



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

PROGRAMA DE POSGRADO MAESTRÍA Y  
DOCTORADO EN INGENIERÍA.

**DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO DE MARCOS DE  
EDIFICIOS ALTOS**

**TESIS**

**PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRO EN INGENIERÍA  
(ESTRUCTURAS)**

**PRESENTA  
ISMAEL BASILIO SÁNCHEZ**

**DIRIGIDA POR  
DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN**

**CIUDAD UNIVERSITARIA  
ABRIL 2002**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



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.

A mis padres Ismael y Raquel que siempre me han apoyado estando presentes en los malos y buenos momentos de mi vida, otorgándome todo su cariño incondicionalmente.

A mi hermano Gilberto por la convivencia a través de la cual hemos ido creciendo juntos

Al resto de la familia por darme su confianza, lecciones y consejos que han influido en conseguir lo que he logrado hasta ahora.

# 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 “Desarrollo y Evaluación Experimental de un Método de Diseño Sísmico por Desempeño”.

Agradezco al M I Octavio García Domínguez, Dr Juventino Carlos Reyes Salinas, Dr Mario Ordaz Schroeder, Dr. Oscar A. López Bátiz y en especial al Dr. A. Gustavo Ayala Milián director de la tesis, por la revisión minuciosa y las valiosas aportaciones que enriquecieron el contenido de este trabajo.

Quiero agradecer a mis profesores, amigos, en particular a todo el grupo de trabajo al cual pertencí porque cada uno de ellos me ha transmitido parte de sus conocimientos brindándome su amistad.

# Índice General

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO</b>	<b>7</b>
2.1	Antecedentes	7
2.2	Procedimiento de análisis de diseño sísmico por desempeño propuesto	8
2.3	Inclusión de la participación de modos superiores	10
2.4	Obtención de fuerzas de diseño en elementos que admiten daño	12
2.5	Obtención de fuerzas de diseño en elementos que no admiten daño	13
<b>3</b>	<b>PROCEDIMIENTO MODAL ESPECTRAL</b>	<b>16</b>
3.1	Obtención de fuerzas de diseño en elementos que admiten daño	16
3.2	Obtención de fuerzas de diseño en elementos que no admiten daño	17
<b>4</b>	<b>EJEMPLO ILUSTRATIVO</b>	<b>20</b>
4.1	Descripción del edificio estudiado	20
4.2	Determinación de la resistencia asociada al modo fundamental	21
4.3	Aplicación del procedimiento de diseño modificado	23
4.4	Aplicación del procedimiento de diseño modal espectral	26
<b>5</b>	<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS</b>	<b>28</b>
5.1	Fuerzas de diseño para el procedimiento modificado	28
5.2	Fuerzas de diseño para el procedimiento modal espectral	32
5.3	Comparación de resultados	32
5.3.1	Curvas de capacidad	38
<b>6</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>39</b>

## Índice de Figuras

1	Tabla de Objetivos de Desempeño Sísmico <i>SEAOC</i> (1995)	8
2	Pendientes correspondientes a distintos estados de daño	13
3	Definición de la resistencia por unidad de masa para un nivel de ductilidad dada	14
4	Límites de las pendientes que definen la curva de comportamiento	14
5	Curvas de capacidad $c/1$ modo y $c/$ todos los modos	14
6	Distribuciones de fuerzas laterales equivalentes $c/$ modos superiores	15
7	Espectro escalado para $T_1$ $c/ S_{a1}$ ( <i>etapa1</i> )	18
8	Espectro escalado para $T_2$ $c/ S_{a2}$ ( <i>etapa2</i> )	19
9	Ilustración conceptual para los análisis modales	19
10	Planta de la estructura	22
11	Alturas de entrepisos y secciones	22
12	Distribución de daño simétrica	24
13	Pendientes para los dos periodos de la estructura	25
14	Espectro mostrando la resistencia para el nivel de ductilidad dada	25
15	Valores para la curva de comportamiento completa	25
16	Valores para las curvas de capacidad $c/1$ modo y $c/$ todos los modos	26
17	Valores del espectro escalado para $T_1$ con $S_{a1}$ ( <i>etapa1</i> )	27
18	Valores del espectro escalado para $T_2$ con $S_{a2}$ ( <i>etapa2</i> )	27
19	Distribución de fuerzas con uno y todos los modos	30
20	Análisis por carga gravitacional	30
21	Análisis para la <i>etapa1</i>	31
22	Análisis para la <i>etapa2</i>	31
23	Fuerza axial en columnas pisos 1-8	32
24	Fuerza cortante en vigas pisos 1-8	33
25	Momento flexionante en vigas de un nivel	33
26	Fuerza axial en columnas ( <i>etapa1</i> )	34
27	Fuerza cortante en columnas ( <i>etapa1</i> )	34
28	Momento flexionante en columnas ( <i>etapa1</i> )	35
29	Fuerza cortante en vigas ( <i>etapa1</i> )	35
30	Momento flexionante en vigas ( <i>etapa1</i> )	35
31	Fuerza axial en columnas ( <i>etapa2</i> )	36
32	Fuerza cortante en columnas ( <i>etapa2</i> )	36
33	Momento flexionante en columnas ( <i>etapa2</i> )	37
34	Fuerza cortante en vigas ( <i>etapa2</i> )	37
35	Momento flexionante en vigas ( <i>etapa2</i> )	37
36	Curvas de capacidad	38

## Índice de Tablas

1	<i>Fuerzas laterales equivalentes estado 1</i>	29
2	<i>Fuerzas laterales equivalentes estado 2</i>	29

## RESUMEN

En este trabajo se desarrolla y valida un método simplificado de diseño sísmico por desempeño para marcos de edificios altos, que incluye en las fuerzas de diseño la participación de los modos superiores de vibrar. El método se fundamenta en los principios de un procedimiento de evaluación de desempeño sísmico de marcos de edificios y uno de diseño sísmico por desempeño derivado de este, ambos anteriormente desarrollados por el mismo grupo de investigación. Este procedimiento tiene la variante de que la curva de capacidad de la estructura, obtenida considerando sólo la contribución del modo fundamental, y una distribución de daño propuesta por el diseñador, se modifica para incluir la participación de los modos superiores, aspecto importante en marcos de edificios altos en los que los modos superiores de vibrar pueden contribuir significativamente a su respuesta. El procedimiento se fundamenta en la hipótesis, de que la curva de capacidad de la estructura, definida en el espacio cortante basal contra desplazamiento de azotea, puede reducirse, mediante el uso de conceptos elementales de la dinámica estructural, a la curva de comportamiento de un sistema equivalente de un solo grado de libertad correspondiente al modo fundamental de vibrar.

El trabajo se concentra en el diseño de marcos planos de concreto reforzado de edificios regulares en planta y elevación, diseñados preliminarmente con el reglamento de construcciones del Distrito Federal. Para ilustrar la aplicación del procedimiento de diseño sísmico por desempeño propuesto en este trabajo, se selecciona un marco de un edificio regular de concreto reforzado de 17 niveles. Se considera como demanda sísmica de diseño, la correspondiente al registro *SCT - EW* del temblor de Michoacán de 1985. Los resultados del método se revisan con un análisis no lineal con cargas laterales monótonamente incrementales (*análisis del empujón*).

# 1 INTRODUCCIÓN

Después de observar el comportamiento de las estructuras en los últimos eventos sísmicos importantes, se ha llegado a la conclusión de que los métodos de diseño sísmico actuales no son capaces de garantizar los desempeños para los cuales fueron diseñadas. Esto hace evidente la necesidad de contar con otros procedimientos de diseño que garanticen índices de desempeño de acuerdo con los objetivos de diseño de las estructuras.

Los procedimientos de diseño contenidos en códigos actuales se basan en resistencias y fuerzas sin especificar claramente el desempeño esperado, por lo que con frecuencia el desempeño sísmico observado de las estructuras es diferente al supuesto por los códigos. Es por esto que es más apropiado utilizar un método de diseño basado en desempeño tales como deformaciones, desplazamientos y resistencias, *Moehle (1992)* y *Priestley (1993)*.

La posibilidad de contar con procedimientos que permitan el control del daño en las estructuras, ha llevado a los ingenieros e investigadores a la búsqueda de procedimientos de diseño, que consideren de manera explícita el desempeño de las estructuras de acuerdo con los objetivos de diseño sísmico considerados, lo que implica poder considerar en el diseño de una forma más adecuada el comportamiento de una estructura ante las demandas sísmicas a las que se pueda ver sometida durante su vida útil.

En trabajos como los de *Priestley (2000)* se mencionan diferencias para estructuras diseñadas por desempeño y por otros métodos convencionales de fuerzas basados en desplazamientos. A pesar de que este autor utilizó para comprobar los métodos de diseño el método de análisis paso a paso inelástico; en este trabajo se consideró que los métodos de diseño sísmico por desempeño no tenían la suficiente madurez para ser utilizados en la práctica profesional. En este mismo trabajo se presenta una propuesta alternativa basada en un diseño que logre un nivel de desempeño dado por distorsiones ante una demanda sísmica.

*Moehle (1992)* coloca en un marco general al diseño sismorresistente basado en derivas de entrepiso obtenidas para una demanda sísmica, dada por espectros de desplazamientos. El autor considera los desplazamientos como la mejor medida en el control de daño de las estructuras. A pesar de que la propuesta de *Moehle (1992)* se encuentra enfocada a sistemas de un grado de libertad (*1gdl*), también discute su extrapolación para sistemas de múltiples grados de libertad (*mgdl*). La diferencia fundamental entre esta propuesta y la de códigos de diseño norteamericanos, se encuentra en la interpretación del desempeño por medio de desplazamientos.

Los requerimientos de códigos sísmicos actuales se basan en la premisa de un estado límite de falla; admitiendo que las construcciones puedan presentar daño sin llegar a colapsar. *Mahoney y Hanson (1998)* presentan una propuesta para el desarrollo de criterios de desempeño sísmico, correspondiente a distintos niveles de demanda sísmica para ser aplicados en el diseño de construcciones nuevas y evaluación de las existentes. La principal meta de esta propuesta es sentar las bases para el desarrollo de criterios

de diseño que lleven a niveles de desempeño esperados en las estructuras. Para ello, fue necesario fijar diferentes niveles de desempeño sísmico, correspondientes a distintos niveles de demanda sísmica para cada tipo de construcción.

En esta tesis se desarrolla y valida un método simplificado de diseño sísmico por desempeño para marcos de edificios altos que incluye la participación de los modos superiores de vibrar en las fuerzas de diseño estudiando un estado límite de colapso incipiente. El trabajo se concentra en el diseño de marcos planos de edificios concreto reforzado, regulares en planta y elevación, diseñados preliminarmente con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal *DDF* (1993). El método se fundamenta en los principios de un procedimiento de evaluación de desempeño sísmico de marcos de edificios y uno de diseño sísmico por desempeño derivado del anterior.

Al considerar la participación de modos superiores el procedimiento propuesto modifica la curva de capacidad de la estructura, obtenida de considerar sólo la contribución del modo fundamental y una distribución de daño propuesta por el diseñador. Este aspecto es importante en marcos de edificios altos, donde los modos superiores de vibrar pueden contribuir significativamente a su respuesta sísmica. El método se basa en la hipótesis de que la curva de capacidad de la estructura, definida en el espacio cortante basal contra desplazamiento de azotea, puede reducirse, mediante el uso de conceptos elementales de la dinámica estructural, a la curva de comportamiento de un sistema equivalente de un solo grado de libertad, correspondiente al modo de vibrar que más contribuye a la respuesta del marco.

