

01161



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE  
MÉXICO**

**PROGRAMA DE POSGRADO EN INGENIERÍA**

**DETERMINACIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO DE UTILIDAD EN  
EL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO**

**TESIS**

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

**PRESENTA  
CARLOS EDUARDO AVELAR FRAUSTO**

**DIRIGIDA POR  
DR. GUSTAVO AYALA MILIÁN**

**Ciudad Universitaria  
México 2002**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

Dedico esta tesis a:

*mis padres:*

Rosa Martha Frausto Ruedas      Ing. Carlos Avelar González  
Felicidades por sus 25 años de matrimonio

*mis hermanos:*

Mayra Guadalupe Avelar Frausto  
Alberto Omar Avelar Frausto  
Por su compañía, cariño y comprensión en los momentos buenos y malos.

A toda la familia Avelar González y Frausto Ruedas

A todos ellos muchas gracias por darme su amor, apoyo y confianza; sus lecciones y consejos 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 de métodos analíticos y experimentales para la evaluación del comportamiento sísmico de estructuras”.

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

Quiero agradecer a mis familiares, profesores, amigos, al grupo de trabajo del Dr. Gustavo Ayala Milián porque cada uno de ellos me ha transmitido parte de sus conocimientos y me ha brindado su amistad.

“Structural engineering is the art and science of molding materials we do not fully understand into shapes we cannot precisely analyze to resist forces we cannot accurately predict, all in such a way that the society at large is given no reason to suspect the extent of our ignorance”

Anónimo

# ÍNDICE

ÍNDICE .....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	v
RESUMEN .....	vi
1 INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 Antecedentes .....	1
1.2 Objetivo .....	5
1.3 Organización del trabajo .....	5
2 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO .....	6
2.1 Antecedentes .....	6
2.2 Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño .....	9
2.3 Niveles de desempeño .....	13
2.4 Niveles de diseño sísmico .....	15
3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO .....	17
3.1 Antecedentes .....	17
3.2 Procedimiento de diseño sísmico por desempeño, basado en un método simplificado de análisis no lineal .....	17
3.3 Diseño sísmico por desempeño de marcos de edificios altos .....	23
3.4 Procedimiento modal espectral .....	25
4 PROCEDIMIENTO PARA ESTIMAR ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN DESEMPEÑO .....	30
4.1 Peligro sísmico .....	30
4.2 Tasa de excedencia de magnitudes .....	33
4.2.1 Modelos de ocurrencia de sismos .....	33
4.2.1.1 Modelo de Poisson .....	34
4.2.1.2 Modelo del temblor característico .....	34
4.3 Cálculo de espectros de diseño sísmico basados en desempeño .....	37
4.3.1 Cálculo de tasa de excedencia de magnitudes .....	37
4.3.2 Tasa de excedencia de niveles de desempeño .....	41
4.3.3 Cálculo de espectros de peligro uniforme .....	48
4.3.4 Curvas de excedencia .....	56
5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	59
5.1 Conclusiones .....	59
5.2 Recomendaciones .....	60
REFERENCIAS .....	62

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Curva de comportamiento.....	4
Figura 2.1: Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño (Vision 2000, SEAOC 1995).....	11
Figura 2.2: Niveles de desempeño estructural (FEMA 273).....	13
Figura 3.1: Estructura prediseñada.....	21
Figura 3.2: Pendientes correspondientes a estructuras con diferentes periodos de vibración.....	21
Figura 3.3: Distribución de daño asignada.....	21
Figura 3.4: Definición de resistencia por unidad de masa para el objetivo de diseño sísmico por desempeño considerado.....	22
Figura 3.5: Límite de las pendientes que definen la curva de comportamiento.....	22
Figura 3.6: Curvas de comportamiento y capacidad.....	23
Figura 3.7: Estados de carga.....	23
Figura 3.8: Curvas de capacidad con un modo y con todos los modos.....	25
Figura 3.9: Espectro escalado para obtener fuerzas de diseño en elementos que admiten daño.....	27
Figura 3.10: Espectro escalado para obtener fuerzas de diseño en elementos que no admiten daño.....	27
Figura 4.1: Obtención de espectros de diseño a través de objetivos de diseño sísmico basados en desempeño.....	32
Figura 4.2: Tasa de excedencia de un sismo de magnitud $M$ o mayor $\lambda(M)$ , para la fuente sísmica de Guerrero.....	39
Figura 4.3: Periodo de retorno de un sismo de magnitud $M$ o mayor, para la fuente sísmica de Guerrero.....	39
Figura 4.4: Función de densidad de probabilidad de magnitudes.....	40
Figura 4.5: Funciones de densidad de probabilidad de resistencias, obtenidas para periodos de 0.05 a 5 seg., $M = 8.1$ .....	46
Figura 4.6: Distribución de probabilidad lognormal, $T = 2$ seg., $M = 8.1$ .....	46
Figura 4.7: Funciones de densidad de probabilidad de resistencias, obtenidas para periodos de 0.05 a 5 seg., para $M = 7.5$ .....	47
Figura 4.8: Distribución de probabilidad lognormal, $T = 2$ seg., $M = 7.5$ .....	47
Figura 4.9: Superficie de curvas de tasa de excedencia de ductilidad cuatro en función de la resistencia.....	50
Figura 4.10: Espectros de peligro uniforme de $R/m$ para diferentes tasas de excedencia.....	51
Figura 4.11: Espectro con tasa de excedencia uniforme de 10% / 100 años.....	52
Figura 4.12: Espectros de peligro uniforme.....	52
Figura 4.13: Espectros de peligro uniforme comparados contra espectro de resistencias SCT - 85.....	54
Figura 4.14: Curva de excedencia, $T = 2$ seg.....	57
Figura 4.15: Resistencia requerida para tasa de excedencia y periodo de vibración dados.....	57
Figura 4.16: Curvas de excedencia.....	58

## RESUMEN

El estudio que se desarrolla en este trabajo, obedece a la creciente necesidad por lograr procedimientos de diseño sísmico que controlen de manera adecuada el comportamiento de las estructuras, ante las diferentes demandas sísmicas que se pudiesen presentar durante su vida útil, ya que los daños estructurales y la pérdida de vidas humanas que se ha registrado en sismos recientes, indican que los procedimientos de diseño que se encuentran en los códigos actuales de diversos países se deben mejorar.

En este trabajo se desarrolla un procedimiento para determinar espectros de peligro uniforme basados en desempeño, para niveles de diseño y desempeño específicos; aplicable a estructuras ubicadas en la ciudad de México. Los espectros de peligro uniforme que se obtienen en este trabajo, corresponden a un nivel de desempeño dado por una ductilidad de desplazamientos de cuatro, y un nivel de diseño correspondiente a un sismo de magnitud extraordinaria acorde a la sismicidad de la República Mexicana.

Los espectros de peligro uniforme propuestos en este trabajo son aplicables y tienen su origen en el procedimiento de diseño sísmico basado en desempeño, propuesto por Ayala y Sandoval (1999). Este procedimiento involucra implícitamente en su formulación el comportamiento no lineal de las estructuras y es aplicable al diseño de edificios de concreto reforzado; se basa en el uso de la curva de comportamiento de un sistema de un grado de libertad considerado equivalente a uno de múltiples grados de libertad.

El procedimiento para obtener espectros de peligro uniforme, involucra la obtención de la función de probabilidad condicional de que la estructura exceda un nivel de desempeño específico, esto se logró a través del método de Monte Carlo, considerando la respuesta de un sistema equivalente de 1GDL frente un ensamble de sismos simulados de diferentes magnitudes; esta simulación se realizó empleando funciones de Green.



# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 Antecedentes

Después de observar el comportamiento de las estructuras en sismos recientes de consecuencias destructivas ocurridos en diversas regiones del mundo, se ha manifestado que los actuales reglamentos de diseño sísmico no proveen niveles de seguridad adecuados; ya que en sus procedimientos de diseño no se garantizan los niveles de desempeño que una estructura debería satisfacer durante un evento sísmico de ciertas características. Por este motivo, la tendencia del diseño sísmico actual enfatiza el control del desempeño estructural, introduciendo varios objetivos de diseño sísmico a través de diversos niveles de desempeño asociados a niveles de diseño sísmico.

Actualmente los procedimientos de diseño sísmico contemplados en algunos reglamentos, como el mexicano, están basados en un único espectro de demanda, el correspondiente a un evento de magnitud extraordinaria. Con el diseño que resulta de este único espectro de demanda, se revisan distorsiones máximas de entrepiso para verificar que la estructura cumpla con los estados límite de servicio y prevención al colapso al mismo tiempo. En este tipo de procedimientos de diseño sísmico, no es transparente la forma en que se consideran los estados límite para los que se está diseñando, ya que no se tiene un espectro de diseño específico para cada estado límite considerado. Por su parte, los procedimientos de diseño sísmico basados en desempeño, emplean un método racional que busca controlar el desempeño de las estructuras empleando varios objetivos de diseño; los cuales consisten en la unión de un nivel de diseño y un nivel de desempeño específicos.

Las propuestas recientes de procedimientos de diseño sísmico basados en desempeño, emplean los mismos conceptos de diseño estructural que se han utilizado desde hace muchos años en todos los reglamentos del mundo (soportar sismos frecuentes sin daño estructural y sismos extraordinarios evitando el colapso de la estructura); la diferencia que presenta el ahora llamado diseño sísmico basado en desempeño (DSBD) respecto a

anteriores procedimientos de diseño, es la propuesta de objetivos de diseño específicos para niveles de diseño y desempeño estructural, así como guías de diseño explícitas y transparentes para el diseñador, donde se especifican los medios para lograr los objetivos de desempeño deseados en cierto tipo de estructura.

En este trabajo se desarrolla un procedimiento que permite determinar espectros de diseño sísmico basados en desempeño, de peligro uniforme, para niveles de diseño y desempeño específicos, para estructuras ubicadas en la ciudad de México.

