}_1 + \ddot{s}), m_2(\ddot{u}_2 + \ddot{s}), \dots, m_n(\ddot{u}_n + \ddot{s})$. Las fuerzas en los elementos elásticos $\{F_e\}$ se calculan como el producto de la matriz de rigidez lateral $[K]$ por los desplazamientos laterales $\{u\}$, es decir

$$\{F_e\} = [K] \{u\}$$

Para el caso con n grados de libertad,

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \vdots & k_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix}$$

donde $k_{ij} = k_{ji}$

$$\{F_e\} = \begin{Bmatrix} F_{e1} \\ F_{e2} \\ \vdots \\ F_{en} \end{Bmatrix} ; \quad \{u\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_n \end{Bmatrix}$$

De manera análoga las fuerzas de amortiguamiento viscoso $\{F_a\}$ se pueden expresar como el producto de una matriz de amortiguamiento $[C]$ por las velocidades $\{\dot{u}\}$. Esto es,

$$\{F_a\} = [C] \{\dot{u}\}$$

Nuevamente el punto denota derivación con respecto al tiempo. En general, no es necesario calcular $[C]$ y el efecto del amortiguamiento se toma en cuenta en los espectros de diseño.

La suma de fuerzas debe ser cero, por lo que las ecuaciones de equilibrio dinámico es la (3.27). Para el sistema de n grados de libertad la matriz de masas $[M]$ queda

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \vdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_n \end{bmatrix}$$

En la ecuación (3.48) se ha definido también:

$$\{1\}\ddot{s} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{s} = \begin{Bmatrix} \ddot{s} \\ \ddot{s} \\ \vdots \\ \ddot{s} \end{Bmatrix}$$

En el análisis de una estructura ante excitación sísmica debe tener en cuenta todos los grados de libertad necesarios para representar completamente los posibles modos de vibración y las fuerzas de inercia significativas que pueden generarse en tres dimensiones. En el diseño de edificios, así como se hace en el análisis estático, se emplea también en el análisis dinámico tridimensional la hipótesis de que los pisos son diafragmas rígidos. De esta manera el problema global se reduce a uno de tres grados de libertad dinámicos por nivel: dos desplazamientos laterales y un giro alrededor de un eje vertical.

Para el equilibrio dinámico las fuerzas de inercia se necesitan incluir los productos de los momentos de inercia de las masas con respecto a un eje vertical por las correspondientes aceleraciones rotacionales. Para cada masa o momento de inercia, la suma de todas las fuerzas o momentos debe ser cero. Nuevamente se llega a las siguientes ecuaciones de equilibrio dinámico:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{P\}\ddot{s}(t) \quad (3.49)$$

[M] adopta la forma:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & J_1 & 0 & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & m_n & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_n & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & J_n \end{bmatrix}$$

En el segundo miembro de la ecuación (3.49) se ha incluido el vector $\{P\}$. Éste contiene unos en los lugares correspondientes a los grados de libertad orientados en la dirección aludida y ceros en los demás lugares. Cuando la masa está distribuida de manera más o menos uniforme en planta, se puede calcular su momento de inercia como $J = mr^2$, donde r es el radio de giro del área de la planta.

En la matriz [M] a los desplazamientos laterales les corresponde la masa traslacional del nivel en cuestión. Al giro alrededor del eje vertical le corresponde la inercia rotacional de la masa con respecto a dicho eje. La ecuación (3.49) también se puede expresar como:

$$[M]\Delta\{a\} + [C]\Delta\{v\} + [K]\Delta\{u\} = -[M]\{P\}(\ddot{s}_1(t) - \ddot{s}(t))$$

donde $\{a\}$, $\{v\}$ y $\{u\}$ son vectores de aceleraciones, velocidades y desplazamientos, respectivamente, y Δ denota sus incrementos en un lapso Δt .

Empleando el método de Newmark con $\beta_N = 1/4$ y suponiendo que se conocen los vectores $\{a\}$, $\{v\}$ y $\{u\}$ en el instante t , sus valores en $t + \Delta t$ se calculan como sigue:

- a) Calcular la matriz $[K^*] = [K] + (2/\Delta t)[C] + (4/\Delta t^2)[M]$ y su inversa $[K^*]^{-1}$.
- b) Para cada paso:
 - b.1 Calcular $\Delta s^* = -[M]\{P\}(\ddot{s}_1 - \ddot{s}) + (4/\Delta t)[M] + 2[C]\{v\} + 2[M]\{a\}$ y $\Delta u = [K^*]^{-1}\Delta s^*$
 - b.3 Determinar $\Delta v = [2/\Delta t]\Delta u - \{v\}$ y $\Delta a = [4/\Delta t^2]\Delta u - [4/\Delta t]\{v\} - 2\{a\}$
 - b.4 Los vectores de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en $t_1 = t + \Delta t$ son:

$$\begin{aligned} \{a_1\} &= \{a\} + \Delta a \\ \{v_1\} &= \{v\} + \Delta v \\ \{u_1\} &= \{u\} + \Delta u \end{aligned}$$
- c) Se prosigue al paso siguiente con $\{a\} = \{a_1\}$, $\{v\} = \{v_1\}$ y $\{u\} = \{u_1\}$.

Para comenzar el proceso se toma en cuenta que antes del temblor la masa está en reposo. Cuando $t=0$ los vectores de desplazamientos y velocidades son nulos ($\{v\}=\{u\}=\{0\}$). Para satisfacer el equilibrio dinámico en el primer paso se requiere que $a(0) = -\{P\}\ddot{s}(0)$, con lo que se conocen todos los valores iniciales necesarios.

CAPÍTULO 4

LA EXCENRICIDAD ACCIDENTAL EN EL ANÁLISIS DE EDIFICIOS CON COMPORTAMIENTO ELÁSTICO

En la actualidad, la proliferación de programas comerciales para análisis estructural permite llevar a cabo análisis de modelos estructurales tridimensionales de edificios sin mayor complicación. Sin embargo, este aspecto no ha facilitado el análisis por torsión de los mismos. Uno de los factores fundamentales que lo complican es la torsión ocasionada por excentricidad accidental.

Si se quisieran seguir al pie de la letra las recomendaciones de los reglamentos para incluir la torsión accidental explícitamente en los análisis de modelos tridimensionales de edificios, además de la cantidad de cálculos que es grande, se tendría que realizar una comparación entre las respuestas máximas de cada una. Esto resulta laborioso. Una manera de resolver este problema consiste en elaborar programas de análisis de edificios que incluyan explícitamente este aspecto automáticamente. Sin embargo, la forma práctica de atacar este problema consiste en desarrollar técnicas que, utilizando programas de análisis estructural existentes, permitan incluir estos efectos. Actualmente existen diferentes propuestas que fundamentalmente buscan reducir lo laborioso del proceso del análisis por computadora de modelos tridimensionales de estructuras sometidas a torsión (Ávila, 1991; Escobar *et al.*, 2002, 2004).

A continuación se presentan los criterios del RCDF-04 (2004) y de Ávila (1991) con el objetivo de desarrollar un método que permita reducir la cantidad de cálculos con programas de análisis comerciales de modelos tridimensionales de edificios por torsión sísmica. La finalidad es reducir lo laborioso del proceso del análisis realizado con programas de cómputo al incluir la excentricidad accidental, sin perder precisión en los cálculos y simplificarlo notoriamente.

4.1 NUEVO CRITERIO DEL RCDF-04

En el análisis sísmico estático, los efectos de la excentricidad accidental se incluyen a través del término $\pm\beta b$. En contraste, en el análisis sísmico modal espectral la excentricidad accidental no está considerada directamente en el método. Así, la excentricidad accidental se ha resuelto trasladando la posición en planta del CM una distancia $\pm 0.1b$, para cada dirección de análisis, considerando simultáneamente el mismo signo en todos los niveles. Este criterio se ha incluido en el RCDF-04 en el apartado 9.1 de las NTCDS-04 y establece lo siguiente:

“El efecto de la torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente $\pm 0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles.”

De llevar a cabo todas las posiciones posibles con este criterio, su uso en modelos tridimensionales de estructuras, conduciría a tener que realizar un número de análisis igual a 4^{np} donde np es el número de pisos lo cual indiscutiblemente resulta ser muy laborioso.

4.2 ESTRUCTURAS DE VARIOS PISOS

4.2.1 Estructuras regulares en elevación

El RCDF-04 a través de sus NTCDS-04 establece que para que una estructura pueda considerarse como regular debe satisfacer (NTC, 2004):

- a) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no excede de 2.5.
- b) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- c) En cada nivel tiene un sistema de piso o techo rígido y resistente en su plano.
- d) No tiene aberturas en sus sistemas de piso o techo cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
- e) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
- f) Ningún piso tiene área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
- g) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- h) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior.

La esbeltez excesiva de la construcción puede provocar problemas de volteo, de inestabilidad (efectos $P-\Delta$) y de transmisión de cargas elevadas a la cimentación y al subsuelo. Además, se vuelven importantes los efectos de los modos superiores de vibración. Todos estos problemas se pueden manejar mediante análisis dinámicos refinados de la estructura y cuidando de proporcionar una rigidez lateral elevada en la dirección más esbelta del edificio y de recurrir a una cimentación rígida. Sin embargo, conviene mantener la forma del edificio en elevación lo más compacta posible. Las NTCDS-04 permiten considerar la estructura como regular, sólo si su relación de esbeltez no excede de 2.5. La mayoría de las recomendaciones de estructuración aconsejan que la relación de esbeltez sea menor de cuatro.

4.3 MÉTODO DE ÁVILA

El método de Jorge A. Ávila (Ávila, 1991) es el primero en México planteado con el objetivo de aplicarlo con programas de análisis estructural comerciales. Los efectos de torsión se evalúan, utilizando las especificaciones de las NTCDS-04, por medio de programas de análisis tridimensional de uso del dominio público que no tomen en cuenta estos efectos.

