

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y
DOCTORADO EN INGENIERÍA

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO
BASADO EN DESEMPEÑO DE EDIFICIOS
ASIMÉTRICOS

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

PRESENTA
LUIS TORRES MUÑOZ

DIRIGIDA POR
DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN

CIUDAD UNIVERSITARIA 2003



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.

PAGINACION

DISCONTINUA

A mi familia

y

amigos

AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología el apoyo económico recibido durante mis estudios de maestría y en la realización de mi tesis como parte del proyecto 33114-U "Desarrollo y Evaluación Experimental de un Método de Diseño Sísmico por Desempeño". De igual manera se agradece a la Dirección General de Personal Académico de la UNAM por la beca otorgada como parte del proyecto IN112600 "Desarrollo de Criterios Sísmicos por Torsión".

Agradezco al Dr. Juventino Carlos Reyes Salinas, Dr. Eduardo Reinoso Angulo, Dr. Oscar López Bátiz, M. en I. Octavio García Domínguez y a mi director de tesis Dr. A. Gustavo Ayala Milián, por la revisión minuciosa y las valiosas aportaciones que enriquecieron el contenido de esta tesis.

Quiero agradecer a mis familiares, profesores, amigos, en especial al grupo de trabajo del Dr. A. Gustavo Ayala Milián.

1.- ÍNDICE

1.	Introducción	1
2.	Antecedentes	4
2.1.	Filosofía del diseño basado en desempeño	4
2.2.	Antecedentes directos	8
2.3.	Objetivo de este trabajo	9
3.	Método de diseño	10
3.1.	Hipótesis y consideraciones	10
3.1.1	Hipótesis	10
3.1.2	Análisis modal	10
3.1.3	Espectro de Resistencias de Ductilidad Constante	11
3.2.	Bases del método	11
3.3.	Aplicación del método a marcos planos de edificios de baja a mediana altura y marcos planos de edificios altos.	14
3.3.1	Marcos planos de baja a mediana altura	14
3.3.2	Marcos planos de edificios altos	15
3.4.	Adaptación del método para su uso en edificios asimétricos	16
3.4.1	Evolución del método de diseño de marcos planos al de edificios asimétricos	16
3.5.	Efectos bidireccionales de la acción sísmica	19
4.	Ejemplo de aplicación	
4.1.	Descripción de la estructura	22
4.2.	Diseño	23
5.	Resultados	30
5.1.	Efecto del daño a las características modales del edificio	30
5.2.	Evaluación del diseño	31
5.3.	Discusión de la evaluación	33
5.3.1	Desplazamiento de azotea y ductilidad global	33
5.3.2	Ductilidad local	34
5.3.3	Distorsiones de entrepiso	41
6.	Conclusiones y recomendaciones	44
6.1	Conclusiones	44
6.2	Recomendaciones	45
7.	Referencias	47

1.- INTRODUCCIÓN

La evolución del diseño sísmico de estructuras, en el que se considera la dificultad, el esfuerzo y los conocimientos empleados para realizarlo contra la eficiencia lograda, son visualizados por el autor de la siguiente manera: conforme los conocimientos técnicos de la humanidad crezcan, la ingeniería se desarrolle y la tecnología brinde herramientas cada vez más poderosas, se debe avanzar de lo sencillo e ineficiente a lo elaborado y eficiente, buscando un equilibrio entre el esfuerzo empleado y la seguridad y eficiencia que amerite la estructura a diseñar.

Día con día la investigación en ingeniería brinda información, de la cual podemos disponer para incrementar nuestros conocimientos, realizar mas investigación y desarrollar técnicas analíticas y experimentales más realistas, con ayuda de las herramientas (equipos de cómputo, acelerógrafos, mesas vibradoras, etc.), cada vez mas sofisticadas, de que se dispone. Continuamente surgen medios para mejorar las técnicas existentes en el análisis, diseño y evaluación del comportamiento de estructuras, idealmente deberían elaborarse continuamente métodos de diseño cada vez más realistas y eficaces. Es imposible proponer técnicas mejoradas cada día, pero resulta, no solo posible, si no necesario proponer métodos mejorados después de un tiempo de acumular suficientes conocimientos y disponer de herramientas sustancialmente superiores. Muchos investigadores se encuentran trabajando en lo antes mencionado, afortunadamente las posibles líneas de investigación son suficientemente numerosas para que todo el que desee pueda aportar al conocimiento del tema.

Existen muchos momentos en los que se puede iniciar una investigación con las herramientas necesarias y suficiente conocimiento acumulado, pero solo pocas veces se cuenta con una idea que en su concepción abarque los avances logrados hasta ese momento y los encause a una meta que dé pie a un trabajo con futuro promisorio. En los últimos años la filosofía de ingeniería basada en desempeño se ha reinventado como la meta a la cual se deben orientar las metodologías de diseño actuales y las que se deben desarrollar ya que en la comunidad ingenieril se ha hecho latente la necesidad de obtener metodologías de diseño que permitan que las construcciones se comporten de una manera previamente establecida, para un nivel de intensidad sísmica dado; es decir, dotar a una construcción con rigidez y resistencia distribuida en cada elemento estructural, de forma que el daño global, el cual se transforma en costo, no supere un límite que se considere aceptable. También se desea controlar el comportamiento de una estructura a diseñar cuando esta se vea afectada por sismos de diferente intensidad; esto es: se desea un diseño múltinivel. El término construcción abarca un extenso número de tipos de estructuras, por lo que resulta pertinente especificar que este trabajo se enfoca a edificios asimétricos en planta y regulares en elevación. Afortunadamente en México hace algunos años se desarrolló un procedimiento de diseño basado en desempeño para edificios, del cual se han desprendido varios trabajos de investigación, incluyendo el que aquí se presenta.

Se está avanzando de un diseño básico a un diseño óptimo ideal (ver figura 1.1), pero no de forma continua ya que en la actualidad se emplean varios métodos de diseño, con ciertas diferencias de un reglamento de construcción a otro, por lo que un nuevo método no puede ser continuación de todos los existentes, y probablemente no pretenda ser continuación de alguno. Por lo anterior, se corre el riesgo de proponer métodos que ganen poco en eficiencia y demanden mucho esfuerzo; estos se ubican como puntos debajo de la línea continua que va del diseño básico al óptimo ideal, de la figura 1.1. Se pretende que el método que aquí se propone requiera poco esfuerzo y aporte una buena eficiencia, por lo que se ubicará por arriba de la línea continua de la figura 1.1.

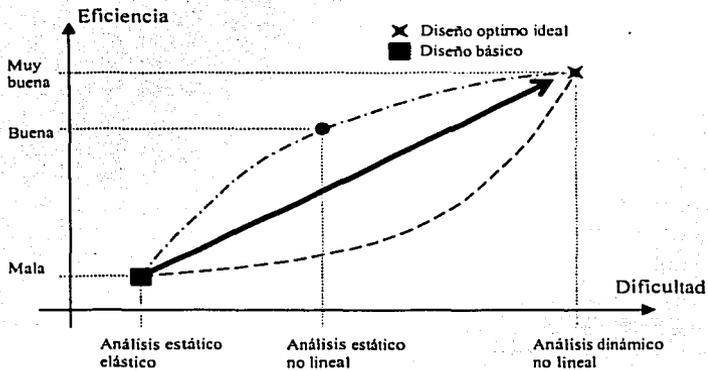


Fig. 1.1 Diseño sísmico de estructuras

Se eligió trabajar con edificios a base de marcos ya que es uno de los tipos de construcción más comunes e importantes en la actualidad. Con la idea de crear edificios con desempeño predecible, se trabaja, en particular, con edificios asimétricos debido a que hasta el momento ya se han desarrollado metodologías para evaluar el desempeño de marcos de edificios y edificios asimétricos previamente diseñados y metodologías de diseño para marcos de edificios en los que se puede despreciar la contribución de los modos superiores de vibrar a la respuesta dinámica y en los que la participación de estos es importante. Un paso adelante en esta línea es el que se presenta en este trabajo; un método de diseño sísmico basado en desempeño para edificios asimétricos.

Tener la filosofía de diseño sísmico basado en desempeño y no contar con una metodología lo suficientemente madura y eficiente para llevarla a la práctica, es un problema que se pretende atacar con la implementación del ya mencionado método de diseño sísmico basado en desempeño para edificios asimétricos, el cual aparte de ser el producto del incremento en los alcances de un método limitado a marcos planos, contribuye a la

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

comprensión del efecto de los sismos sobre las estructuras, desde el punto de vista de la ingeniería basada en desempeño.

El método que aquí se presenta considera como estado límite de diseño, conocido como nivel de desempeño en las publicaciones recientes sobre el tema, el correspondiente al colapso incipiente con un índice de desempeño definido por un valor de ductilidad y como nivel de demanda el espectro correspondiente al registro de un sismo particular. Este método toma en cuenta el comportamiento no lineal de los edificios, de forma simplificada, y deja a juicio del diseñador la elección de la distribución del daño esperado, en función de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos que conforman al edificio. El método se basa en la construcción de una curva de comportamiento, idealizada como bilineal, correspondiente al modo fundamental del edificio. De la curva de comportamiento se obtienen las resistencias de fluencia y última. Con estas resistencias se obtienen dos espectros escalados, con los que se realizan dos análisis modales espectrales considerando la participación de todos los modos de vibrar. Para obtener las sollicitaciones de diseño se realiza un análisis con cargas gravitacionales y sus resultados se superponen con los de los dos análisis previos.

Este trabajo se conforma de seis capítulos; en el primero se menciona el problema que aquí se aborda y brevemente se describe el procedimiento que se sigue. En el segundo capítulo se mencionan algunas investigaciones, realizadas por diferentes investigadores, enfocadas a dar solución al problema que plantea la filosofía de diseño sísmico basado en desempeño. En el tercer capítulo se describe en forma detallada el procedimiento que se debe seguir para aplicar el método, dividido en varios pasos para su mejor comprensión. En el capítulo cuarto, se realiza un ejemplo que ilustra la aplicación del método y en el capítulo quinto se discuten los resultados de aplicar el método al edificio, descrito en el capítulo cuarto y se describe la forma en que se realizaron los análisis para evaluar el diseño y llegar a los resultados antes mencionados. Por último en el capítulo sexto se presentan las conclusiones y recomendaciones generadas en este trabajo.

2.- ANTECEDENTES

2.1. FILOSOFÍA DEL DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

La filosofía de la ingeniería es lograr, para una edificación dada, un equilibrio entre los costos de construcción y mantenimiento con los costos de reparación y pérdidas por interrupción en las funciones a lo largo de su vida útil. Desde el punto de vista de la ingeniería sísmica, para lograr tal equilibrio es necesario conocer el desempeño que tendrá la construcción ante sismos de diferentes niveles de intensidad o periodo de recurrencia a los que pueda estar expuesta durante su vida útil.

Sismos como los de Loma Prieta y de Northridge en los Estados Unidos, Michoacán en México, Kobe en Japón y otros en Turquía y Taiwán han puesto de manifiesto que, si bien los códigos de construcción garantizan de alguna manera la seguridad de vidas, las pérdidas económicas no son controladas adecuadamente con las metodologías de diseño usadas (Hamburger, 1997).

Al buscar una explicación a las causas de las diferencias entre el comportamiento esperado y el que se presentó cuando los edificios fueron afectados por movimientos del terreno, la atención se centró en los métodos de diseño, llegándose a la conclusión de que los métodos que utilizan análisis elásticos basados en fuerzas reducidas por comportamiento inelástico, en los que se considera la regla de igual desplazamiento, no son adecuados para predecir el desempeño sísmico de edificios. Se encontró que también influye el hecho de que los edificios no se diseñaban específicamente para varias demandas sísmicas, ahora consideradas importantes en la ingeniería basada en desempeño.

A partir de ese momento se comenzaron a buscar métodos de análisis alternativos, que pudieran estimar el desempeño de forma mas precisa. Se considera que el análisis dinámico no lineal paso a paso con registros de sismos reales o simulados es el que podría estimar con menor error la respuesta de un edificio (Fajfar y Krawinkler, 1998), pero el realizar este tipo de análisis implica un alto grado de dificultad y demanda conocimientos y herramientas que generalmente los profesionales del diseño no tienen. Además este método se aplica directamente a la evaluación del comportamiento de un edificio, pero no es posible usarlo como método de diseño, por lo que no es una herramienta viable para el análisis y diseño basado en desempeño.

Los métodos de análisis estático no-lineal fueron considerados los mas adecuados a la filosofía de diseño basado en desempeño. Uno de los métodos mas populares, por haber sido de los primeros que se propusieron, es el llamado "método del espectro de capacidad", desarrollado por Freeman (1995).

El método del espectro de capacidad utiliza un procedimiento gráfico para comparar la capacidad de una estructura con la demanda sísmica. La capacidad de la estructura se representa por una curva de cortante basal contra desplazamiento de azotea, llamada curva de capacidad, la cual se obtiene con un análisis estático no-lineal en el que la estructura se empuja monótonamente hasta que alcanza un mecanismo de colapso (empujón). La curva de capacidad se pasa al espacio pseudo-aceleración espectral (S_a) contra desplazamiento espectral (S_d), donde recibe el nombre de espectro de capacidad, en este trabajo se le llama curva de comportamiento. La demanda sísmica (en el espacio de S_a contra S_d) se define por medio de un espectro elástico con amortiguamiento alto, que pretende tomar en cuenta la energía histerética disipada por el comportamiento no lineal del sistema (Judi, Davidson y Fenwick, 2002). En una misma gráfica se traza el espectro de demanda y la curva de comportamiento hasta intersectarse con el espectro de demanda elástico, ahí se ubica el punto a ; se traza una recta del origen al punto de máximo desplazamiento de la curva de comportamiento, la cual representa al periodo inelástico, y en la intersección de esta recta con el espectro de demanda inelástico (con amortiguamiento equivalente a la ductilidad esperada) se ubica el punto b . Los puntos a y b se unen con una línea recta y en la intersección con el espectro de demanda inelástico se ubica al punto de comportamiento. Ver figura 2.1.