Los espectros de diseño propuestos en este trabajo son aplicables y tienen su origen en el procedimiento de diseño sísmico por desempeño, propuesto anteriormente por este mismo grupo de investigación (Ayala y Sandoval, 1999). Dicho procedimiento involucra implícitamente en su formulación el comportamiento no lineal de las estructuras y es aplicable al diseño de edificios de concreto reforzado; se basa en el uso de la curva de comportamiento de un sistema de un grado de libertad (1GDL), considerado equivalente al de múltiples grados de libertad (MGDL) correspondiente al edificio estudiado; Figura 1.1.

En este trabajo se emplean conceptos de peligro sísmico, ya que para la obtención de los objetivos de diseño sísmico por desempeño, es necesario conocer qué fuentes sísmicas afectan la región donde se pretende ubicar las estructuras y con qué tasa de excedencia se presentan sismos de determinadas magnitudes.

Para la obtención de los espectros de peligro uniforme basados en desempeño que se proponen en esta tesis, se hace una evaluación del peligro sísmico que afecta a la ciudad de México considerando un modelo de generación de temblores característicos. Así mismo, se considera que la única fuente sísmica que influye en el peligro de la ciudad de México es la brecha de Guerrero. Se calculan espectros de peligro uniforme, para el nivel de diseño un sismo de magnitud extraordinaria acorde a la sismicidad de la República Mexicana, estipulando como nivel de desempeño, con fines ilustrativos para este trabajo, una ductilidad de desplazamientos de cuatro.

Con el procedimiento planteado en esta tesis para la obtención de espectros de diseño sísmico basados en desempeño, es posible obtener, para un objetivo de diseño establecido, un espectro con tasa uniforme de exceder un nivel de desempeño específico, el cual se empleará para el diseño de un tipo de estructura en particular, caracterizada por una curva de comportamiento.

El procedimiento para obtener espectros de diseño de peligro uniforme, involucra la obtención de la probabilidad condicional de que la estructura considerada exceda un nivel de desempeño específico. Esto se desarrolló a través del método de Monte Carlo, para lo cual se realizaron simulaciones de sismos empleando funciones de Green empíricas, utilizando como semilla un terremoto de magnitud 6.9, proveniente de la brecha sísmica que se encuentra en el Pacífico mexicano entre los estados de Guerrero y Michoacán; registrado en la estación SCT de la ciudad de México el día 25 de abril de 1989.

Los espectros de diseño que se obtienen en este trabajo corresponden a estructuras dúctiles, cuyo comportamiento se puede representar por una curva como la mostrada en la Figura 1.1, correspondiente a un sistema de un grado de libertad equivalente con comportamiento bilineal, llamada curva de comportamiento (Sandoval, 2000).

Esta curva de comportamiento depende de la distribución de daño supuesta en la estructura, la cual se representa por la relación de rigidez de post-fluencia a rigidez inicial, ( $\alpha$ ). Esta dependencia obedece a que en el procedimiento de diseño sísmico basado en desempeño en el que se basa este trabajo (Ayala y Sandoval, 1999), se requiere conocer el valor de  $\alpha$ , el cual depende de la distribución de daño que se asigna a través de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos estructurales (vigas y columnas). Por ello, diferentes configuraciones de daño supuesto dentro de la estructura nos llevarán a diferentes pendientes de la segunda rama de la curva de comportamiento, y como consecuencia a diferentes espectros de diseño. La distribución de daño supuesta representa el mecanismo de colapso deseado, del cual depende la resistencia requerida en la estructura para lograr un nivel de desempeño específico.

Los espectros de peligro uniforme que se obtienen es este trabajo corresponden a una relación de rigidez de post-fluencia a inicial del 23%. En el capítulo 3 se presenta con detalle este punto.

En el contexto de diseño sísmico basado en desempeño, un nivel de desempeño estructural representa el estado de daño que se presenta en una estructura al ocurrir un determinado evento sísmico; este nivel de desempeño, en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) se conoce como estado límite (DDF, 1993), el cual se cita en el cuerpo principal del RCDF desde sus primeras ediciones. En este trabajo, siendo consistentes con el contexto de desempeño estructural, se empleará el término *nivel de desempeño* para referirnos a un estado límite estructural.

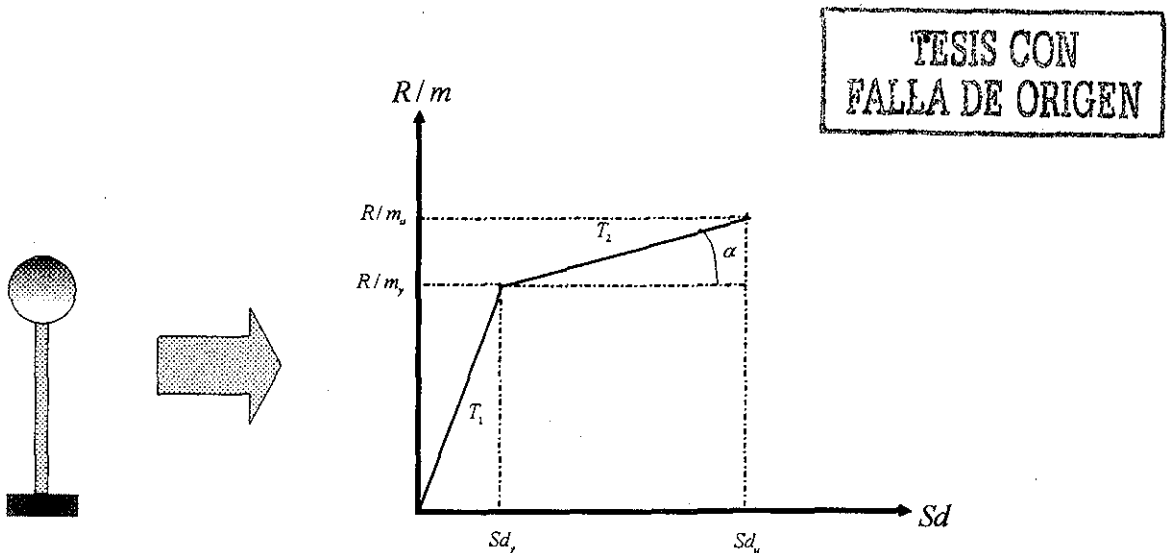


Figura 1.1: Curva de comportamiento

## **1.2 Objetivo**

El objetivo general de este trabajo consiste en desarrollar un procedimiento que permita obtener espectros de diseño sísmico basados en desempeño, de peligro uniforme, para niveles de diseño y desempeño específicos, para estructuras ubicadas en la ciudad de México. Estos espectros se emplearán en el procedimiento de diseño sísmico basado en desempeño previamente desarrollado por Ayala y Sandoval (1999).

## **1.3 Organización del trabajo**

El presente trabajo se encuentra dividido en esta introducción y cuatro capítulos más. En el segundo capítulo se exponen los antecedentes del diseño sísmico basado en desempeño, se describen los documentos que dieron inicio a este procedimiento de diseño y se discuten sus objetivos. En el tercer capítulo se presentan las bases del procedimiento de diseño sísmico basado en desempeño al que contribuye el trabajo realizado en esta tesis. En el capítulo cuarto se presenta el planteamiento utilizado para obtener espectros de diseño de peligro uniforme; finalmente en el capítulo quinto se presentan las conclusiones y recomendaciones resultado de este trabajo de investigación.

## **2 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO**

### **2.1 Antecedentes**

Desde la antigüedad, el diseño estructural se ha basado en lograr objetivos de comportamiento específicos, ya que todas las estructuras construidas por el hombre fueron diseñadas para soportar un tipo de acción durante su vida útil; por lo anterior, la propuesta de considerar objetivos de diseño no es exclusiva de las recientes tendencias de diseño basadas en desempeño, es más bien una característica innata del diseño estructural. Se puede considerar, por lo tanto, que el diseño estructural siempre se ha basado en lograr niveles de desempeño específicos ante acciones determinadas.

Los objetivos de diseño que el ingeniero estructurista ha propuesto para sus construcciones, siempre han sido establecidos de tal manera que las acciones que actúan sobre las edificaciones no la lleven más allá de un estado límite establecido; lamentablemente el poco conocimiento que se tenía hace algunos años del comportamiento de los materiales y de la estructura en su conjunto ante acciones sísmicas, así como de las pocas herramientas de análisis con que se contaba, ocasionaron que los objetivos de desempeño fuesen limitados; provocando que algunas estructuras excedieran el objetivo de comportamiento para el que fueron diseñadas. Debido a esto el ingeniero estructurista, cada vez que ocurre un nuevo evento sísmico, pone a prueba sus conocimientos adquiridos hasta ese momento y aprende de los efectos que ocasionaron los nuevos sismos en las construcciones; viéndose obligado a mejorar sus procedimientos de diseño y replantear los objetivos de desempeño estructural.

Los daños estructurales ocasionados por sismos destructivos que se han presentado recientemente en diversas regiones del mundo, han mostrado que los objetivos de diseño contemplados en los reglamentos con que estas estructuras fueron creadas, no garantizan un correcto desempeño estructural; por este motivo, los reglamentos de diseño sísmico en

diversos países, han desarrollado procedimientos de diseño que permiten lograr estructuras con un comportamiento adecuado, ante cualquier evento sísmico que se pudiese presentar durante la vida útil de las construcciones; estos procedimientos de diseño son conocidos como de diseño sísmico basado en desempeño.

La diferencia de estos procedimientos de diseño basados en desempeño con respecto a los que se encuentran en algunos reglamentos de diseño vigentes, como el mexicano, está en la forma en que se definen varios niveles de desempeño estructural asociados a niveles de diseño sísmico específicos. A pesar de este cambio en los procedimientos de diseño sísmico actuales, existe una amplia variedad de puntos de vista en el significado de los niveles de desempeño asociados al DSBD y sus métodos de implementación.