De relevancia en este trabajo es el hecho de que se modifica y mejora el método de diseño por desempeño propuesto por *Ayala* (1999), ya que para la aplicación del procedimiento presentado en esta tesis, sólo se requiere efectuar análisis modales espectrales considerando todos los modos, sin requerirse el cálculo fuerzas laterales equivalentes máximas ni el correspondiente análisis estático. Los análisis modales espectrales considerando todos los modos realizados de acuerdo con los conceptos de la dinámica estructural, consideran directamente la contribución de los modos superiores de vibrar en la determinación de los desplazamientos y fuerzas de diseño de los elementos estructurales. Para ilustrar la aplicación del procedimiento de diseño propuesto, se analiza un marco de un edificio regular de concreto reforzado de 17 niveles. Se considera como demanda sísmica de diseño la correspondiente al registro *SCT - EW* del temblor de Michoacán de 1985.

Este trabajo se encuentra dividido en esta introducción y cinco capítulos más. En el segundo capítulo con base en los documentos pioneros del diseño sísmico por desempeño se discuten los antecedentes del método de diseño sísmico por desempeño presentado por *Ayala* (1999) así como los del modificado presentado en esta tesis. En el tercero se presenta una mejora al modificado, fundamentada en análisis modales espectrales considerando todos los modos. En el cuarto se presenta la aplicación de ambos procedimientos a un ejemplo ilustrativo. En el capítulo cinco se analizan los resultados de ambos métodos de diseño sísmico por desempeño, y se comparan las curvas de capacidad en las que se fundamenta el método de diseño con las de un análisis de empujón de la estructura.

diseñada. Por último en el seis se presentan las conclusiones y recomendaciones resultado de esta tesis.

## 2 DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO

### 2.1 Antecedentes

La utilización del diseño sísmico por desempeño en ingeniería pretende predecir el comportamiento sísmico de las construcciones, dando a los diseñadores una herramienta con la cual puedan seleccionar los objetivos de comportamiento de acuerdo a su importancia y uso. Una de las características del diseño sísmico por desempeño es que el proceso de diseño comienza por la definición del desempeño esperado considerando el daño que tendrá la estructura después de la demanda sísmica de diseño.

El diseño sísmico por desempeño se define como la selección de criterios de diseño, sistemas estructurales apropiados, configuración, proporcionamientos, y detalles para una estructura y sus componentes no estructurales y contenidos, y el aseguramiento y control de la calidad de la construcción y mantenimiento a largo plazo, tal que, para un nivel dado de movimiento del terreno con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no se dañará más allá de ciertos estados límites u otros límites de utilidad, *Vision 2000* (SEAO, 1995).

Aunque el método de diseño sísmico por desempeño adoptado por documentos pioneros en el tema, como el *Vision 2000*, fue un paso fundamental en el desarrollo de los conceptos que esto involucra, todavía existen grandes incertidumbres sobre su correcta implementación. Desafortunadamente, estos documentos no proporcionan métodos ni procedimientos de evaluación de desempeño necesarios para el proceso de diseño.

Mediante el conocimiento detallado del comportamiento individual de los elementos estructurales para distintos niveles de desempeño, es posible definir el comportamiento global de la estructura, ya que la falla de uno o más elementos aislados, puede ser determinante en la definición de un criterio de aceptación para un nivel particular de desempeño, el cual no necesariamente implica que todos los elementos de un edificio se comporten con un nivel de desempeño pre-establecido.

Algunos de los documentos que tratan de englobar los conocimientos del diseño sísmico por desempeño en el continente americano son el *Vision 2000*, SEAO (1995) y el FEMA - 273, FEMA (1997), entre otros. En estos documentos se describen las bases del diseño sísmico por desempeño, para definir los objetivos de diseño considerando los niveles de desempeño para distintos niveles de demanda.

Como resultado de un esfuerzo por dejar establecidos los conceptos del diseño sísmico por desempeño, FEMA (1997) inició un proyecto en el cual estandarizó los niveles de comportamiento estructural usados para la evaluación del daño de las construcciones, usando como parámetro las demandas de desplazamientos y fuerzas en los elementos. Los resultados de este proyecto fueron adoptados por la SEAO (1995) en el documento *Vision 2000*.

Hasta el momento se han venido desarrollando métodos de análisis de utilidad en el diseño sísmico por desempeño por diferentes investigadores en todo el mundo, como los trabajos realizados por *Calvi (1995)*, *Kingsley (1995)* y *Priestley (2000)*. Estos estudios tuvieron como principal objetivo controlar el comportamiento de las estructuras a través de niveles de seguridad, minimizando las pérdidas materiales y humanas.

La *Fig.1* ilustra los conceptos involucrados en el diseño sísmico por desempeño propuestos para su inclusión en los reglamentos de los Estados Unidos por la *SEAOC (1995)*. En esta figura se ilustran los niveles de demanda y de desempeño sugeridos para el estado de California. Estos niveles dependen del tipo de estructura, de su uso y del riesgo sísmico del sitio. Si se comparan los niveles mostrados en la *Fig.1* con los actualmente considerados en el *RCDF (1993)* se encontraría que éste último tendría sólo cuatro casillas, representando los estados límite de servicio y de colapso.



Figura 1: Tabla de Objetivos de Desempeño Sísmico *SEAOC (1995)*

## 2.2 Procedimiento de análisis de diseño sísmico por desempeño propuesto

El procedimiento presentado en esta sección fue propuesto por *Ayala (1999)*, donde se sugiere la siguiente secuencia de pasos:

1. Efectuar un diseño preliminar de la estructura empleando, por ejemplo, un análisis estático elástico tradicional para obtener un predimensionamiento de las secciones de los elementos del marco.
2. Efectuar un análisis de valores característicos para obtener el periodo fundamental de la estructura ( $T_1$ ), definiendo la rama inicial de la curva de comportamiento que relaciona a las fuerzas con las deformaciones del sistema equivalente de *lgdl*. Con base en la *Ec* 1, esta curva se representa por una línea radial en el espacio pseudoaceleración espectral ( $S_a$ ) contra desplazamiento espectral ( $S_d$ ), *Fig* 2. En este espacio cada línea radial representa una estructura con diferentes características dinámicas.

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d \quad (1)$$

3. Definir cuáles elementos admitirán daño para los objetivos de diseño considerados (*niveles de diseño y de desempeño dados*). Lo anterior se logra introduciendo en el modelo original del marco articulaciones en los extremos de las vigas y/o columnas, por ejemplo siguiendo el criterio columna fuerte - viga débil. Para el marco con daño se obtiene la pendiente de la segunda rama de la curva de comportamiento efectuando un nuevo análisis de valores característicos que defina un periodo fundamental ( $T_2$ ), *Fig* 2. La distribución de articulaciones supuesta será de acuerdo con la experiencia del diseñador aceptando que éstas se formarán ante las solicitaciones sísmicas de diseño. En este procedimiento la consideración de daño en elementos particulares es en si un mecanismo de control de daño global de la estructura. La consideración de diferentes distribuciones de daño posibles define correspondientemente distintas pendientes para la segunda rama de la curva de comportamiento, característica relevante de este procedimiento.
4. Un vez conocidos los periodos fundamentales "elástico" e "inelástico" de la estructura, se calcula mediante la *Ec* 2 la razón de rigidez de post-fluencia a rigidez inicial ( $\alpha$ ). Con estos datos y una fracción de amortiguamiento crítico ( $\zeta$ ) dada, generalmente del 5%, se construye el espectro de resistencias para un nivel de desempeño sísmico dado, por ejemplo una demanda de ductilidad. En este espectro se representa la resistencia de diseño  $\left(\frac{R}{m}\right)_1$  como función del periodo fundamental elástico de la estructura, *Fig* 3. De esta forma es posible, para una estructura de periodo fundamental dado, conocer la resistencia de diseño directamente y a partir de esta, definir el punto de quiebre de la curva bilineal de comportamiento del sistema de *lgdl* correspondiente al modo fundamental de la estructura, *Fig* 4.

$$\alpha = \frac{k_2}{k_1} = \frac{m \left(\frac{2\pi}{T_2}\right)^2}{m \left(\frac{2\pi}{T_1}\right)^2} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^2 \quad (2)$$

5. Para el caso particular en el que el índice de desempeño sea una ductilidad objetivo ( $\mu$ ), la resistencia por unidad de masa de diseño  $\left(\frac{R}{m}\right)_2$  queda definida como la resistencia con la que se debe diseñar los elementos que no admitirán daño y su correspondiente desplazamiento espectral, se pueden obtener directamente de la curva de comportamiento completa para el sistema de *lgdl*. Otra posibilidad con la que se puede definir la  $\left(\frac{R}{m}\right)_2$ , se basa en el hecho de que ésta se encuentra relacionada con la ductilidad objetivo por la *Ec. 3*, *Sandoval (2000)*.

$$\left(\frac{R}{m}\right)_2 = \left(\frac{R}{m}\right)_1 [1 + \alpha (\mu - 1)] \quad (3)$$

donde:

$\left(\frac{R}{m}\right)_2$  = Resistencia por unidad de masa para los elementos que no admiten daño.

$\left(\frac{R}{m}\right)_1$  = Resistencia por unidad de masa que define el rango elástico en la curva de comportamiento.

El método de diseño por desempeño que se presenta en esta sección *Ayala y Sandoval (2000)* tiene la limitante de que considera que el modo que contribuye esencialmente a la respuesta de estructura es el modo fundamental de vibrar. Esta hipótesis no es siempre válida en marcos de edificios altos, en los que la contribución de los modos superiores puede ser significativa. Para incluir esta contribución en el método presentado por *Ayala y Sandoval (2000)*, es necesario efectuar algunas modificaciones conceptuales. En el método de diseño empleado en esta tesis se considera el nivel de desempeño correspondiente al estado límite de colapso, sin embargo, la filosofía del diseño sísmico por desempeño considera todos los niveles de desempeño de la *Fig 1*, el cómo considerarlos rebasa los objetivos de esta tesis.

## 2.3 Inclusión de la participación de modos superiores

Utilizando las hipótesis de comportamiento y conceptos de la dinámica estructural antes mencionadas, se puede pasar de una curva de comportamiento a una de capacidad que represente el comportamiento de la estructura incluyendo la participación de los modos superiores de vibrar en el diseño sísmico por desempeño de marcos en los que sea importante la contribución de otros modos diferentes al fundamental.

La modificación se logra calculando la curva de comportamiento para un sistema de *lgdl* correspondiente al modo fundamental, y calculando a partir de esta la curva de capacidad representativa del sistema de *mgdl* con la participación de los modos superiores de vibrar.

Una vez definida la resistencia por unidad de masa sobre la curva de comportamiento que garantice un nivel de desempeño dado, se procede a transformar esta resistencia al

espacio de cortante basal ( $V$ ) contra desplazamiento de azotea ( $\Delta_{azotea}$ ) correspondiente, en primera instancia, al modo fundamental y de ahí al de todos los modos como se ilustra en la Fig 5. Esta transformación se logra usando fórmulas sencillas derivadas de conceptos básicos de la dinámica estructural, Requena (1999). En la transformación de la curva de comportamiento  $\frac{R}{m}$  contra  $S_d$  a la de capacidad  $V$  contra  $\Delta_{azotea}$  correspondiente sólo a la contribución del modo fundamental se utilizan las Ec. 4 y Ec. 5.

$$S_d = \frac{\Delta_{azotea}^{(mod\ 01)}}{PF_{azot}} \quad (4)$$

$$\frac{R}{m} = \frac{\left(\frac{V}{M}\right)}{\alpha_j} \quad (5)$$

donde:

- $\Delta_{azotea}^{(mod\ 01)}$  = desplazamiento de azotea del edificio del primer modo.
- $PF_{kj}$  = factor de participación modal para el nivel k en el modo j
- $M$  = masa total de la estructura.
- $\alpha_j$  = factor de participación del cortante basal para el modo j.

$$\alpha_j = \frac{(\sum m_k \phi_{kj})^2}{(\sum m_k) \sum m_k \phi_{kj}^2} \quad (6)$$

$$PF_{kj} = \frac{\sum m_k \phi_{kj}}{\sum m_k \phi_{kj}^2} \phi_{kj} \quad (7)$$

donde:

- $m_k$  = masa del piso k.
- $\phi_{kj}$  = forma modal del piso k del modo j.