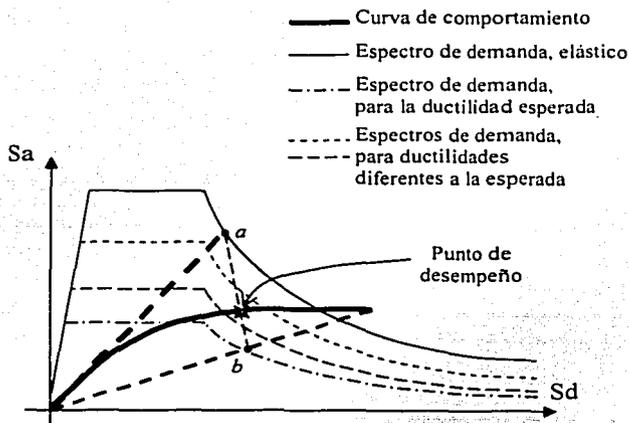


Fig. 2.1. Método del espectro de capacidad (adaptada de ATC, 1996)

El punto de desempeño se pasa del espacio de S_a contra S_d al de cortante basal contra desplazamiento de azotea y se ubica en la curva de capacidad.

Cortante basal

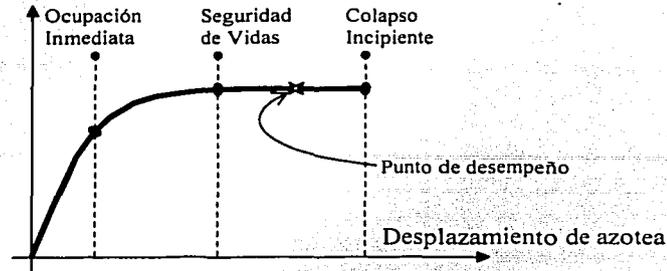


Fig. 2.2. Curva de comportamiento con niveles de desempeño estructural (adaptada de ATC, 1996)

Si el punto de desempeño cae en un rango de desempeño especificado el diseño se considera aceptable.

El método N2 es otro método de análisis estático no-lineal propuesto para estimar o evaluar el desempeño de un edificio; este fue desarrollado por Fajfar (2000).

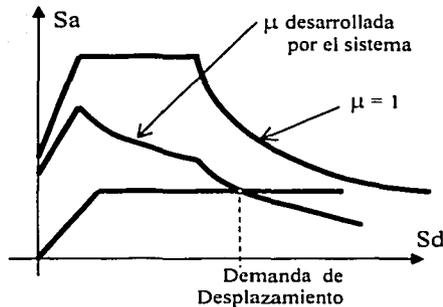


Fig. 2.2. Método N2 (Adaptada de Fajfar, 1999)

El método N2 coincide en muchos aspectos con el método del espectro de capacidad (Freeman, 1995). Utiliza un procedimiento gráfico en el que la capacidad de la estructura se representa por una curva de comportamiento, en general, diferente a la manejada en el método del espectro de capacidad. También la curva de capacidad se transforma en una curva de comportamiento bilineal elasto-plástica, para un sistema de un grado de libertad. La principal diferencia entre el método del espectro de capacidad y el N2 radica en la demanda sísmica; en este último se representa por un espectro obtenido a partir de un espectro elástico afectado por un factor de reducción por ductilidad, R_{μ} , o espectro de

ductilidad constante. En una gráfica de S_a contra S_d , se traza tanto el espectro de demanda como la curva de comportamiento; la intersección de estas dos curvas proporciona una estimación de la demanda de desplazamiento. La ductilidad del sistema, obtenida con este desplazamiento, debe coincidir con la utilizada para calcular el factor de reducción, R_{μ} . Fajfar (2000) indica que realizando los pasos de atrás hacia adelante, del método N2, se puede emplear como método de diseño basado directamente en desplazamientos.

Chopra y Goel (1999) proponen un método de evaluación basado en desplazamientos, muy parecido al propuesto por Fajfar (2000), pero proponen tres ecuaciones diferentes para obtener el factor de reducción por ductilidad, R_{μ} , y dos alternativas de análisis.

En el contexto de la ingeniería basada en desempeño, a diferencia de los análisis de evaluación, que tratan de determinar el desempeño que tendrá un edificio ya diseñado, el objetivo del diseño sísmico es crear edificios, y construcciones en general, con un desempeño predecible ante sismos de diferente intensidad.

Otro aspecto importante en la filosofía de ingeniería basada en desempeño son los objetivos de desempeño. Un objetivo de desempeño es la asignación de un nivel de desempeño o nivel de daño a una demanda sísmica. Como se desea controlar el daño ocasionado por todos los sismos que afecten a una edificación durante su vida útil, lo cual resulta imposible lograrlo solo con un diseño, en algunos documentos se han establecido varios objetivos de desempeño que se considera importante sean logrados por un diseño.

		Nivel de Desempeño			
		Operación Completa	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vidas	Colapso Incipiente
Nivel Sísmico	Frecuente	●	■	■	■
	Ocasional	★	●	■	■
	Raro	★	★	●	■
	Muy Raro	★	★	★	●

Estructuras de Ocupación Estándar
Estructuras Esenciales/Peligrosas
Estructuras Críticas

Tabla 2.1. Objetivos de diseño sísmico (Vision 2000. SEAOC 1995)

En el documento Vision 2000 (SEAOC 1995), considerado uno de los mas importantes trabajos realizados para establecer las bases de la ingeniería basada en desempeño, se resumen los objetivos de desempeño en una matriz, similar a la mostrada en la tabla 2.1.; en esta varios objetivos de desempeño define un objetivo de diseño, de los cuales existen tres, definidos por las diagonales.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

2.2. ANTECEDENTES DIRECTOS

Algunos métodos que se han desarrollado para evaluar el desempeño de edificios existentes, Ayala 1999, se basan en una metodología que considera el comportamiento no lineal y representan el comportamiento de la estructura mediante una curva de capacidad proveniente de un análisis de empujón.

Los diferentes métodos de evaluación existentes, en general tienen un esquema muy parecido, que aproximadamente sigue los siguientes pasos:

1. Se determina una distribución de cargas laterales ya sea solo considerando el modo fundamental de vibrar o tomando en cuenta la contribución de los modos superiores, según las características de la estructura.
2. Se realiza un análisis de empujón de la estructura y se obtiene una curva en el espacio cortante basal (V) contra desplazamiento de azotea (Δa), llamada curva de capacidad. Dicha curva se idealiza como bilineal.
3. La curva de capacidad se lleva al espacio pseudo-aceleración (S_a) contra pseudo-desplazamiento (S_d) donde se le da el nombre de curva de comportamiento.
4. Se calcula una masa correspondiente a un sistema equivalente de 1GDL.

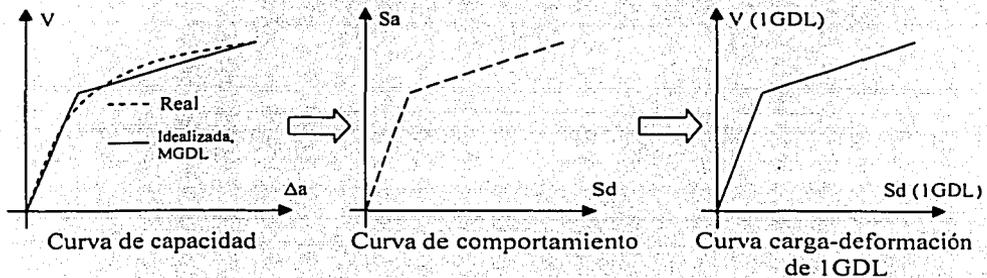


Fig. 1.2.

5. Se obtiene el cortante basal del sistema equivalente multiplicando la masa obtenida en el paso anterior por la S_a de la curva de comportamiento. Con este cortante y S_d del paso tres se determinan las características de comportamiento del sistema equivalente.

En los cinco pasos anteriores se manejan principalmente conceptos y ecuaciones de la dinámica.

TESIS COM
FALLA DE ORIGEN

6. Se obtiene el desplazamiento máximo del sistema equivalente ya sea sometándolo a un acelerograma en su base o mediante un espectro inelástico.
7. Se transforma el desplazamiento máximo del sistema equivalente al desplazamiento máximo de azotea de la estructura.
8. Se empuja nuevamente a la estructura, pero solo hasta el desplazamiento obtenido en el paso anterior. De este análisis se determinan algunos parámetros que definen el desempeño del edificio, tales como: ductilidad global, ductilidad local, distorsión de entrepiso, etc.

Para llegar a un método de diseño, los pasos del método de evaluación se recorren de adelante hacia atrás, aunque no en un estricto orden inverso.

La idea global del método de diseño es crear la curva de comportamiento a partir de dos periodos de vibrar; el primero con la estructura en condiciones iniciales, sin haber experimentado daño alguno, y el segundo con la estructura dañada. Para calcular los periodos se requiere conocer la rigidez de la estructura, mas no su resistencia. La rigidez se calcula conociendo las secciones de los elementos (predimensionamiento, que implica al momento de inercia) y las características del material (de donde se obtiene el modulo de elasticidad). A partir de la curva de comportamiento se calcula el cortante basal, el cual se aplica en el edificio mediante una distribución de fuerzas en los niveles, para obtener elementos mecánicos con los que se calculan las fuerzas de diseño.

Esta idea ha dado origen a dos métodos de diseño, anteriores al que ahora se expone; el primero se desarrolló para marcos de edificios de baja a mediana altura en los cuales se puede despreciar la participación de los modos superiores de vibrar (ver sección 3.3.1) y el segundo para marcos de edificios altos en los que la participación de los modos superiores de vibrar es importante (ver sección 3.3.2).

2.3. OBJETIVO DE ESTE TRABAJO

El objetivo de este trabajo es desarrollar un método de diseño sísmico basado en desempeño para edificios asimétricos, el cual considere en forma simplificada el comportamiento no lineal y sea congruente con la filosofía de la ingeniería basada en desempeño; es decir, que brinde, como resultado final, un edificio con desempeño predecible ante una intensidad sísmica dada. También se plantea como objetivo aclarar, en la parte del documento que se considere adecuada, cuales son las hipótesis, consideraciones y dificultades con las que se tuvo que trabajar en el desarrollo del método de diseño.

3.- MÉTODO DE DISEÑO

3.1. HIPÓTESIS Y CONSIDERACIONES

3.1.1 Hipótesis

- Si el edificio a diseñar es de concreto reforzado, se considera que solo con las secciones se puede evaluar la rigidez de los elementos estructurales y a partir de ellos la del edificio; es decir, no se toma en cuenta el agrietamiento de la sección ni el acero de refuerzo. Este aspecto se toca nuevamente en el punto 4.2, ahí se aclara un poco más y se menciona como se puede considerar la rigidez agrietada desde el principio.
- El comportamiento de la estructura se representa adecuadamente con el correspondiente al modo fundamental; pero como se verá en este mismo capítulo, esto no quiere decir que necesariamente se desprece la contribución de los modos superiores.
- El daño en la estructura ocurre simultáneamente. Para la obtención de la curva de capacidad se considera que el daño ocurre simultáneamente en todos los elementos estructurales que lo experimentan, con lo cual se tendrá una curva de comportamiento con un solo cambio de pendiente.
- Si el edificio a diseñar es asimétrico, al modelarlo y analizarlo se toma en cuenta el acoplamiento de los desplazamientos de traslación y rotación, lo cual se refleja en el periodo y en las formas modales acopladas.

3.1.2. Análisis Modal

Para simplificar un análisis dinámico lineal paso a paso de un sistema de múltiples grados de libertad, comúnmente se utiliza un análisis modal espectral, pero como se sabe, dicho análisis no predice con exactitud la demanda máxima que se obtiene con un análisis paso a paso; sin embargo, se espera que dicho análisis arroje resultados conservadores. Desafortunadamente esta hipótesis no es siempre cierta ya que se ha comprobado que, para edificios asimétricos, la respuesta no siempre es la esperada; ya que en algunos elementos estructurales se obtienen valores de elementos mecánicos considerablemente mayores y en otros, considerablemente menores a los obtenidos de un análisis paso a paso.

La regla de combinación modal que se utilice influye en la respuesta que se obtiene con un análisis modal espectral. Es reconocido que *la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados*

(regla de combinación modal desarrollada por Rosenblueth, 1951) no da buenos resultados para sistemas con periodos de vibrar cercanos, por lo que se optó por utilizar desde el principio la *combinación cuadrática completa* (CQC, por sus siglas en ingles) Chopra (1999), y es con esta con la que se obtuvieron resultados como los mencionados en el párrafo anterior.

A pesar de que el análisis modal espectral no da resultados tan exactos como se desea, en este trabajo se decidió utilizarlo, ya que después del análisis dinámico lineal paso a paso el modal espectral es lo mas exacto que se tiene.

3.1.3. Espectro de Resistencias de Ductilidad Constante

Para una estructura, con periodo de vibrar dado, puede proponerse una distribución de daño, a partir de la cual se obtiene la pendiente de la segunda rama de la curva de comportamiento, con cierta razón de rigidez de pos fluencia a rigidez inicial (β). Con dicha β , una fracción de amortiguamiento crítico (ζ) y una ductilidad objetivo (μ) se puede obtener una resistencia que garantice que se desarrolle una ductilidad igual a la objetivo, ver sección 3.2, en este mismo capítulo. Se puede demostrar que existen varias resistencias que garantizan que un oscilador desarrolle una misma ductilidad (Chopra, 1995) por lo que es probable que no se elija la adecuada, obteniéndose entonces una distribución de daño diferente a la propuesta.

3.2. BASE DEL MÉTODO

A continuación se describen los pasos a seguir en el método de diseño sísmico por desempeño.

1. Para diseñar una estructura por el método propuesto se comienza por realizar un prediseño y obtener las secciones de los elementos. Dicho prediseño se realiza de forma convencional, ya sea por cargas gravitacionales o por fuerzas laterales especificadas por algún reglamento; incluso, se pueden proponer secciones de acuerdo a la experiencia y el criterio ingenieril. Si las secciones propuestas son inadecuadas el mismo proceso nos lo indicará, al comprobar que no pueden desarrollar la resistencia requerida por el diseño, por lo que se caerá en un proceso iterativo hasta obtener las adecuadas.
2. Se selecciona un nivel de demanda sísmica. En este trabajo se utiliza el registro de un sismo (acelerograma), pero en el futuro deberá ser un espectro de diseño de riesgo uniforme adecuado a la región en que se pretenda implantar el método.
3. Se establece un nivel de desempeño. En este trabajo se considera un valor de ductilidad (μ), llamada "ductilidad modal" debido a que, como se verá al establecer la curva de comportamiento, es una ductilidad del sistema de un grado de libertad definido con el periodo igual al del modo fundamental de vibrar.