En un principio, los objetivos del DSBD se establecieron de manera informal, no estandarizada y cualitativa. Los niveles de desempeño en que se clasificaban las estructuras variaban de *segura para habitarse* a *no segura para habitarse*, mientras que otras propuestas asignaban índices que variaban de *comportamiento pobre* a *buen comportamiento*. Fue hasta el año 1992 en que la Federal Emergency Management Agency (FEMA) de los Estados Unidos, patrocinó el desarrollo de una guía nacional para el refuerzo sísmico de edificios, en el proyecto ATC<sup>1</sup>-33; este fue el primer intento por uniformizar los procedimientos de diseño sísmico basados en desempeño. Este proyecto estandarizó los niveles de desempeño antes utilizados en la evaluación del daño en estructuras, a través del uso de parámetros específicos de diseño, por ejemplo, fuerzas en elementos estructurales y demanda de desplazamientos. Esta metodología fue adoptada en el proyecto Vision 2000, publicado por la SEAOC<sup>2</sup>, donde se incluyeron guías para el diseño de edificios nuevos.

Para establecer niveles de desempeño, es necesario conocer cuales índices de desempeño representan de manera más precisa el comportamiento de las estructuras. Entre estos índices se encuentran la ductilidad, las distorsiones de entrepiso, los índices de daño, el desplazamiento máximo de azotea, la energía, etc.; desafortunadamente hoy en día no

---

<sup>1</sup> Applied Technology Council

<sup>2</sup> Structural Engineers Association of California

existe unificación en puntos de vista sobre cual de estos índices es el más adecuado para representar el comportamiento de las estructuras.

De acuerdo con estudios realizados por varios autores (Fajfar y Krawinkler, 1997), el método más adecuado de diseño sísmico que permite lograr los objetivos de desempeño es el control de desplazamientos, empleado para mejorar el diseño basado en fuerzas a través de la revisión de desplazamientos máximos tolerables, o a través del desarrollo de procedimientos de diseño basados directamente en desplazamientos. Los procedimientos de diseño sísmico basados en desplazamientos emplean deformaciones en lugar de fuerzas como punto inicial de diseño; además consideran que el control de desplazamientos globales, distorsiones o deformaciones es la clave para controlar el desempeño de las estructuras.

Otros procedimientos de DSBD establecen niveles de desempeño a través de índices de energía y control de daño. Este método es importante en el diseño de estructuras sujetas a sismos de gran duración, donde los ciclos de carga - descarga son muchos; así como en aquellas estructuras que cuentan con elementos que se deterioran rápidamente, donde el daño acumulado es particularmente importante.

Entre los procedimientos de diseño que incorporaron la metodología de desempeño estructural, se encuentra el diseño por capacidad desarrollado en Nueva Zelanda en los años 70 (Park y Paulay, 1976). El objetivo de este procedimiento consiste en distribuir las resistencias necesarias entre los elementos estructurales, de manera que estos cumplan con un comportamiento determinado al ser solicitados por una excitación sísmica, controlando de esta manera el comportamiento global de la estructura.

Priestley y Park (1987); desarrollaron un procedimiento para el cálculo de la capacidad de desplazamiento de pilas de puentes basado en estimaciones de su capacidad de deformación última, longitud de articulación plástica y condiciones de apoyo.



Moehle (1992) propuso un procedimiento similar al de Priestley y Park, pero empleado para edificios; este procedimiento reconoce muchas de las imperfecciones del diseño basado solamente en fuerzas, requiriendo el cálculo de la capacidad de desplazamiento de la estructura, comparándola contra estimaciones de la demanda de desplazamiento correspondiente a un sismo de diseño, empleando espectros de respuesta de desplazamiento. En la propuesta de Moehle se plantea la importancia del uso de desplazamientos como el parámetro más efectivo para el control de daño en las estructuras.

Fajfar (1997), propone un procedimiento en la cual se estima la demanda de desplazamiento ocasionada por sismo a través de espectros de respuesta de desplazamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad con modelo bilineal de comportamiento. Esta demanda de desplazamiento obtenida se compara con el resultado de un análisis del empujón de la estructura de múltiples grados de libertad original. Empleando el análisis del empujón se obtienen deformaciones inelásticas locales; posteriormente, utilizando los modelos de daño de Park y Ang, se determinan índices de daño locales y globales.

Algunos procedimientos de diseño, como el que se encuentra en el código de Nueva Zelanda, están basados en fuerzas, incorporando una revisión por desplazamientos, para asegurar que se logra un nivel de desempeño aceptable para el sismo de diseño considerado; este procedimiento se emplea también en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

## **2.2 Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño**

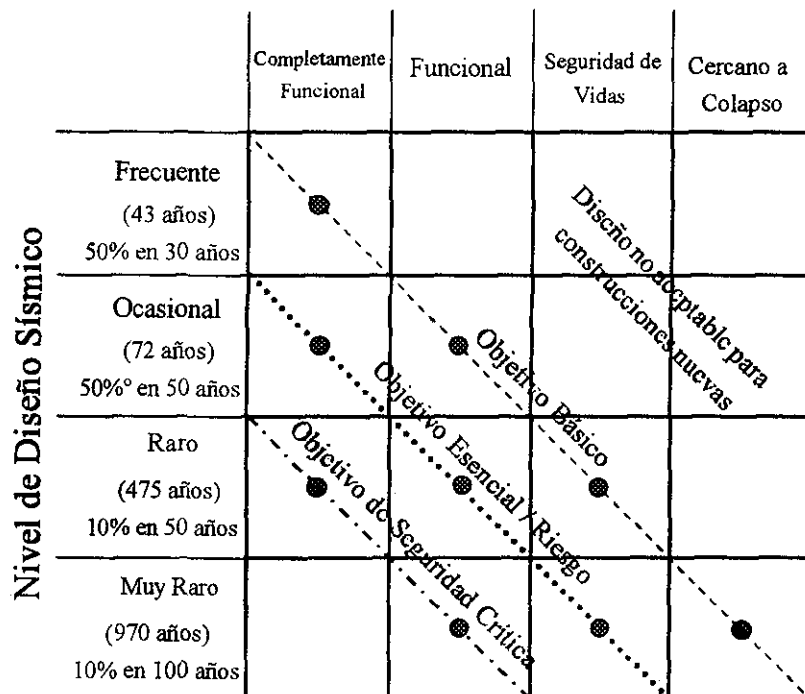
Los objetivos de DSBD son la unión entre un nivel de desempeño y un nivel de diseño sísmico. Los niveles de desempeño son una expresión del daño máximo deseado en la estructura. Por su parte los niveles de diseño se definen por un grupo de eventos sísmicos que representan el peligro sísmico particular de la región donde se pretende ubicar las estructuras; clasificándose por el periodo de retorno de un sismo de diseño o su

probabilidad de excedencia. La anterior definición se ilustra en la matriz de objetivos de DSBD, para edificios, propuesta por el comité Vision 2000, SEAOC 1995 (Figura 2.1); cada una de las casillas de esta matriz representa el objetivo de diseño correspondiente a un sismo de diseño en particular y el estado de daño máximo deseado para un tipo de estructura específica.

Teniendo en cuenta que durante la vida útil de las edificaciones se presentarán sismos de diversas magnitudes, estos deben ser resistidos por la estructura con distintos niveles de daño, conformando un grupo de objetivos de diseño sísmico, representados por las diagonales de la Figura 2.1 para edificios de tres ocupaciones y usos distintos. Por ejemplo, una de estas diagonales corresponde a estructuras de ocupación y uso normal, digamos casa – habitación, para las cuales se pretende que ante sismos de ocurrencia frecuente no se presente daño, ante sismos de ocurrencia moderadamente frecuente exista daño menor, ante sismos mayores aparezca daño apreciable, mientras que ante un sismo extraordinario se presente daño severo pero sin llegar al colapso.

En el caso de edificación, los objetivos de DSBD deben seleccionarse, de la misma forma que se realiza en muchos reglamentos de diseño del mundo incluyendo el RCDF, de acuerdo a la ocupación del inmueble, a la importancia de las actividades que se desarrollan dentro de él, a consideraciones económicas como pueden ser el costo de reparación después de un evento sísmico o las pérdidas ocasionadas por no disponer del inmueble, así como al valor que puede tener la construcción por considerarla patrimonio histórico o cultural para la sociedad.

## Nivel de Desempeño Sísmico



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 2.1: Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño (Vision 2000, SEAOC 1995)

A continuación se presenta la clasificación de objetivos de DSBD, propuesta por Vision 2000, ilustrada por las diagonales de la Figura 2.1. Es importante mencionar que los periodos de retorno de los sismos de diseño que aquí se indican corresponden a la sismicidad local del estado de California en los Estados Unidos:

### 1) Objetivo básico.

Se define como el objetivo de desempeño para edificios de ocupación y uso *normal* (oficinas, casa – habitación). Las estructuras que se ubican dentro de esta clasificación deberán resistir diferentes sismos de diseño, expresados por su periodo de retorno, con los siguientes niveles de desempeño:

- i) Completamente funcional ante sismos frecuentes, con  $Tr = 43$  años.
- ii) Funcional ante sismos ocasionales,  $Tr = 72$  años.
- iii) Seguridad de vidas ante sismos raros,  $Tr = 475$  años.
- iv) Cercano al colapso ante sismos muy raros,  $Tr = 970$  años.

## 2) *Objetivo esencial / riesgo.*

Objetivo de desempeño mínimo aceptable para dos clases de estructuras, clasificadas como: *indispensables*, aquellas cuya operación es crítica después de un evento sísmico, por ejemplo: hospitales, estaciones de bomberos, centrales de comunicación, centros de control de emergencias o estaciones de policía; y *estructuras peligrosas*, aquellas que almacenan grandes cantidades de materiales peligrosos, donde en caso de colapso la liberación de estos materiales afecta solamente los alrededores del inmueble, provocando que el impacto a la población sea mínimo. Las estructuras que se sitúan dentro de esta clasificación deberán resistir eventos sísmicos de la siguiente manera:

- i) Completamente funcional ante sismos ocasionales,  $T_r = 72$  años.
- ii) Funcional ante sismos raros,  $T_r = 475$  años.
- iii) Seguridad de vidas ante sismos muy raros,  $T_r = 970$  años.