1.

En la transformación de la curva de capacidad ( $V$  contra  $\Delta_{azotea}$ ) de  $1gdl$  a  $mgdl$  se utilizan las Ec. 8 y Ec. 9.

$$\Delta_{azotea}^{(1\ mod\ 0)} = \frac{\Delta_{azotea}^{(N\ mod\ 0s)}}{\Gamma_1^*} \quad (8)$$

$$V_{azotea}^{(1\ mod\ 0)} = \alpha_1 V_{azotea}^{(N\ mod\ 0s)} \quad (9)$$

donde:

$\Delta_{azotea}^{(1 \text{ mod } o)}$  =desplazamiento de azotea correspondiente sólo a la contribución del modo fundamental.

$\Delta_{azotea}^{(N \text{ mod } os)}$  =desplazamiento de azotea considerando la contribución de los modos superiores.

$\Gamma_1^*$  =factor de participación del modo fundamental, considerando la degradación de rigidez.

$V_{azotea}^{(1 \text{ mod } o)}$  =cortante basal correspondiente a sólo la contribución del primer modo.

$V_{azotea}^{(N \text{ mod } os)}$  =cortante basal con la contribución de los modos superiores.

$$\Gamma_j = \frac{\sum m_k \phi_{kj}}{\sum m_k \phi_{kj}^2} \quad (10)$$

## 2.4 Obtención de fuerzas de diseño en elementos que admiten daño

Con el valor de cortante basal obtenido en la sección anterior y la correspondiente distribución y magnitud de las fuerzas laterales equivalentes máximas que incluye la participación de todos los modos de vibrar, *Fig.6*, se efectúa un análisis elástico para definir las fuerzas internas de diseño para elementos que admiten de daño. La *Ec. 11* define la distribución de cargas estáticas equivalentes para cada modo.

$$F_{kj} = P F_{kj} S_{aj} m_k \quad (11)$$

donde:

$F_{kj}$  = fuerza lateral del nivel k en el modo j

$S_{aj}$  = aceleración espectral en el modo j

El cortante basal de cada modo se encuentra definido por la *Ec. 12*.

$$V_j = \alpha_j S_{aj} M \quad (12)$$

donde:

$V_j$  = cortante basa del modo j.

$M$  = masa total de la estructura.

Las fuerzas laterales de cada modo se combinaron utilizando la regla de Rosenblueth definida por la *Ec. 13*

$$F_j = \sqrt{\sum F_{kj}^2} \quad (13)$$

donde:

$F_j =$  Fuerza lateral equivalente de cada nivel

## 2.5 Obtención de fuerzas de diseño en elementos que no admiten daño

En el diseño de las secciones de los elementos en las que no se desea que ocurra daño, se deben considerar las condiciones correspondientes al nivel de desempeño considerado en el diseño. Para la obtención de las fuerzas internas de diseño de los elementos en los que no se desea daño, se realizan tres análisis estáticos uno con carga gravitacional y otros dos con fuerzas laterales equivalentes máximas.

En un análisis estático bajo carga gravitacional se utiliza la estructura predimensionada sin daño. Utilizando la  $\left(\frac{R}{m}\right)_1$  del punto 4 de la sección 2.2 como el cortante basal de diseño, se distribuye en la altura del marco utilizando las Ec. 11 a la Ec. 13, las cuales realizan la combinación modal para obtener las fuerzas laterales equivalentes máximas con las que se realiza un análisis estático de la estructura predimensionada sin daño. En el tercer análisis estático se distribuye el cortante basal resultado de restar  $\left(\frac{R}{m}\right)_2 - \left(\frac{R}{m}\right)_1$ , obteniendo otra distribución de fuerzas laterales equivalentes máximas, con las mismas ecuaciones pero con las propiedades dinámicas de la estructura dañada. Es de interés mencionar que este procedimiento puede considerar diferentes estados límite; sin embargo, esto involucraría manejar curvas de comportamiento más generales que la bilineal, complicando su aplicación

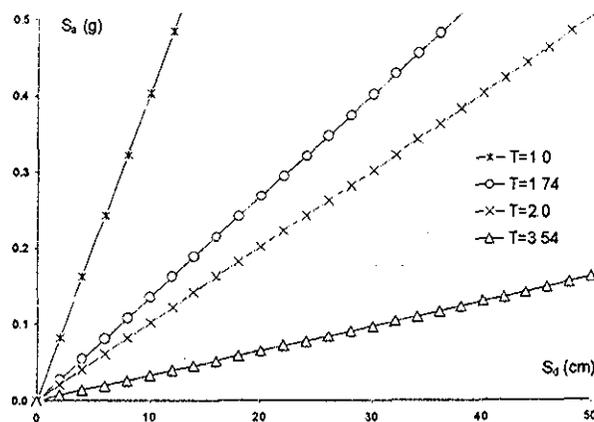
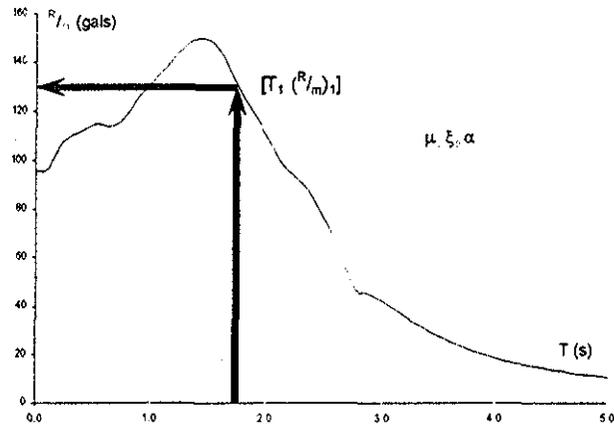


Figura 2: Pendientes correspondientes a distintos estados de daño



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 3: Definición de la resistencia por unidad de masa para un nivel de ductilidad dada

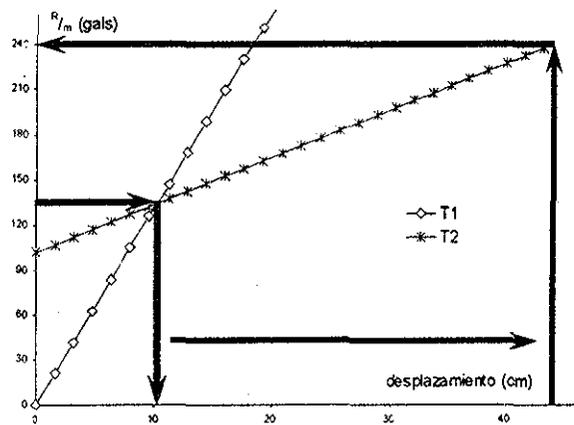


Figura 4: Límites de las pendientes que definen la curva de comportamiento

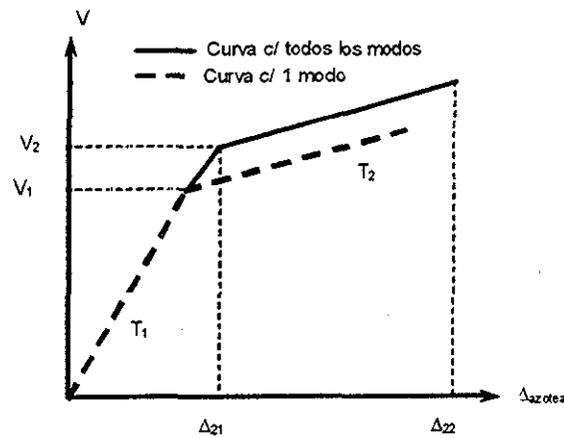


Figura 5: Curvas de capacidad c/ 1 modo y c/ todos los modos

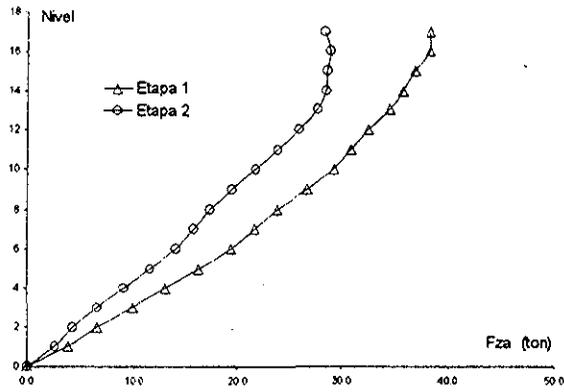


Figura 6: Distribuciones de fuerzas laterales equivalentes c/ modos superiores

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

### 3 PROCEDIMIENTO MODAL ESPECTRAL

El procedimiento de diseño descrito en el capítulo anterior involucra una aproximación para considerar la contribución de los modos superiores de vibrar en las fuerzas de diseño. Es de importancia mencionar que la modificación al método presentado por *Sandoval* (2000) tiene la desventaja de que usa fuerzas laterales equivalentes máximas calculadas con la regla de Rosenblueth, *Chopra* (1995) lo cual no garantiza que las correspondientes fuerzas en los elementos sean también las máximas probables. En su aplicación, tanto el modificado como el modal son exactamente iguales hasta la determinación de  $\left(\frac{R}{m}\right)_1$ , es a partir de aquí donde se tienen las principales diferencias entre ambos métodos.

Una mejora al método de diseño modificado se logra al modificar la manera en que se calculan las fuerzas en los elementos. En el método modal espectral se evita el cálculo de las fuerzas laterales equivalentes máximas a la acción sísmica, calculándose las fuerzas de diseño en elementos directamente de análisis modales espectrales considerando todos los modos para cada una de las ramas de la curva de comportamiento.

Es importante mencionar que el método modal espectral se basa en las mismas consideraciones e hipótesis que el procedimiento inicialmente propuesto por *Ayala* (1999), sin embargo, la forma en que se calculan las fuerzas de diseño en el método modal espectral usa consideraciones de análisis más racionales. En los análisis modales espectrales considerando todos los modos no se involucra una distribución de fuerzas laterales equivalentes máximas, como las que establece el método estático aun aceptado en Códigos actuales, que se usa no solo para calcular los desplazamientos laterales máximos, sino también para obtener las fuerzas de diseño máximas en los elementos que no necesariamente son las que corresponden a los desplazamientos laterales máximos.

#### 3.1 Obtención de fuerzas de diseño en elementos que admiten daño

En los análisis estáticos, se utiliza una distribución de fuerzas laterales equivalentes máximas que incluye la contribución de los modos superiores y amplitud correspondiente al cortante basal obtenido del método modificado. La diferencia para calcular las fuerzas en los elementos en el método modal espectral, representa la aportación más representativa de este trabajo. Es importante señalar que el diseño de los elementos debe basarse en las fuerzas máximas actuantes, razón por la cual los análisis modales representan una herramienta más realista de las distintas variantes del método estático.

En un análisis modal espectral, considerando un solo modo, se define el desplazamiento elástico el cual en principio, debería ser igual al de la curva de comportamiento correspondiente a la resistencia de diseño  $\left(\frac{R}{m}\right)_1$ . Ya que estos desplazamientos son en principio diferentes, es necesario escalar el espectro elástico de respuesta original para que se obtengan los mismos desplazamientos.

Inicialmente se realiza un análisis modal espectral considerando todos los modos para una primera etapa, utilizando el espectro de respuesta elástico escalado de tal forma que la pseudoaceleración correspondiente al periodo fundamental de la estructura predimensionada sin daño, se obliga a ser igual a la  $\left(\frac{R}{m}\right)_1$  de la curva de comportamiento como se muestra en la *Fig. 7*. Una vez realizados el análisis modal espectral para la *etapa1* tendremos las fuerzas de diseño de los elementos que admiten daño, es decir, aquellos que son que admiten daño.