La aplicación del método de Ávila requiere de seis modelos diferentes de la estructura que se analiza; dos para calcular los cortantes directos y con ellos la excentricidad estática, y uno para cada una de las nuevas posiciones del CM en cada una de las direcciones ortogonales para obtener las fuerzas de diseño en los elementos estructurales. Consiste de:

- a) Calcular las coordenadas del CM de cada uno de los pisos.
- b) Calcular los cortantes directos en los elementos resistentes, para las dos direcciones ortogonales de la estructura. Esto se hace aplicando, estáticamente, las fuerzas obtenidas del análisis sísmico estático, en los CM de los pisos de la estructura tridimensional. El modelo se somete únicamente a traslación.
- c) Calcular las coordenadas del centro de torsión de piso CT haciendo uso de los cortantes directos calculados en b).
- d) Calcular la excentricidad estructural, e_s , con las coordenadas del CM y del CT calculado en c), esto es:

$$e_s = x_{CM} - x_{CT} \quad (4.1)$$

$$e_s = y_{CM} - y_{CT} \quad (4.2)$$

- e) Calcular las coordenadas modificadas del CM de cada piso para cada una de las direcciones de análisis “X” e “Y”, como:

$$x^*_{CM1} = x_{CT} + Ed_1 \quad y \quad x^*_{CM2} = x_{CT} + Ed_2 \quad (4.3)$$

$$y^*_{CM1} = y_{CT} + Ed_1 \quad y \quad y^*_{CM2} = y_{CT} + Ed_2 \quad (4.4)$$

donde:

$$Ed_1 = 1.5e_s + [0.1b(\text{signo } e_s)]$$

$$Ed_2 = e_s - [0.1b(\text{signo } e_s)]$$

- f) Realizar dos análisis estructurales permitiendo traslación y rotación de los entrepisos, para cada una de las dos direcciones ortogonales de la estructura. Para cada dirección se deberá mover la posición nominal del CM una distancia equivalente al centro de masas modificado (ecuaciones (4.3) y (4.4)).
- g) Las fuerzas que deberán resistir los elementos estructurales al considerar la torsión sísmica serán aquellos que presenten los valores máximos obtenidos de los análisis estructurales realizados en el paso anterior para cada una de las direcciones ortogonales del edificio.

CAPÍTULO 5

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

5.1 MODELOS ESTUDIADOS

Los modelos estudiados son estructuras de cortante de dos niveles con dos elementos resistentes en planta diseñados de acuerdo con el criterio del RCDF-04. Los elementos resistentes poseen comportamiento elastoplástico, se encuentran empotrados en su base y unidos en su parte superior a través del sistema de piso que es infinitamente rígido en su plano (figura 5.1).

La rigidez de los elementos y la masa del entrepiso se calcularon de acuerdo con un periodo fundamental de vibración en traslación seleccionado ($T= 0.5, 1.0$ y 1.5 s). La relación de aspecto de la planta de la estructura es $a/b=1$.

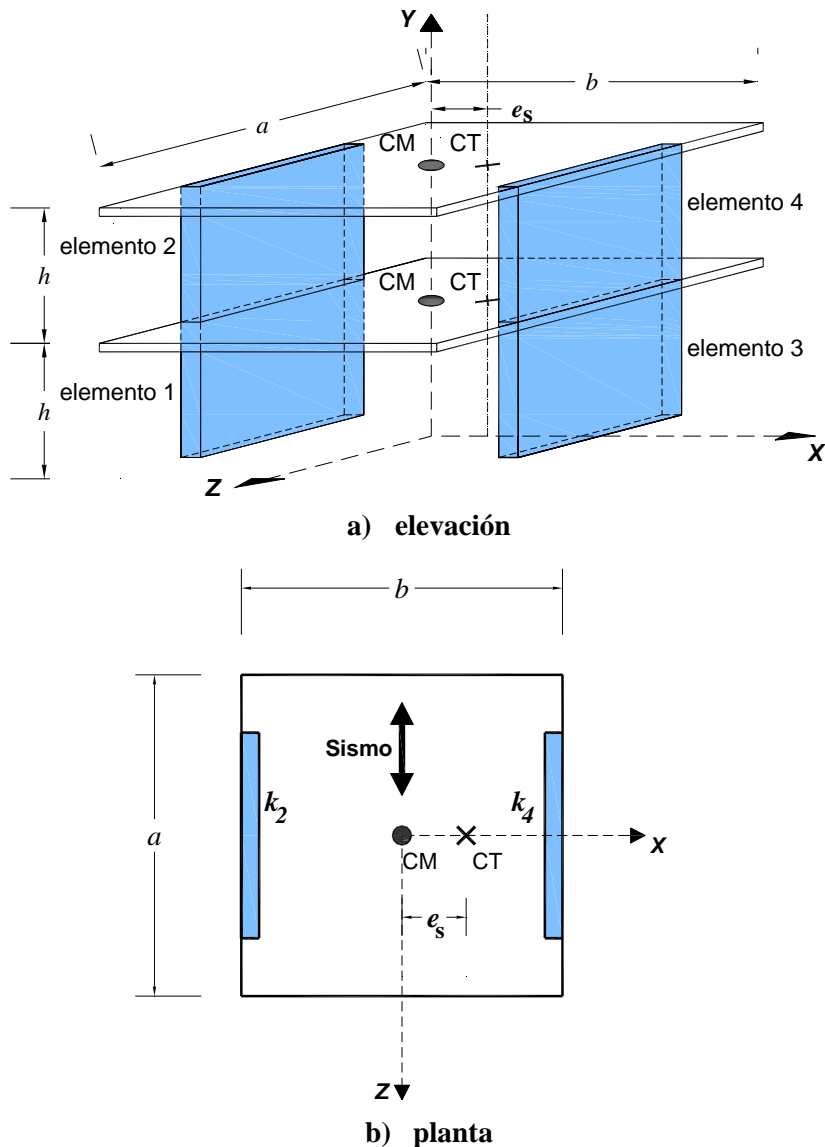


Figura 5.1. Modelo estructural de cortante de dos niveles estudiado.

Los modelos estudiados son excéntricos en rigideces, el CM se localiza en el centro geométrico del diafragma (figura 5.1.b). Se consideraron dos valores de la excentricidad estructural normalizada ($e_s/b=0$ y 0.2). Se estudió el caso $e_s/b=0.2$ porque es el valor límite que establecen las condiciones de regularidad en planta del RCDF entre una estructura irregular y una fuertemente irregular. Esto permitió estudiar el comportamiento sísmico de estructuras regulares e irregulares. La excentricidad se generó únicamente en la dirección X por la orientación de los elementos resistentes en la dirección de la excitación sísmica.

En el diseño de los modelos estructurales, se consideró un valor del factor de comportamiento sísmico, $Q=4$. Principalmente porque es el valor extremo que admite el RCDF-04, además de que es comúnmente utilizado para considerar, a nivel de diseño, el comportamiento no lineal de las estructuras.

Los modelos estructurales tienen una configuración geométrica regular. Tienen distribución uniforme en masas y en rigideces en elevación. Además, los modelos cumplen con las condiciones establecidas en el subcapítulo 4.2.1 del presente trabajo lo cual las clasifica como estructuras regulares en elevación.

Los modelos estructurales estudiados se consideraron ubicados en la zona III_b de suelo blando del Valle de México, por lo que se estimó adecuado estudiar su respuesta ante la excitación proveniente de los dos componentes horizontales del registro SCT, del temblor del 19 de septiembre de 1985. El componente que presentó la aceleración máxima, correspondió a la dirección Este-Oeste (SCT-EW) y se aplicó en la dirección Z del modelo estructural (figura 5.1.b).

Con el propósito de economizar el tiempo de cómputo, se redujo el tamaño de los registros a través del concepto de intensidad de Arias (Arias, 1969). En diversos estudios (Escobar, 1994) con características similares al aquí efectuado, se ha encontrado que al considerar la intensidad de Arias comprendida entre el 5% y el 95% de la intensidad total, no se observan diferencias en la respuesta estructural a lo que se obtiene al considerar los registros completos.

Para tener en cuenta el hecho de que sistemáticamente la resistencia real de las estructuras es mayor que su resistencia nominal (Meli, 1992), se utilizó un factor de sobre-resistencia, FSR, de 1.5. Este incremento en la resistencia lateral se atribuye a factores que no son considerados explícitamente durante el diseño tales como: diferencias entre los valores de las fuerzas demandadas y la resistencia teórica de los elementos estructurales, sobre-dimensionamiento de los mismos, rigidizaciones para limitar los desplazamientos permisibles, incremento de la resistencia de la estructura por redistribución de fuerzas internas en un intervalo de comportamiento inelástico y la participación de elementos estructurales y no estructurales en la respuesta que no se consideraron en el diseño de la estructura, entre otros.

5.2 PARÁMETROS DE RESPUESTA

5.2.1 Ductilidad máxima demandada

Dadas las características de los modelos utilizados y el actual estado del arte en el estudio del fenómeno de torsión sísmica de estructuras de edificios, se consideró adecuado utilizar la ductilidad traslacional máxima demandada por los elementos resistentes para caracterizar la respuesta estructural inelástica. De esta forma, se está en la posibilidad de poder comparar los resultados aquí obtenidos con los de otros estudios con características similares donde se ha utilizado el mismo parámetro de respuesta.

5.2.2 Ductilidad máxima demandada normalizada

De igual forma se consideró adecuado estudiar la relación de la ductilidad máxima demandada por un elemento resistente en un modelo asimétrico, entre la correspondiente de un modelo simétrico de referencia.

5.3 RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados de este estudio se dividieron en dos etapas. La primera consistió en realizar un análisis sísmico estático, un análisis dinámico modal espectral y un análisis dinámico paso a paso elástico de los modelos estructurales en estudio. Esto con la finalidad de obtener las demandas de resistencia máximas de los elementos estructurales y así definir su capacidad de carga. La segunda etapa consistió en estudiar el comportamiento sísmico no lineal de los modelos estructurales.

En la primera etapa se analizaron los modelos estructurales con las posiciones del CM que establecen los criterios del RCDF en sus ediciones de 1995 y 2004 (RCDF, 1995; RCDF, 2004), así como con el criterio de Ávila. Se determinaron las posiciones del CM que produjeron los valores máximos de resistencias de los elementos estructurales.

Por otro lado, los criterios y las hipótesis de análisis son un aspecto fundamental para el diseño de edificios que estarán sujetos a la acción sísmica. El primer factor que debe considerarse al realizar el análisis sísmico de un edificio es elegir adecuadamente el criterio que se va a utilizar.

En este estudio, como respuesta ideal se consideró aquella que resulta de un análisis lineal paso a paso elástico que se obtiene de efectuar todas las combinaciones de la posición del CM. Se buscó que las fuerzas de diseño resultaran de este criterio de análisis ya que es probablemente el método analítico más realista disponible para calcular la respuesta de un edificio y evaluar su desempeño sísmico (Bazán y Meli, 2000). Adicionalmente a esta ventaja mencionada, actualmente la mayoría de los programas comerciales de análisis estructural son capaces de realizar este tipo de análisis. Sin embargo, éste resultaría laborioso e impráctico por el número de combinaciones y comparaciones por realizar que establece el RCDF (RCDF, 2004). En modelos tridimensionales de estructuras con np pisos, se tendrían que realizar 4^{np} análisis. Además, después de los análisis se tendría que hacer las comparaciones necesarias para elegir los valores máximos de las fuerzas de diseño en cada uno de los elementos resistentes. Este proceso consume mucho tiempo como para usarse rutinariamente en el diseño sísmico de edificios.

Por lo anterior, en esta parte del presente estudio, se buscó la posición del CM que permitiera incluir en el análisis dinámico paso a paso de modelos en tres dimensiones, los efectos de la excentricidad accidental de manera práctica. Para ello, de acuerdo con las NTCDS del RCDF-04 (NTC, 2004), se buscó que esta posición del CM produzca que la respuesta de la estructura no exceda el 80 por ciento del valor de la respuesta estática.