## 3) *Objetivo de seguridad crítica.*

Objetivo de desempeño mínimo aceptable para estructuras que contienen grandes cantidades de materiales peligrosos, la liberación de los cuales resulta de gran peligro para una amplia porción de la sociedad; por lo cual es indispensable su seguridad ante un terremoto. Las estructuras que se ubican dentro de esta clasificación deberán permanecer:

- i) Completamente funcional ante sismos raros,  $T_r = 475$  años.
- ii) Funcional ante sismos muy raros,  $T_r = 970$  años.

La anterior clasificación indica que la metodología de diseño por desempeño permite daño severo en aquellas estructuras que no son indispensables después de un evento sísmico, permite daño moderado en aquellas estructuras cuyo contenido no expone a una amplia porción de la sociedad o cuyo funcionamiento es necesario después de un sismo, y finalmente, se debe evitar al máximo la ocurrencia de daño en aquellas estructuras cuyo colapso afecte a una gran cantidad de personas.

Por su parte en la propuesta de FEMA 273 (1997), se representan los niveles de desempeño estructural a través de una curva del empujón. En esta curva se indican tres niveles de desempeño: ocupación inmediata, seguridad de vidas y prevención al colapso.

Dicha curva se representa multilínealmente, y en ella se pueden considerar niveles de desempeño intermedios a los anteriores (Figura 2.2).

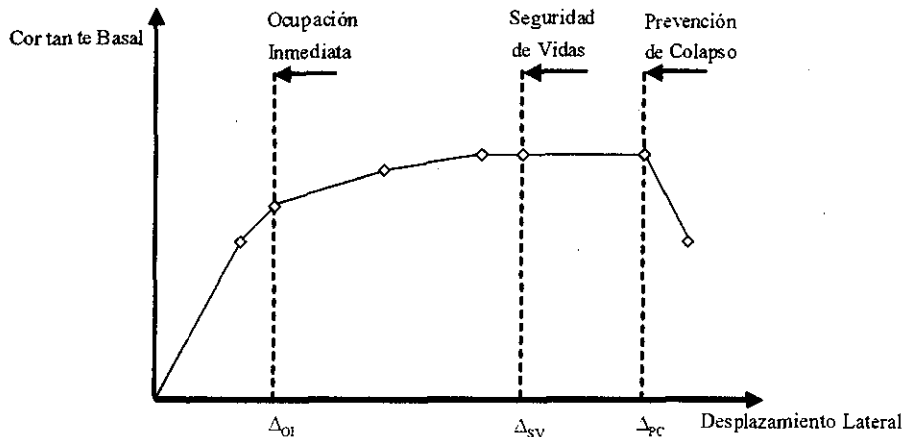


Figura 2.2: Niveles de desempeño estructural (FEMA 273)

### 2.3 Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño son una expresión del daño máximo aceptable en una estructura en particular, dado que se presenta un determinado sismo de diseño. En el caso de edificación, representa el grado de deterioro y degradación permisible en elementos estructurales o no estructurales; asimismo, se puede representar con el comportamiento global de la estructura. Una de las ventajas de proponer niveles de desempeño estructural, es la correspondiente al control de daños esperados en cada tipo de inmueble.

El comité Vision 2000 propone cuatro niveles de desempeño para edificios; entre el amplio margen de estados de daño que una estructura puede presentar cuando se somete a acciones sísmicas. Estos niveles de desempeño abarcan desde un estado *completamente funcional*

hasta *cercano al colapso*; entre los niveles intermedios de desempeño que se consideran están los correspondientes a: *funcionalidad y seguridad de vidas*.

La descripción de los niveles de desempeño recomendados por Vision 2000 son los siguientes, los cuales se muestran horizontalmente en la matriz de la Figura 2.1:

1) *Completamente funcional (servicio)*.- Las instalaciones continúan en operación normal; el daño es insignificante.

2) *Funcional*.- Las instalaciones continúan en operación con daño estructural menor e interrupciones mínimas en servicios no esenciales para el correcto funcionamiento del inmueble.

3) *Seguridad de vidas*.- Se protege la seguridad estructural; existe daño moderado.

4) *Cercano al colapso*.- La seguridad de la estructura está en riesgo, el daño estructural es severo, se previene el colapso de la estructura.

En este trabajo los niveles de desempeño se representan por un índice de desempeño estructural de ductilidad de desplazamientos, la cual es igual al cociente entre el desplazamiento máximo y el de fluencia de la estructura considerada:

$$\mu = \frac{d_m}{d_y} \quad (2.1)$$

## 2.4 Niveles de diseño sísmico

La manera en que se realiza la clasificación de los niveles de diseño sísmico es a través de la selección de un grupo de temblores, entre el amplio margen de sucesos que se han presentado en cierta región, que sean representativos del nivel de intensidad sísmica para el cual se alcanza un desempeño particular en la estructura. Estos niveles de diseño se clasifican por el periodo de retorno de un sismo de diseño o su probabilidad de excedencia. Para el caso de edificación, el Comité Vision 2000 clasifica los niveles de diseño sísmico de la siguiente manera:

- i) *Sismo frecuente*  
Periodo de retorno del sismo de diseño: 43 años  
Probabilidad de excedencia: 50 % en 30 años
- ii) *Sismo ocasional*  
Periodo de retorno del sismo de diseño: 72 años  
Probabilidad de excedencia: 50 % en 50 años
- iii) *Sismo raro*  
Periodo de retorno del sismo de diseño: 475 años  
Probabilidad de excedencia: 10 % en 50 años
- iv) *Sismo muy raro*  
Periodo de retorno del sismo de diseño: 970 años  
Probabilidad de excedencia: 10 % en 100 años

Es importante mencionar que los periodos de retorno de los sismos de diseño y sus probabilidades de excedencia, corresponden al estado de California, por lo cual estos valores no necesariamente se aplican a la República Mexicana. Si en un futuro los reglamentos mexicanos de diseño sísmico incorporan estos conceptos de desempeño, deberán obedecer a un estudio detallado de sismicidad de la República Mexicana, así como de optimización de gastos y niveles tolerables de riesgo.

Parte del trabajo que se debe realizar para avanzar en la implementación de los procedimientos de DSBD consiste en identificar cuales son los índices de desempeño que representan de mejor manera el comportamiento de las estructuras, así como sus niveles de

desempeño asociados, ya que por el momento no existe consenso en este tema tan importante.

Como se indicó anteriormente en este capítulo, los procedimientos de DSBD tienen por objetivo lograr estructuras que se comporten adecuadamente ante cualquier sismo que pueda ocurrir, por lo cual es necesario que el diseño se lleve a cabo para varios niveles de desempeño.

Parece excesivo para un diseño considerar los cuatro niveles de desempeño propuestos por Vision 2000. En opinión del autor es suficiente el empleo de los niveles de servicio y prevención al colapso para garantizar un buen comportamiento de las estructuras. El problema que enfrentamos es la dificultad en la aplicación de un procedimiento a partir del cual se logre un diseño único que cumpla con los estados de servicio y prevención al colapso al mismo tiempo, ya que para ello se requiere un proceso iterativo donde se encuentre la rigidez y resistencia necesarias para satisfacer los dos niveles de desempeño.



### **3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO**

#### **3.1 Antecedentes**

El procedimiento de diseño sísmico basado en desempeño en el que se fundamenta este trabajo fue desarrollado por Ayala y Sandoval (1999) y mejorado posteriormente por Ayala y Basilio (2002). Ambos involucran implícitamente en su formulación el comportamiento no lineal de las estructuras, y es aplicable al diseño de edificios de concreto reforzado. A continuación se muestran con detalle los procedimientos de diseño mencionados.

#### **3.2 Procedimiento de diseño sísmico por desempeño, basado en un método simplificado de análisis no lineal**

Este procedimiento de DSBD, fue propuesto por Ayala y Sandoval (1999), se basa en el uso de la curva de comportamiento de un sistema de un grado de libertad (1GDL), considerado equivalente a uno de múltiples grados de libertad (MGDL) que responde dinámicamente en su modo fundamental de manera dominante (Figura 1.1).

La curva de comportamiento para el sistema equivalente de 1GDL de la estructura que se desea diseñar, cuenta con dos ramas, la elástica y la inelástica correspondiente al nivel de desempeño de daño considerado. Hasta ese momento los resultados obtenidos eran aplicables a estructuras regulares de baja a mediana altura, las cuales responden dinámicamente en su modo fundamental de vibrar.

*Este procedimiento requiere la siguiente secuencia de pasos:*

- 1) Obtener un diseño preliminar de la estructura que se desea diseñar por desempeño; empleando por ejemplo, un análisis elástico tradicional, utilizando cargas vivas y

muertas, así como fuerzas laterales provenientes de un análisis sísmico estático, como el que indica el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), obteniendo un predimensionamiento de las secciones del marco estructural (Figura 3.1).

- 2) Efectuar un análisis de valores característicos del marco predimensionado, obteniendo su periodo fundamental en el rango elástico ( $T_1$ ), el cual define la rama inicial de la curva de comportamiento de un sistema equivalente de 1GDL. Con base en la ecuación 3.1, esta curva se representa por una línea radial en el espacio de pseudoaceleraciones espectrales ( $S_a$ ) contra desplazamientos espectrales ( $S_d$ ), Figura 3.2. En esta figura cada línea radial representa una estructura con diferente periodo de vibración.

$$S_a = \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 S_d \quad (3.1)$$

- 3) Para definir la segunda rama de la curva de comportamiento, se seleccionan elementos del marco estructural en los que se admitirá daño, la distribución de daño debe ser representativa del objetivo de diseño considerado (nivel de diseño y desempeño), se realiza introduciendo en el modelo estructural articulaciones plásticas en los extremos de vigas y/o columnas, por ejemplo, siguiendo el criterio de columna fuerte - viga débil (Figura 3.3).

Para el marco ahora dañado, se efectúa un nuevo análisis de valores característicos que defina su periodo de vibración ( $T_2$ ), con este se obtiene la pendiente de la segunda rama de la curva de comportamiento, la cual representa las propiedades de la estructura en el rango de comportamiento no lineal.