Para este nivel de demanda se tienen las fuerzas de diseño en los elementos en que se consideró que ocurriría el daño estructural cuando se alcanzase el nivel de desempeño deseado, considerando la contribución de los modos superiores. Es importante señalar que con el análisis modal espectral para la *etapa1*, no se conocen las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño.

### 3.2 Obtención de fuerzas de diseño en elementos que no admiten daño

Para encontrar las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño se realiza un segundo análisis modal espectral considerando todos los modos para una segunda etapa, en esta ocasión usando nuevamente el espectro de respuesta elástico pero escalado considerando las propiedades elásticas de la estructura dañada.

En el análisis modal espectral para la *etapa2*, se utiliza el espectro de respuesta elástico de tal forma que para el periodo fundamental de la estructura dañada, la pseudo-aceleración se obligue a coincidir con la diferencia de resistencias  $\left(\frac{R}{m}\right)_2 - \left(\frac{R}{m}\right)_1$  obtenidas de la curva de comportamiento. Con este análisis se obtiene la parte complementaria de las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño considerando la contribución de los modos superiores, *Fig. 8*.

Para conocer las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño, se suman los efectos de un análisis de cargas verticales y los de dos análisis modales los de la *etapa1* y *etapa2*, análogo al procedimiento de diseño por desempeño propuesto, en el que se suman tres estados de cargas superponiendo los efectos de cada uno.

En la *Fig. 9* se ilustra la base del método modal espectral, la cual muestra un espacio de resistencias por unidad de masas contra desplazamientos  $\left(\frac{R}{m} \text{ contra } S_d\right)$  así como un corrimiento del origen de coordenadas. En esta figura la primera pendiente definida por  $T_1$  representa el análisis modal para la *etapa1* y la segunda pendiente, nombrada  $T_2$ , representa el análisis modal para *etapa2*. Es importante mencionar que la ductilidad objetivo se garantiza en la primera parte de la curva de comportamiento, ya que la resistencia de diseño para los elementos que se dañarán se obtiene de un espectro de resistencias con la ductilidad objetivo.

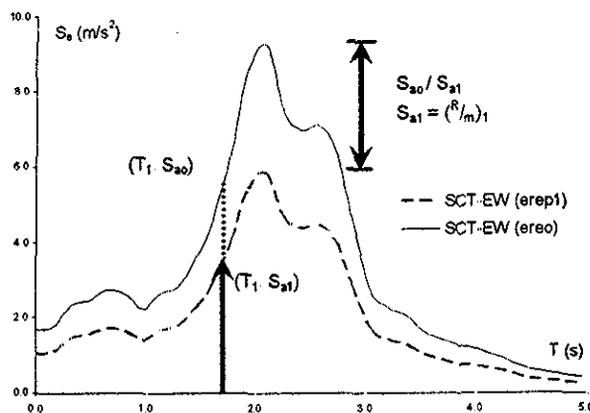
Tomando en cuenta que los análisis modales son elásticos, se puede explicar la razón del desplazamiento de los ejes originales hasta el cambio de pendiente; de esta manera se

justifica que en el segundo tramo se parta nuevamente de una condición elástica pero con una estructura dañada. Esto con el fin de determinar las fuerzas internas utilizadas para diseñar ambos elementos, los que sufren daño así como los que no sufrirán daño

En las dos etapas del procedimiento modal espectral se utiliza el mismo espectro de respuesta elástico pero escalado con distintos factores para cada una de ellas. Al realizar un análisis modal espectral considerando un modo con un espectro elástico, sabremos cual es el desplazamiento de azotea. De un espectro de resistencias el cual, involucra una ductilidad objetivo, tendremos otro desplazamiento de azotea correspondiente a la resistencia de diseño. Por lo tanto la relación entre desplazamientos, es el factor con el cual escalamos el espectro de respuesta elástico el cual se utiliza en otro análisis modal para encontrar las fuerzas de diseño con la contribución de los modos superiores.

Con estos análisis se obtienen factores que relacionan el desplazamiento de un análisis modal considerando todos los modos y el que se realiza con un solo modo. Es claro que esta mejora no contesta a la pregunta sobre qué tan bien un sistema de *lgdl* equivalente puede definir el comportamiento global de una estructura; por ello, este trabajo, aunque fundamentado en la dinámica estructural, proporciona sólo una aproximación al comportamiento real de la estructura.

Para la aplicación de este procedimiento es deseable que se realicen los análisis modales de la estructura prediseñada con un programa que garantice que las hipótesis de análisis en las cuales se fundamenta, incluyan todas las necesidades del método ya que por ejemplo, programas como el *SAP2000* obtiene los desplazamientos y las fuerzas para uno y para todos los modos utilizando reglas de combinación de respuestas modales como la de Rosenblueth, sin embargo, no tiene ninguna opción de análisis para calcular las derivas de entrepiso, parámetro de importancia en el desempeño sísmico de estructuras.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 7: Espectro escalado para  $T_1$  c/  $S_{a1}$ (etapa1)

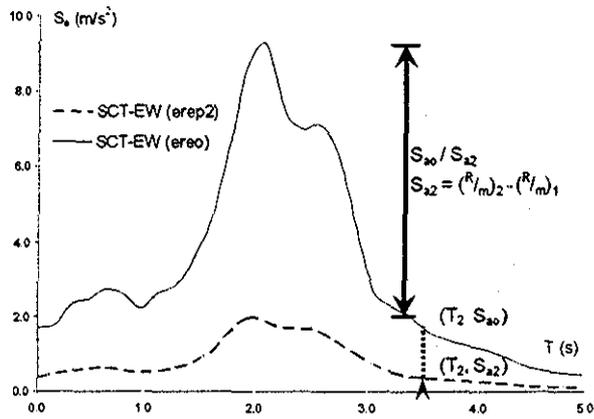
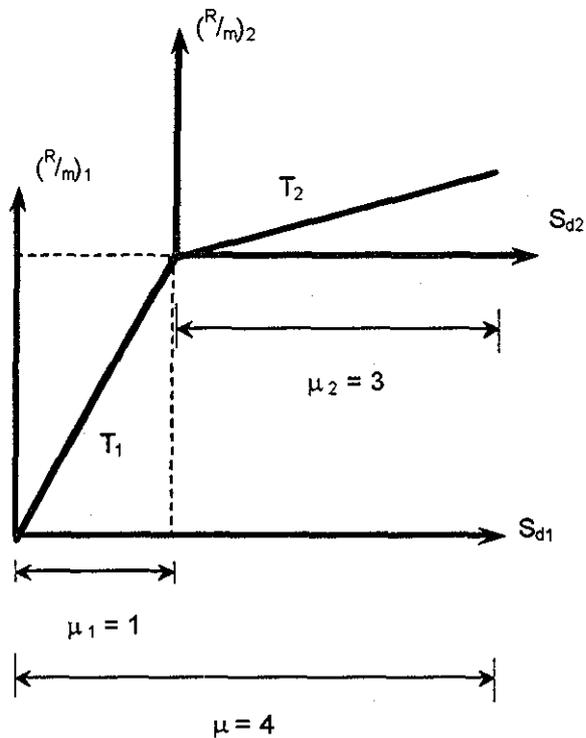


Figura 8: Espectro escalado para  $T_2 c/ S_{a2}$  (etapa2).



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 9: Ilustración conceptual para los análisis modales

## 4 EJEMPLO ILUSTRATIVO

### 4.1 Descripción del edificio estudiado

Para ilustrar la implementación práctica del método de diseño por desempeño, se tomó como ejemplo un edificio regular de concreto reforzado; mostrado en la *Fig.10*, su configuración en altura y las distintas secciones utilizadas se muestran en la *Fig.11*. El espesor de la losa en todos los pisos es de 10 *cm*.

El diseño preliminar se llevó a cabo con base en el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal (*RCDDF*) y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto *DDF* (1993). Los detalles de diseño los muestra *Varela* (1996), quien propuso diferentes secciones en la altura del edificio. Este tipo de diseño no es común actualmente, ya que se acostumbra uniformizar las secciones de los elementos estructurales verticales, evitando concentraciones de las deformaciones relativas de entrepiso. Para el diseño se consideraron cargas gravitacionales y sísmicas; cuidando que las distorsiones de entrepiso no fueran mayores de 0.012. En este trabajo sólo se estudió uno de los marcos interiores. Para calcular las acciones debidas al sismo, se hizo un análisis modal espectral con el programa *SAP2000*, *CSI* (2001).

En el diseño de los elementos estructurales se usó concreto clase 1; las propiedades nominales de los materiales utilizadas en el diseño de los marcos por *Varela* (1996) se describen a continuación:

1. Resistencia a la compresión del concreto:  $f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$ .
2. Módulo de Elasticidad del concreto:  $E_c = 14,000 = 221,359 \frac{kg}{cm^2}$ .
3. Esfuerzo de fluencia del acero:  $f_y = 4,200 \frac{kg}{cm^2}$ .

De acuerdo con las especificaciones que marca el *RCDF* (1993) para el análisis y diseño, se emplearon las cargas normativas establecidas para el tipo de construcción en cuestión, las cuales se presentan a continuación:

#### i. Cargas Muertas:

Losa de 10 cm de espesor	240 $\frac{kg}{m^2}$
Acabado de piso	180 $\frac{kg}{m^2}$
Muros Divisorios	150 $\frac{kg}{m^2}$
Sobrecarga	40 $\frac{kg}{m^2}$

#### ii. Cargas Vivas

	Verticales	Sismo
Entrepiso	250 $\frac{kg}{m^2}$	180 $\frac{kg}{m^2}$
Azotea	100 $\frac{kg}{m^2}$	70 $\frac{kg}{m^2}$

El coeficiente sísmico para el prediseño fue  $c = 0.4$ , el cual es considerado para edificaciones ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal. El factor de comportamiento sísmico seleccionado fue  $Q = 4$ , que es el máximo admisible para estructuras con las características del modelo que se estudia. Los factores de carga y resistencia fueron los especificados en el reglamento *RCDF* (1993).

Con el fin de evaluar el comportamiento de las estructuras que incursionan en el rango no lineal es necesario conocer los valores reales de la resistencia de sus elementos estructurales. Por esto, en un método de diseño por desempeño, es necesario considerar las resistencias reales de los elementos estructurales para estimar el comportamiento sísmico de una estructura.

Los principales factores que intervienen en el cálculo de las resistencias reales de los elementos estructurales son:

1. Contribución de la losa de piso
2. Modelo empleado para el comportamiento del acero
3. Confinamiento del concreto
4. Modelo empleado para el comportamiento del concreto
5. Contribución del acero a compresión y
6. Áreas de acero de refuerzo, tanto para cumplir con los requisitos mínimos de acero como el dimensionamiento que establece el *RCDF* (1993).

Considerando las dimensiones, el refuerzo de los elementos estructurales y tomando en cuenta todos los factores que influyen en la resistencia, *Varela* (1996) obtuvo los diagramas momento-curvatura para las traveses así como los diagramas de interacción momento-carga axial para las columnas

## 4.2 Determinación de la resistencia asociada al modo fundamental

Para encontrar la resistencia asociada al modo fundamental de la estructura, derivada de un espectro de resistencias, es necesario definir las características de la curva de comportamiento correspondiente. La pendiente de la rama inicial de esta curva dibujada en el espacio  $S_a$  contra  $S_d$  se obtiene a partir del periodo fundamental elástico de la estructura pre-dimensionada el cual fue de  $T_1 = 1.74$  s, *Fig 13*.