En la segunda etapa del estudio, se realizó un análisis dinámico paso a paso no lineal para representar de una mejor manera el comportamiento sísmico de los modelos estructurales, incluyendo el acoplamiento torsional de los mismos. Sin embargo, este tipo de análisis, en la práctica resulta laborioso y complejo por el número de combinaciones y comparaciones a realizar, justificándose solo en investigaciones o en casos de revisión del diseño de estructuras especiales. De aquí surgió la necesidad de proponer también un procedimiento para incluir los efectos de la excentricidad accidental en el análisis dinámico paso a paso no lineal de estructuras tridimensionales. Para ello, se evaluó el comportamiento no lineal de los modelos diseñados en la primera etapa.

Los análisis paso a paso se realizaron con el programa de análisis estructural no lineal DYNDIR (Gillies, 1979). Este resuelve el sistema de ecuaciones de movimiento mediante integración paso a paso. Para ello, utiliza el método de integración conocido como de aceleración constante o Beta de Newmark. No se consideró deterioro de rigidez y/o resistencia de los elementos estructurales.

5.4 CRITERIOS ESTUDIADOS

Para incluir los efectos de la torsión accidental, el criterio del RCDF-95 (RCDF, 1995) establece mover la posición nominal del CM en $\pm 0.1b$ en cada uno de los pisos. Para un modelo estructural como el de la figura 5.2, dichas posiciones generan cuatro combinaciones posibles de la posición del CM, esto es, C1 a C4.

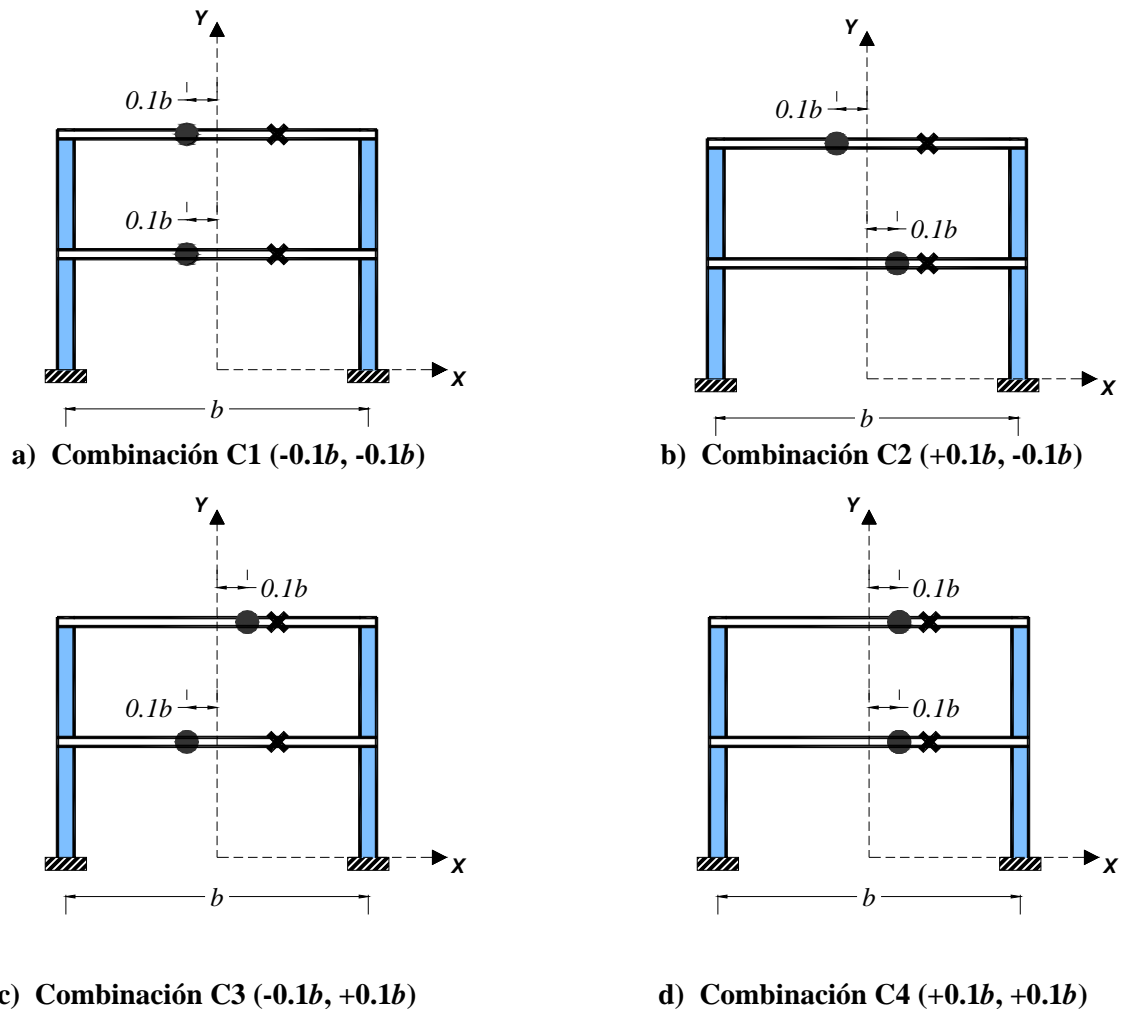
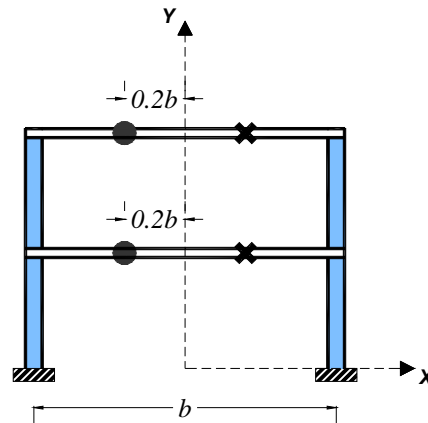


Figura 5.2. Combinaciones del CM según el criterio del RCDF-95.

El nuevo criterio del RCDF-04 (RCDF, 2004) establece mover el CM $\pm 0.1b$ con el mismo signo en todos los niveles reduciéndose el número de combinaciones a C1 y C4 únicamente (figura 5.2).

Por otra parte, Ávila (Ávila, 1991) propone un método para distribuir las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes de un entrepiso modificando la posición del CM en cada uno con el mismo signo en todos ellos. Para el modelo simétrico, este método produce las combinaciones C1 y C4 del RCDF-

04. Para el modelo asimétrico produce la combinación C4 del criterio del RCDF-95 (figura 5.2). Para dicho modelo únicamente se analizó la combinación C5 (figura 5.3).



a) Combinación C5 ($-0.2b, -0.2b$)

Figura 5.3. Combinación del CM según el método de Ávila.

5.5 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO, DINÁMICO MODAL ESPECTRAL Y PASO A PASO ELÁSTICO

La Tabla 6.1 muestra los resultados máximos obtenidos de los análisis sísmico estático, dinámico modal espectral y paso a paso elástico para las combinaciones C1 a C4 para cada periodo fundamental de vibración estudiado. También se reporta el 80 por ciento de la respuesta estática con la finalidad de compararla con aquellas obtenidas de los otros análisis. Se hace la revisión según el RCDF-04 (RCDF, 2004).

De acuerdo con en el subcapítulo 3.3.1, los elementos 1 y 2 se clasifican como flexibles y los 3 y 4 son rígidos. Se esperaba que las combinaciones establecidas por el RCDF-04 para incluir los efectos de la excentricidad accidental (C1 y C4), produjeran los valores máximos de las resistencias para diseño de los elementos estructurales. Dichas combinaciones deberían de mantener a la estructura dentro de la seguridad estructural porque son las combinaciones que reglamentariamente se establecen para diseñar las estructuras. Sin embargo, los resultados de este estudio indican que éste no es así. La combinación cruzada, C2, prevaleció para el diseño del elemento 2 en varios casos. Dicha combinación predominó para los valores que se subrayan en la Tabla 5.1.

Los elementos 1 y 3 y 4 mostraron un comportamiento sísmico que se rige por las combinaciones C1 y C4, respectivamente, establecidas en el RCDF-04.

Por otro lado, para el análisis dinámico modal espectral, el criterio de superposición modal de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados produjo los mismos resultados que el de la combinación cuadrática completa.

La Tabla 5.2 muestra los porcentajes de las respuestas dinámicas con respecto a la sísmica estática. Como era de esperarse, los resultados de los valores de las resistencias obtenidas del análisis modal espectral y del análisis paso a paso elástico son inferiores a los obtenidos con el sísmico estático hasta en un 30 y 87 por ciento, respectivamente. De acuerdo con el RCDF-04 (RCDF, 2004), no se podrán utilizar como fuerzas de diseño las obtenidas del análisis paso a paso elástico con las combinaciones C1 a C4, ya que son inferiores al 80 por ciento de la respuesta estática.

A partir de dichos resultados se revisaron las posiciones $\pm 0.05b$, $\pm 0.1b$, $\pm 0.15b$, $\pm 0.18b$ y $\pm 0.2b$ para localizar el CM. En la figura 5.4 se presentan los resultados obtenidos. En el eje de las ordenadas se indica el valor del momento resistente calculado mediante un análisis dinámico paso a paso elástico normalizado con respecto al valor del momento resistente calculado con un análisis sísmico estático. En el eje de las abscisas están los elementos estructurales correspondientes.

Tabla 5.1. Momentos resistentes máximos (t-m) obtenidos con las combinaciones C1 a C4.

e_s/b	T (s)	Entrepiso	Elemento resistente	Análisis estático	80% respuesta estática	Análisis modal espectral	Análisis paso a paso elástico	
0.0	0.5	1	1 3	85.8	68.6	74.2	17.0	
		2	2 4	<u>57.2</u>	45.8	46.2	<u>9.4</u>	
	1.0	1	1 3	340.9	272.7	297.3	89.2	
		2	2 4	227.3	181.8	185.1	51.2	
	1.5	1	1 3	765.2	612.2	667.3	280.2	
		2	2 4	510.1	408.1	415.5	165.5	
0.2	0.5	1	1 3	71.2 91.4	57.0 73.1	52.4 79.1	16.5 13.7	
		2	2 4	<u>47.5</u> 60.9	38.0 48.7	<u>33.2</u> 49.2	<u>9.1</u> 7.7	
		1.0	1	1 3	280.4 359.9	224.3 287.9	208.1 314.8	82.3 61.1
			2	2 4	<u>186.9</u> 239.9	149.5 191.9	<u>131.8</u> 195.8	<u>49.4</u> 33.4
	1.5	1	1 3	632.0 811.1	505.6 648.9	469.1 709.4	355.5 178.9	
		2	2	2 4	421.3 540.8	337.0 432.6	<u>297.2</u> 441.3	211.0 103.2

Tabla 5.2. Porcentaje de la respuesta dinámica con respecto a la sísmica estática.

e_s/b	T (s)	Entrepiso	Elemento resistente	Análisis modal espectral	Análisis paso a paso elástico	
0.0	0.5	1	1 3	86	20	
		2	2 4	81	16	
	1.0	1	1 3	87	26	
		2	2 4	81	23	
	1.5	1	1 3	87	37	
		2	2 4	81	32	
0.2	0.5	1	1 3	74 87	23 15	
		2	2 4	70 81	19 13	
		1.0	1	1 3	74 87	37 17
			2	2 4	71 82	26 14
	1.5	1	1 3	74 87	56 22	
		2	2	2 4	71 82	51 19

Debido a que se busca obtener el 80 por ciento de la respuesta estática, se graficaron dichos valores y se compararon las respuestas correspondientes a las combinaciones analizadas. Se presentan los casos para $T= 0.5, 1$ y 1.5 s.