La distribución de daño asignada en el marco se establecerá de acuerdo al nivel de desempeño que se busca ante una demanda sísmica específica, por lo tanto, habrá tantas pendientes de la segunda rama como niveles de desempeño se definan. La distribución de daño supuesta representa el mecanismo de colapso deseado, del cual depende la resistencia requerida en la estructura para lograr un nivel de desempeño específico. Con

este procedimiento, la consideración de daño en elementos particulares es un mecanismo de control del daño global en la estructura.

- 4) Conocidos los periodos fundamentales  $T_1$  (elástico) y  $T_2$  (inelástico) del marco estructural, se calcula la razón de rigidez de post-fluencia a rigidez inicial ( $\alpha$ ) mediante la ecuación 3.2, la cual se obtiene de conceptos de la dinámica estructural (Sandoval, 2000). Con estos datos y una fracción de amortiguamiento crítico ( $\zeta$ ) dada, generalmente el 5%, se construye un espectro de resistencias para el objetivo de diseño sísmico por desempeño considerado, por ejemplo, nivel de diseño de un sismo extraordinario, representado por su acelerograma, y nivel de desempeño de ductilidad de desplazamientos de cuatro.

En este espectro se representa la resistencia de diseño  $(R/m)_1$  como función del periodo fundamental elástico de la estructura (Figura 3.4), con este espectro es posible, para una estructura de periodo fundamental dado, conocer directamente la resistencia de diseño, y con esta definir el punto de quiebre de la curva bilineal de comportamiento del sistema equivalente de 1GDL, correspondiente al modo fundamental de la estructura (Figura 3.5).

$$\alpha = \frac{k_2}{k_1} = \frac{m \left( \frac{2\pi}{T_2} \right)^2}{m \left( \frac{2\pi}{T_1} \right)^2} = \left( \frac{T_1}{T_2} \right)^2 \quad (3.2)$$

- 5) La resistencia por unidad de masa de diseño última  $(R/m)_2$ , se obtiene al completar la curva de comportamiento para el sistema de 1GDL (Figura 3.5), esta resistencia será distribuida entre los elementos que no admiten daño. Otra posibilidad para obtener  $(R/m)_2$ , se basa en el hecho de que esta se encuentra relacionada con la ductilidad objetivo por la ecuación 3.3 (Sandoval, 2000).

$$\left( \frac{R}{m} \right)_2 = \left( \frac{R}{m} \right)_1 [1 + \alpha(\mu - 1)] \quad (3.3)$$

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 para los elementos que admiten daño.

$\alpha$  = razón de rigidez de post-fluencia a rigidez inicial.

$\mu$  = porcentaje de amortiguamiento crítico.

- 6) La curva de comportamiento (espacio  $R/m$  vs.  $S_d$ ) se transforma en la de capacidad (espacio  $V_b$  vs.  $\Delta_{azotea}$ ) de un sistema de 1GDL, empleando expresiones de la dinámica estructural (Sandoval, 2000), Figura 3.6; obteniendo los valores de cortante basal con los que se empuja la estructura para encontrar las demandas en los elementos estructurales.

Los cortantes basales de diseño, asociados a los estados elástico y último se distribuyen en la altura del marco con la configuración del primer modo, realizando análisis estáticos elásticos.

- 7) La demanda de resistencia en los elementos estructurales que admiten y no admiten daño, se obtiene de la superposición de tres análisis del marco, uno con las cargas gravitacionales que actúan en la estructura, el segundo con las cargas laterales obtenidas para el estado elástico, más un tercero que consiste en la diferencia de fuerzas laterales entre los estados elástico y último con la distribución de daño seleccionada, Figura 3.7.

El procedimiento de DSBD desarrollado por Ayala y Sandoval (1999), tiene la limitante de que el modo que contribuye esencialmente a la repuesta de la estructura es el modo fundamental, por lo que solamente es aplicable a estructuras de baja a mediana altura; esta limitante posteriormente fue eliminada en el trabajo de Ayala y Basilio (2002).

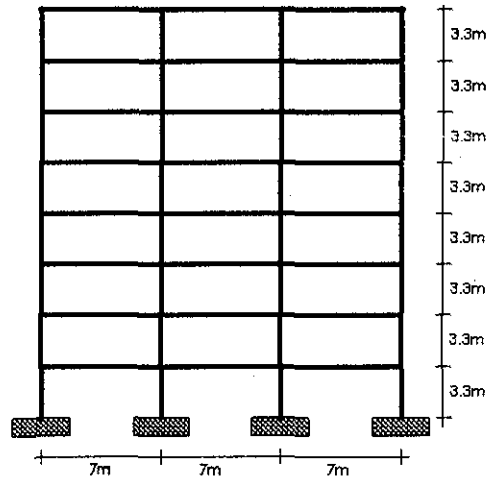


Figura 3.1: Estructura prediseñada

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

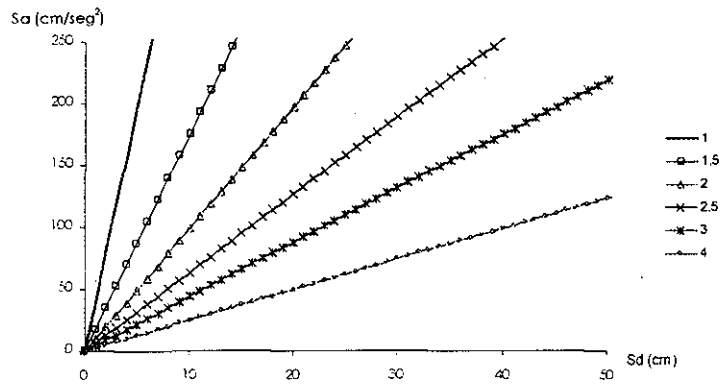


Figura 3.2: Pendientes correspondientes a estructuras con diferentes periodos de vibración

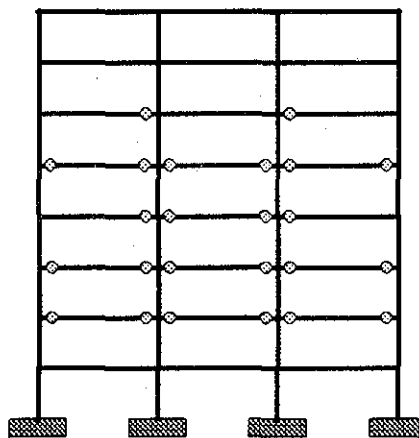


Figura 3.3: Distribución de daño asignada

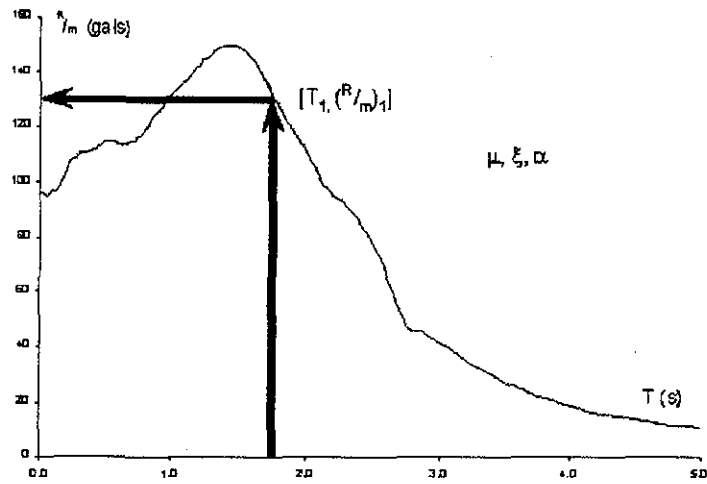


Figura 3.4: Definición de resistencia por unidad de masa para el objetivo de diseño sísmico por desempeño considerado