Una vez definida esta rama, es necesario definir una distribución de daño esperada en el marco. Lo anterior se realizó introduciendo articulaciones plásticas en los extremos de algunas vigas y columnas. Considerando la filosofía columna fuerte-viga débil, se propuso la distribución de articulaciones que se muestra en la *Fig.12*. La ubicación de articulaciones fue principalmente en las vigas buscándose una disipación más uniforme de energía en todo el marco. Se consideró que las articulaciones plásticas (*el daño*) aparecieran simultáneamente, evitando de esta manera que las demandas de ductilidad locales fuesen excesivas en las secciones que primero se articularan. La pendiente de la segunda rama de la curva de comportamiento se obtuvo directamente del periodo fundamental de la estructura dañada, el cual fue  $T_2 = 3.64 \text{ s}$ . Una vez definidas las pendientes de las dos ramas de la curva de comportamiento, la razón de rigidez inelástica a elástica fue de  $\alpha = 0.23$ .

Asumiendo una fracción de amortiguamiento del 5% y una ductilidad objetivo de 4 se obtuvo el espectro de resistencias para esta demanda de ductilidad y una curva de comportamiento bilineal con el programa de análisis de señales de *Ordaz y Montoya (1999)*.

Una vez calculado el espectro de resistencias para la ductilidad objetivo; el valor de la resistencia por unidad de masa correspondiente al sistema equivalente de *lgdl*, se obtiene de la ordenada del espectro de resistencias correspondiente. Entrando con el periodo fundamental elástico de la estructura sin daño, se obtiene la resistencia por unidad de masa  $\left(\frac{R}{m}\right)_1 = 131.72 \text{ gals}$ , *Fig 14*. Una vez definido este valor, el cambio de pendiente de la curva de comportamiento del sistema equivalente de *lgdl* queda definido.

### 4.3 Aplicación del procedimiento de diseño modificado

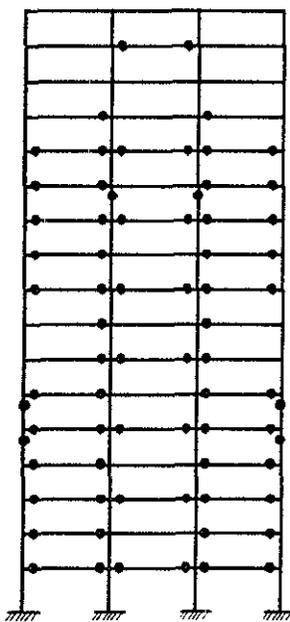
Para la obtención de los elementos mecánicos es necesario aplicar las cargas sísmicas de diseño en el sentido opuesto, seleccionando las fuerzas que resulten mayores de ambos análisis. Para este caso en particular, se tomó en cuenta la simetría del modelo. Esta misma simetría se consideró al suponer la distribución de daño mostrada en la *Fig.12*, es decir, una vez que se aplica la distribución de cargas en un sentido se obtienen una serie de articulaciones plásticas las cuales tendrán que ser la imagen con respecto al eje de simetría de la estructura de las que se obtendrían si las cargas se aplicaran en el sentido contrario.

Usando los conceptos del *capítulo 2*, la curva de comportamiento del sistema equivalente de *lgdl* se transforma en la de capacidad correspondiente a la contribución del modo fundamental y esta a su vez en la de *mgdl*, en la cual se define el cortante basal de diseño para el cual ocurren las articulaciones supuestas en la fase inicial del diseño. Con este valor de cortante basal, se calculan las correspondientes fuerzas laterales de acuerdo con la *Ec. 13* efectuando un análisis estático de la estructura sin daño con el que se definen las fuerzas de diseño de los elementos que admiten daño, parte de las necesarias para las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño.

La parte complementaria de las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño, se obtiene de otros dos análisis, uno bajo cargas gravitacionales con la estructura sin daño y otro estático de la estructura con daño. En este análisis estático se emplea una distribución de fuerzas laterales equivalentes máximas usando nuevamente la *Ec. 13* con las propiedades de la estructura dañada y un cortante basal igual a la diferencia  $\left(\frac{R}{m}\right)_2 - \left(\frac{R}{m}\right)_1 = 230.89 - 131.72 = 99.26 \text{ gals}$ , *Fig.15*, y transformado este cortante basal en fuerzas laterales equivalentes máximas se realiza un segundo análisis estático. Finalmente para la obtención de las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño se suman los efectos de los tres análisis de la estructura, superponiendo cada uno de ellos.

La superposición de resultados de los diferentes análisis descritos con anterioridad, conduce a elementos mecánicos de diseño distintos tanto en vigas como en columnas, lo cual resulta ser impráctico, por lo que es necesario uniformizar el diseño de los elementos.

Finalmente con los valores encontrados de todo el procedimiento, se construye la curva de capacidad representativa del sistema de *mgdl*, como se muestra en la *Fig.16*, donde se presentan dos curvas de capacidad, con un modo y la con todos los modos.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 12: Distribución de daño simétrica.

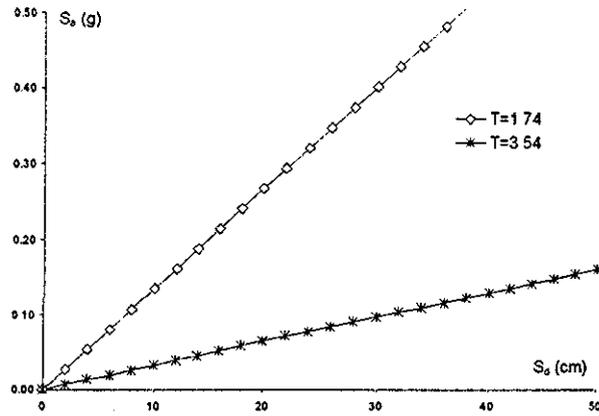


Figura 13: Pendientes para los dos periodos de la estructura

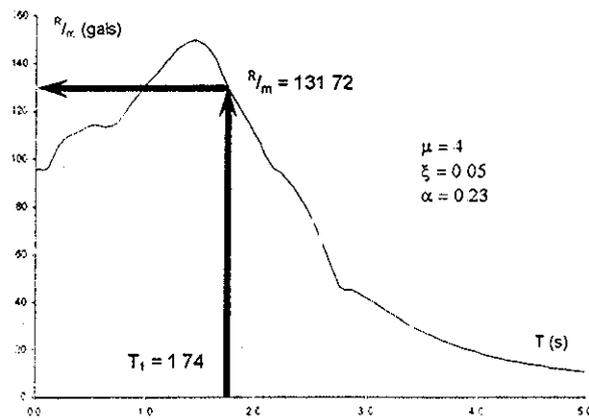
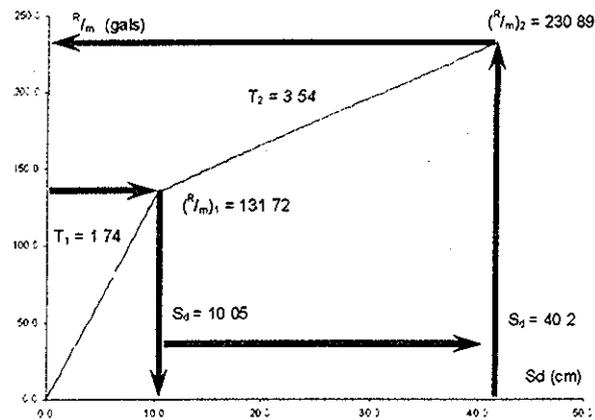


Figura 14: Espectro mostrando la resistencia para el nivel de ductilidad dada.



**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

Figura 15: Valores para la curva de comportamiento completa.

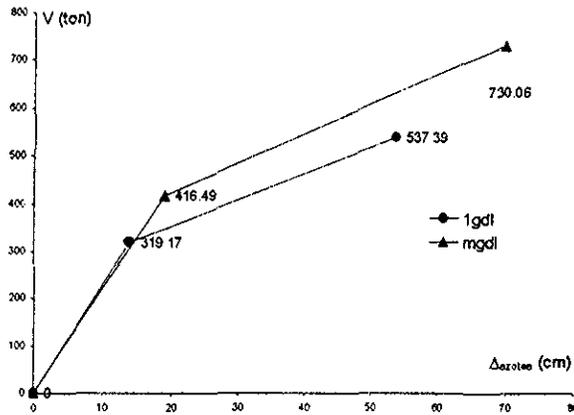


Figura 16: Valores para las curvas de capacidad c/ 1 modo y c/ todos los modos

#### 4.4 Aplicación del procedimiento de diseño modal espectral

Aplicando el procedimiento descrito en el capítulo 3 para encontrar las fuerzas de diseño de los elementos que admiten daño; se realizó un análisis modal para la *etapa1* con el espectro de respuesta elástico de tal forma que para el periodo fundamental de la estructura sin daño ( $T_1 = 1.74s$ ), coincidiera la pseudo aceleración ( $S_{a1} = 5.94 \frac{m}{s^2}$ ) con  $\left(\frac{R}{m}\right)_1 = 131.72 gals = 1.34 \frac{m}{s^2}$ , Fig 17. Por lo tanto, el factor utilizado para reducir el espectro de respuesta elástico fue de 0.23.

Para el diseño de los elementos en los cuales no se consideró daño, se realiza un segundo análisis modal espectral considerando todos los modos para la segunda etapa volviendo a escalar el espectro de respuesta elástico con el mismo criterio de la *etapa1*; en esta ocasión se escala la pseudo aceleración ( $S_{a2} = 1.6 \frac{m}{s^2}$ ) del espectro de respuesta elástico correspondiente al periodo fundamental de la estructura dañada ( $T_2 = 3.64 s$ ) obligándola a coincidir con la diferencia entre resistencias por unidad de masa,  $\left(\frac{R}{m}\right)_2 - \left(\frac{R}{m}\right)_1 = 99.26 gals = 1.01 \frac{m}{s^2}$ , Fig 18. Para el análisis espectral para la *etapa2* el factor de escala para reducir el espectro de respuesta elástico fue de 0.63. Debe señalarse que este análisis arroja una parte de las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño. Para encontrar las fuerzas de diseño finales se sumaron los resultados de los análisis modales de la *etapa1*, *etapa2* y el de carga vertical.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

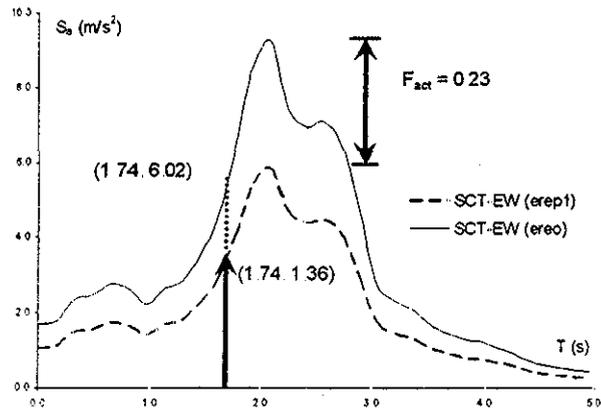


Figura 17: Valores del espectro escalado para  $T_1$  con  $S_{a1}$  (etapa1).