4. Se elige una distribución de daño, la cual se introduce por medio de articulaciones plásticas en los elementos elegidos de acuerdo con un criterio de diseño racional. No se ha establecido ninguna regla para determinar una distribución de daño adecuada para este método de diseño. En trabajos previos, en los que se ha aplicado este procedimiento de diseño basado en desempeño a marcos planos, se han elegido distribuciones de daño similares a las que se presentan cuando se realiza un análisis no lineal paso a paso con un diseño de acuerdo al RCDF o tomando el criterio de columna fuerte viga débil. Una sugerencia aceptable para proponer la distribución de daño en un edificio es la dada por Priestley (2000), que dice "Otani (1997) basándose en su experiencia para reparar edificios después del sismo de Kobe 1995, dice que los edificios aunque fueron diseñados con la filosofía de *columna fuerte-viga débil* y sobrevivieron al sismo sin colapso, el costo de reparación del daño o acciones inelásticas localizadas en muchos puntos fue frecuentemente excesivo e incosteable. Sistemas con pocos puntos de comportamiento inelástico fueron más económicos en términos de costo de reparación. Otani también menciona la posibilidad de aceptar el mecanismo de *piso débil dúctil* protegido contra falla por cortante y excesiva demanda de ductilidad local como un posible método para reducir el costo de reparación".

A la estructura se le llamará "estructura con daño" cuando se considere que las articulaciones plásticas ya se presentaron.

Los pasos tres y cuatro deben ir de la mano ya que no pueden establecerse independientemente. Forzosamente debe pensarse en la elección del objetivo de desempeño para establecer la distribución de daño y viceversa. Por ejemplo no puede pensarse en una ductilidad muy cercana a la unidad para una distribución de daño que involucre la articulación de todas las trabes y algunas columnas.

5. Se realiza un análisis modal con la estructura sin daño para obtener el periodo del modo fundamental (T_E), con el cual se establece la pendiente de la rama inicial de la curva de comportamiento, considerando que la rigidez se puede evaluar adecuadamente a través del periodo o la frecuencia fundamental (Ecuación 3.1). De igual manera se obtiene el periodo del modo fundamental de la estructura con daño (T_1) para determinar la pendiente de la segunda rama.

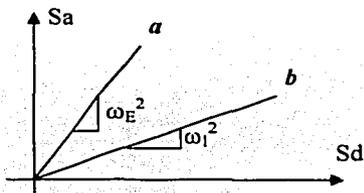


Fig. 3.1. Pendiente de las ramas elástica e inelástica

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Mediante la Ecuación 3.2 en el espacio S_a contra S_d se dibuja la recta a , correspondiente a la rama elástica, a partir del periodo fundamental de la estructura sin daño. También se traza la recta b , correspondiente a la rama inelástica, a partir del periodo fundamental de la estructura con daño.

$$k = (2\pi/T)^2 m = \omega^2 m \quad \dots 3.1)$$

$$S_a = (2\pi/T)^2 S_d \quad \dots 3.2)$$

6. Para ubicar el punto en que la curva de comportamiento cambia de pendiente (inicio de la fluencia o incursión en el rango no lineal) se utiliza un espectro de resistencias. Con el acelerograma elegido en el paso 2, la razón de rigidez de pos fluencia a rigidez inicial (β , Ecuación 3.3) y una fracción de amortiguamiento crítico (ζ) se construye un espectro de resistencias para un objetivo de desempeño.

$$\beta = \frac{k_I}{k_E} = \frac{\left(\frac{2\pi}{T_I}\right)^2 m}{\left(\frac{2\pi}{T_E}\right)^2 m} = \frac{T_E^2}{T_I^2} \quad \dots 3.3)$$

Del espectro de resistencias para una ductilidad objetivo se obtiene una resistencia por unidad de masa (R/m) para el periodo fundamental de la estructura (Figura 3.2). Dicha resistencia por unidad de masa, dada en unidades de aceleración, garantiza que un oscilador simple con las características de rigidez de postfluencia y amortiguamiento para el que se construyó el espectro desarrolle una ductilidad igual a la indicada también en la construcción del espectro.

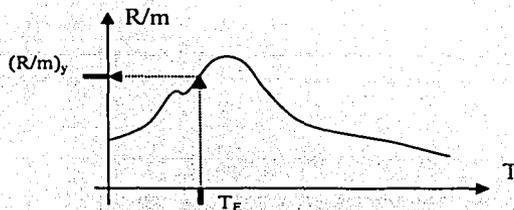


Fig. 3.2 Espectro de resistencias

7. En el espacio S_a contra S_d , se ubica $(R/m)_y$ en la recta a , y se hace pasar por ese punto a la recta b . La recta b se prolonga hasta el desplazamiento último (Δ_u), que se obtiene con la definición de ductilidad ($\Delta_u = \mu \Delta_y$). Cuando la proyección de la recta b , en el eje de las abscisas, alcanza el desplazamiento máximo, en el eje de las ordenadas alcanza la

resistencia máxima $\{(R/m)_u\}$. Lo mencionado en este párrafo es un proceso gráfico que se observa claramente en la figura 3.3.

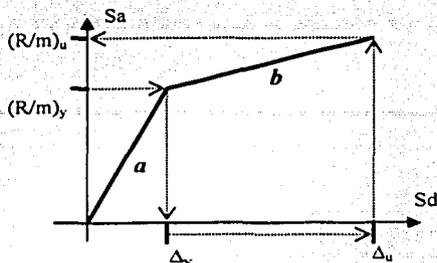


Fig. 3.3. Curva de comportamiento

Es posible evitar utilizar el proceso gráfico de la figura 3.3, y obtener $(R/m)_u$ con la Ecuación 3.4, basada únicamente en conceptos básicos de geometría.

$$(R/m)_u = (R/m)_y [1 + \beta(\mu - 1)] \quad \dots 3.4)$$

El procedimiento anterior se desarrolla para el modo fundamental, por lo que no se pueden utilizar las resistencias ahí determinadas para diseñar edificios en los que la participación de los modos superiores es importante.

3.3. APLICACIÓN DEL MÉTODO A MARCOS PLANOS DE EDIFICIOS DE BAJA A MEDIANA ALTURA Y MARCOS PLANOS DE EDIFICIOS ALTOS.

El método de diseño basado en desempeño, que ahora se aplica a edificios asimétricos, ya se ha desarrollado para marcos de edificios de baja a mediana altura y para marcos de edificios altos en los que la participación de los modos superiores de vibrar es importante.

Los pasos del 1 al 7, descritos anteriormente, son la base para los tres tipos de estructuras hasta ahora estudiadas. Después del paso 7 se sigue un procedimiento diferente adecuado a cada caso estudiado.

3.3.1. Marcos Planos de Baja a Mediana Altura

En marcos planos de baja a mediana altura (Ayala y Sandoval, 2000) se calcula el cortante basal (V) directamente de la curva de comportamiento (Ecuación 3.5), lo que implica que la contribución de los modos superiores de vibrar se desprecia.

$$\text{Cortante de fluencia } V_y = M(R/m)_y \quad \dots 3.5.a)$$

$$\text{Cortante último } V_u = M(R/m)_u \quad \dots 3.5.b$$

donde M es la masa total del edificio, $(R/m)_y$ y $(R/m)_u$ son la resistencia por unidad de masa de fluencia y máxima respectivamente.

Para obtener el cortante se supone una fuerza actuando en cada nivel, con una distribución proporcional a la masa y a la altura con respecto a la base; tal como lo indica el RCDF en sus NTC para diseño por sismo en el método estático. Si se tienen masas iguales en todos los niveles la distribución de fuerzas es lineal, como se aprecia en la figura 3.4.

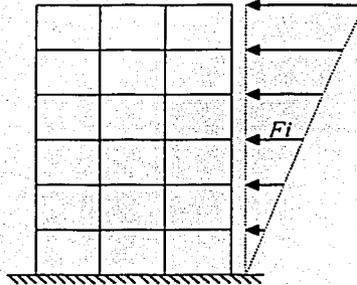


Fig. 3.4. Distribución de cargas en forma de triángulo invertido

Se realizan tres análisis: el primero con cargas gravitacionales y el segundo con fuerzas laterales equivalentes a V_y , ambos con la estructura sin daño; en el tercero se aplican las fuerzas laterales equivalentes a $V_u - V_y$ en la estructura con daño. Para obtener las fuerzas de diseño se suman los elementos mecánicos de los tres análisis, tomando en cuenta que el sismo puede actuar en ambos sentidos.

3.3.2. Marcos Planos de Edificios Altos

En el método de diseño basado en desempeño enfocado a marcos de edificios altos, desarrollado por Ayala y Basilio (2002), se contemplan dos opciones una (similar a la de Ayala y Sandoval, 2000) en la que se aplican fuerzas laterales, pero con una distribución que considera la contribución de todos los modos. Para determinar dicha distribución se calculan las fuerzas laterales en cada nivel correspondientes a cada uno de los modos (F_{ik}), las cuales se combinan con la Ecuación 3.6 para así obtener las fuerzas que se aplican en cada nivel (F_i).

$$F_i = \sqrt{\sum_k^N F_{ik}^2} \quad \dots 3.6)$$

donde i indica el nivel y
 k el modo de vibrar

La curva de comportamiento se pasa al espacio cortante basal contra desplazamiento de azotea, denominada curva de capacidad, calculada para un modo, de donde se aproxima otra que considera la participación de todos los modos. De la curva de capacidad que considera todos los modos se obtiene la magnitud de los cortantes de fluencia y último que se deben desarrollar al aplicar las fuerzas laterales.

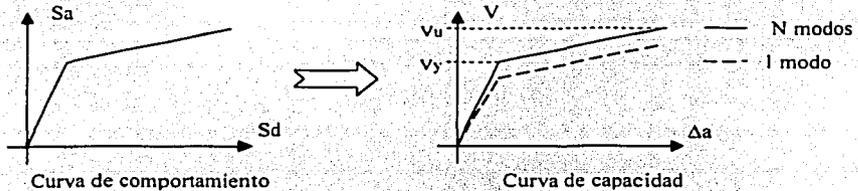


Fig. 3.5. Curva de Comportamiento y Curva de Capacidad

En la otra opción se realizan dos análisis modales espectrales, que consideran la participación de todos los modos, correspondientes a cada rama de la curva de comportamiento.

Al igual que en el caso en que se desprecia la contribución de los modos superiores, en este también se realizan tres análisis para obtener los elementos mecánicos de diseño.

Todas las ecuaciones manejadas en la implementación del método de diseño basado en desempeño a marcos de edificios altos se obtienen de la teoría de la dinámica estructural (Ayala y Basilio, 2002).

3.4. ADAPTACIÓN DEL MÉTODO PARA SU USO EN EDIFICIOS ASIMÉTRICOS

3.4.1 Evolución del Método de Diseño Basado en Desempeño de Marcos Planos al de Edificios Asimétricos

Al realizar un análisis modal de un edificio asimétrico y obtener sus periodos, formas modales y factores de participación, se observa que los modos superiores pueden participar de forma considerable en la respuesta, por lo que se puso de manifiesto que no se debe usar la fuerza cortante de diseño distribuida en los niveles del edificio conforme al primer modo.

Si, como comúnmente se hace, los niveles de piso de un edificio se modelan como diafragmas rígidos y los movimientos de cada nivel se restringen a tres grados de libertad, cualquier regla de combinación modal conducirá a obtener por cada nivel, en un plano

horizontal, dos fuerzas horizontales y un momento, en valor absoluto. Se puede tomar el criterio de aplicar las fuerzas horizontales en la dirección que se considere actuando la acción sísmica, pero no se encontró un criterio razonable para la dirección del momento, por lo que en este trabajo se abandonó la idea de aplicar, para el diseño, fuerzas en los niveles y se optó por realizar un análisis modal espectral completo, considerando una regla de combinación modal para calcular las fuerzas de diseño en cada uno de los elementos estructurales, tomando en cuenta la participación de todos los modos de vibrar.

La curva de comportamiento se divide en dos ramas o etapas, las cuales representan la rigidez de la estructura antes y después de la fluencia, pero como se observó al determinar dicha curva, cada etapa se maneja con una estructura elástica diferente, la primera con la rigidez inicial y la segunda con una rigidez degradada o disminuida por la presencia de articulaciones en los elementos que admiten daño; ver el paso 5 de la sección 3.2. Dado que se trabaja con la hipótesis de las dos estructuras elásticas, se puede realizar un análisis independiente en cada una, con el nivel de demanda adecuado (fuerzas externas, aceleración espectral o desplazamiento) y después superponerlos para encontrar la demanda de resistencia en los elementos estructurales, ver figura 3.6; por el momento se ignora la participación de la carga gravitacional.

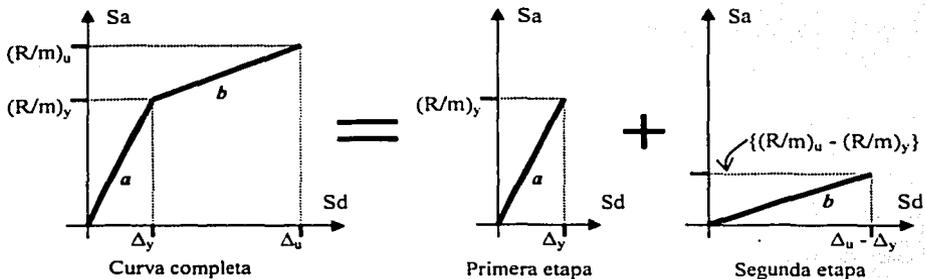


Fig. 3.6. Curva de comportamiento dividida en dos etapas

Para tomar en cuenta la participación de los modos superiores es necesario estimar la resistencia por unidad de masa de todos los modos, ya que solo se conoce la del primer modo. La resistencia por unidad de masa está en unidades de aceleración y se puede manejar como tal.