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

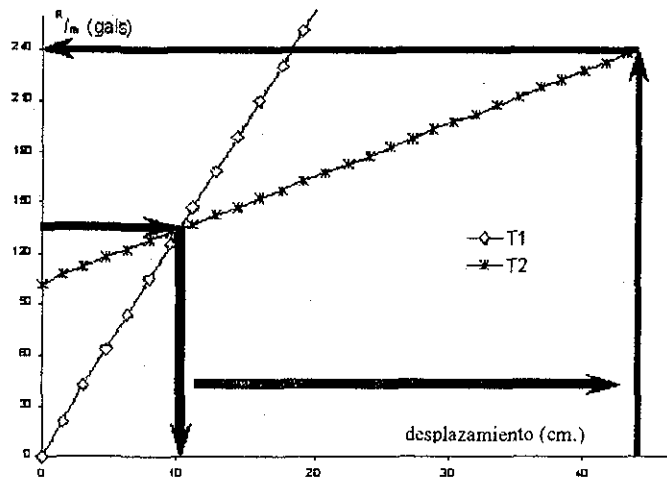


Figura 3.5: Límite de las pendientes que definen la curva de comportamiento

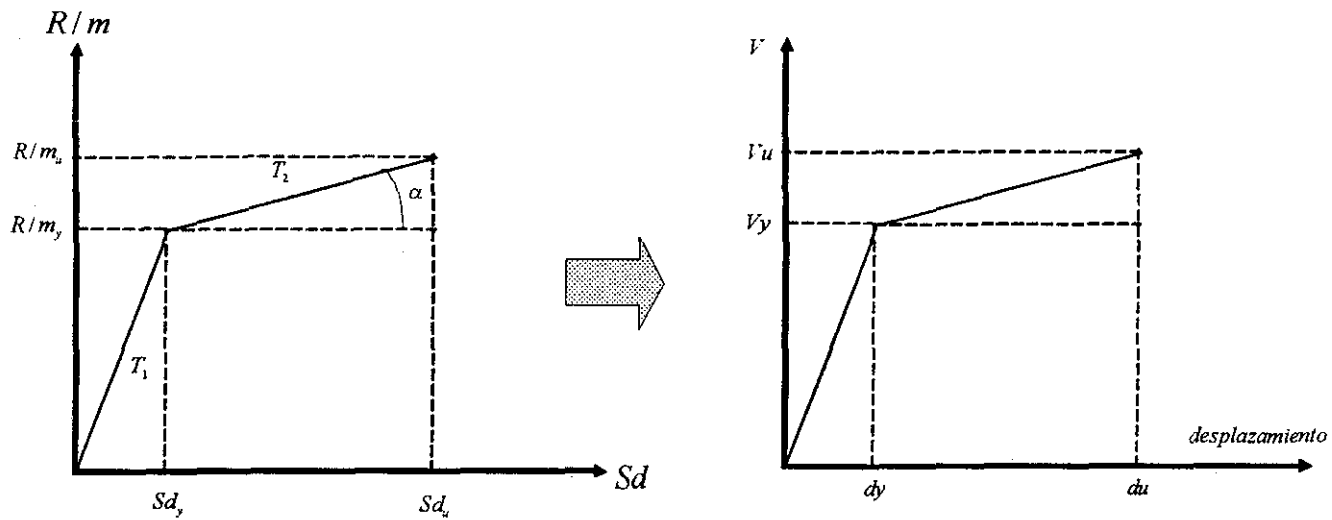


Figura 3.6: Curvas de comportamiento y capacidad

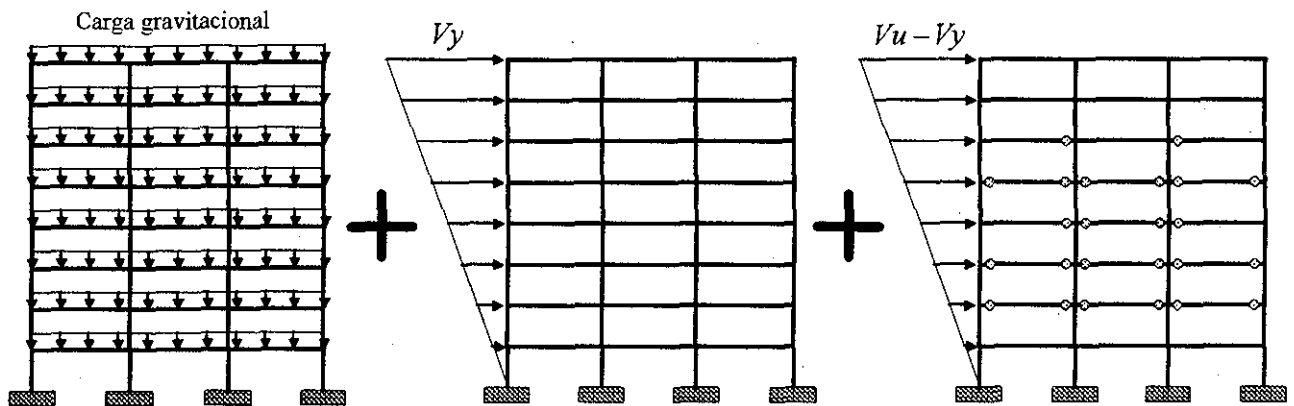


Figura 3.7: Estados de carga

### 3.3 Diseño sísmico por desempeño de marcos de edificios altos

Las limitantes del método anterior fueron eliminadas por Ayala y Basilio (2002) al plantear el desempeño de marcos de edificios altos, donde se incluye de manera explícita en las fuerzas de diseño la participación de los modos superiores de vibrar.

Este procedimiento sigue los mismos pasos del método anterior hasta el cálculo de la curva de capacidad para un sistema de 1GDL, posteriormente se dan los cambios en el procedimiento de diseño al calcular la curva de capacidad del sistema de MGDL, como se ilustra en la Figura 3.8, esta incluye la participación de los modos superiores de vibrar. La transformación se lleva a cabo empleando fórmulas derivadas de conceptos de la dinámica estructural, Requena (1999). Las expresiones para convertir la curva de comportamiento a la de capacidad de un modelo de 1GDL, y de ahí a la de MGDL que incluye la participación de los modos superiores de vibrar, se encuentran en Basilio (2002).

La distribución de fuerzas estáticas en la altura del marco para los estados elástico y último se obtienen empleando una regla de combinación modal; posteriormente para obtener las demandas de resistencia en los elementos estructurales, se emplean los mismos análisis y combinaciones de carga, del método de Ayala y Sandoval (1999).

Una mejora significativa al procedimiento anterior se dio con el empleo de análisis modales espectrales, ya que este método es más racional por que no se requiere calcular la distribución de fuerzas laterales máximas que se aplicará al marco analizado, ya que una distribución de fuerzas laterales máximas no garantiza que las correspondientes fuerzas en los elementos estructurales sean también las máximas probables. Los análisis modales espectrales, de acuerdo a los conceptos de la dinámica estructural, consideran la contribución de los modos superiores de vibrar en la determinación de fuerzas y desplazamientos en los elementos estructurales, por lo que de manera automática se toma en cuenta la contribución de los modos superiores.

El procedimiento modal espectral es un método general, ya que es aplicable tanto a estructuras que responden en su modo fundamental, como aquellas que tienen contribuciones importantes de los modos superiores, en la siguiente sección se presenta a grandes rasgos este método.



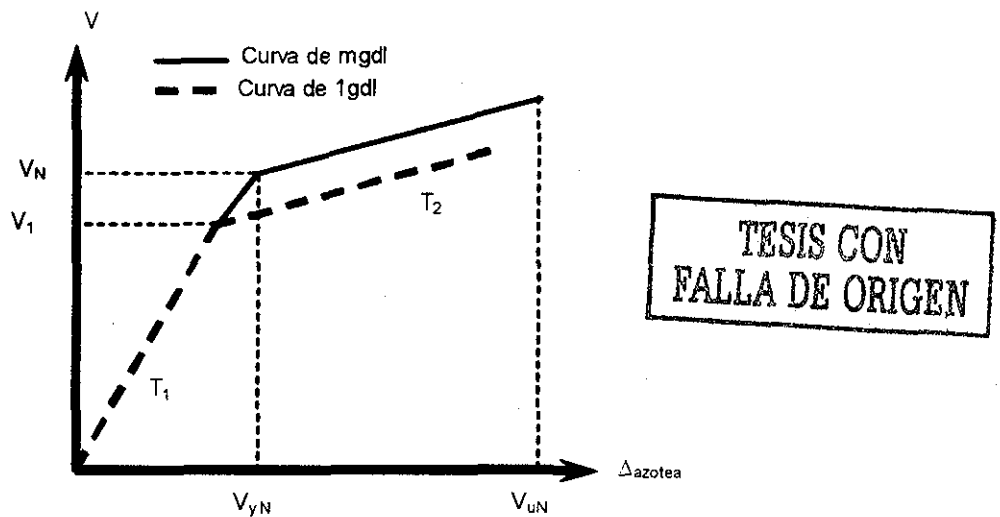


Figura 3.8: Curvas de capacidad con un modo y con todos los modos

### 3.4 Procedimiento modal espectral

El procedimiento de diseño descrito anteriormente, Ayala y Basilio (2002), involucra una aproximación para considerar la contribución de los modos superiores de vibrar en las fuerzas de diseño, esto tiene la desventaja de que las fuerzas laterales equivalentes máximas se calculan con una regla de combinación.

El procedimiento modal (Basilio, 2002), sigue los mismos pasos de los procedimientos anteriores hasta el cálculo de  $(R/m)_i$ , es a partir de ahí donde surgen las principales diferencias. Una ventaja que presenta el método modal espectral, es el cálculo de las fuerzas de diseño en los elementos estructurales, ya que estas se obtienen directamente de análisis modales espectrales, considerando todos los modos para cada una de las ramas de la curva de comportamiento, evitando el cálculo de fuerzas laterales máximas equivalentes a la acción sísmica.

Para obtener las fuerzas de diseño en los elementos que admiten daño, se realiza un análisis modal espectral considerando todos los modos, utilizando un espectro de respuesta elástico escalado de tal forma que la pseudoaceleración correspondiente al periodo fundamental de la

estructura predimensionada sin daño ( $T_1$ ), se obliga a ser igual a  $(R/m)_1$  de la curva de comportamiento, como se muestra en la Figura 3.9. Una vez realizado este análisis modal espectral obtenemos fuerzas de diseño en los elementos estructurales, a las que llamaremos *etapa1*.

El escalamiento del espectro elástico se debe a que de un análisis modal espectral, considerando un solo modo, se obtiene un desplazamiento elástico, el cual en principio, debería ser igual al de la curva de comportamiento correspondiente a la resistencia de diseño  $(R/m)_1$ , ya que estos desplazamientos son en principio diferentes, es necesario escalar el espectro elástico de respuesta para que se obtengan los mismos desplazamientos.

Las fuerzas de diseño en los elementos que no admiten daño se obtienen realizando un segundo análisis modal espectral considerando todos los modos, al que llamaremos *etapa2*, en este análisis se escala el espectro de respuesta elástico de tal forma que para el periodo fundamental de la estructura dañada ( $T_2$ ), la pseudoaceleración se obliga a coincidir con la diferencia de resistencias  $(R/m)_2 - (R/m)_1$  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 (Figura 3.10).

Las fuerzas de diseño totales en los elementos estructurales que admiten y no admiten daño, se obtienen de la superposición de las fuerzas de diseño resultantes de tres análisis, los correspondientes un análisis de carga vertical más los efectos de los análisis modales de *etapa1* y *etapa2*, análogo al procedimiento de diseño por desempeño original en el que se suman tres estados de carga superponiendo los efectos de cada uno de ellos (Ayala y Sandoval, 1999).

Los espectros de DSBD que se obtienen en este trabajo, espectros de peligro uniforme, se emplearán en lugar de los espectros de resistencia deterministas que se utilizan en los procedimientos de diseño descritos en este capítulo, pero ahora dichos espectros corresponderán a una tasa de excedencia específica, la cual se establecerá de acuerdo al tipo de estructura que se pretenda diseñar.