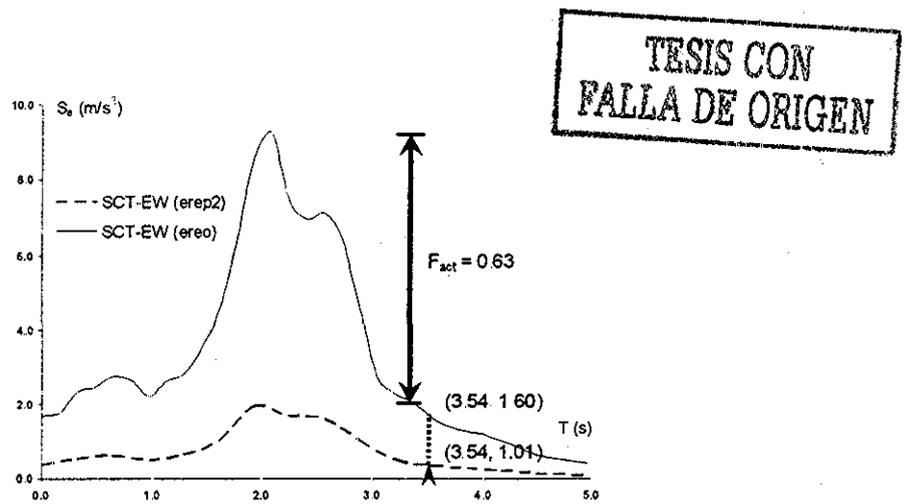


Figura 18: Valores del espectro escalado para  $T_2$  con  $S_{a2}$  (etapa2)

## 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 5.1 Fuerzas de diseño para el procedimiento modificado

Las fuerzas de diseño de los elementos que admiten daño, se obtienen de un análisis estático de la estructura sometida a fuerzas laterales equivalentes máximas provenientes del cortante basal de diseño, el cual define el quiebre de la curva de capacidad con todos los modos de la estructura.

En los elementos para los cuales no se considero daño, las fuerzas de diseño se obtienen de una combinación de tres estados de carga los cuales se muestran en las *Fig 20* a la *Fig.22*. La descripción de cada estado se describe a continuación:

1. Análisis de la estructura pre-diseñada sin daño bajo cargas gravitacionales
2. Análisis utilizado para los elementos que admiten daño.
3. Análisis de la estructura con daño sometida a cargas laterales, resultantes de la diferencia entre los resistencias  $\left(\frac{R}{m}\right)_2$  y  $\left(\frac{R}{m}\right)_1$  de la curva de capacidad

De estos análisis se puede obtener la combinación más desfavorable con el fin de encontrar los elementos mecánicos para los cuales tendrán que diseñarse los elementos donde no se consideró daño. Es así como estas demandas serán las resistencias totales que deberán asignarse para que el comportamiento cumpla con la distribución de daño.

En la *Fig 19*, se muestra la distribución de cargas laterales utilizando uno y todos los modos para los estados elástico y último. La distribución de fuerzas laterales presenta casi la misma forma en la mayoría de la altura para cualquiera de los estados. Se observa como la distribución considerando un solo modo, subestima los valores si la comparamos con la de todos los modos en cada uno de los estados.

Niv.	$F_j$
1	3.82
2	6.47
3	9.75
4	13.04
5	16.25
6	19.35
7	21.70
8	23.86
9	26.58
10	29.12
11	30.79
12	32.40
13	34.49
14	35.67
15	36.79
16	38.19
17	38.20

Tabla 1: *Fuerzas laterales equivalentes estado 1*

Niv.	$F_j$
1	2.62
2	4.29
3	6.52
4	9.01
5	11.59
6	14.06
7	15.79
8	17.34
9	19.43
10	21.78
11	23.81
12	25.88
13	27.59
14	28.36
15	28.49
16	28.77
17	28.24

Tabla 2: *Fuerzas laterales equivalentes estado 2*

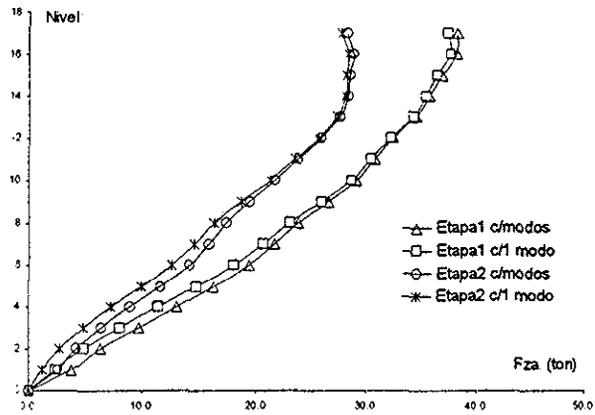


Figura 19: Distribución de fuerzas con uno y todos los modos.

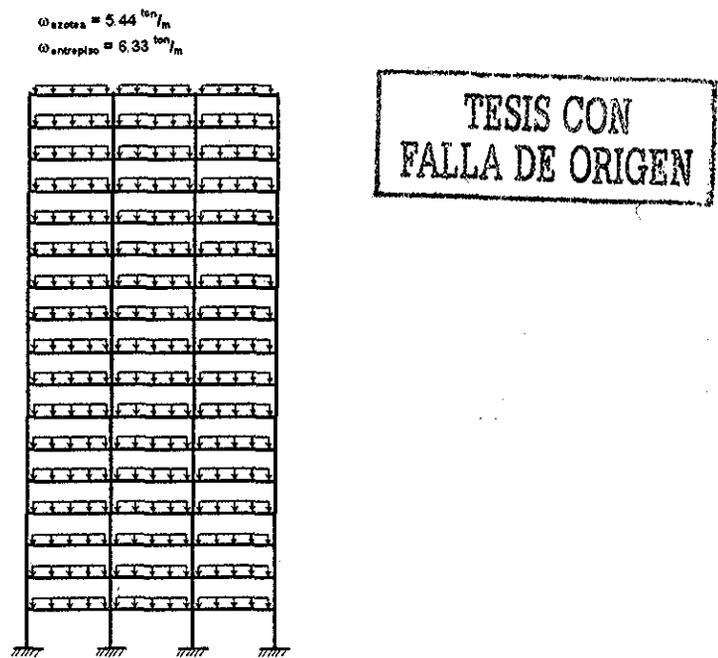


Figura 20: Análisis por carga gravitacional

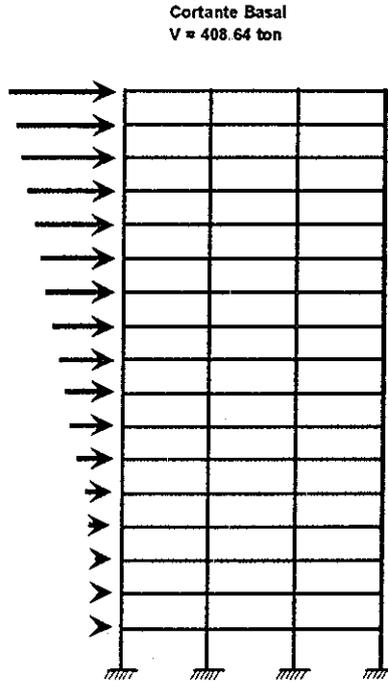
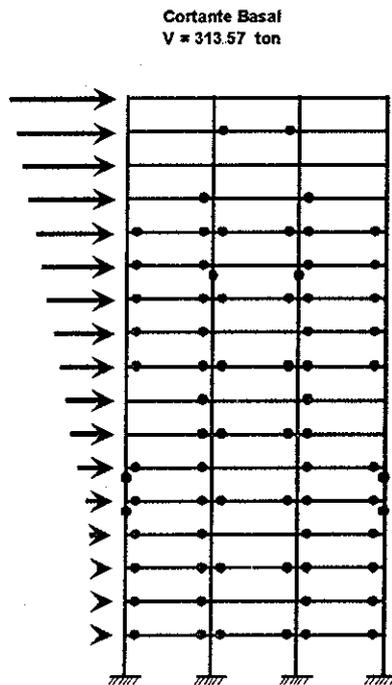


Figura 21: Análisis para la *etapa1*.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 22: Análisis para la *etapa2*.

## 5.2 Fuerzas de diseño para el procedimiento modal espectral

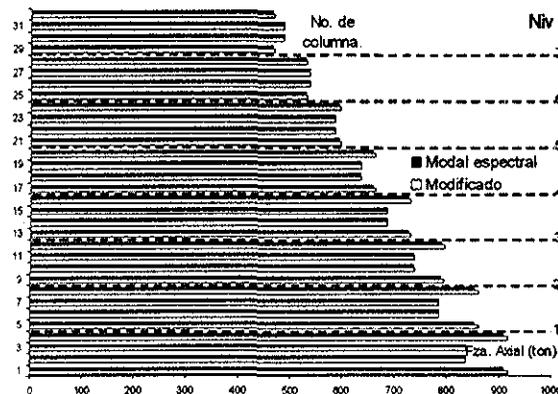
Las fuerzas de diseño de los elementos que admiten daño se obtienen de un análisis modal espectral utilizando el espectro de respuesta elástico para la *etapa1* más un análisis de carga vertical.

Las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño, se obtienen de forma similar que en el método propuesto. La diferencia consiste en que, para el método modal espectral, se suman los efectos del análisis modal espectral de la *etapa1*, análisis modal espectral de la *etapa2* y el mismo análisis por carga gravitacional del método propuesto.

## 5.3 Comparación de resultados

Ambos métodos de diseño por desempeño se pueden comparar sin olvidar el tipo de análisis que se utiliza en cada uno. En el método modificado, se obtienen las fuerzas de diseño de los elementos; utilizando la curva de capacidad cortante basal ( $V$ ) contra desplazamiento de azotea ( $\Delta_{azotea}$ ) que considera todos los modos. De esta curva se extraen las resistencias de cada estado, para luego distribuirlos en la altura del marco de acuerdo a uno de los criterios utilizados en Requena (1999) y calcular mediante análisis estáticos los elementos mecánicos. Por otro lado en el método modal espectral para la obtención de estas fuerzas de diseño, se utiliza un análisis modal

Una vez que se realizan los análisis en el método modificado mediante fuerzas laterales equivalentes máximas y otros a través de análisis modales espectrales considerando todos los modos en el método modal espectral, se comparan los resultados de las fuerzas internas de diseño de los elementos. Al cotejarse los elementos mecánicos de diseño de cada viga o columna, las diferencias entre los dos métodos de diseño por desempeño llegan a ser de un 5% entre cada uno de ellos, como se muestra en las *Fig.23* a la *Fig.25*.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 23: Fuerza axial en columnas pisos 1-8.

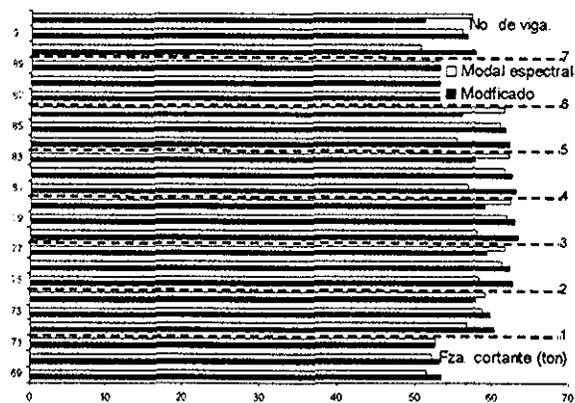
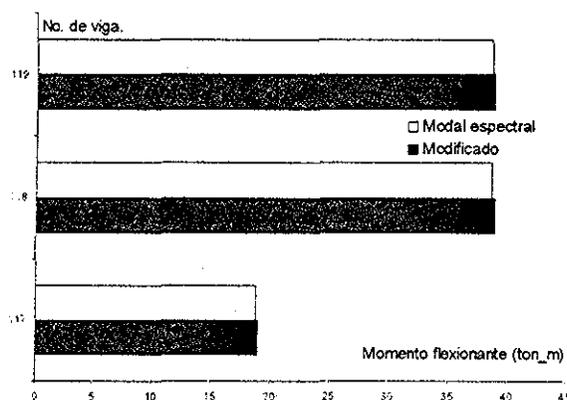


Figura 24: Fuerza cortante en vigas pisos 1-8



**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

Figura 25: Momento flexionante en vigas de un nivel

Normalmente en la práctica se acostumbra uniformizar los elementos mecánicos por nivel, por esta razón y facilidad de visualización puede recurrirse a gráficas de histograma. El criterio de uniformización utilizado fue la media y el valor mínimo de los valores, tanto para los que se dañan como aquellos que permanecerán sin daño. Vale la pena mencionar que en este trabajo no se pretende proponer ningún criterio de uniformización ya que esto, depende de otros factores e incertidumbres, los cuales se encuentran fuera del alcance de este trabajo.