8. Si un espectro de aceleraciones elástico, obtenido a partir del acelerograma de diseño, se escala de forma que la pseudo-aceleración que se obtenga para el periodo del modo fundamental sea igual a $(R/m)_y$, del mismo modo de vibrar, se considera adecuado tomar la pseudo-aceleración, obtenida del espectro escalado, correspondiente a cada uno de los periodos de los modos superiores como la resistencia por unidad de masa de la primera etapa ya que las características de la estructura no cambian, por tratarse de un análisis elástico.

Como es poco probable que todas las contribuciones modales máximas ocurran en el mismo instante y con el mismo signo, se debe realizar un análisis modal espectral en el que se emplee una regla de combinación modal que tome en cuenta este hecho, por ejemplo CQC.

En resumen: del acelerograma de diseño se obtiene un espectro elástico de aceleraciones; estas se multiplican por F_E (Ecuación 3.7) y así se obtiene el espectro escalado que se necesita (Escalado I), para con él realizar un análisis modal espectral completo.

$$F_E = \frac{(R/m)_y}{S_{aE}} \quad \dots 3.7)$$

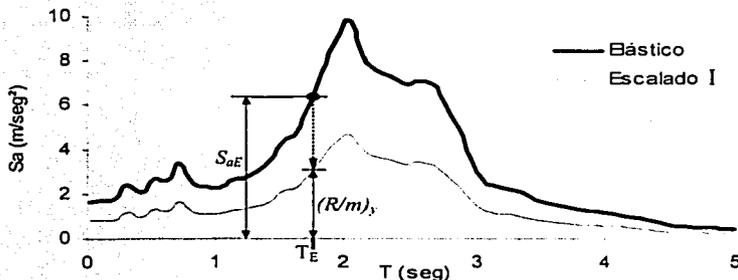


Fig. 3.7 Espectro elástico y escalado I

- Para considerar el incremento que hay entre la resistencia de fluencia y la máxima $((R/m)_u - (R/m)_y)$, segunda etapa de la curva de comportamiento, Ver figura 3.6), se realiza otro análisis modal espectral completo, pero ahora reduciendo al espectro elástico de manera que la pseudo-aceleración, para el periodo fundamental de la estructura con daño, sea igual a la diferencia entre la resistencia por unidad de masa última y de fluencia $\{S_{aI} = (R/m)_u - (R/m)_y\}$.

Las pseudo-aceleraciones del espectro elástico se multiplican por el factor F_I (Ecuación 3.8) para obtener el espectro reducido (Escalado II), ver figura 3.8. Este análisis modal espectral se realiza con la estructura con daño debido a que el incremento en la resistencia debe aplicarse a los elementos que no aceptan daño para que después de la fluencia permanezcan elásticos.

$$F_I = \frac{(R/m)_u - (R/m)_y}{S_{aI}} \quad \dots 3.8)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

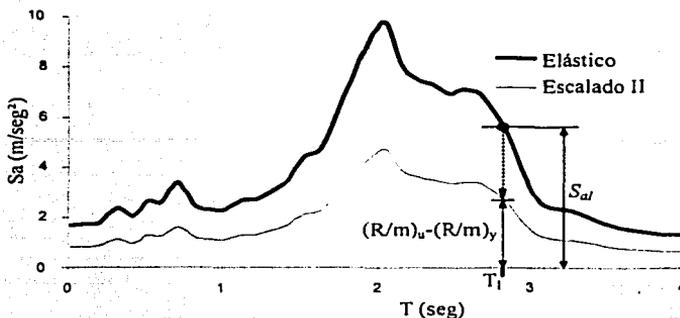


Fig. 3.8 Espectro elástico y Escalado II

- Se suman los elementos mecánicos de los dos análisis, realizados en una misma dirección, lo cual representa la acción sísmica hasta la etapa última, sin considerar los efectos de la acción ortogonal del movimiento del terreno ni los efectos de la carga gravitacional.

3.5. EFECTOS BIDIRECCIONALES DE LA ACCIÓN SÍSMICA

Hasta este punto se ha considerado el acoplamiento de los desplazamientos horizontales pero no se han involucrado los efectos bidireccionales, por lo que resulta necesario hacer mención a ello. En este trabajo se puso de manifiesto la necesidad de considerar los efectos bidireccionales del movimiento del terreno dado que se estudia una estructura con los desplazamientos horizontales acoplados, pero los efectos de movimientos en dos direcciones también afectan a estructuras simétricas a base de marcos planos (Valdez 1999).

En un sistema de coordenadas cartesiano se pueden considerar seis desplazamientos diferentes, tres de traslación y tres de rotación. En el análisis sísmico de estructuras el sistema de coordenadas se orienta con un eje vertical y los dos ejes restantes en un plano horizontal, los movimientos de rotación del terreno alrededor de estos ejes se desprecian y el movimiento vertical muy pocas veces se toma en cuenta, a menos que la estructura se encuentre muy cerca del epicentro del terremoto. Menun y Der Kiureghian (1998), basados en los estudios de Penzien y Watabe (1975), mencionan que los dos movimientos horizontales que se presentan en un punto del terreno durante un sismo no están correlacionados, en dirección de un sistema de ejes ortogonales bien definido que permanece razonablemente estable a través de la duración del temblor. Este sistema de ejes, que denota a los ejes principales del movimiento del terreno, está orientado tal que el mayor eje principal (asociado a la mayor demanda, S_1) está dirigido hacia el epicentro y el eje secundario es perpendicular al principal (asociado a la menor demanda, S_2). El movimiento en cualquier otro sistema de ejes está correlacionado. Sin embargo la dificultad para ubicar

al epicentro antes de que se presente el terremoto y la orientación de las construcciones en función de las calles circundantes y las edificaciones vecinas hace imposible determinar la orientación del eje principal del movimiento con respecto al sistema de ejes de la estructura.

El efecto bidireccional, la correlación de los dos movimientos horizontales del terreno y la imposibilidad de conocer la dirección de los ejes principales han dado origen a múltiples estudios que tienen como objetivo determinar la manera más adecuada de considerar este fenómeno en el análisis y diseño de estructuras. Aquí solo se mencionan dos que se han implantado en reglamentos de construcción, producto de muchas investigaciones y un tercero que parece ser más completo que los anteriores.

- El primer método recomienda que se combinen el 100 por ciento de la acción actuando en la dirección que se analiza a la estructura y el 30 por ciento en la dirección perpendicular (RCDF, 1993).
- El segundo método propone analizar la estructura independientemente en las dos direcciones ortogonales y con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS, de sus siglas en Inglés) de los efectos obtener los elementos mecánicos para diseñar (Wilson, 2000).
- El tercer método propuesto por Menun y Der Kiureghian (1998) con el nombre de CQC3, considera que la demanda secundaria es una fracción de la demanda principal; esto es $S_2 = a S_1$, donde a es un número entre 0 y 1.0. La ecuación que estima el valor máximo es

$$F = \left[F_0^2 + a^2 F_{90}^2 - (1 - a^2)(F_0^2 - F_{90}^2) \sin^2 \theta + 2(1 - a^2) F_{0-90} \sin \theta \cos \theta + F_z^2 \right]^{1/2} \dots 3.9$$

donde

$$F_0^2 = \sum_n \sum_m f_{0n} \rho_{nm} f_{0m}$$

$$F_{90}^2 = \sum_n \sum_m f_{90n} \rho_{nm} f_{90m}$$

$$F_{0-90} = \sum_n \sum_m f_{0n} \rho_{nm} f_{90m}$$

$$F_z^2 = \sum_n \sum_m f_{zn} \rho_{nm} f_{zm}$$

En estas ecuaciones f_{0n} y f_{90n} son el valor modal producido por el 100 por ciento del espectro lateral aplicado a 0 y 90 grados respectivamente y f_{zn} es la respuesta modal correspondiente al espectro vertical, el cual aquí, como en muchos otros casos, se desprecia. El ángulo para el cual se obtiene la máxima demanda se encuentra derivando la Ecuación 3.9 e igualándola a cero. Realizando solo un análisis, en cualquier sistema de referencia, es posible encontrar las fuerzas de diseño para resistir cualquier posible dirección de acción del sismo (Wilson, 2000).

Debido a que no se ha definido el método mas adecuado para considerar los efectos bidireccionales en esta tesis no se dará una recomendación concluyente a favor de utilizar algún método en especial, por lo que se dejará a criterio del lector la elección del criterio que considere mejor.

En lo que respecta al efecto bidireccional, un buen diseño debe producir una estructura que pueda resistir la mayor demanda sísmica, que le induce el movimiento del terreno durante un terremoto, actuando en cualquier dirección horizontal.

11. Se repiten los pasos del 8 al 10, pero ahora se considera la acción sísmica en dirección perpendicular a la manejada en la primera aplicación de los pasos 8, 9 y 10.
12. Se combinan los elementos mecánicos de las acciones sísmicas que actúan perpendicularmente, con lo que se considera el efecto bidireccional; y a dichos elementos mecánicos se superponen los debidos a la carga gravitacional, para así encontrar momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas axiales de diseño y llegar al objetivo deseado.

4.- EJEMPLO DE APLICACIÓN

4.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Como se menciona en el capítulo 3, para iniciar la aplicación el método es necesario prediseñar la estructura o de antemano contar con el prediseño. Para ilustrar la aplicación del método se eligió un edificio de concreto reforzado de ocho niveles a base de marcos planos, con cuatro crujeas de ocho metros de ancho en la dirección longitudinal y tres de siete metros de ancho en la dirección transversal, además este edificio cuenta con traveses secundarios a la mitad del claro en la dirección longitudinal; este fue diseñado por Luaces (1995). El edificio es simétrico en rigidez, pero el centro de masa se ubica de forma que se tenga una excentricidad, en ambas direcciones, del 10% de la dimensión de la planta paralela a la excentricidad considerada. Para fines de modelado y análisis, en un sistema de coordenadas rectangulares XYZ, se hace coincidir la dirección longitudinal con el eje X, la transversal con el eje Y y la vertical con el eje Z. En la figura 4.1 se muestra la planta típica con la ubicación del centro de masa (CM) y en la figura 4.2 se muestra la vista en elevación de un marco tipo en dirección longitudinal y otro en la dirección transversal.

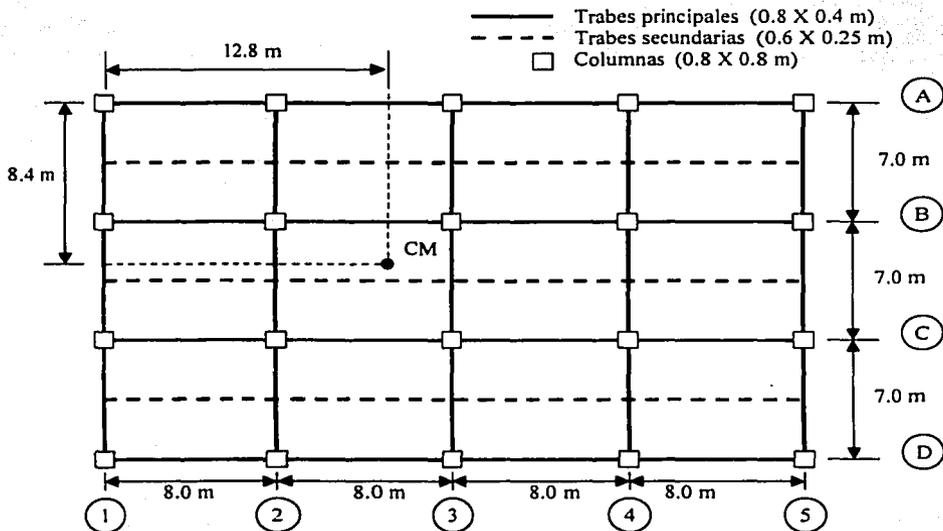


Figura 4.1. Vista en planta del edificio

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

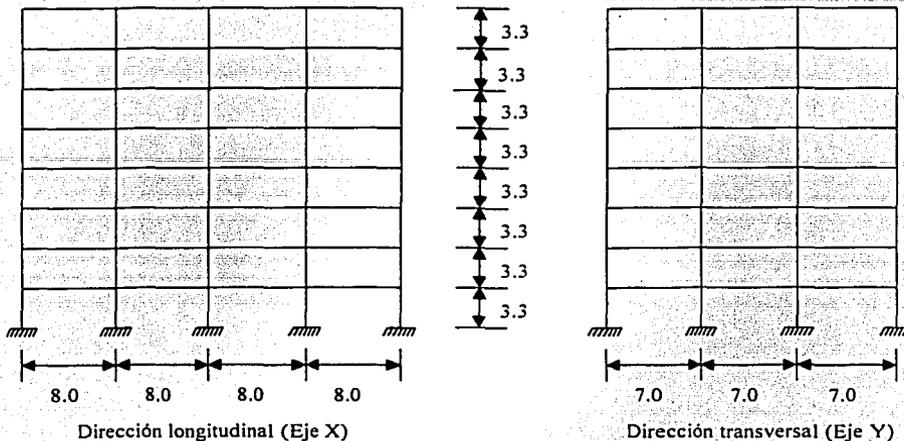


Figura 4.2. Vista en elevación del edificio

4.2. DISEÑO

De las dimensiones del edificio que aquí se utiliza como ejemplo y las cargas manejadas en el diseño original (Luaces, 1995) se calculó el peso y masa de los niveles. Para los análisis requeridos en el método que se ilustra no se aplica ningún factor de carga en el cálculo del peso y masa de cada nivel, por lo que se considera que la masa nominal es igual a la real y se evita introducir factores que modifiquen la resistencia final. Para llegar a implementar este método en un reglamento deben realizarse investigaciones adicionales para determinar factores de carga, resistencia o algún otro factor de seguridad que se considere necesario.

	Peso (ton.)	Masa (ton-seg ² /m)	Masa rotacional (ton-seg ² -m)
Niveles del 1 al 7:	845.76	86.21	11788.34
Azotea:	620.35	63.24	8646.57

Cabe mencionar que en este ejemplo no se considera la excentricidad accidental, si no solo la estructural; por lo tanto solo se considerará una ubicación del centro de masa por nivel, suponiendo que realmente se encuentra donde se ubicó.