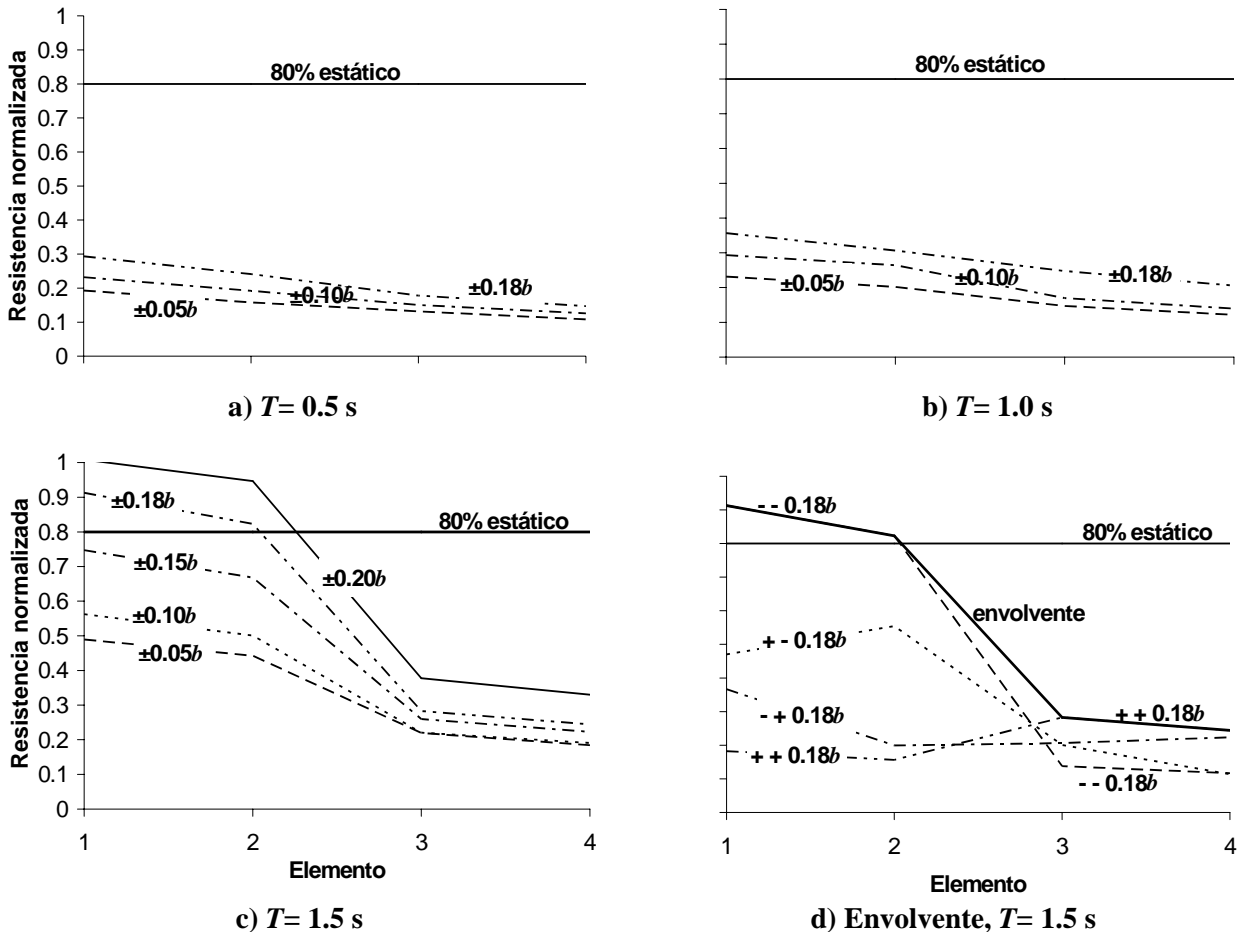


Figura 5.4. Respuesta máxima del análisis paso a paso elástico normalizada con respecto a la respuesta máxima no lineal del análisis estático.

En las figuras 5.4.a y 5.4.b se puede observar que con las posiciones analizadas del CM no se logra obtener el 80 por ciento de la respuesta sísmica estática para ningún elemento estructural. Se puede observar también que la respuesta del elemento 4 es el 19 por ciento de la respuesta estática para $T=0.5$ s y el 26 por ciento para $T= 1.0$ s. Lo anterior para las combinaciones con $\pm 0.18b$. Por lo tanto, para el diseño de los modelos con $T= 0.5$ y 1 s se utilizará el 80 por ciento de la respuesta sísmica estática para las fuerzas de diseño de los elementos estructurales.

En la figura 5.4.c se puede observar que para los elementos 1 y 2, las combinaciones con $\pm 0.18b$ y $\pm 0.2b$ producen resistencias superiores al 80 por ciento del valor de la respuesta estática. Sin embargo, la posición que produce los resultados menos conservadores, hasta en un 2.9 por ciento (elemento 2), con respecto a la respuesta deseada es $\pm 0.18b$. Por lo tanto, para el modelo con $T= 1.5$ s, esta es la posición del CM que produce los resultados más adecuados para los elementos estructurales 1 y 2. Por otro lado, para los elementos resistentes 3 y 4 la respuesta está por debajo del porcentaje requerido. Esto significa que para los elementos 1 y 2 de la estructura flexible se tendrían que utilizar las fuerzas de diseño que resultan de mover el CM, desde su posición nominal, una distancia de $-0.18b$ en ambos

niveles y para diseñar los elementos rígidos se tendría que hacer un análisis sísmico estático, lo cual no sería práctico.

La figura 5.4.d representa un caso particular. Se muestran las resistencias normalizadas obtenidas con cada combinación del valor $\pm 0.18b$. En dicha figura se puede observar que las fuerzas de diseño de los elementos estructurales se obtienen con las combinaciones C1 y C4. Las fuerzas obtenidas con la C1 predominan para los elementos flexibles y las obtenidas con la C4 rigen para los elementos 3 y 4. Este comportamiento coincide con el propuesto por el RCDF-04; es decir, incluir el efecto de la torsión accidental trasladando las fuerzas sísmicas un porcentaje de b considerando el mismo signo en todos los pisos. Las combinaciones cruzadas no prevalecieron para ningún caso lo que significa que con este criterio es posible reducir el número de combinaciones.

5.6 ANÁLISIS DINÁMICO PASO A PASO NO LINEAL

Se presentan los resultados obtenidos del análisis dinámico paso a paso no lineal de los modelos tridimensionales estudiados.

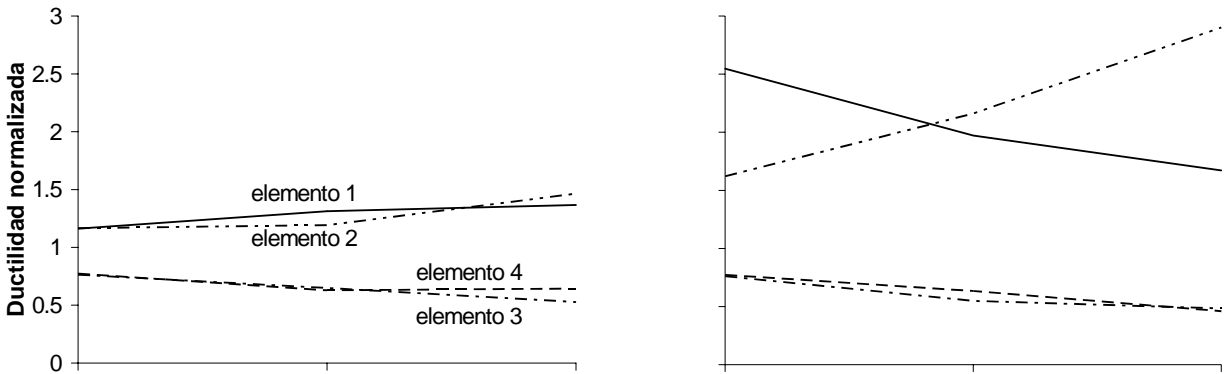
En las figuras 5.5 a 5.7, en el eje de las abscisas se muestra T y en el de las ordenadas, la ductilidad máxima demandada en desplazamiento del modelo asimétrico normalizada con respecto a la del modelo simétrico correspondiente. Se reporta la variación de dicha respuesta para cada valor de T estudiado diseñado con el criterio propuesto por el RCDF-95, el del RCDF-04 y el de Ávila, respectivamente. Éstas muestran el comportamiento no lineal de los modelos diseñados con el método sísmico estático y el método dinámico modal espectral bajo el enfoque que establece el RCDF-04. Estos corresponden a los incisos a y b de cada figura, respectivamente.

De acuerdo con los resultados del análisis dinámico no lineal (figuras 5.5 a 5.7), se determinó que los elementos 1 y 2, desarrollaron grandes demandas de ductilidad en desplazamiento. En la figura 5.5.a, se puede observar que la respuesta no lineal normalizada de los elementos 1 y 2 es aproximadamente igual entre sí, para los tres valores de T .

En la figura 5.5.b, se puede observar que el comportamiento no lineal del elemento 2 es notoriamente diferente al del elemento 1. Esto es, para $T= 1.5$ s la respuesta del elemento 2 supera a la del 1 en un 74 por ciento, mientras que en la figura 5.5.a, es mayor únicamente en un 6 por ciento. Aquí se observa que el elemento 2 desarrolla grandes demandas de ductilidad en desplazamiento con respecto a las de los otros elementos estructurales. Los elementos 3 y 4 no muestran mayor diferencia en su comportamiento en los casos de diseño con el PSD y modal espectral.

En la figura 5.6.a, se puede observar que la respuesta no lineal de los elementos coincide exactamente con las de la figura 5.5.a. Esto muestra que predominó la respuesta no lineal de los elementos obtenida con las combinaciones C1 y C4. Sin embargo, en la figura 5.6.b, se puede observar que cuando no se consideran las combinaciones C2 y C3 para el análisis, la demanda de ductilidad normalizada del elemento 2 difiere del mostrado en la figura 5.5.b. Esto es, para $T= 1.5$ s la respuesta del elemento 2, en este caso, es menor a la del 1 en un 25 por ciento. Los otros elementos estructurales mostraron el mismo comportamiento que los de la figura 5.5.b.