El uniformizar los valores de elementos mecánicos de diseño por nivel tanto en vigas como en columnas, lleva implícitamente a una sobrerresistencia aplicada a la estructura. El aumento de esta resistencia para los métodos de diseño por desempeño, puede observarse en las curvas de capacidad si comparamos la del método modal espectral y la uniformizada. Para construir estas curvas se asignan a los modelos, los elementos del método modal espectral y los de la uniformización.

Con los resultados obtenidos para las fuerzas uniformizadas de los elementos en los

que se consideró existiera daño, los elementos mecánicos ya sea fuerza axial en columnas *Fig.26*, fuerza cortante *Fig.27* y *Fig.29* ó momento flexionante *Fig.28* y *Fig.30* en los elementos, son muy similares. Sin embargo, cuantitativamente el método modal espectral es un poco menor al método modificado. En las *Fig.26* a la *Fig.30* se presenta una comparación de los elementos mecánicos uniformizados en algunos extremos de vigas y columnas. En la obtención de las fuerzas internas uniformizadas por nivel de los elementos que se dañarán se encontraron diferencias de un 5% entre cada uno de los métodos.

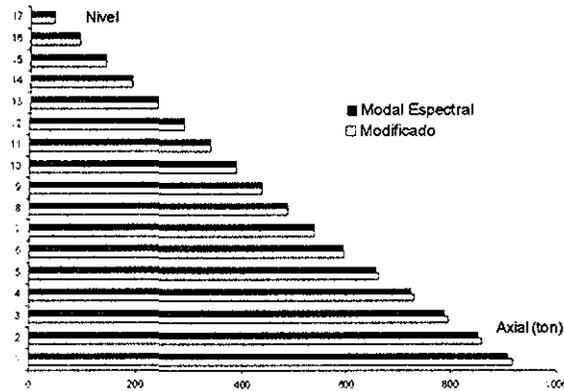


Figura 26: Fuerza axial en columnas (*etapa1*)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

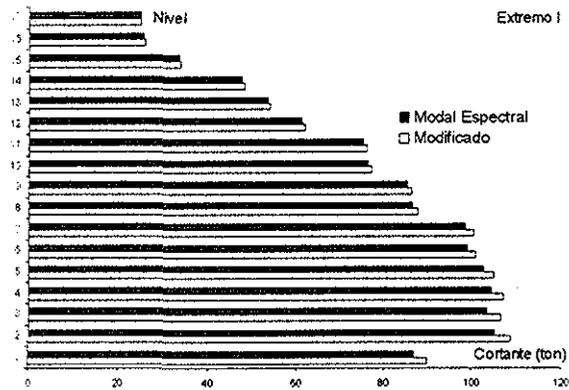


Figura 27: Fuerza cortante en columnas (*etapa1*)

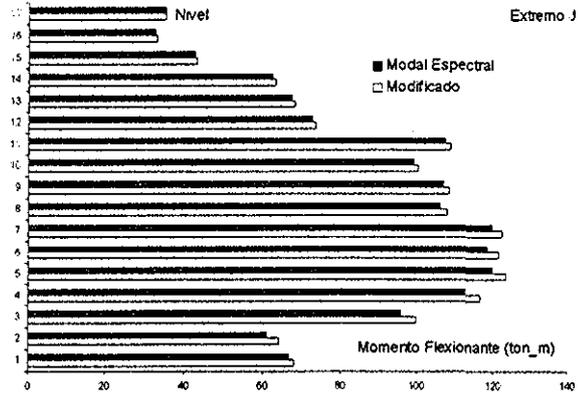
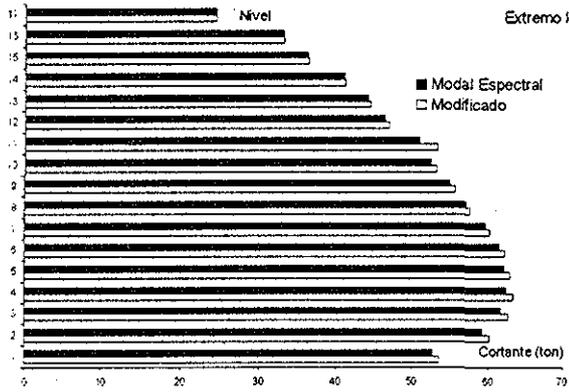


Figura 28: Momento flexionante en columnas (etapa1)



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 29: Fuerza cortante en vigas (etapa1)

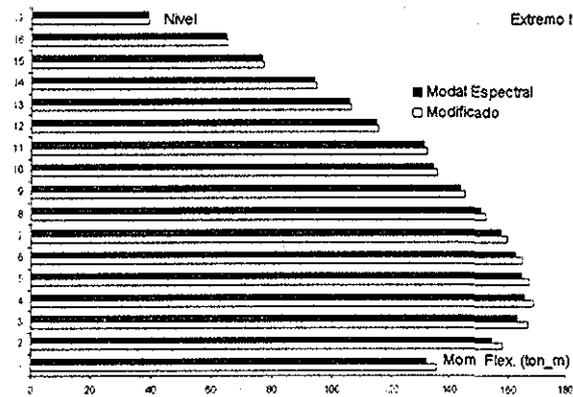


Figura 30: Momento flexionante en vigas (etapa1)

Los valores de las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño se obtuvieron de la superposición de tres análisis en cada uno de los métodos. La diferencia entre cada uno es que en el método modificado se realiza con análisis estáticos y en el método modal espectral con un análisis modal. En las Fig.31 a la Fig.35 se muestran la comparación de las fuerzas internas uniformizadas por nivel para los elementos que no se dañarán

El método modificado, presenta valores mayores para las fuerzas de diseño de los elementos que las del método modal espectral. Observamos como los valores de las fuerzas internas uniformizadas por nivel para los elementos que no se dañarán, presentan diferencias del 5%

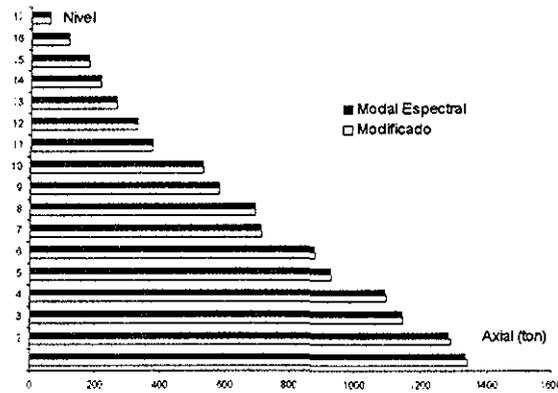


Figura 31: Fuerza axial en columnas (etapa2)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

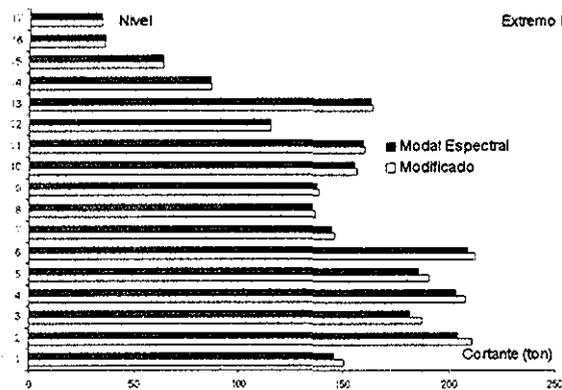


Figura 32: Fuerza cortante en columnas (etapa2)

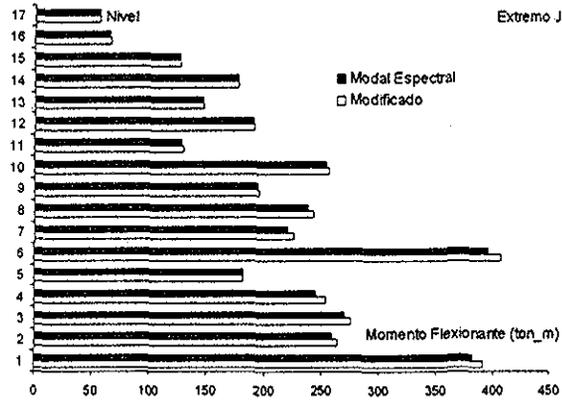
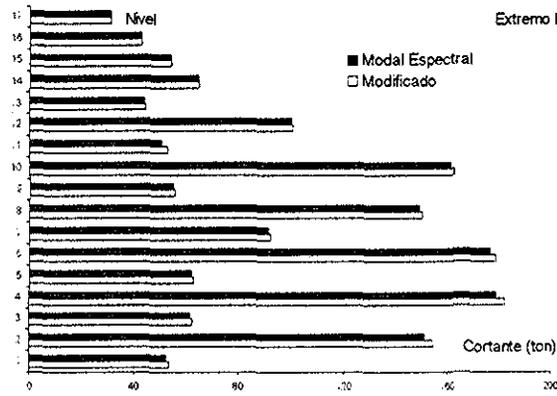


Figura 33: Momento flexionante en columnas (etapa2).



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 34: Fuerza cortante en vigas (etapa2)

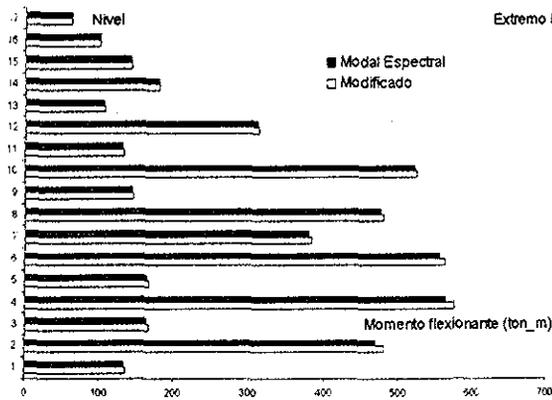


Figura 35: Momento flexionante en vigas (etapa2).

### 5.3.1 Curvas de capacidad

El comportamiento global de la estructura para los métodos de diseño por desempeño se puede verificar construyendo su curva de capacidad. Mediante el cotejo de las curvas de capacidad calculadas con opciones distintas se asegura que la estructura tendrá la misma respuesta; por lo que se comparó la curva de capacidad idealizada con la calculada con el programa de análisis no lineal *DRAIN - 2DX* asegurando que tuvieran la misma forma y magnitud.

Si observamos en la *Fig.36* las curvas de capacidad idealizada y del método modal espectral observamos como presentan la misma pendiente en cada uno de los estados y el mismo punto de quiebre. Lo anterior quiere decir que la respuesta y el comportamiento de la estructura del método modal espectral y el idealizado es el mismo.

Después de realizar la uniformización propuesta para presentar los resultados de los elementos mecánicos por nivel, se construyó su curva de capacidad. En la *Fig.36* se puede observar como es completamente distinta a la idealizada y por lo tanto a la del método modal espectral. Esto quiere decir que la uniformización propuesta, cambia el comportamiento y la respuesta de la estructura.