Para determinar la rigidez de traveses y columnas, que conducen a la rigidez global de la estructura, se considera el módulo de elasticidad correspondiente al concreto clase 1 ($E = 14000 \cdot \sqrt{f'_c} = 221360 \text{ Kg/cm}^2$) y el momento de inercia de la sección transversal completa (I). La forma correcta de calcular el momento de inercia es considerar la sección agrietada transformada, pero al nivel en que se encuentra el proceso de diseño aun no se

conoce el porcentaje de acero de refuerzo, por lo que no se puede efectuar dicho cálculo. La determinación de I con la sección completa implica que la rigidez es independiente de la resistencia y que el desplazamiento de fluencia es directamente proporcional a la resistencia, pero estudios detallados han demostrado lo contrario al mostrar que la rigidez es predominantemente proporcional a la resistencia y el desplazamiento de fluencia es esencialmente independiente de la resistencia (Priestley, 2000). Para tener un diseño real tendría que calcularse la rigidez y, por lo tanto el periodo del edificio, considerando las propiedades "reales", es decir, tomando en cuenta el agrietamiento y el porcentaje de acero de refuerzo; lo que conduce a un proceso iterativo en el que se llega a tener una rigidez inicial congruente con el diseño final. Para iniciar el análisis con un error menor Paulay (1993) recomienda estimar el momento de inercia como una fracción del obtenido con la sección completa y sin considerar el acero de refuerzo. Generalmente el promedio de la pérdida de rigidez, debida al agrietamiento, en trabes es del 60 por ciento y en columnas está entre el 10 y el 60 por ciento, dependiendo de la intensidad y sentido de la fuerza axial actuante (Paulay, 1993). Para fines ilustrativos del método, el error que se comete no impacta si al revisar el diseño (ya sea por un método estático que utilice un empujón o por un análisis no lineal paso a paso) se modelan los elementos estructurales del edificio con la misma rigidez con que se diseñan por este método.

Con el fin de simplificar los cálculos y evitar desviar la atención del objetivo de este trabajo, el cual es mostrar el desarrollo y aplicación del método propuesto, se desprecia el efecto de interacción suelo-estructura, por lo que las columnas del nivel inferior se consideran perfectamente empotradas en su base.

Para realizar el diseño con orden y ser congruentes con los pasos descritos en el capítulo anterior, a continuación se numeran las etapas en que se divide el trabajo efectuado en este ejemplo de aplicación.

1. El prediseño es la estructura ya mencionada en la parte anterior de este capítulo.
2. Como demanda de diseño se eligió el registro obtenido en el sitio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, componente este-oeste, del sismo del 19 de septiembre de 1985 (SCT-EW).
3. Se eligió una distribución de daño en la que se considera que todas las trabes de los niveles del uno al seis admiten daño y el resto de los elementos estructurales permanecen elásticos, es decir, no admiten daño. Con esta distribución de daño se mostrará la aplicación del método, aunque también se trabajo con otras.

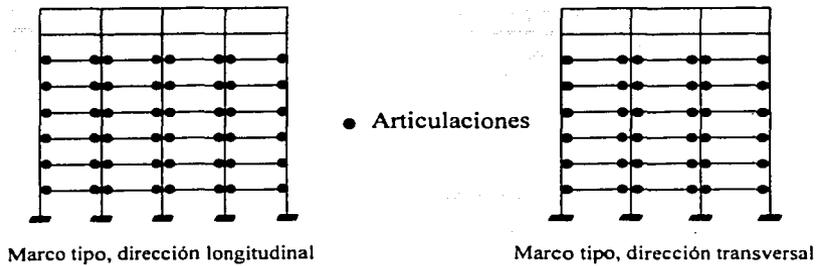


Figura 4.3. Distribución de daño.

Una distribución de daño que también se manejó en la validación del método es en la que se propusieron articulaciones en ambos extremos de todas las traves de los ejes 1,2, A y B, en dos del 3, en una del 4 y en dos del C, igual en todos los niveles (figura 4.4). Esto es, se propuso daño en el lado "flexible" del edificio. Conforme se presentaba el daño, principalmente del lado flexible, el comportamiento del edificio se hacía cada vez mas desfavorable, como se pudo comprobar al revisar los desplazamientos de los niveles, las distorsiones de entrepiso y la ductilidad local en cada elemento, los cuales llegaron a ser excesivos, incluso inaceptables.

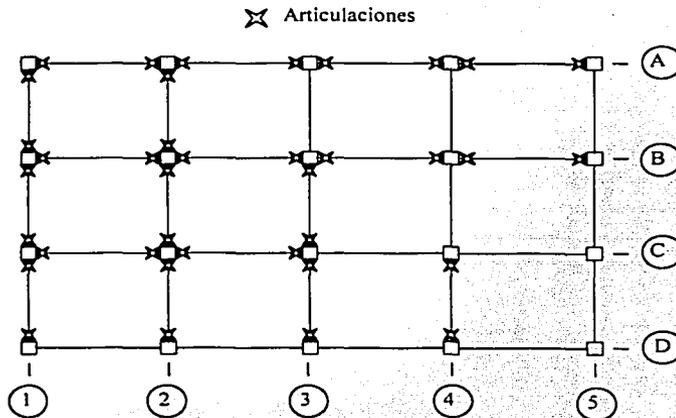


Figura 4.4. Articulaciones orientadas hacia el lado flexible

Otra distribución de daño, que fue de las primeras con las que se trabajó, fue una en la que se propusieron articulaciones en todas las traves de los niveles intermedios: 2, 3, 4 y 5; sin embargo, esta distribución se abandonó ya que se presentaron, en las traves del

premier nivel, demandas de momento flexionante que superaban a la capacidad de la sección transversal de dichas traves. Adicionalmente a las ya mencionadas, se utilizaron otras configuraciones de daño en el proceso de diseño. Contrario a las intenciones de tener una idea clara sobre una forma adecuada de distribuir las articulaciones en el espacio de un edificio con características semejantes al que se uso como ejemplo, se encontraron grandes diferencias en el diseño y la respuesta dinámica no lineal del edificio para variaciones pequeñas del daño. De lo poco claro que se pudo rescatar se tiene que el edificio se comporta mejor, en términos de distorsiones de entrepiso, ductilidades locales y globales, conforme disminuye el numero de articulaciones, lo que conduce a un incremento en la demanda de los elementos que no admiten daño y una disminución, en los que si admiten daño.

4. Se escogió como índice de desempeño un valor de ductilidad igual a cuatro ($\mu=4$).

Con el nivel de demanda definido previamente, en la elección conjunta de la distribución de daño (nivel de desempeño) y el objetivo de desempeño se debe poner en práctica la filosofía de diseño basado en desempeño. Sumando el costo del diseño al del resto de costos que intervienen en la construcción del edificio, se obtiene el costo de construcción, el cual se compara con el costo de reparación más el debido a pérdidas por interrupción de las funciones del edificio. Para diferentes diseños, en particular la distribución de daño y el nivel de desempeño, se obtienen diferentes costos de construcción, reparación y pérdidas por interrupción de las funciones. Variando el diseño se puede llegar a un desempeño que garantice el equilibrio económico deseado.

5. Se modeló la estructura tanto sin daño como con daño, en el programa SAP2000, considerando en cada nivel: diafragma rígido, excentricidad, masas traslacionales y rotacionales; por lo que en el análisis modal, que se realizó para obtener el periodo y las formas modales correspondientes a cada modo, iba implícito el acoplamiento de los movimientos de traslación y rotación. También se tomó en cuenta la zona rígida en la unión de traves y columnas.

Después de realizar un análisis modal en la estructura sin y con daño se obtuvieron los siguientes periodos para el modo fundamental: $T_E=0.99s$. y $T_1=3.13s$. respectivamente. Con dichos periodos se calculó una razón de rigidez de posfluencia a rigidez inicial $\beta=0.10$.

6. Con el acelerograma SCT-EW, la razón de rigidez de posfluencia a rigidez inicial ($\beta=0.10$) y una fracción de amortiguamiento crítico ($\zeta=0.05$) se construyó un espectro de resistencias para una demanda de ductilidad igual a cuatro ($\mu=4$). De dicho espectro se obtuvo la resistencia por unidad de masa para el periodo del modo fundamental T_E $\{(R/m)_y=1.423m/s^2\}$, que corresponde al cambio de pendiente en la curva de comportamiento o incursión en el rango no lineal del sistema, es decir, la resistencia de fluencia. La resistencia por unidad de masa máxima demandada, correspondiente a la que el sistema debe desarrollar cuando el desplazamiento máximo sea alcanzado y garantice que los elementos que no admiten daño permanezcan elásticos se calculó con la Ecuación 3.4:

$$(R/m)_u = (R/m)_y [1 + \beta(\mu - 1)] = 1.423[1 + 0.10(4 - 1)] = 1.850 \quad \dots 4.1)$$

7. Como se muestra en la figura 4.5, con los datos conocidos fue posible trazar la curva de comportamiento mediante el proceso gráfico descrito en el paso 7 del capítulo anterior, en la cual se indican los valores de $(R/m)_y$ y $(R/m)_u$.

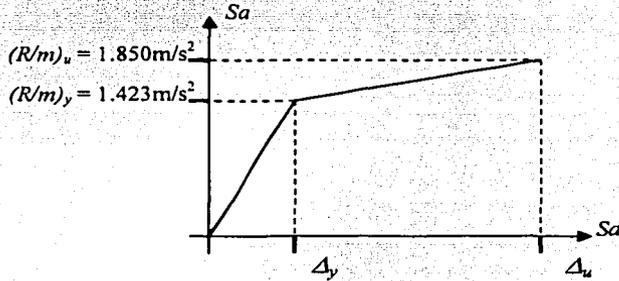


Figura 4.5. Curva de comportamiento

8. Se calculó un espectro elástico, con el mismo amortiguamiento que se empleó en el cálculo del espectro de resistencias, para el acelerograma que representa la demanda. Con dicho espectro se obtuvo $S_{aE} = 2.34 \text{ m/seg}^2$ para T_E . Para obtener, a partir del espectro elástico, el escalado requerido para efectuar el análisis modal espectral que determina las fuerzas hasta la etapa de fluencia se calculó el factor F_E . Con dicho espectro escalado se efectuó un análisis modal espectral completo con la estructura sin daño.

$$F_E = \frac{R/m}{S_{aE}} = \frac{1.423}{2.340} = 0.608 \quad \dots 4.2)$$

9. Del mismo espectro elástico se obtuvo $S_{aI} = 2.42 \text{ m/s}^2$ para T_I . Se calculó el factor F_I y se escaló el espectro elástico y se obtuvo el espectro escalado que se utilizó para realizar un análisis modal espectral completo, con la estructura dañada, que definió la magnitud de los elementos mecánicos que hay que incrementar a los elementos estructurales que no admiten daño. Este análisis se realizó en la misma dirección que el del paso 8.

$$F_I = \frac{(R/m)_u - (R/m)_y}{S_{aI}} = \frac{1.850 - 1.423}{2.420} = 0.176 \quad \dots 4.3)$$

10. Se sumaron los elementos mecánicos de los análisis indicados en los pasos 8 y 9, lo cual representa la acción sísmica hasta la etapa última, sin considerar los efectos de la acción ortogonal del movimiento del terreno ni los efectos de la carga gravitacional.

11. Con el espectro escalado encontrado en el paso 8 se realizó un nuevo análisis modal espectral completo con la estructura sin daño, pero ahora se consideró la acción sísmica actuando en dirección perpendicular a la manejada en la primera aplicación del paso 8. El análisis modal espectral que realizó en el paso 9 se repitió, con el mismo espectro y la misma estructura, pero en la misma dirección en que se realizó el primer análisis mencionado en este paso. Para estos dos últimos análisis se realizó nuevamente lo indicado en el paso 10.
12. El siguiente paso fue combinar los efectos ortogonales y la carga gravitacional para llegar al diseño final. Se sigue con la incertidumbre respecto a la forma mas adecuada para considerar los efectos bidireccionales, por lo que se determinaron cuatro diseños. En dos de ellos se supuso que el sismo actuaba solo en la dirección paralela a un eje de del edificio, por lo que con los elementos mecánicos que se determinaron en el paso 10 mas los debidos a cargas gravitacionales se obtuvo un diseño. En el primer diseño se realizaron los análisis modales en dirección X (al cual en adelante le llamaremos *diseño A*) y en el segundo en dirección Y (al cual le llamaremos *diseño B*).

En el tercer diseño (en adelante le llamaremos *diseño C*) se combinaron las dos direcciones, es decir, se consideraron los efectos bidireccionales conforme a lo indicado en el RCDF. La interpretación que se da al breve comentario de dicho reglamentos con respecto a los efectos bidireccionales en la aplicación del método estático, en el que se aplican fuerzas laterales, es que se combinen el 100 por ciento de las fuerzas en una dirección y el 30 por ciento en la dirección perpendicular, con los signos que resulten mas desfavorables.

Cuando la acción sísmica se aplica por medio de análisis modales espectrales solo dos combinaciones son necesarias ya que los resultados son arrojados en valor absoluto. En la primera combinación se considera el cien por ciento de la acción sísmica actuando en dirección X y treinta por ciento en la dirección Y. En la segunda combinación se considera el treinta por ciento de la acción sísmica actuando en dirección X y cien por ciento en la dirección Y.

Se compararon los elementos mecánicos obtenidos con la las dos combinaciones y se escogieron los máximo, a los que se les sumaron los debidos a cargas gravitacionales, y así se llegó al diseño final.

En el cuarto diseño (en adelante le llamaremos *diseño D*) se considera el 100 por ciento de la acción sísmica en ambas direcciones, actuando independientemente; los elementos mecánicos de ambos análisis se combinan con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), esto es:

$$R_i = \sqrt{R_{xi}^2 + R_{yi}^2} \quad \dots 4.4)$$

donde R_i es la demanda, del elemento estructural i , a considerar en el diseño
 R_{xi} es la demanda impuesta en el elemento estructural i por el análisis en la dirección X.



R_{yi} es la demanda impuesta en el elemento estructural i por el análisis en la dirección Y .

Los elementos mecánicos de diseño se dejaron en valor nominal y de igual manera se introdujeron en el archivo de datos que se elaboró para realizar la evaluación. No se llegó hasta la determinación del tipo y número de varillas debido a que no se desea modificar los momentos que dictaba el diseño.