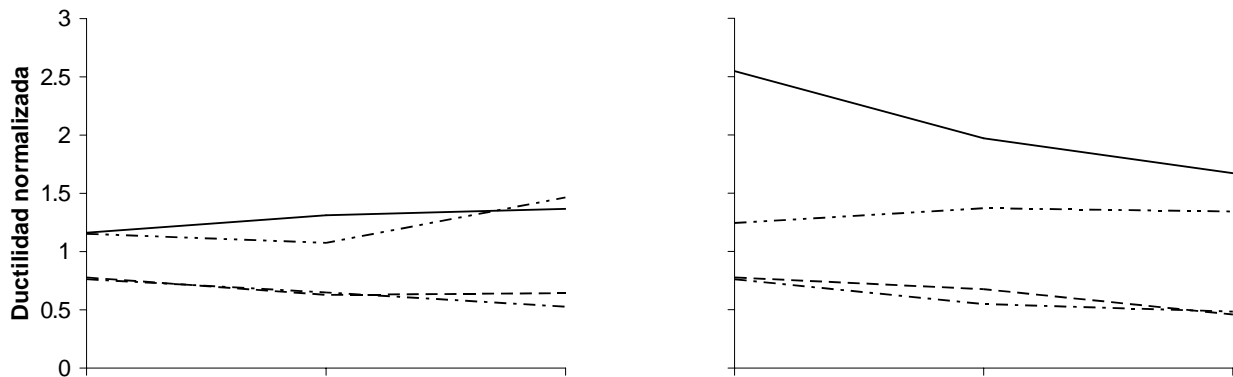
En la figura 5.7.a, se puede observar un incremento en las respuestas no lineales normalizadas en los elementos flexibles para $T= 0.5$ y 1.0 s. Para $T= 0.5$ s existe un incremento del 64 y 24 por ciento en la respuesta no lineal para los elementos 1 y 2 con respecto a las respuestas obtenidas en la figura 5.6.a.



a) PSD

b) Modal espectral

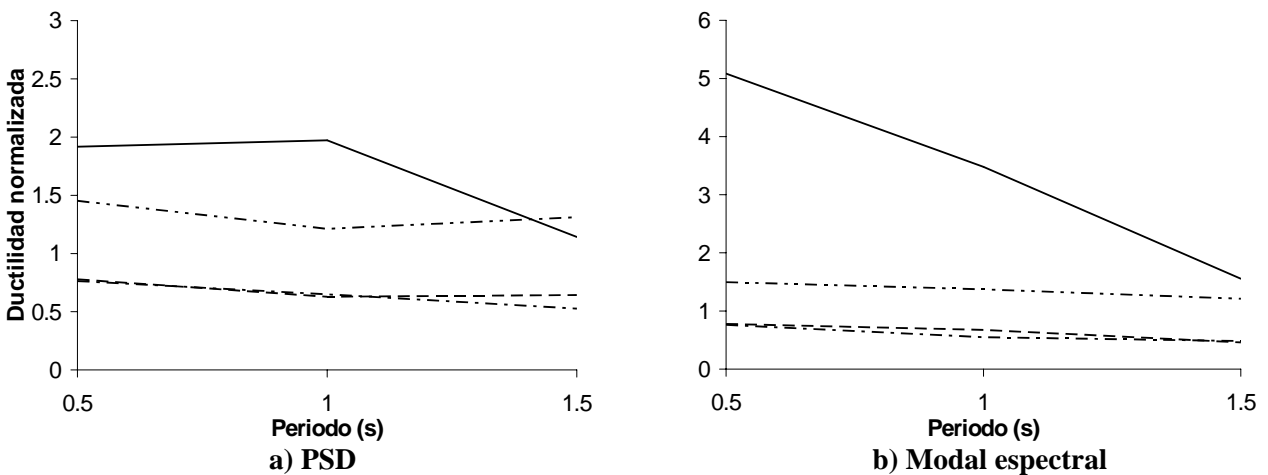
Figura 5.5. Ductilidad máxima demandada de los elementos del modelo asimétrico normalizada con respecto a los correspondientes del modelo simétrico, RCDF-95.



a) PSD

b) Modal espectral

Figura 5.6. Respuesta no lineal de los elementos del modelo asimétrico normalizada con respecto a los correspondientes del modelo simétrico, RCDF-04.



a) PSD

b) Modal espectral

Figura 5.7. Normalización de la respuesta máxima no lineal de los elementos estructurales del modelo asimétrico con respecto a la correspondiente del modelo simétrico según Ávila.

Para $T= 1.0$ s, el incremento es del 50 y 13 por ciento, respectivamente. Para $T= 1.5$ s puede observarse una disminución en las respuestas normalizadas de los elementos 1 y 2, respecto a las de la figura 5.6.a, del 20 y 11 por ciento. Los elementos rígidos mostraron el mismo comportamiento que los de la figura 5.6.a.

En la figura 5.7.b, la respuesta no lineal normalizada del elemento 1, para $T= 0.5$ y 1.0 s, muestra un incremento del 100 y 77 por ciento respecto a las de la figura 5.6.b. Para $T= 1.5$ s, el elemento 1 muestra una reducción del 8 por ciento en su respuesta respecto a la de la figura 5.6.b. Por otro lado, el elemento 2 presenta el máximo incremento del 21 por ciento respecto al comportamiento mostrado en la figura 5.6.b en $T= 0.5$ s. Los elementos rígidos 3 y 4 mostraron el mismo comportamiento que los de la figura 5.6.b.

Cabe mencionar que los resultados de las figuras 5.5 a 5.7, son los valores máximos obtenidos con las combinaciones C1 a C5. Al igual que en el análisis elástico, se esperaría que prevalecieran las combinaciones que resultan de mover el CM en el mismo sentido simultáneamente en todos los niveles. Éstas son las combinaciones C1, C4 y C5. De esta manera se estaría siguiendo el RCDF-04 para obtener la respuesta máxima no lineal de todos los elementos. Sin embargo, nuevamente se encontró que en algunos casos la respuesta no lineal obtenida con la combinación C2 del RCDF-95 predominó para el elemento 2. Dicho comportamiento indica que se deberá contar con una forma más práctica de incluir los efectos de la excentricidad accidental en el análisis no lineal de los modelos tridimensionales. Así, en las figuras 5.8 a 5.10, se presentan los resultados obtenidos de mover el CM una distancia de $\pm 0.18b$ a partir de su posición nominal.

Las figuras 5.8 a 5.10 muestran la respuesta no lineal de los modelos asimétricos para cada valor de T estudiado. En el eje de las ordenadas está la ductilidad máxima demandada en desplazamiento y en el de las abscisas el valor correspondiente de T . Se muestran las respuestas obtenidas con los criterios del RCDF en sus ediciones de 1995 y 2004, así como el de Ávila. Éstas son las respuestas sin asterisco (*). El asterisco denota la respuesta obtenida con el CM en $\pm 0.18b$.

En las figuras 5.8 a 5.10 se puede observar que los elementos 1 y 2 desarrollaron altas demandas de ductilidad en desplazamiento. Los elementos rígidos no presentaron demandas de ductilidad.

Los resultados de las figuras 5.8.a y 5.8.b, para la posición del CM en $\pm 0.1b$, muestran una tendencia ascendente en los valores de la respuesta no lineal de los elementos con respecto a los valores de T . En la figura 5.8.a, puede observarse que el elemento 1 desarrolla las demandas de ductilidad más altas con respecto a los otros elementos. La respuesta no lineal con $\pm 0.18b$ es superior para todos los elementos, a excepción del 1 para $T= 1.5$ s donde se reduce en un 18 por ciento con respecto a la obtenida con $\pm 0.1b$. El caso donde se presenta el mayor incremento de 134 por ciento, es para $T= 1.5$ s en el elemento 2.

Los resultados de la figura 5.8.b, muestran un comportamiento similar a las respuestas no lineales de los elementos de la figura 5.8.a. En este caso, la mayor diferencia en respuestas se presenta en $T= 0.5$ s para el elemento 1. El incremento es del 96 por ciento.

Las figuras 5.9 y 5.10, presentan comportamiento similar al de la figura 5.8. En la figura 5.9.a, se puede observar que la respuesta de los elementos son las mismas que las obtenidas en la figura 5.8.a, lo que indica que predominan las combinaciones C1 y C4 del criterio del RCDF-95.

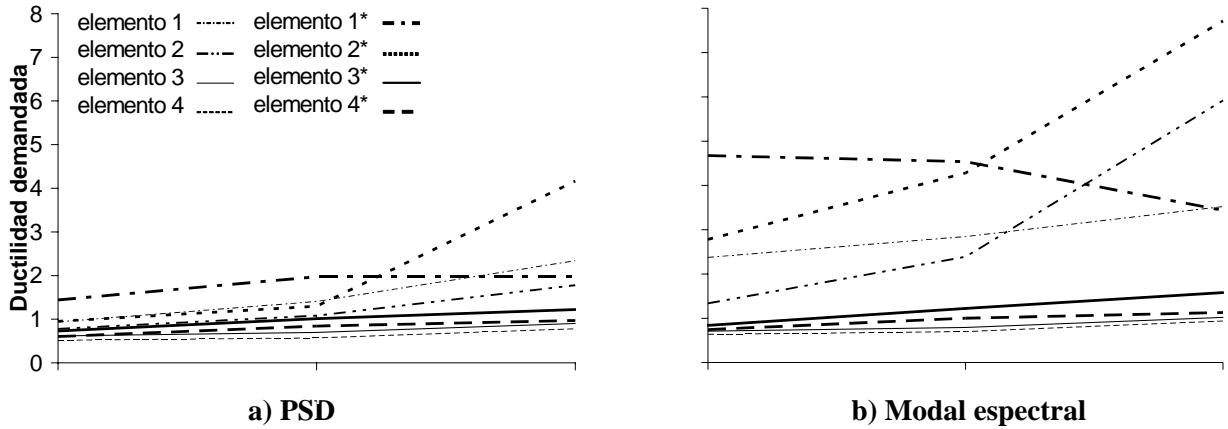


Figura 5.8. Respuesta máxima no lineal de los elementos del modelo asimétrico: RCDF-95.