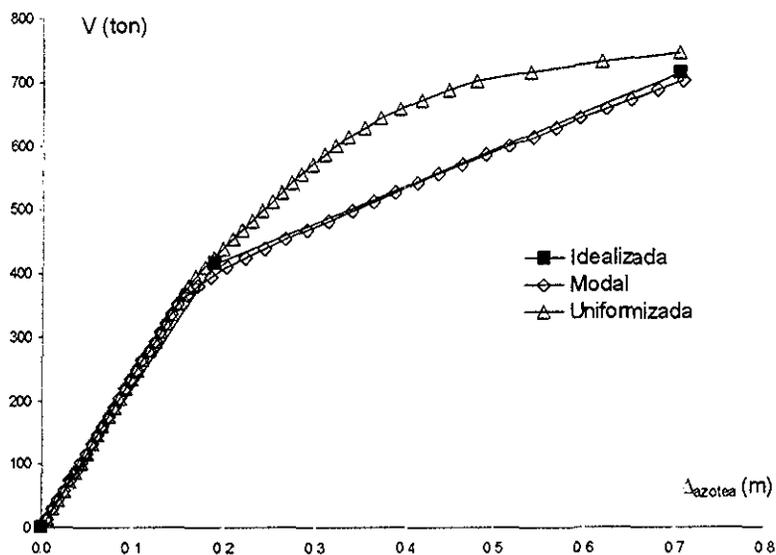


Figura 36: Curvas de capacidad

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta tesis se presentó una mejora de un método de diseño por desempeño previamente desarrollado por el mismo grupo de investigación, que en su primera versión es aplicable a sistemas que responden fundamentalmente en el primer modo de vibrar, despreciando la contribución de los modos superiores. En el presente trabajo se amplían los alcances propuestos en *Ayala (1999)*; modificando el método propuesto para ser aplicado a sistemas de *mgdl* en los que contribuyen los modos superiores de vibrar significativamente a su respuesta, adicionalmente se sugiere una mejora utilizando análisis modales. Tanto el método modificado como el método modal espectral conducen a resultados similares debido a que consideran las mismas hipótesis de comportamiento con distintos tipos de análisis para considerar la participación de los modos superiores de vibrar en la respuesta.

En cualquiera de las dos opciones del método de diseño por desempeño estudiadas en esta tesis, las fuerzas en los elementos son una aproximación a las máximas probables. La única diferencia consiste en la manera en que se calculan estas fuerzas, ya que para el método modificado del método propuesto, es con un análisis estático utilizando una distribución de fuerzas laterales equivalentes máximas que considera los modos superiores de vibrar, distribuida de acuerdo con los conceptos de la dinámica estructural. El método modal espectral, es más fácil de aplicar ya que simplemente se introduce un espectro del cual se obtienen las fuerzas para cada modo realizando la combinación modal de acuerdo a la Regla de Rosenblueth, en los análisis modales se evita el cálculo de una distribución de fuerzas laterales equivalentes máximas; por lo que por lo que es una formulación más racional para el cálculo de los elementos mecánicos.

Sabemos que una distribución de fuerzas laterales equivalentes máximas no garantiza fuerzas máximas en los elementos, a diferencia de los análisis modales que calculan directamente las fuerzas máximas en los elementos considerando la contribución de los modos superiores de vibrar, lo que permite concluir que el método modal espectral es mejor

Otra de las limitaciones del método propuesto es que la curva de comportamiento de la estructura corresponde al modo fundamental que se considera como el que más contribuye a la respuesta. Lo anterior no ocurre en el método modal espectral ya que en éste se combinan las fuerzas de diseño de los elementos directamente con la Regla de Rosenblueth. Para demostrar esta característica se repitió el ejemplo ilustrativo de esta tesis modificando la escala de tiempo del temblor, con un  $(\Delta_t)$  para el acelerograma que moviese el pico del espectro a un periodo coincidente con el del segundo modo de la estructura, comparándose satisfactoriamente los desplazamientos máximos del método modal espectral con los correspondientes a un análisis no lineal paso a paso. Con este ejemplo se demostró que el método modal espectral es aplicable a casos generales en los que el modo fundamental no necesariamente sea el que predomina en la respuesta de la estructura.

Vale la pena mencionar que el análisis de carga vertical sumado en ambos métodos de diseño por desempeño, es necesario considerarlo para el cálculo de la curva de capacidad

de la estructura. Si comparamos las fuerzas de diseño para los elementos con o sin daño obtenidas de ambos métodos sin este análisis de carga vertical, se tendrá que los valores entre ellos son muy parecidos, por lo que no se debe olvidar considerar el peso de la estructura.

Para las dos etapas de comportamiento de la estructura (*elástica y última*) considerando la contribución de uno o de todos los modos, la distribución de fuerzas laterales equivalentes en la altura del marco para fines prácticos, es similar. Por lo tanto en este ejemplo se puede utilizar la distribución de fuerzas laterales equivalentes máximas considerando uno o todos los modos con diferencias despreciables. Después de comparar el cortante basal, utilizado para distribuir las fuerzas en la altura del marco, con todos los modos y uno solo en el método modificado; se obtuvo una diferencia del 5% entre ellos. Por lo que se concluye que la participación de los modos superiores para el ejemplo de cálculo seleccionado no fue significativa; esto es por tratarse de un marco plano regular en su altura.

La curva de capacidad bilineal idealizada con todos los modos, fue igual a la calculada con el programa de análisis no lineal *DRAIN 2DX* dando las resistencias del método modal espectral. De esta manera revisamos que el método modal espectral tiene el mismo comportamiento al compararlo con el análisis del empujón, donde la estructura se encuentra sometida a cargas laterales monótonamente crecientes.

Después de calcular las fuerzas en los elementos obtenidas con los dos métodos de diseño por desempeño estudiados y compararlas entre sí, se recurrió a uniformizar sus valores. Dicha uniformización puede conducir a una sobrerresistencia de la estructura, lo que significa que su comportamiento y respuesta serán distintos a lo supuesto en el diseño, dicha sobrerresistencia no siempre favorece el comportamiento de la estructura sino depende del criterio de uniformización utilizado. Lo anterior se aprecia en las curvas de comportamiento; por lo que debe revisarse el efecto de la uniformización de los elementos ya que esto podría cambiar por completo el comportamiento esperado de la estructura.

Otra fuente de sobrerresistencia común aplicada a la estructura, es la considerada para el diseño de los elementos cuando el área de acero requerida se altera al cambiar por varillas para resistir las acciones sísmicas. Por lo que en un diseño completo de una estructura bajo acciones sísmicas, dicha sobrerresistencia debe considerarse a parte de la debida a la uniformización, tema que se encuentra fuera del alcance de esta tesis.

Un procedimiento de comprobación del método de diseño por desempeño es por medio de un análisis paso a paso. En este trabajo se parte de que el método modificado, se encuentra basado en otro de evaluación cuya validez se ha demostrado con anterioridad, con lo cual es posible concluir que los resultados obtenidos son correctos.

En este tipo de métodos de diseño sísmico por desempeño, se debe comprobar que el daño propuesto originalmente sea el mismo que ocurre posteriormente a que la estructura es sometida a un evento sísmico. Después de realizar dicha verificación para este trabajo,

se afirma que se cumplió satisfactoriamente con los objetivos de diseño propuestos desde un principio en el procedimiento.

Debemos enfatizar que el método de diseño por desempeño en este trabajo, tiene la ventaja de contar implícitamente en su procedimiento con control de daño, característica relevante con la cual podemos asignar distintos estados límite de daño a la estructura. Vale la pena aclarar que en esta tesis se ilustra la aplicación del método de diseño por desempeño a una estructura en la que se considera sólo el estado límite de colapso; aunque el diseño sísmico por desempeño puede en principio considerar todos los estados y no solamente el estudiado en este trabajo.

Se mencionan a continuación las recomendaciones resultado de esta tesis, para el diseño de los elementos que se espera no se dañarán ante acciones sísmicas como las de diseño, se recomienda considerar un valor de cortante basal de diseño ligeramente superior al límite, con lo que se asegura que la estructura no llegue al colapso en caso de superarse la demanda de diseño. Este aumento debe definirse en términos de la incertidumbre asociada a la aproximación de este método, lo cual queda fuera de los alcances de esta tesis.

Los resultados presentados son preliminares, siendo necesario realizar pruebas adicionales con marcos de distintas características, así mismo es conveniente estudiar distintas configuraciones de daño, lo que llevaría a distintas rigideces de postfluencia cambiando la forma del espectro de resistencias y con ello la  $\frac{R}{m}$  de diseño. Se recomienda realizar más análisis con distintas demandas sísmicas utilizando otros registros

Es deseable que el método de diseño por desempeño mostrado en esta tesis, se realice con espectros de diseño de resistencias. Al aplicar el procedimiento con esta modificación se incluirían más casos; ya que se diseñaría para un conjunto de espectros de resistencias en vez de utilizar uno solo, además de que este último se calcula de un registro que probablemente no se volverá a presentar

El presente trabajo trata de englobar los conocimientos desde las bases de un método de evaluación simplificada, hasta llegar a la propuesta del método de diseño por desempeño para marcos planos de muchos niveles. Unos de los objetivos de esta tesis, fue presentar la metodología de un procedimiento para marcos de edificios altos donde la contribución de los modos superiores puede ser significativa; por lo que todas las recomendaciones anteriormente mencionadas tendrán que ser estudiadas haciendo las combinaciones posibles tratando de cubrir el mayor número de posibilidades antes de garantizar la generalidad del método.

## Referencias

- [1] *Ayala, G* (1999) "Evaluación del desempeño sísmico de estructuras, un nuevo enfoque", conferencia de ingreso como Académico de Número, Academia Mexicana de Ingeniería, México
- [2] *Chopra, A. K.* (1995) "Dynamics of Structures" Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs, New Jersey
- [3] *Calvi, G. M. y Kingsley, G. R.* (1995), "Displacement Based Seismic Design of Multi-Degree of Freedom Bridge Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24 (9), pp 1247 – 1266.
- [4] *CSI* (2001), "SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures", Computers and Structures, Inc. Berkeley, CA.
- [5] *DDF* (1993) "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias RCDF y NTC", Diario Oficial de la Federación, México.
- [6] *Federal Emergency Management Agency* (1997), *NEHRP* Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *FEMA 273 y 274*.
- [7] *Mahoney M y Hanson R. D.* (1998) "An action plan for performance based design" Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering Mayo - Junio.
- [8] *Moehle, J. P.* (1992), "Displacement Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes" *Earthquake Spectra*, 8 (3), pp 403 – 428.
- [9] *Ordaz, M. y Montoya, C.* (1999) "Degtra 2000 Programa de Análisis Espectral de Señales" Ver 2.10, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- [10] *Poland, C. y Hom, D.* (1997) "Opportunities and Pitfalls of Performance Based Seismic Engineering Performance en Fajfar, P. Krawinkler, H. (*EDS*) (1997), "Seismic Design Methodologies for the next generation of Codes" "Proceedings of International Conference at Bled, Slovenia. A. A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
- [11] *Poland, C.* (1999) "Developing Performance-Based Engineering for use in Professional Practice" Pacific Earthquake Engineering Research Center (*PEER*) Vol. 2 No. 1 enero.
- [12] *Priestley, M. J. N.* (1993) "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering - Conflicts between Design and Reality", *Memorias del Tom Paulay Symposium: Recent Developments in Lateral Force Transfer in Buildings*, La Jolla California.
- [13] *Priestley M.* (2000) "Performance Based Seismic Design" *Memorias de la 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda, febrero.

- [14] *Requena, M.* (1999) "Método aproximado para la Evaluación del Comportamiento Sísmico de Edificios Altos" Tesis presentada en la *DEPFI, UNAM*, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (*Estructuras*), México.
- [15] *Sandoval, P.* (2000) "Procedimiento de Diseño Sísmico por Desempeño, basado en un Método Simplificado de Análisis No Lineal" Tesis presentada en la *DEPFI, UNAM*, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (*Estructuras*), México.
- [16] *SEAOC* (1995) *Vision 2000* "Performance Based Seismic Engineering of Buildings", Structural Engineers, Association of California, Sacramento, Cal.
- [17] *Varela, J.* (1996) "Evaluación del Comportamiento de un Edificio Alto de Concreto Reforzado, Diseñado con los Reglamentos de México y el Japón". Tesis presentada en la *DEPFI, UNAM*, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (*Estructuras*), México.