5.- RESULTADOS

5.1. EFECTO DEL DAÑO A LAS CARACTERÍSTICAS MODALES DEL EDIFICIO

Priestley (2000) menciona que, para el estudio de una estructura dúctil, un análisis modal espectral no es un mejor punto de partida que una simplificación de un sistema de MGDL a uno de 1GDL, debido a que el daño afecta principalmente a las características modales del primer modo; esta afirmación es correcta si se trabaja con el modelo de un marco plano, pero para edificios con asimetría en dos direcciones el daño afecta de forma muy parecida a los tres primeros modos, según los resultados encontrados en este trabajo, los cuales de ninguna manera son definitivos, pero sirven para darnos una primera idea.

Para observar el efecto del daño en las características modales de un edificio asimétrico se toma como parámetro la razón del periodo con daño al periodo inicial (T_I/T_E) para identificar a que modo o modos afecta más el daño propuesto en la estructura. Tomando como ejemplo el daño en que se consideran articuladas todas las trabes del edificio (A), el daño propuesto en el capítulo anterior (B), y la tercera distribución de daño que corresponde a la articulación de las trabes ubicadas en el extremo flexible en ambas direcciones (C), en la tabla 5.1, se observa que solo en uno de los tres casos se verifica que el daño afecta un poco más al primer modo que al resto. En el caso de la distribución de daño, elegida para el ejemplo de aplicación, los primeros tres modos son afectados de forma muy similar por el daño, por lo que este factor no parece afectar de manera importante los resultados finales. Se justifica la importancia de incluir todos los modos.

Modo	Configuración de daño			Modo	Configuración de daño		
	A	B	C		A	B	C
1	5.405	3.162	3.044	13	1.294	1.156	1.060
2	5.697	3.230	1.519	14	1.287	1.152	1.144
3	4.004	2.977	1.100	15	1.203	1.094	1.149
4	2.846	1.818	2.355	16	1.244	1.152	1.071
5	2.897	1.820	1.437	17	1.158	1.093	1.057
6	2.709	1.803	1.376	18	1.076	1.036	1.070
7	1.892	1.376	1.395	19	1.105	1.042	1.044
8	1.894	1.373	1.325	20	1.122	1.082	1.023
9	1.873	1.372	1.333	21	1.030	1.016	1.025
10	1.500	1.209	1.165	22	1.024	1.011	1.015
11	1.495	1.207	1.226	23	1.075	1.036	1.013
12	1.492	1.204	1.266	24	1.025	1.011	1.005

Tabla 5.1. Relación de T_I/T_E correspondiente a todos los modos y a tres configuraciones de daño

ANÁLISIS CC
FALLA DE ORIGEN

Verificar que el daño no afecte solo al primer modo es necesario debido a que al escalar el espectro elástico, tanto para la resistencia de fluencia como para la última, se considera que todos los modos tienen la misma razón de rigidez de pos fluencia a rigidez inicial ($\beta = T_1^2 / T_E^2$); es decir, tienen la misma degradación de rigidez. Esto no sería necesario si la resistencia de fluencia y última de todos los modos se calculara con sus propias características y no con las del primero.

5.2. EVALUACIÓN DEL DISEÑO

Los momentos flexionantes, las fuerzas cortantes y las fuerzas axiales de diseño en todos los elementos estructurales, para los cuatro diseños, tienen una variabilidad enorme, aun entre elementos vecinos, por lo que no se normalizaron y se obtuvo un diseño diferente para cada elemento estructural.

El diseño se evaluó mediante un análisis dinámico no lineal paso a paso y, con base en algunos parámetros comúnmente utilizados para definir el comportamiento de edificios, se discute la calidad de los resultados. Tales parámetros son: distorsión de entrepiso, ductilidad local y ductilidad global, los cuales se representan gráficamente para su mejor interpretación. La evaluación y discusión del diseño es la mejor presentación que se puede hacer de este.

Para evaluar el diseño se utilizó el programa de análisis no lineal CANNY-E (Li, 1996), donde se introdujo el comportamiento de los elementos estructurales, trabes y columnas, con un modelo de histéresis bilineal sin degradación de rigidez ni resistencia. A este programa se le pueden indicar diferentes maneras de calcular la matriz de amortiguamiento $[C]$, entre esas está el amortiguamiento proporcional o de Rayleigh:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad \dots 5.1)$$

donde $[M]$ es la matriz de masas y $[K]$ es la matriz de rigidez

Los coeficientes α y β se calculan resolviendo el sistema de ecuaciones mostrado en forma matricial en la Ecuación 5.2.

$$\begin{Bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} \quad \dots 5.2)$$

donde ζ_i fracción de amortiguamiento crítico para el modo i
 ζ_j fracción de amortiguamiento crítico para el modo j
 ω_i frecuencia del modo i
 ω_j frecuencia del modo j

Si la fracción de amortiguamiento crítico de los dos modos considerados es igual, los coeficientes α y β se calculan con las Ecuaciones 5.3.a y 5.3.b respectivamente (Chopra, 1995).

$$\alpha = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \dots 5.3.a$$

$$\beta = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad \dots 5.3.b$$

En todos los análisis, realizados para evaluar el diseño, se consideró una fracción de amortiguamiento crítico igual a 0.05 para el primer y el decimocuarto modo de vibrar; obteniéndose así los siguientes valores de los coeficientes:

$$\alpha = 0.59329 \quad \text{y} \quad \beta = 0.00104$$

Como se menciona en los siguientes párrafos, en los diferentes análisis de evaluación se utilizó el mismo registro de aceleraciones elegido como nivel de demanda (SCT-EW) para tener una misma base de comparación, aunque también se maneja el acelerograma registrado en la dirección norte sur (SCT-NS), obtenido en el mismo lugar y en el mismo instante que SCT-EW.

El análisis no lineal paso a paso que se llevó a cabo para evaluar el *diseño A* (*evaluación I*) se efectuó con el acelerograma, escogido como demanda de diseño, orientado en la misma dirección de análisis que originó dicho diseño (paso 12 de la sección 4.2). El objetivo de evaluar un diseño aparentemente incompleto, es tener resultados en los que no influya el método utilizado para considerar los efectos bidireccionales.

Lo mismo se hizo con el *diseño B*; es decir, se realizó el análisis de evaluación (*evaluación II*) en la misma dirección de análisis que originó dicho diseño.

Debido a que no se conoce la validez de las hipótesis consideradas en la determinación de la regla para combinar los efectos bidireccionales recomendada en el RCDF, se evaluó el *diseño C* de tres maneras distintas. En la primera (*evaluación III*) se aplicó el 30 por ciento de SCT-EW en dirección *X* y 100 por ciento en dirección *Y*. En la segunda (*evaluación IV*) se aplicó el 100 por ciento de SCT-EW en dirección *X* y 30 por ciento en dirección *Y*. En la tercera (*evaluación V*) se aplicó el 100 por ciento de SCT-EW en dirección *X* y 100 por ciento en dirección *Y*. La *evaluación V* es mas desfavorable que la *III* y *IV*, pero no es realista, ya que es casi imposible que las dos componentes principales del movimiento horizontal del terreno sean iguales (Menun y Der Kiureghian, 1998), aunque las evaluaciones *III* y *IV* no necesariamente son completamente realistas. La *evaluación V* es una prueba fuerte, pero si se supera garantiza que cualquier otra combinación de la demanda, siempre y cuando se aplique paralela a los ejes de la estructura, será menos desfavorable para el diseño, incluso involucrando el registro obtenido perpendicularmente a

SCT-EW (SCT-NS), que resulta ser el menor de ambos. Al referimos a las evaluaciones III, IV y V siempre se tratará del *diseño C*.

Al igual que en la regla para combinar los efectos bidireccionales empleada en el *diseño C*, en la regla empleada en el *diseño D* tampoco se conoce la validez de las hipótesis supuestas; por lo tanto, también se realizaron tres evaluaciones de este diseño. En la primera (*evaluación VI*) se aplicó el 100 por ciento de SCT-NS en dirección *X* y 100 por ciento de SCT-EW en dirección *Y*. En la segunda (*evaluación VII*) se aplicó el 100 por ciento de SCT-EW en dirección *X* y 100 por ciento de SCT-NS en dirección *Y*. En la tercera (*evaluación VIII*) se aplicó el 100 por ciento de SCT-EW en dirección *X* y 100 por ciento en dirección *Y*. Al referimos a las evaluaciones VI, VII y VIII siempre se tratará del *diseño D*.

Es obvio que la evaluación de los dos diseños, que consideran la acción sísmica bidireccional, no es completa ya que solo se analizan introduciendo el acelerograma paralelo a los ejes de la estructura. Evaluando los edificios de esta manera, aunque se obtenga un buen comportamiento del edificio, no se puede saber si con variaciones en la orientación de la introducción del acelerograma, con respecto al edificio, se induzcan demandas mayores y se obtenga una respuesta desfavorable. El hecho de considerar los efectos bidireccionales, se mencionó en el proceso de diseño, pero generalmente no se toma en cuenta en la evaluación; incluso ninguna evaluación se pide en los códigos de construcción, pero es un punto importante que no debe olvidarse.

5.3. DISCUSIÓN DE LA EVALUACIÓN

5.3.1 Desplazamiento de Azotea y Ductilidad Global

En la tabla 5.2 se presentan los desplazamientos del centro de masa de azotea. De todos los análisis de evaluación, el máximo desplazamiento es 0.1728 m.; si se divide este desplazamiento entre la altura total del edificio se obtiene un desplazamiento relativo de seis al millar el cual parece razonable además de ser igual al máximo permitido en el RCDF, para edificios ubicados en la zona III.

La ductilidad global (μ_g) del edificio se obtuvo comparando el desplazamiento de fluencia (Δ_y) y último (Δ_u) del centro de masa del nivel superior del edificio:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad \dots 4.1)$$

El desplazamiento de fluencia se tomó del análisis modal espectral (AME) realizado con el espectro escalado, obtenido del elástico afectado por $F_E=0.608$. El desplazamiento último se definió como el desplazamiento máximo que se presentó durante la evaluación.

La ductilidad, obtenida del desplazamiento de azotea, no es el índice de desempeño o índice de daño mas comúnmente utilizado o el mas representativo del daño, pero en este trabajo

es importante ya que un valor de ductilidad fue utilizado como objetivo de desempeño para el diseño y resulta de interés compararlo con la ductilidad desarrollada por el edificio, para las diferentes evaluaciones.

Diseño	Evaluación	Desp. Fluencia		Desp. Máximo		Ductilidad	
		X	Y	X	Y	μ_x	μ_y
A	I	0.0370	0.0164	0.1728	0.0092	4.7	0.6
B	II	0.0164	0.0346	0.0101	0.1609	0.6	4.6
C	III	0.0419	0.0395	0.0250	0.1098	0.6	2.8
C	IV	0.0419	0.0395	0.1165	0.0256	2.8	0.6
C	V	0.0419	0.0395	0.1257	0.1434	3.0	3.6
D	VI	0.0404	0.0383	0.0536	0.1192	1.3	3.1
D	VII	0.0404	0.0383	0.1267	0.0537	3.1	1.4
D	VIII	0.0404	0.0383	0.1315	0.1462	3.3	3.8

Tabla 5.2. Ductilidad global.

En la tabla 5.2 se observa que las ductilidades desarrolladas por la estructura, en todas las evaluaciones, están dentro de un rango aceptable, considerando las hipótesis y consideraciones manejadas en el método. En los análisis de evaluación del III al VII se obtienen ductilidades menores, por lo que podemos atribuirle esta reducción a las reglas que se utilizaron para combinar los efectos bidireccionales y a la forma en que se evaluaron los diseños.

5.3.2 Ductilidad Local

La ubicación de articulaciones plásticas en el edificio, depende principalmente de la distribución de daño, pero también se ve afectada por la orientación en que se introduce él o los acelerogramas para realizar la evaluación. Las articulaciones plásticas no se presentan exactamente donde se previó, pero éste efecto no es desfavorable para el comportamiento ya que el número de articulaciones es menor al esperado, además aparecen muy pocas en lugares donde no se desea que se originen. Como se observa en las tablas en que se resume la ductilidad en los elementos barra, al evaluar los edificios se genera un fenómeno imprevisto, el cual no tiene una razón aparente de ser: en todos los casos se presentan articulaciones en la parte superior de las columnas del tercer entrepiso. Éste fenómeno, aunque no considerado, no le trae a los edificios desplazamientos excesivos de los niveles, ni grandes distorsiones y tampoco ductilidades que hagan suponer que el método tiene errores mas allá de las aproximaciones aceptables como parte de las mismas hipótesis utilizadas.

Debido a que las magnitudes de las ductilidades de rotación en traves de un mismo nivel y columnas de un mismo entrepiso son muy uniformes, resulta fácil representarlas en una tabla, ordenadas por marcos. A los marcos se les llama igual que a los ejes de la planta con el cual coinciden. Los elementos barra de cada marco se separan en traves y columnas. Ya

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

que en casi todos los elementos estructurales es muy similar la ductilidad de ambos extremos, el valor indicado en la tabla representa el valor promedio de cada nivel o entrepiso; solo en las columnas del nivel tres se indica por separado el promedio de la ductilidad del nivel inferior (3i) y superior (3j) ya que, en todas las evaluaciones, el extremo inferior no fluye y, como ya se había indicado antes, algunas columnas si se articulan en el extremo superior. Para graficar y tabular las ductilidades, se redondean a la unidad. Las casillas de las tablas que representan elementos que no fluyen se marcan con un guión.

Las ductilidades originadas por las evaluaciones *I* y *V* se representan gráficamente. Solo se grafican estos dos caso para ver la influencia de la orientación del análisis, el resto de las evaluaciones no se representan con figuras debido a que las tablas dejan muy claro la distribución y magnitud de articulaciones. Las articulaciones se representan con círculos de área equivalente a la magnitud de la ductilidad de rotación.