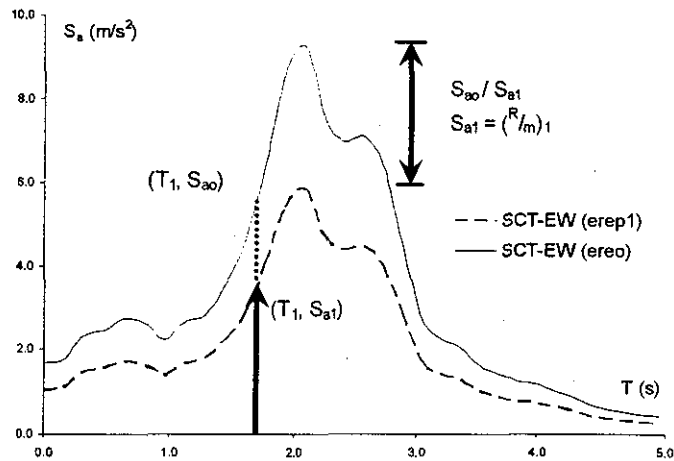
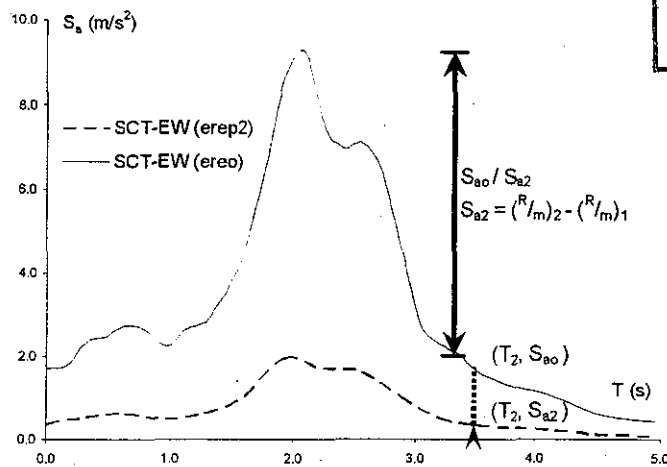


Figura 3.9: Espectro escalado para obtener fuerzas de diseño en elementos que admiten daño



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.10: Espectro escalado para obtener fuerzas de diseño en elementos que no admiten daño

En la curva de comportamiento que se define en el procedimiento de diseño sísmico basado en desempeño, propuesto por Ayala y Sandoval (1999), hay que tener en cuenta que la resistencia requerida para lograr el nivel de desempeño de prevención al colapso debe ser mayor que la correspondiente a servicio; por lo tanto, el nivel de desempeño de servicio se encuentra en algún punto de la rama elástica de la curva de comportamiento, anterior al

punto donde se cumple el nivel de desempeño de prevención al colapso. Aunque esto no es una regla general, ya que en la ciudad de México se tienen casos en que se demanda una mayor resistencia a las estructuras para el nivel de desempeño correspondiente a servicio.

Un inconveniente que enfrentan los procedimientos de diseño sísmico basados en desempeño o no, es el que corresponde a lograr más de un nivel de desempeño al mismo tiempo a través de un único diseño estructural.

En opinión del autor, para la curva de capacidad empleada en el procedimiento de DSBD propuesto por Ayala y Sandoval (1999); un procedimiento tentativo para lograr la curva de capacidad única que cumpla simultáneamente con los niveles de servicio y prevención al colapso, cuando la demanda de resistencia de servicio es menor a la de prevención al colapso; consiste primeramente en encontrar la rigidez requerida para satisfacer el nivel de desempeño de servicio, llevando a cabo una revisión de desplazamientos máximos permisibles, posteriormente se encuentra la resistencia necesaria para el nivel de desempeño de prevención al colapso, verificando que esta resistencia sea mayor a la anterior; si no se cumple, se iterará con la rigidez de la estructura entre los estados de servicio y prevención al colapso, hasta que se logre una rigidez que satisfaga ambos niveles de desempeño.

Desafortunadamente no es posible garantizar que realizando este proceso iterativo se llegue a una solución y que esta sea única; mas aún, existirán casos en los que el nivel de desempeño y la distribución de daño asignada a la estructura sean imposibles de lograr simultáneamente, ya que no son compatibles entre sí. Esto indica que no cualquier distribución de daño es posible para cualquier tipo de estructura.

El procedimiento para cumplir con varios niveles de desempeño al mismo tiempo, a través de un diseño único, es un tema que aún no ha sido estudiado, considerando que desde un punto de vista práctico no es posible satisfacer con un mismo diseño más de dos niveles de desempeño al mismo tiempo. Este tema queda fuera de los alcances de esta tesis, pero se espera que en un futuro próximo se investigue.

Es importante mencionar que la pendiente de la segunda rama de la curva de comportamiento y por lo tanto la relación de rigidez de post-fluencia a inicial,  $\alpha$ , cambiará cada vez que se defina una nueva configuración estructural; esto se debe al cambio en rigidez y distribución de daño de la nueva estructuración respecto a la inicial.

Algunas de las gráficas que se emplean en este capítulo se deben a Basilio (2002), y son utilizadas con el propósito de ilustrar el procedimiento de DSBD del que se origina esta investigación.

## **4 PROCEDIMIENTO PARA ESTIMAR ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN DESEMPEÑO**

### **4.1 Peligro sísmico**

El peligro sísmico cuantifica para un sitio determinado la tasa de excedencia de intensidades sísmicas, tales como aceleración máxima del terreno, velocidad máxima del terreno o las ordenadas del espectro de respuesta para 5% de amortiguamiento crítico. La tasa de excedencia, cuyo inverso es el periodo de retorno, indica la frecuencia con que se exceden en un sitio de interés intensidades sísmicas de cierto valor. El peligro sísmico es una medida de la exposición que un sitio tiene a los movimientos sísmicos.

Para llevar a cabo la evaluación del peligro sísmico de una región, es necesario identificar las zonas donde se generan temblores; estas zonas son llamadas provincias tectónicas. En una provincia tectónica se presenta un número de sismos por unidad de tiempo y volumen de la corteza terrestre de manera uniforme, conocida como tasas de actividad sísmica; la cual varía de una provincia tectónica a otra ya que el proceso de ocurrencia de sismos es independiente en cada una de ellas.

Por este motivo, no es correcto emplear para cierta región los periodos de retorno de sismos de diseño que se presentan en otra diferente. Por ejemplo, durante el siglo pasado en la zona de subducción del pacífico mexicano se presentaron 42 sismos de magnitud superior a 7, comparado con solo cinco ocurridos en California a lo largo de la falla de San Andrés, (Esteva, 1988), lo que indica que los periodos de retorno entre eventos de gran magnitud para México son menores comparados con los que se presentan en California, por lo cual no sería apropiado adoptar para México los periodos de retorno propuestos por Vision 2000 para el estado de California.

La determinación directa del peligro sísmico, contando el número de veces en que se excede algún valor de intensidad, rara vez se puede efectuar por que no se dispone de catálogos completos de las intensidades que han producido los sismos pasados en un sitio determinado. Por tal motivo, la determinación del peligro sísmico se realiza de manera indirecta, evaluando la tasa de actividad sísmica de las fuentes generadoras de temblores que afectan el sitio, utilizando relaciones de recurrencia de magnitudes. Posteriormente, se integran los efectos que producen los sismos que se generan en la totalidad de las fuentes seleccionadas.

La actividad sísmica de las fuentes se describe en este trabajo con la tasa de excedencia de magnitudes, la cual representa la frecuencia con que ocurren temblores de magnitud superior a una considerada.

La correcta estimación del peligro sísmico es determinante en los procedimientos de diseño sísmico basados en desempeño, ya que para la obtención de los objetivos de diseño sísmico se requiere establecer un nivel de diseño (peligro sísmico) y un nivel de desempeño (estado límite). Como se comentó en el capítulo 2, en la matriz de objetivos de DSBD publicada por Vision 2000, los niveles de diseño se definen por un grupo de eventos sísmicos que representan el peligro particular de la región donde se pretende ubicar las estructuras, clasificándose por el periodo de retorno de un sismo de diseño o su probabilidad de excedencia. Por su parte los niveles de desempeño son una expresión del daño máximo deseado en la estructura para un determinado sismo.

Empleando como parámetros de diseño únicamente un nivel de desempeño y la probabilidad de excedencia de cierta intensidad sísmica, no se tiene información sobre la excedencia del nivel de desempeño considerado; debido a que se emplea la frecuencia de ocurrencia de intensidades sísmicas en un sitio específico, sin tomar en cuenta las propiedades de la estructura que se diseña.

Por lo anterior, con el procedimiento planteado en esta tesis para la obtención de espectros de diseño sísmico basados en desempeño, se obtendrá, para un objetivo de diseño

establecido, un espectro con tasa uniforme de exceder un nivel de desempeño específico (Figura 4.1), el cual se empleará para el diseño de un tipo de estructura en particular, considerando de manera directa las propiedades de la estructura. La matriz de la Figura 4.1 es aplicable a estructuras dúctiles.

En este trabajo se estudia, como ejemplo, el nivel de desempeño correspondiente a una ductilidad de desplazamientos de cuatro,  $\mu = 4$ , la cual se denomina *prevención al colapso*, y un nivel de diseño correspondiente a un sismo extraordinario para la sismicidad que se presenta en la República Mexicana, llamado evento *muy raro*. Los niveles de diseño y desempeño mencionados se ubican en una casilla de la matriz de objetivos de diseño sísmico de la Figura 4.1; en su intersección se obtiene un espectro con tasa uniforme de exceder el nivel de desempeño de  $\mu = 4$ , ubicado en la esquina inferior derecha de la Figura 4.1. Este espectro es el correspondiente a un evento de gran magnitud para el cual las estructuras experimentan daño severo pero sin llegar al colapso.