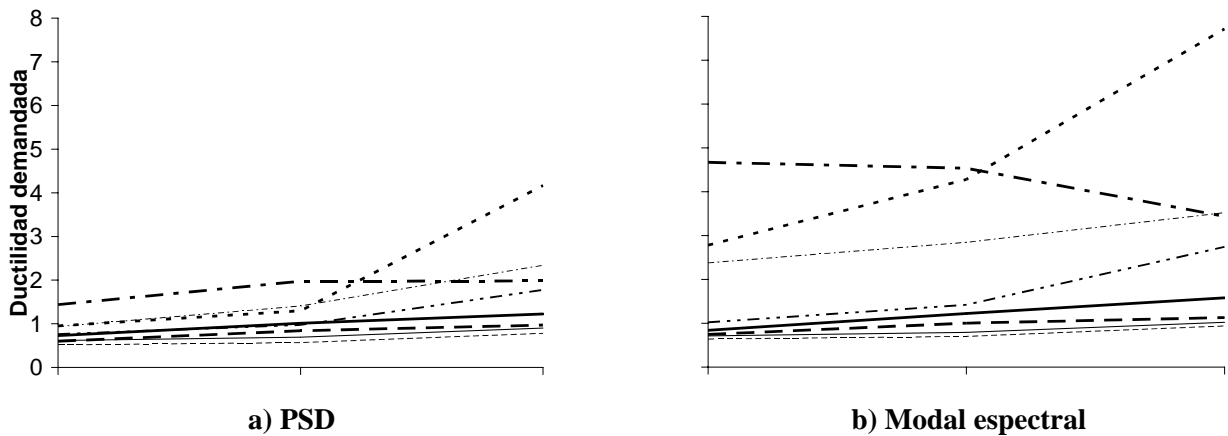


Figura 5.9. Ductilidad máxima demandada de los elementos del modelo asimétrico: RCDF-04.

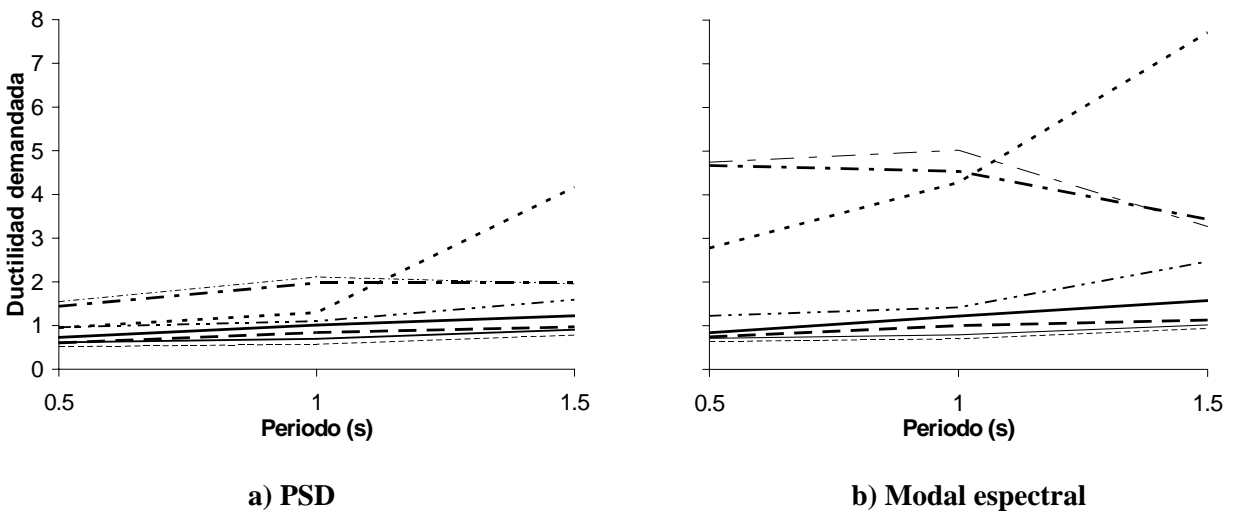


Figura 5.10. Respuesta máxima no lineal de los elementos del modelo asimétrico según Ávila.

En la figura 5.9.b, se observa que la respuesta no lineal de los elementos 1, 3 y 4 son las mismas que las de la figura 5.8.b. Sin embargo, la respuesta del elemento 2, con $\pm 0.1b$, se reduce en un 116 por ciento con respecto a la de la figura 5.8.b.

En las figuras 5.10.a y 5.10.b, se puede observar que la respuesta obtenida para el elemento 1 con $\pm 0.1b$ supera a la obtenida con $\pm 0.18b$ hasta en un 7 y 11 por ciento. Las respuestas no lineales de los elementos 1, 3 y 4 obtenidas con $\pm 0.18b$ siempre son mayores que las obtenidas con $\pm 0.1b$. Además, con el criterio de mover el CM $\pm 0.18b$ desde su posición nominal, se encuentra que las ductilidades máximas demandadas se obtienen sin realizar combinaciones cruzadas. Esto reduce el número de combinaciones a aquellas donde el CM se mueve simultáneamente en los dos niveles en cada sentido. Este resultado coincide con el propuesto por el RCDF-04.

Los resultados de las figuras 5.8 a 5.10 indican que mover el CM $\pm 0.18b$ desde su posición nominal no proporciona respuestas inelásticas aceptables para el diseño estructural. Dicho criterio produciría estructuras menos resistentes ya que los desplazamientos de los elementos son mayores a los obtenidos con los criterios del RCDF.

CAPÍTULO 6

PROPUESTA PARA ANÁLISIS POR TORSIÓN SÍSMICA DE LOS MODELOS ESTUDIADOS

En el subcapítulo 3.3.1 se presentó el PSD como uno de los procedimientos que existen en la actualidad para reducir la cantidad de cálculos en el diseño por torsión sísmica estática de modelos tridimensionales de edificios. Con este método, es suficiente un solo análisis de la estructura tridimensional en cada una de sus direcciones ortogonales, para calcular las fuerzas de diseño en los elementos estructurales. Escobar *et al.* (2004) demostraron la validez de dicho procedimiento al obtener los mismos resultados para estructuras tridimensionales que con el método tradicional.

En este capítulo se presentan los conceptos en los que se basa el PSD. Posteriormente, se propone extender dicho procedimiento al análisis dinámico tridimensional de estructuras.

6.1 ADAPTACIÓN DEL PSD AL ANÁLISIS DINÁMICO TRIDIMENSIONAL DE LOS MODELOS ESTUDIADOS

El PSD propone que la resistencia para los elementos flexibles, Vf_i , y rígidos, Vr_i , la resistencia estará dada por (Escobar *et al.*, 2004)

$$Vf_i = V_{di} \left(1 + \frac{\beta b}{\rho^2 b^2} x_i + \frac{\alpha e_s}{\rho^2 b^2} x_i \right) \quad (6.1)$$

$$Vr_i = V_{di} \left(1 + \frac{\beta b}{\rho^2 b^2} x_i - \frac{\delta e_s}{\rho^2 b^2} x_i \right) \quad (6.2)$$

En estas ecuaciones se aprecia que el efecto de la torsión debido a la excentricidad accidental, término que incluye al factor β , es siempre aditivo. Así, la torsión ocasionada por la excentricidad accidental se traduce en un incremento de la resistencia lateral total de las estructuras. En las ecuaciones (6.1) y (6.2), el efecto de la excentricidad accidental para el *i*-ésimo elemento rígido o flexible, se puede representar mediante un Factor de Excentricidad Accidental, *FEA*, y está dado como (Escobar *et al.*, 2004)

$$FEA_i = \frac{\beta}{\rho^2 b} x_i \quad (6.3)$$

El valor de x_i se puede representar como

$$x_i = \chi_i b \quad (6.4)$$

donde χ_i es un porcentaje de la dimensión b de la planta del entrepiso. Sustituyendo la ecuación (6.4) en la (6.3)

$$FEA_i = \frac{\beta}{\rho^2} \chi_i \quad (6.5)$$

En las ecuaciones (6.1) y (6.2) también se puede observar que el efecto de la torsión debido a excentricidad estática está en función del cortante directo, de la excentricidad estática, de los factores de amplificación dinámica para la excentricidad estática y de la posición de cada elemento con respecto al CT o al CR. El Factor de Excentricidad Estática, FES , agrupa dichos parámetros.

De las ecuaciones (6.1), (6.2) y (6.4) se tiene que el efecto de la excentricidad estática para los elementos flexibles, $FESf_i$, y rígidos, $FESr_i$, está dado por

$$FESf_i = \frac{\alpha e}{\rho^2} \chi_i \quad (6.6)$$

$$FESr_i = -\frac{\delta e}{\rho^2} \chi_i \quad (6.7)$$

donde $e=e_s/b$ es la excentricidad estática normalizada. Por lo tanto, el efecto total debido a la torsión sísmica del i -ésimo elemento estructural se representa mediante el Factor de Amplificación por Torsión, FAT_i , esto es (Escobar *et al.*, 2004)

$$FAT_i = 1 + FEA_i + FES_i \quad (6.8)$$

El FAT correspondiente al i -ésimo elemento flexible está dado por (Escobar *et al.*, 2004)

$$FATf_i = 1 + \frac{\beta}{\rho^2} \chi_i + \frac{\alpha e}{\rho^2} \chi_i = 1 + \frac{\chi_i}{\rho^2} (\beta + \alpha e) \quad (6.9)$$

De manera análoga se obtiene el FAT correspondiente para el i -ésimo elemento rígido como

$$FATr_i = 1 + \frac{\chi_i}{\rho^2} (\beta - \delta e) \quad (6.10)$$

La aplicación estricta del método de diseño por torsión sísmica estática obliga a considerar los efectos dinámicos de la torsión, mediante el empleo de factores de amplificación que afectan la excentricidad estática o estructural de edificios. Sin embargo, en análisis dinámico dicho efecto ya está implícito en el análisis.

Con base en lo anterior, cuando no se incluye el efecto de la amplificación dinámica en la excentricidad de diseño (ecuaciones 3.22 y 3.23), de las expresiones (6.9) y (6.10) se obtiene que

$$FAT_D = 1 + \frac{\chi_i}{\rho^2} \beta \quad (6.11)$$

donde FAT_D es el factor de amplificación por torsión dinámica. Con él, es posible incluir los efectos de la excentricidad accidental en el análisis dinámico de estructuras tridimensionales con comportamiento elástico.

En capítulos anteriores se ha discutido la forma en la que el RCDF-04 propone incluir los efectos de la excentricidad accidental en los análisis estructurales de modelos tridimensionales de edificios. En el presente trabajo se ha demostrado que la cantidad de combinaciones y comparaciones realizadas con esta propuesta es grande y resulta impráctico para estructuras con mayor número de niveles.

Por lo anterior se propone un método que consiste en realizar un solo análisis dinámico de la estructura, en cada dirección ortogonal de la misma, ubicando el CM en la posición nominal de cada piso. Para incluir los efectos de la torsión accidental se amplifica la respuesta dinámica elástica por FAT_D (ecuación 6.11).

6.2 APLICACIÓN

6.2.1 Resultados obtenidos

Los resultados del análisis paso a paso elástico se consideran como respuesta ideal. Se discuten para todos los casos estudiados.

6.2.1.1 Análisis dinámico paso a paso elástico

Se diseña por torsión sísmica estática la estructura de dos niveles mostrada (figura 5.1). Los valores de la rigidez lateral de los elementos estructurales son $k_1=k_2=4500$ y $k_3=k_4=10500$ t/m. Se consideró $b=12$ m.