T R A B E S									C O L U M N A S									
Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	Entrepiso	1	2	3i	3j	4	5	6	7	8
Marco									Marco									
D	6	7	7	7	7	6	-	-	D	-	-	-	7	-	-	-	-	-
C	5	6	6	6	6	6	-	-	C	-	-	-	6	-	-	-	-	-
B	5	6	5	6	6	5	-	-	B	-	-	-	6	-	-	-	-	-
A	4	5	5	5	5	5	-	-	A	-	-	-	6	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 5.3 Ductilidades obtenidas de la *evaluación I*

T R A B E S									C O L U M N A S									
Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	Entrepiso	1	2	3i	3j	4	5	6	7	8
Marco									Marco									
D	-	-	-	-	-	-	-	-	D	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C	-	-	-	-	-	-	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-
B	-	-	-	-	-	-	-	-	B	-	-	-	-	-	-	-	-	-
A	-	-	-	-	-	-	-	-	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	3	3	3	3	3	3	-	-	1	-	-	-	3	-	-	-	-	-
2	3	4	4	4	4	4	-	-	2	-	-	-	3	-	-	-	-	-
3	4	5	5	5	5	4	-	-	3	-	-	-	3	-	-	-	-	-
4	5	6	5	6	6	5	-	-	4	2	-	-	3	-	-	-	-	-
5	4	5	5	5	5	5	-	-	5	-	-	-	3	-	-	-	-	-

Tabla 5.4 Ductilidades obtenidas de la *evaluación II*

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

T R A B E S									C O L U M N A S									
Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	Entrepiso	1	2	3	i 3j	4	5	6	7	8
Marco									Marco									
D	-	-	-	-	-	-	-	-	D	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C	-	-	-	-	-	-	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-
B	-	-	-	-	-	-	-	-	B	-	-	-	-	-	-	-	-	-
A	-	-	-	-	-	-	-	-	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	2	2	2	2	2	2	-	-	1	-	-	-	3	-	-	-	-	-
2	2	3	2	2	2	2	-	-	2	-	-	-	3	-	-	-	-	-
3	3	3	3	3	3	2	-	-	3	-	-	-	3	-	-	-	-	-
4	3	3	3	3	3	2	-	-	4	-	-	-	2	-	-	-	-	-
5	2	2	2	2	2	2	-	-	5	-	-	-	2	-	-	-	-	-

Tabla 5.5 Ductilidades obtenidas de la *evaluación III*

T R A B E S									C O L U M N A S									
Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	Entrepiso	1	2	3	i 3j	4	5	6	7	8
Marco									Marco									
D	3	4	4	4	3	3	-	-	D	-	-	-	2	-	-	-	-	-
C	3	4	4	4	3	3	-	-	C	-	-	-	3	-	-	-	-	-
B	3	4	3	3	3	3	-	-	B	-	-	-	3	-	-	-	-	-
A	3	3	3	3	3	2	-	-	A	-	-	-	2	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 5.6 Ductilidades obtenidas de la *evaluación IV*

T R A B E S									C O L U M N A S									
Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	Entrepiso	1	2	3	i 3j	4	5	6	7	8
Marco									Marco									
D	2	2	2	-	-	-	-	-	D	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C	3	3	3	3	3	2	-	-	C	-	-	-	2	-	-	-	-	-
B	3	4	4	4	4	3	-	-	B	-	-	-	4	-	-	-	-	-
A	4	5	4	5	5	4	-	-	A	-	-	-	5	-	-	-	-	-
1	3	4	4	4	4	4	-	-	1	-	-	-	6	2	-	-	-	-
2	3	4	4	4	4	3	-	-	2	-	-	-	5	2	-	-	-	-
3	3	3	3	3	3	3	-	-	3	-	-	-	4	-	-	-	-	-
4	2	2	2	2	2	2	-	-	4	-	-	-	2	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 5.7 Ductilidades obtenidas de la *evaluación V*

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

T R A B E S									C O L U M N A S									
Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	Entrepiso	1	2	3	3j	4	5	6	7	8
Marco									Marco									
D	-	-	-	-	-	-	-	-	D	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C	-	-	-	-	-	-	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-
B	-	-	-	-	-	-	-	-	B	-	-	-	-	-	-	-	-	-
A	2	2	-	-	-	-	-	-	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	2	3	2	2	2	2	-	-	1	-	-	-	3	-	-	-	-	
2	3	3	3	3	3	2	-	-	2	-	-	-	3	-	-	-	-	
3	3	3	3	3	3	3	-	-	3	-	-	-	3	-	-	-	-	
4	3	3	3	3	3	2	-	-	4	-	-	-	3	-	-	-	-	
5	2	3	2	2	2	2	-	-	5	-	-	-	2	-	-	-	-	

Tabla 5.8 Ductilidades obtenidas de la *evaluación VI*

T R A B E S									C O L U M N A S									
Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	Entrepiso	1	2	3	3j	4	5	6	7	8
Marco									Marco									
D	3	4	4	4	4	3	-	-	D	-	-	-	3	-	-	-	-	
C	4	4	4	4	4	3	-	-	C	-	-	-	3	-	-	-	-	
B	3	4	4	4	4	3	-	-	B	-	-	-	3	-	-	-	-	
A	3	4	3	3	3	3	-	-	A	-	-	-	3	-	-	-	-	
1	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	
2	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	
3	-	-	-	-	-	-	-	-	3	-	-	-	-	-	-	-	-	
4	-	-	-	-	-	-	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-	
5	-	-	-	-	-	-	-	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-	

Tabla 5.9 Ductilidades obtenidas de la *evaluación VII*

T R A B E S									C O L U M N A S									
Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	Entrepiso	1	2	3	3j	4	5	6	7	8
Marco									Marco									
D	2	2	2	-	-	-	-	-	D	-	-	-	-	-	-	-	-	
C	3	3	3	3	3	2	-	-	C	-	-	-	2	-	-	-	-	
B	4	4	4	4	4	4	-	-	B	-	-	-	4	-	-	-	-	
A	4	5	5	5	5	4	-	-	A	-	-	-	5	2	-	-	-	
1	3	4	4	4	4	4	-	-	1	-	-	-	7	2	-	-	-	
2	3	4	4	4	4	4	-	-	2	-	-	-	6	2	-	-	-	
3	3	4	3	3	3	3	-	-	3	-	-	-	5	-	-	-	-	
4	2	2	2	2	2	2	-	-	4	-	-	-	2	-	-	-	-	
5	-	-	-	-	-	-	-	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-	

Tabla 5.10 Ductilidades obtenidas de la *evaluación VIII*

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Dimensión del círculo, a escala	○	⊕	⊗	○	⑥	⑦	⑧
Magnitud de la ductilidad	2	3	4	5	6	7	8

Tabla 5.11 Equivalencia entre la magnitud de la ductilidad y la dimensión de los círculos utilizados en las figuras de la 5.1. a la 5.11.

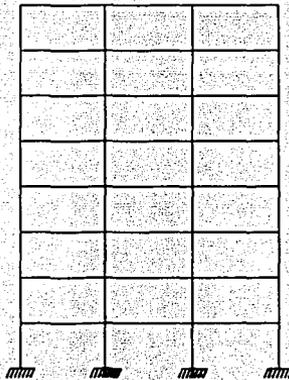


Fig. 5.1. Articulaciones en los marcos 1, 2, 3, 4 y 5.
Evaluación I.

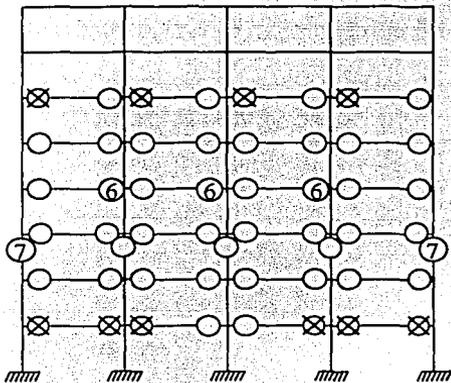


Fig. 5.2. Articulaciones en el marco A.
Evaluación I.

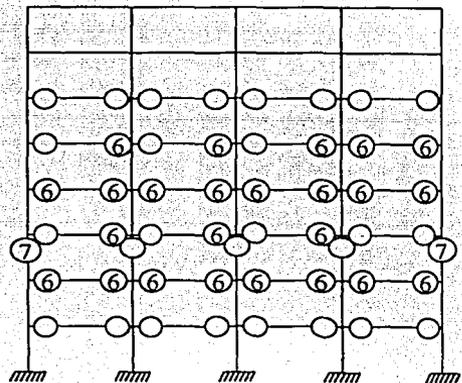


Fig. 5.3. Articulaciones en el marco B.
Evaluación I.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

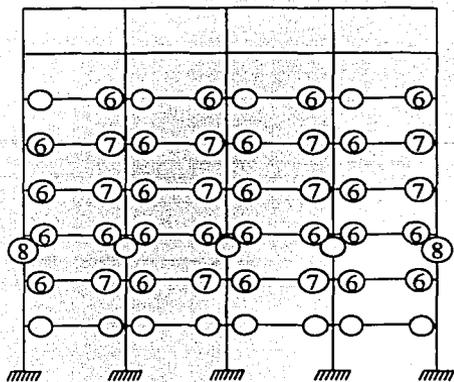


Fig. 5.4. Articulaciones en el marco C.
Evaluación I.

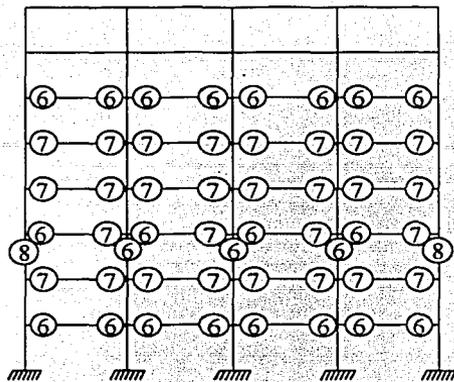


Fig. 5.5. Articulaciones en el marco D.
Evaluación I.

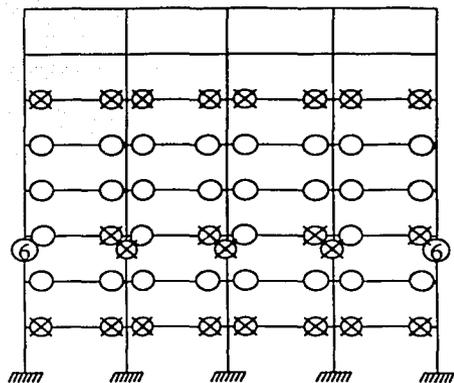


Fig. 5.6. Articulaciones en el marco A.
Evaluación V.

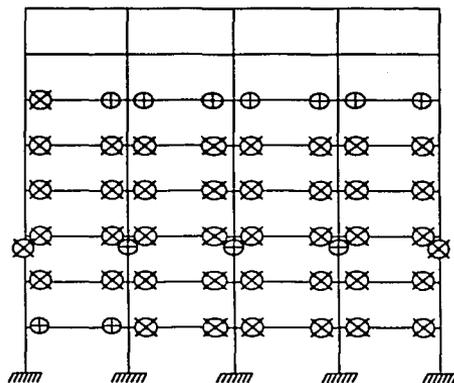


Fig. 5.7. Articulaciones en el marco B.
Evaluación V.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

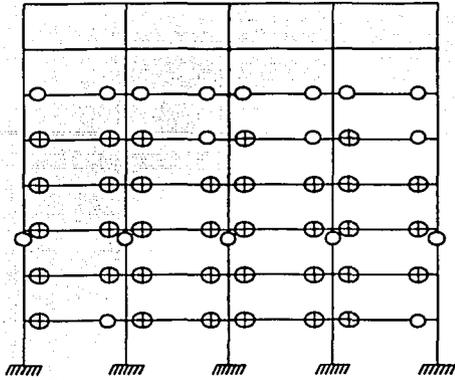


Fig. 5.8. Articulaciones en el marco C.
Evaluación V.

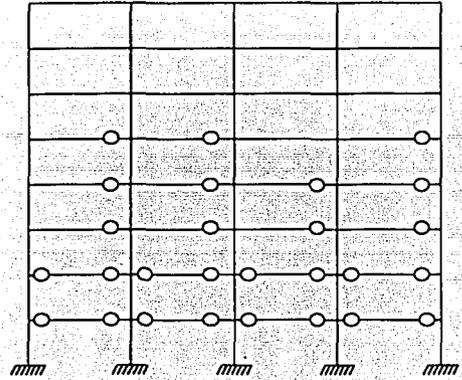


Fig. 5.9. Articulaciones en el marco D.
Evaluación V.

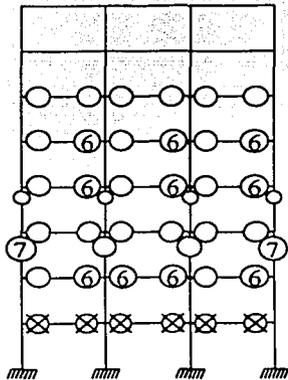


Fig. 5.10. Marco 1.
Evaluación V.

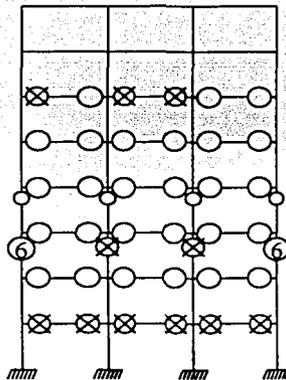


Fig. 5.11. Marco 2.
Evaluación V.

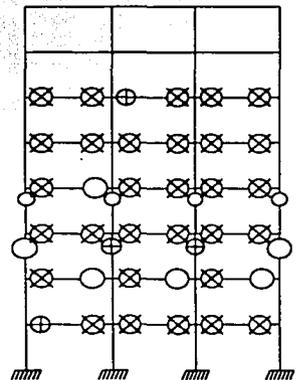


Fig. 5.11. Marco 3
Evaluación V.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

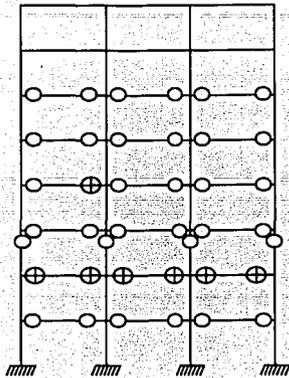


Fig. 5.10. Marco 4.
Evaluación V.

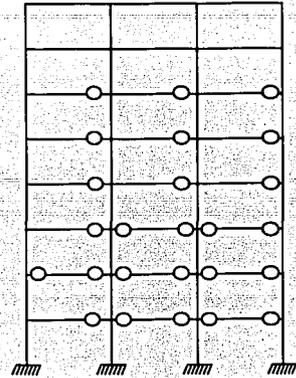


Fig. 5.11. Marco 5.
Evaluación V.

5.3.3 Distorsiones de Entrepiso

Un parámetro muy importante, en la evaluación del desempeño o comportamiento en un edificio, es la distorsión de entrepiso ya que se relaciona con muy buena aproximación con al daño que experimentan los elementos estructurales, de diferentes tipos de construcciones, y los no estructurales. Aquí se presenta gráficamente la distorsión en cada nivel del edificio, para así poder apreciar fácilmente los resultados de los ocho diferentes análisis de evaluación. En las siguientes figuras se representan las distorsiones de los marcos 1, 2, 3, 4 y 5 con línea continua y los marcos A, B, C y D con línea discontinua. En todos los casos y todos los niveles, la distorsión del marco 1 es mayor a la del 2, esta es mayor a la del 3, la distorsión del 3 es mayor a la del 4 y la de este es mayor a la del 5; la distorsión del marco D es menor a la del C, esta es menor a la del B y la del B es menor a la del A. Así es fácil saber que línea representa a cada marco.

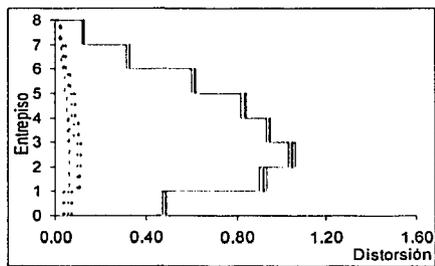


Fig. 5.12. Evaluación I

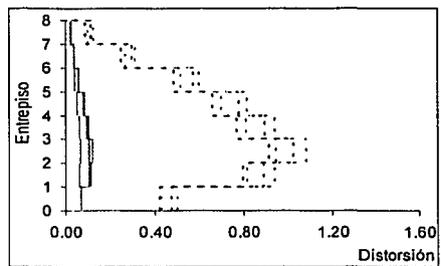


Fig. 5.13. Evaluación II

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

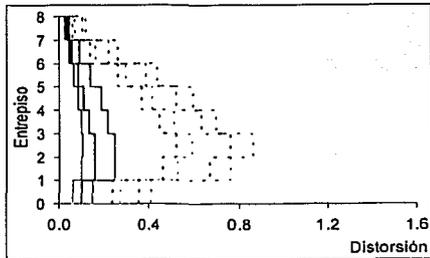


Fig. 5.14. Evaluación III

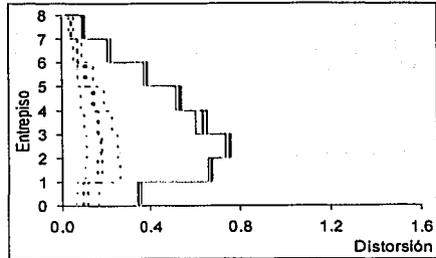


Fig. 5.15. Evaluación IV

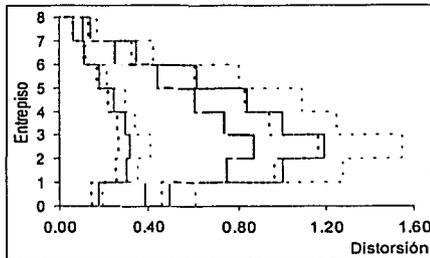


Fig. 5.16. Evaluación V

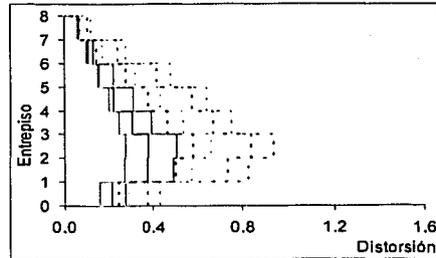


Fig. 5.17. Evaluación VI

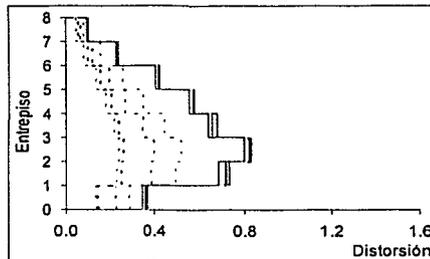


Fig. 5.18. Evaluación VII

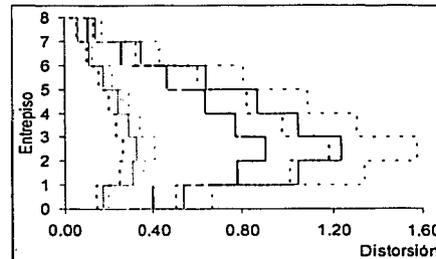


Fig. 5.19. Evaluación VIII

Se eligió como objetivo de desempeño una ductilidad de cuatro y como nivel de demanda SCT-EW ya que en el RCDF para el estado límite de colapso el máximo factor de comportamiento sísmico (Q , asociada a una ductilidad) permitido es 4 y el espectro de diseño considera un periodo de retorno igual al de SCT-EW. Para dicho objetivo de

desempeño (estado límite), el RCDF especifica valores de distorsión de entrepiso permisibles, con las cuales se comparan las desarrolladas por el edificio en las diferentes evaluaciones. En este trabajo, con fines ilustrativos, podría elegirse otro objetivo de desempeño y nivel de demanda, pero no se podrían establecer desplazamientos o distorsiones permisibles ya que para relacionarlos con diferentes ductilidades se requieren estudios teórico-experimentales complejos que demandan esfuerzo y tiempo mucho mayor al disponible para realizar una tesis.

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Considerando que hasta ahora no se cuenta con un método aceptado de diseño basado en desempeño, mediante el cual se logren estructuras, particularmente edificios asimétricos, con desempeño predecible, esta tesis es un paso importante en esta dirección. En este trabajo, por el mismo hecho de no tenerse antecedentes en esta línea de investigación, ha sido necesario enfrentarse a problemas no contemplados y poco estudiados, en los que desafortunadamente no se tiene control. Adicionalmente se tuvo la dificultad de no poder comparar los resultados con los de otros métodos, al no existir un método alternativo de diseño sísmico basado en desempeño que haya sido probado.

Una ventaja que presenta este método de diseño, con respecto a otros que se han propuesto para su uso en la ingeniería basada en desempeño, es que éste toma en cuenta la rigidez de pos-fluencia de la estructura; es decir, no considera que después de la fluencia de una estructura su rigidez lateral sea cero ya que esto equivale a que todos los elementos estructurales que contribuyen a la rigidez lateral fluyan.

Bajo la metodología del actual RCDF, si una o varias secciones transversales de elementos no puede desarrollar la resistencia requerida por el diseño se tienen que modificar las secciones sin ninguna garantía de que con esto se logre el desempeño objetivo; en este método, si esto ocurre, se puede proponer una nueva distribución de daño que permita distribuir de manera diferente la demanda de resistencia, garantizando el desempeño objetivo, o también se puede llegar a la conclusión de que es necesario modificar las secciones.

A pesar de las hipótesis, consideraciones e importantes simplificaciones que se usaron con el fin de disminuir la dificultad de los análisis, los resultados obtenidos son aceptables y el método parece ser lo suficientemente adecuado para considerarse en un reglamento si se le dedica un esfuerzo de investigación sustancial para entender los aspectos del método estudiados y no resueltos en esta tesis.

6.2. RECOMENDACIONES

De las dificultades encontradas en la realización de este trabajo se derivaron las siguientes recomendaciones.

Las reglas de combinación modal existentes no son lo suficientemente aproximadas para los edificios asimétricos, por lo que es necesario investigar mejoras en las existentes o

proponer nuevas, que permitan realizar análisis modales espectrales que proporcionen resultados con diferencias menores con respecto a los de análisis dinámicos paso a paso.

En todo método de diseño, y por supuesto también en el que aquí se propone, es necesario implementar un criterio que considere de forma aproximada la rigidez de los elementos estructurales, en función del agrietamiento, porcentaje de refuerzo y carga axial que se espera estén presentes en cada elemento de concreto que integre al edificio. Se hace esta recomendación debido a que en el actual RCDF no se pide que se calcule la inercia de la sección de los elementos de concreto considerando el agrietamiento y acero de refuerzo, mucho menos se dan recomendaciones para reducir el momento de inercia de la sección gruesa; lo que conduce a estimaciones erróneas de la rigidez de los edificios.

Si se llega a incluir un método como el que aquí se presenta en un reglamento de construcciones, se deben desarrollar espectros de diseño consecuentes con la filosofía de diseño por desempeño.

El sentido común indica que este método funciona independientemente del sitio en que se ubique el edificio a diseñar ya que el espectro de resistencias se obtiene de registros característicos del sitio, sin embargo, para demostrar esta suposición es necesario diseñar y evaluar el desempeño de varios edificios para diferentes sitios antes de recomendarlo para su uso en la práctica.

En la filosofía de diseño basado en desempeño se acepta que una estructura se diseñe para que satisfaga varios objetivos (ver tabla 2.1), en este trabajo, sin embargo, se diseñó y evaluó solo para un objetivo, el correspondiente al colapso incipiente. Para verificar si el diseño propuesto satisface los otros objetivos de desempeño se debe realizar un análisis de evaluación del diseño para los niveles de demanda correspondientes a dichos objetivos. Es posible obtener un diseño para cada uno de los objetivos, en general todos ellos diferentes, por lo que es necesario hallar un procedimiento aceptable para que el resultado del diseño para varios objetivos de desempeño sea único.

Para lograr un método de diseño basado en desempeño, que pueda emplearse en un código de construcciones, se requiere conjuntar un número considerable de investigaciones, entre las más importantes están los estudios de confiabilidad, índices de daño, parámetros de diseño, estudios de peligro sísmico y procedimientos de diseño basados en desempeño como el que se establece en esta tesis.

7.- REFERENCIAS

Ayala, A. G. (1999) "Evaluación del desempeño sísmico de estructuras-un nuevo enfoque" Conferencia de ingreso como académico de número, Academia Mexicana de Ingeniería, México.

Basilio, I. (2002) "Diseño sísmico por desempeño de marcos de edificios altos" Tesis presentada en la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.

Bertero, R. D.; Bertero, V. V. y Teran, A. (1996) "Performance-based earthquake-resistant design based on comprehensive philosophy and energy concepts" Eleventh world conference on earthquake engineering

Camilo, P. (1995) "Procedimiento aproximado para la determinación de la capacidad sísmica de edificios" Tesis presentada en la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México

Chopra, A. K. y Goel R. K. (1999) "Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems" Pacific earthquake engineering research center, College of engineering, University of California, Berkeley.

Chopra, A. K. (1995) "Dynamic of structures: theory and applications to earthquake engineering", *Prentice Hall*, Englewood Cliffs, Nueva Jersey.

Correa, M. (1993) "Aplicación del método del espectro de capacidad a edificios en el valle de México" Tesis presentada en la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.

Fajfar, P. (1999) "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra" Earthquake engineering and structural dynamics.

Fajfar, P. (2000) "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design" Earthquake spectra.

Fajfar, P. y Krawinkler, H. (1998) "Seismic design methodologies for the next generations of codes" Seismic Design Practice into the Next Century: Research and Application, Proceedings of the Sixth SECED Conference, A. A. Balkema, Rotterdam.

Freeman, S. A. (1995) "Recommended methodology for seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings" Applied Technology Council (ATC-90)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Hamburger, R. O. (1997) "A framework for performance-based earthquake resistive design" National information service for earthquake engineering, University of California, Berkeley.

Hamburger, R. O. (1998) "Performance-based analysis and design procedure for moment resisting steel frames" Earthquake Spectra, Vol. 14, Number 1, February.

Hamburger, R. O. (1999) "The challenge of performance based design" <http://peer.berkeley.edu/news/1999jan/challenge.html>

Judi, H.J.; Davidson, B.J. y Fenwick, R.C. (2002) "Damping for the nonlinear static procedure in ATC-40" Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (7NCEE).

Krawinkler, H. y Gupta, A. (2000) "Estimation of seismic drift demands for frame structures" Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

Krawinkler, H. y Seneviratna G. D. P. K.(1998) "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation" Engineering Structures.

Luaces, F. (1995) "Sobrerresistencia en estructuras a base de marcos de concreto reforzado" Tesis presentada en la DEFFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.

Menun, C. y Der Kiureghian, A. (1998) "A replacement for the 30%, 40% and SRSS rules for multicomponent seismic analysis" Earthquake Spectra, Vol. 13, Number 1, February.

Moehle, J. P. (1992) "Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes" Earthquake Spectra.

Moehle, J. P. (1994) "Design and detailing of moderately tall wall buildings" Notas del curso "Advances in Earthquake Engineering Practice" Universidad de California, Berkeley

Moehle, J. P. (1994) "Design of earthquake resisting reinforced concrete frames" Notas del curso "Advances in Earthquake Engineering Practice" Universidad de California, Berkeley

Otani, S.; Hiraishi, H.; Midorikawa, M. y Teshigawara, M. (2000) "New seismic design provisions in Japan" Uzumeri symposium during the 2000 fall ACI annual convention in Toronto, Canada.

Paulay, T. (1993) "Simplicity and confidence in seismic design" Fourth Mallet-Milne Lecture, John Wiley & Sons, Chi Chester, England and New York.

Penzien, J. y Watabe, M. (1975) "Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions" International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

Priestley, M. J. N. (2000) "Performance based seismic design" Twelve world conference on earthquake engineering (12WCEE 2000)

RCDF (1993) "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias" Diario Oficial de la Federación, México.

Rutenberg, A. (1992) "Nonlinear response of asymmetric building structures and seismic codes: a state of the art review" European Earthquake Engineering

Sandoval, P. (2000) "Procedimiento de diseño sísmico por desempeño, basado en un método de simplificado de análisis no lineal" Tesis presentada en la DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.

Valdez, J. (1999) "Análisis de efectos sísmicos ortogonales horizontales" Tesis presentada en la DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.

Wilson, E. L.; Der Kiureghian, A y Bayo, E. P. (1981) "Short Communications-A replacement for the SRSS method in seismic analysis" Earthquake Engineering and structural dynamics

Wilson, E.L. (2000) "Tree dimensional static and dynamic analysis of structures" A publication of computers and structures, INC.

Judi, H.J.; Davidson, B.J. y Fenwick, R.C. (2002) "Damping for the nonlinear static procedure in ATC-40" Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (7NCEE).