Posición del CT de los entresijos 1 y 2 (ecuación 3.19)

$$x_{CT1,2} = \frac{4500(-6) + 10500(6)}{15000} = 2.4 \text{ m}$$

El CM se ubica en el centro geométrico de la planta de la estructura. Por lo tanto, de la ecuación (3.4), la excentricidad estática es

$$e_s = 2.4 \text{ m}$$

Así, la excentricidad estática normalizada es

$$e = |2.4/12| = 0.2$$

De la ecuación (6.4), χ_i es

$$\chi_1 = \frac{8.4}{12} = 0.7 \quad \text{y} \quad \chi_2 = \frac{3.6}{12} = 0.3$$

Rigidez torsional de los entresijos 1 y 2

$$K_\theta = 10500(3.6)^2 + 4500(8.4)^2 = 453600 \text{ t - m}$$

Radio de giro de los entresijos 1 y 2 (ecuación 3.3.1)

$$\rho_{1,2} = \frac{1}{12} \sqrt{\frac{10500(3.6)^2 + 4500(8.4)^2}{15000}} = 0.458 \quad \therefore (\rho_{1,2})^2 = 0.21$$

Factor de excentricidad accidental (ecuación 6.5)

$$FEA_{1,2} = 0.33 \quad \text{y} \quad FEA_{3,4} = 0.14$$

Factor de excentricidad estática sin considerar los factores de amplificación dinámica (ecuaciones 6.6 y 6.7)

$$FES_{1,2} = 0.67 \quad \text{y} \quad FES_{3,4} = 0.29$$

La Tabla 6.1 muestra el valor del cortante total de los elementos estructurales calculado con el FAT_D (ecuación 6.11). Se presentan los cortantes dinámicos obtenidos del análisis paso a paso elástico con el CM en posición nominal, así como los máximos obtenidos con las combinaciones C1 a C4 considerados como respuesta ideal.

Tabla 6.1. Cortante total (t) de los elementos estructurales del modelo asimétrico calculado con el FAT_D .

T (s)	Elemento	Cortante dinámico		FAT_D	Cortante total
		Nominal	C1 a C4		
0.5	1	11.4	13.8	1.33	15.3
	2	6.3	7.6		8.3
	3	10	11.5	1.14	11.5
	4	5.5	6.4		6.3
1	1	54.1	68.6	1.33	72.2
	2	31.5	41.2	1.14	41.9
	3	44.1	50.9		50.4
	4	24.3	27.8	27.8	
1.5	1	193.9	296.3	1.33	258.5
	2	115.9	175.8	1.14	154.5
	3	133.5	149.1		152.6
	4	76.5	86	87.5	

En la Tabla 6.1 se puede apreciar que la regularidad de la estructura en elevación, genera un valor constante del FAT_D para todos los elementos resistentes de los dos entresijos. Así, la torsión ocasionada por la excentricidad accidental se traduce en un incremento de la resistencia lateral del 14 y 33 por ciento para los elementos rígidos y flexibles, respectivamente. Sin embargo, los resultados del elemento 1 para $T= 1.5$ s muestran que la respuesta dinámica obtenida con las combinaciones C1 a C4 supera a la obtenida con el CM en posición nominal en un 53 por ciento.

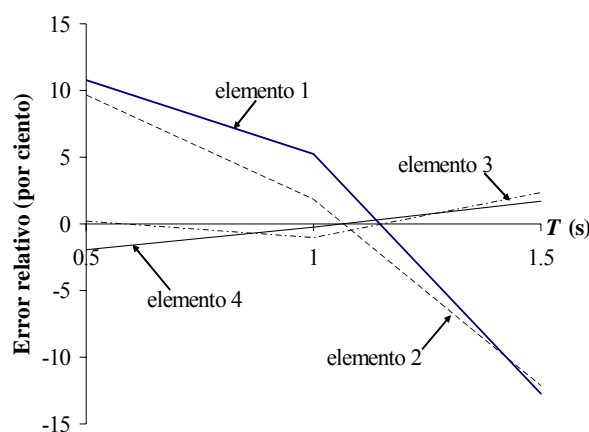


Figura 6.1. Porcentaje del error relativo entre la respuesta dinámica ideal y la obtenida con FAT_D para cada periodo fundamental de vibración estudiado.

En la figura 6.1 se presentan los errores relativos de la respuesta dinámica amplificada por FAT_D , con respecto a la respuesta ideal para el modelo asimétrico para los periodos fundamentales de vibración estudiados.

Se puede observar que los elementos flexibles 1 y 2 presentan mayores valores del error relativo con respecto a los rígidos. Para el elemento 1 el error oscila entre 10.8 y -12.7 por ciento para $T= 0.5$ y 1.5 s, respectivamente. Para los rígidos el error se encuentra en ± 5 por ciento. El valor del error relativo del elemento 3 para $T= 0.5$ s disminuye hasta un 0.2 por ciento. Se puede observar que el método produce valores adecuados, contenidos en ± 5 por ciento de error relativo, para los elementos flexibles en el intervalo $0.8 \text{ s} \leq T \leq 1.2 \text{ s}$. Por otra parte, el método propuesto funciona adecuadamente para los elementos rígidos en el intervalo $0 \text{ s} \leq T \leq 1.5 \text{ s}$.

Con el objetivo de tratar de reducir la magnitud de los errores relativos observada, se propone un segundo factor de amplificación por torsión dinámica, FAT_p , el cual incluye el valor promedio de FEA y FES de los elementos estructurales definido como

$$FAT_p = 1 + \frac{(FEA + FES)}{2} = 1 + \frac{1}{2} \left[\frac{\beta}{\rho^2} \chi_i + \frac{e}{\rho^2} \chi_i \right] = 1 + \frac{\chi_i}{2\rho^2} (\beta + e) \quad (6.12)$$

La Tabla 6.2 muestra el valor del cortante total de los elementos estructurales del modelo asimétrico obtenido con el FAT_p .

Tabla 6.2. Cortante total (t) de los elementos estructurales del modelo asimétrico calculado con el FAT_p .

T (s)	Elemento	Cortante dinámico		FAT_p	Cortante total
		CM en posición nominal			
0.5	1	11.4		1.5	17.2
	2	6.3			9.4
	3	10		1.21	12.2
	4	5.5			6.7
1	1	54.1		1.5	81.2
	2	31.5			47.2
	3	44.1		1.21	53.6
	4	24.3			29.5
1.5	1	193.9		1.5	290.9
	2	115.9			173.8
	3	133.5		1.21	162.1
	4	76.5			92.9

Los resultados de la Tabla 6.2 muestran que los valores de FAT_p son mayores que los de FAT_D (Tabla 6.1) en un 13 y 6 por ciento para los elementos flexibles y rígidos, respectivamente.

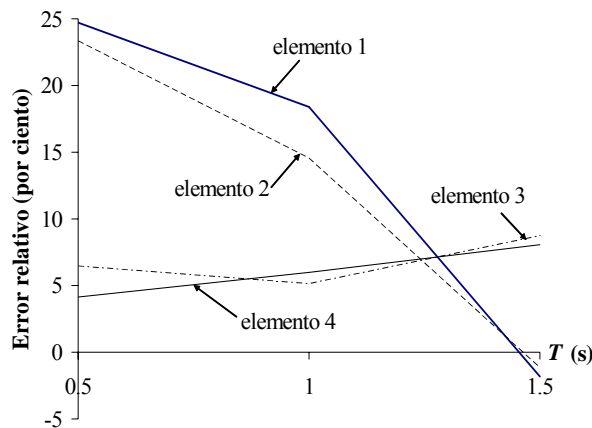


Figura 6.2. Porcentaje de error relativo entre la respuesta dinámica ideal y la obtenida con FAT_p para cada caso estudiado.

La figura 6.2 muestra los errores relativos de la respuesta dinámica, obtenida con FAT_P , con respecto a la respuesta ideal de los elementos estructurales del modelo estudiado.

La figura 6.2 muestra que los errores relativos de la respuesta sísmica de los elementos obtenida con FAT_P se encuentran en el intervalo de -1.8 a 24.7 por ciento. Dichos porcentajes se han incrementado con respecto a los obtenidos con FAT_D , con excepción de $T= 1.5$ s para los elementos flexibles 1 y 2. Los errores para estos elementos son de -1.8 y -1.2 por ciento, respectivamente. Dichos errores se consideran aceptables para los objetivos del presente trabajo.

Con la finalidad de minimizar el error relativo de los elementos flexibles 1 y 2 para $T= 1.5$ s, para los casos estudiados, se propone utilizar como respuesta dinámica la producida por FAT_D y FAT_P que no subestimen a la respuesta ideal en más del 5 por ciento. Por lo tanto, para $T= 0.5$ y 1 s se utiliza la respuesta dinámica obtenida del análisis con el CM en posición nominal amplificada por FAT_D . Para $T= 1.5$ s se propone utilizar FAT_P .

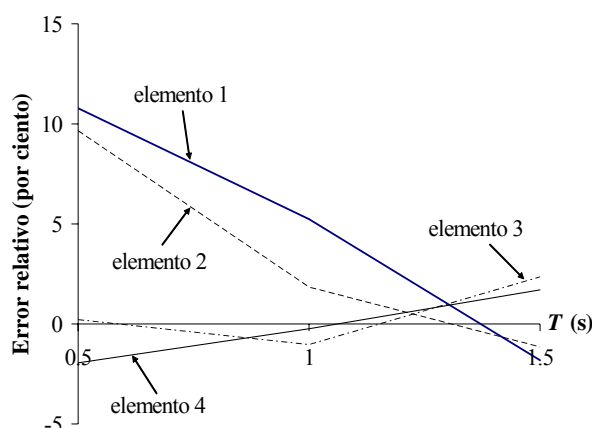


Figura 6.3. Porcentaje de error relativo de la respuesta dinámica ideal con respecto a la obtenida con FAT_D y FAT_P para cada caso estudiado.

En la figura 6.3 se presentan los errores relativos de las respuestas dinámicas amplificadas por FAT_D y FAT_P .

En la figura 6.3 se puede observar que la utilización de ambos factores para obtener la respuesta del análisis dinámico paso a paso que incluya los efectos de la excentricidad accidental produce errores relativos entre -1.8 y 10.8 por ciento. Este intervalo se considera aceptable para los objetivos del presente trabajo. Por lo tanto se propone utilizar FAT_P para estructuras flexibles.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente trabajo se analizó la excentricidad accidental como principal causa de la torsión sísmica. También se estudiaron las principales causas de la excentricidad accidental.

Se presentaron y evaluaron los criterios que establece el RCDF en sus ediciones de 1995 y 2004 para incluir los efectos de la torsión accidental. También se estudió el método de Jorge A. Ávila que propone posiciones modificadas del CM.

Se diseñaron los modelos con el método sísmico estático (PSD) y el método dinámico modal espectral bajo el enfoque que establece el RCDF-04 y se evaluó su comportamiento sísmico.

El análisis estático simplifica el diseño por torsión sísmica estática de edificios ya que reduce el número de análisis al incluir la excentricidad estructural en modelos tridimensionales (Escobar *et al.*, 2004). Sin embargo, debido a esta simplificación es el más conservador de los tres existentes.

Con el análisis dinámico modal se obtienen resultados menos conservadores que el estático. Una gran ventaja en este método es la estimación de la respuesta máxima de la estructura al considerar un espectro de diseño, lo que evita la necesidad de identificar la combinación de carga más desfavorable para cada elemento resistente. Adicionalmente a las ventajas mencionadas, actualmente la mayoría de los programas comerciales de análisis estructural disponibles en México tienen incluido el análisis dinámico modal espectral. Por estas razones es que dicho criterio de análisis es uno de los más utilizados en la práctica de la ingeniería estructural (Miranda, 2004).

Las combinaciones establecidas por el RCDF-04 para incluir los efectos de la excentricidad accidental no producen los valores máximos de las resistencias para diseño de los elementos estructurales. Esto es, la combinación cruzada prevaleció para el diseño en varios casos. Esto implica que deberán hacerse más estudios de modelos con otras propiedades a las aquí analizadas, para evaluar la forma en la que la reglamentación existente incluye los efectos de torsión. Es necesario garantizar que los criterios bajo los cuales se rige el diseño sísmico de las estructuras, las mantiene dentro de los parámetros de la seguridad estructural.

Se revisaron diferentes posiciones del CM para incluir los efectos de torsión. Se encontró que para los elementos 1 y 2 de la estructura flexible se tendrían que utilizar las fuerzas de diseño que resultan de mover el CM, desde su posición nominal, una distancia de $-0.18b$ en ambos niveles y para diseñar los elementos rígidos se tendría que hacer un análisis sísmico estático, lo cual no es práctico. No se encontró una posición del CM que simplificara la manera de incluir los efectos de la excentricidad accidental en el análisis sísmico dinámico elástico.

Para el análisis no lineal, nuevamente se encontró que mover el CM en la misma dirección simultáneamente en todos los niveles no producen la respuesta máxima no lineal de todos los elementos. Una vez más la respuesta no lineal obtenida con la combinación propuesta por el RCDF-95 predominó. Esto indica que se deberá contar con una forma más práctica de incluir los efectos de la excentricidad accidental en el análisis no lineal de los modelos tridimensionales.

El criterio de mover el CM $\pm 0.18b$ desde su posición nominal, no proporciona respuestas inelásticas aceptables para el diseño estructural.

Se propuso un procedimiento para incluir los efectos de la excentricidad accidental en el análisis dinámico paso a paso elástico de estructuras tridimensionales extendiendo la metodología del PSD (Escobar *et al.*, 2004). Se encontró que realizando un análisis paso a paso de la estructura en la

dirección ortogonal correspondiente, ubicando al CM en su posición nominal y amplificando su respuesta sísmica por los factores de amplificación por torsión dinámica, FAT_D y FAT_P , se obtuvo una buena aproximación de la respuesta sísmica torsional para los elementos estructurales. Se propone utilizar FAT_D para los modelos del presente trabajo con $T= 0.5$ y 1 s y FAT_P para los flexibles.

El método propuesto es una opción práctica ya que reduce notablemente la cantidad de cálculos en el diseño por torsión sísmica dinámica al incluir los efectos de la excentricidad accidental. Con este método es suficiente un solo análisis de la estructura tridimensional en cada una de sus direcciones ortogonales, para calcular las fuerzas de diseño en los elementos estructurales.

El estudio de modelos de estructuras de dos niveles que representan estructuras reales tridimensionales presenta aspectos importantes. Se encontró que al aplicar las recomendaciones que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente puede ocasionar omisiones significativas. Con base en estos resultados se observó la necesidad de estudiar con detalle e identificar el comportamiento sísmico de los elementos estructurales en el intervalo elástico, previo al estudio inelástico de la respuesta sísmica torsional de los modelos analizados.

Con base en las conclusiones obtenidas de los modelos estudiados, se recomienda:

- a) Estudiar modelos con variación de su rigidez en función de su altura.
- b) Emplear modelos histeréticos con degradación más complejos que el de comportamiento elasto-plástico que se empleó en el presente trabajo.
- c) Estudiar modelos con periodo fundamental de vibración más largo que el de los modelos aquí estudiados.
- d) Ampliar el estudio para poder comparar el comportamiento dinámico de estructuras con la respuesta de modelos con diferentes valores para el factor de comportamiento sísmico, la excentricidad de diseño, los periodos de vibración fundamental, el acoplamiento entre las frecuencias de vibración en traslación y torsión.
- e) Considerar los efectos de la interacción suelo-estructura.
- f) Estudiar modelos que incluyan la participación de elementos resistentes frágiles como muros ligados a la estructura que aunque pueden llegar a no participar en el intervalo de comportamiento inelástico, su aportación de resistencia al comportamiento global de la estructura se debe considerar en la etapa de diseño.
- g) Estudiar el efecto de excitación y excentricidad bidireccional.
- h) Estudiar el efecto de sismos con diferentes características dinámicas, ya que en este trabajo se empleó solo el registro del sismo en SCT1985, pero hay que reconocer que fue un sismo excepcional no sólo por su intensidad sino además por el contenido de frecuencias muy regular y de larga duración que presentó.

REFERENCIAS

- Arias A. (1969), "A measure of earthquake intensity", Seismic Design for Nuclear Power Plants, Ed. R. Hansen, MIT Press, Cambridge, Massachusetts, EUA.
- Ávila J. A. (1991), "Comentarios y Ejemplos a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, DDF", Series del Instituto de Ingeniería, ES-7, UNAM, México.
- Bazán E. y Meli R. (2000), "Diseño sísmico de edificios", Editorial Limusa, México.
- Biot M. A. (1943), "Analytical and experimental methods in engineering seismology", ASCE, Vol. 108, pp. 365-408.
- Borzognia y Tso W. K. (1986), "Inelastic response of asymmetric structures", Journal of Structural Division ASCE, Vol. 112, pp. 383-400.
- Borja G., Díaz M., Vázquez A. y Del Valle E. (1986), "Estadísticas de los daños causados por el sismo de septiembre de 1985 en la ciudad de México" V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, México, mayo, pp. A7-01 a A7-09.
- Cheung V. W. y Tso W. K. (1986), "Eccentricity in irregular multistory buildings", Canadian Journal of Civil Engineering, 13(1), pp. 46-52.
- Chopra A. K. (1980), "Dynamics of structures. A primer", Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley California, EUA.
- Chopra A. K. y Goel R. K. (1991), "Evaluation of torsional provision in seismic codes", Journal of Structural Engineering and Structural Dynamics, Vol. 117, No. 12.
- Clough R. W. y Penzien J. (1975), "Dynamics of structures", McGraw-Hill, Nueva York, EUA.
- Escobar J. A. (1994), "Respuesta sísmica de estructuras asimétricas inelásticas con propiedades inciertas", Tesis doctoral, UNAM, México.
- Escobar J. A. (1996), "Respuesta sísmica de estructuras asimétricas inelásticas con propiedades inciertas", 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.
- Escobar J. A. y Ayala G. (1991), "Efecto de las propiedades estructurales inerciales sobre la respuesta sísmica no lineal de modelos de edificios asimétricos", IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Manzanillo, Vol. I, pp. 3-11 a 3-20.
- Escobar J. A. y Ayala G. (1998), "Yielding seismic response of code designed single storey asymmetric structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, pp. 525-541.
- Escobar J. A., Gómez R. y Páez A. (1999), "Evaluación de criterios de diseño por torsión", Informe para la Dirección General de Obras del Gobierno del Distrito Federal, Instituto de Ingeniería UNAM.
- Escobar, J. A., Mendoza J. A. y Gómez R. (2002), "Procedimiento simplificado para diseño por torsión sísmica estática", XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puebla, México.

Escobar J. A., Mendoza J. A. y Gómez R. (2004), “Diseño simplificado por torsión sísmica estática”, *Ingeniería Sísmica*, No. 70, enero-junio, pp. 77-107.

Gillies A. G. (1979), “Post-elastic analysis of three-dimensional frame structures”, Tesis doctoral, Universidad de Auckland, Nueva Zelanda.

Giorgana S. (2004), “Efectos de torsión accidental en estructuras con masa y rigidez lateral uniformemente distribuidas”, Tesis profesional, UNAM, México.

Gómez R., Ayala G. y Jaramillo J. D. (1987), “Respuesta sísmica de edificios asimétricos”, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, mayo.

Goel R. K. y Chopra A. K. (1990), “Inelastic earthquake response of one-storey asymmetric plan systems”, Informe No. UBC/EERC-90/14, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, EUA.

Miranda G. (2004), “Comportamiento sísmico torsional de edificios diseñados estática y dinámicamente”, Tesis de maestría, UNAM, México.

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

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

Newmark N. (1962), “A method of computation for structural dynamics”, *Transactions, ASCE*, Vol. 127, pp. 1406-1435.

NTC-04 (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No. 103-BIS, México, octubre, pp. 56-77.

Padilla A. (2002), “Evaluación de un requisito complementario a los criterios de diseño por torsión del RCDF en sus ediciones 1995 y 2001”, Tesis de maestría, UNAM, México.

Paéz A. A. (2005), “Requisito complementario para diseñar edificios por torsión sísmica”, Tesis de maestría, UNAM, México.

Paz M. (1994), “International handbook of earthquake engineering: codes, programs and examples”, Chapman and Hall, Nueva York, EUA.

RCDF-87 (1987), “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, *Diario Oficial de la Federación*, México, D.F.

RCDF-95 (1995), “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, *Diario Oficial de la Federación*, México, D.F.

RCDF-04 (2004), “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, *Diario Oficial de la Federación*, México, D.F.

Rosenblueth E. (1951), “A basis for seismic design”, Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Illinois, Urbana, EUA.

Rosenblueth E. (1979), "Seismic design requirements in a 1976 Mexican Code", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, pp. 49-61.

Shakib H. y Datta T. K. (1991), "Inelastic response of torsionally coupled system to an ensemble of nonstationary random ground motion", Engineering Structures, Vol. 15, No.1.

Tso W. K. (1990), "Static eccentricity concept for torsional moment estimations", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 16, pp. 1199-1212.

Tso W. K. y Asmis L. (1971), "Torsional vibration of symmetrical structures", Memories of the First Canadian Earthquake Conference, Vancouver Canadá, pp. 178-186.

Tso W. K. y Sadek A. W. (1985), "Inelastic seismic response of simple eccentric structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 13, pp. 255-269.

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, junio.

Wilson E. L., Der Kiureghian A. y Bayo E. P. (1981), "A replacement for the SRRS method in seismic analysis", Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, EERC, Berkeley, EUA, pp. 75-13.