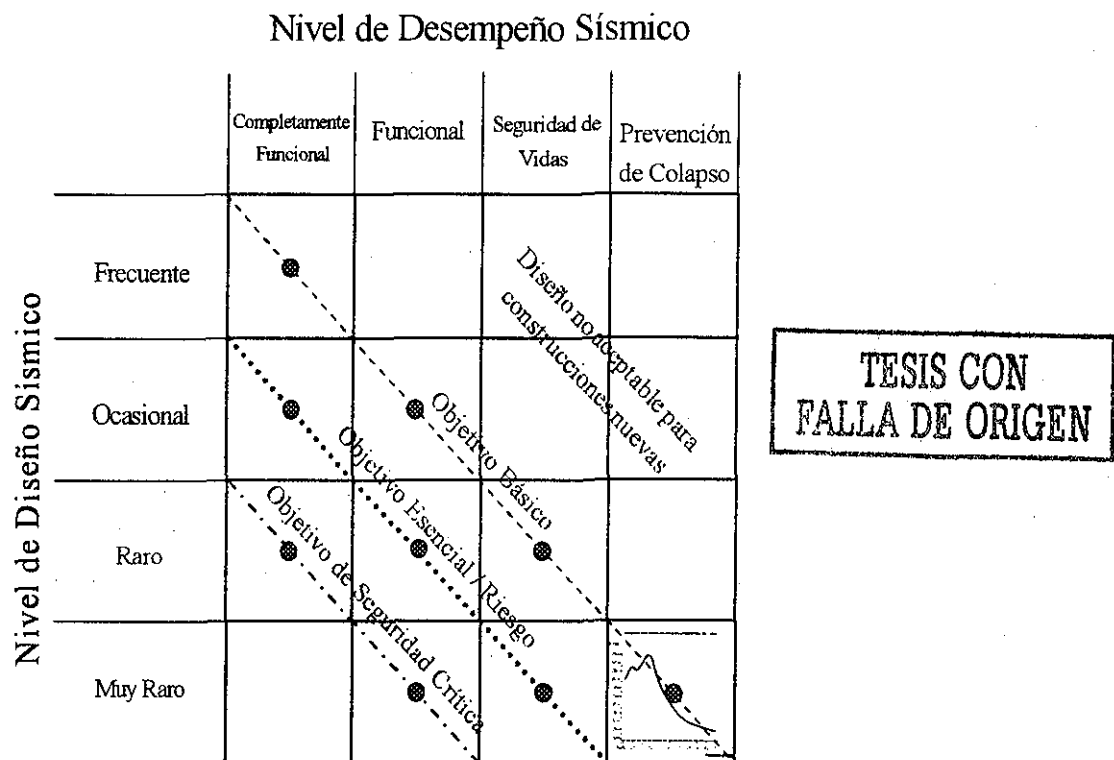


Figura 4.1: Obtención de espectros de diseño a través de objetivos de diseño sísmico basados en desempeño



El grupo de eventos sísmicos que se consideraron para el nivel de diseño de un terremoto *muy raro*, corresponden al intervalo de magnitudes de 7.2 a 8.2, ya que para el caso de las fuentes sísmicas que afectan a la ciudad de México estas magnitudes corresponden a eventos extraordinarios, ante los cuales las estructuras que en ella se ubican han experimentado estados de daño cercanos al colapso en eventos anteriores; no se toman en cuenta magnitudes menores porque ante estas no se presentan niveles de daño importantes para ser consideradas en este nivel de desempeño.

## **4.2 Tasa de excedencia de magnitudes**

Para obtener la tasa de excedencia de niveles de desempeño, que es el número esperado de veces por unidad de tiempo en que la respuesta de una estructura excede cierto nivel de desempeño específico, es necesario evaluar la sismicidad local de las provincias tectónicas que afectan la región de interés, en este caso la ciudad de México.

La evaluación de la sismicidad local para una provincia tectónica consiste en determinar la frecuencia con que ocurren sismos de magnitud superior a una considerada; esta cantidad se conoce como tasa de excedencia de magnitudes  $\lambda(M)$ . El inverso de  $\lambda(M)$  es el periodo de retorno de un sismo con esa magnitud o una mayor. La sismicidad local de una provincia tectónica se representa a través de modelos matemáticos que dependen de los tiempos de ocurrencia entre temblores; estos se presentan a continuación.

### **4.2.1 Modelos de ocurrencia de sismos**

Es posible emplear dos modelos de ocurrencia de sismos, cuya diferencia principal consiste en que en uno de ellos la ocurrencia de temblores es independiente del tiempo (modelo de

Poisson), mientras que en el segundo modelo la ocurrencia de sismos sí depende del tiempo (modelo del temblor característico).

#### 4.2.1.1 Modelo de Poisson

La tasa de excedencia de magnitudes para una fuente sísmica, con recurrencia de sismos similar a un proceso de Poisson, se expresa de la siguiente manera (Ordaz, 1997):

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}} \quad M_0 \leq M < M_u \quad (4.1)$$

$$\lambda(M) = 0 \quad M \geq M_u \quad (4.2)$$

por lo que  $M_u$  es la máxima magnitud que puede generarse en una provincia tectónica.

Donde:  $\lambda_0$ ,  $\beta$  y  $M_u$  son parámetros que definen la forma de la curva de tasa de excedencia de magnitudes y  $M_0$  es la magnitud para la cual el catálogo se considera completo; estos parámetros definen la sismicidad local (Ordaz, 1997).

#### 4.2.1.2 Modelo del temblor característico

Al analizar los datos de terremotos en distintas fuentes sísmicas en el mundo, se ha observado que en algunas de estas fuentes los tiempos entre eventos no presentan una distribución exponencial, más bien presentan periodicidad, ya que en ellas solo se generan temblores de ciertas magnitudes en tiempos de ocurrencia constantes; esto ocurre en la zona de subducción del pacífico mexicano (Singh 1983, Youngs 1985).

En el modelo del temblor característico, la magnitud de un sismo está relacionada con el tiempo que ha transcurrido para su ocurrencia; por lo tanto, la magnitud del próximo evento crece conforme aumenta el tiempo que ha dejado de temblar, por ello, la magnitud esperada se define como una función del tiempo de la siguiente manera (Ordaz, 1999):

$$E(M|T00) = \max(M0, D + F * Ln(T00)) \quad (4.3)$$

donde:

$E(M|T00)$  es el valor esperado de la magnitud del próximo evento, dado que han transcurrido  $T00$  años desde la última ocurrencia de un temblor característico de magnitud  $M > M0$ ,  $M0$  es la magnitud umbral,  $D, F$  son parámetros que definen la variación de la magnitud esperada con el tiempo.

En el modelo del temblor característico la tasa de excedencia de la magnitud cambia en función del tiempo y está dada por:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \left[ 1 - \Phi \left( \frac{M - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right] k \quad M_u > M \geq M_0 \quad (4.4)$$

y:

$$\lambda(M) = 0 \quad M \geq M_u \quad (4.5)$$

$M_u$  es la máxima magnitud que puede generarse en una provincia tectónica.

donde:

$$\lambda_0 = \frac{1}{T_0} \quad (4.6)$$

$T_0$  mediana del tiempo entre eventos con magnitud  $M > M_0$ ,  $\sigma_M$  desviación estándar de las magnitudes,  $\Phi$  denota distribución normal estándar,  $M_0$  magnitud umbral,  $M_u$  máxima magnitud posible y  $k$  es un factor de normalización tal que la integral bajo la curva de la distribución normal estándar sea igual a la unidad:

$$k \int_{M_o}^{M_u} \phi \left( \frac{M - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) dM = 1 \quad (4.7)$$

desarrollando:

$$k \left[ \Phi \left( \frac{Mu - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) - \Phi \left( \frac{Mo - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right] = 1 \quad (4.8)$$

por lo tanto:

$$k = \frac{1}{\left[ \Phi \left( \frac{Mu - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) - \Phi \left( \frac{Mo - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right]} \quad (4.9)$$

finalmente, la ecuación 4.9 queda:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{\left[ 1 - \Phi \left( \frac{M - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right]}{\left[ \Phi \left( \frac{Mu - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) - \Phi \left( \frac{Mo - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right]} \quad (4.10)$$

La función de densidad de probabilidad de la magnitud está dada por:

$$f_M(x) = -\frac{1}{\lambda_0} \frac{d\lambda(M)}{dM} \quad (4.11)$$

donde  $\lambda(M)$  tasa de excedencia de magnitudes.

Los temblores de subducción contribuyen en gran parte de la sismicidad del valle de México, particularmente los terremotos que ocurren frente a las costas de Guerrero. Los grandes temblores de este tipo,  $M > 7$ , se generan en zonas de ruptura bien definidas, por lo que la hipótesis de que son generados por un proceso de Poisson no es válida. En consecuencia, para la obtención de espectros de diseño sísmico basados en desempeño, se hace una evaluación del peligro sísmico que afecta a la ciudad de México considerando un

modelo de generación de temblores característicos. Así mismo, se considera que la única fuente sísmica que influye en el peligro de la ciudad de México es la fuente de Guerrero.

### 4.3 Cálculo de espectros de diseño sísmico basados en desempeño

#### 4.3.1 Cálculo de tasa de excedencia de magnitudes

A continuación se desarrolla el procedimiento que permite el cálculo de las curvas de excedencia de magnitudes, mediante las cuales se estiman los espectros de diseño sísmico basados en desempeño propuestos en esta tesis.

Como el modelo de generación de temblores para la zona de subducción de Guerrero es de tipo característico, primeramente se requiere determinar el valor esperado de la magnitud del próximo evento sísmico  $E(M|T00)$ , ecuación 4.3:

$$E(M|T00) = \max(M0, D + F * \ln(T00))$$

de acuerdo con Ordaz (2002), para la zona de subducción de Guerrero con un modelo de generación de temblores característicos, tenemos que:  $T00 = 80$  años,  $M_0 = 7.0$ ,  $M_u = 8.4$ ,  $D = 7.5$ ,  $F = 0.0$ ,  $\sigma_M = 0.27$ ,  $T_0 = 39.7$  años.

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación 4.3, encontramos que el valor esperado de magnitud para un sismo característico de la zona de subducción de Guerrero, con un intervalo de tiempo de  $T00 = 80$  años entre eventos, será de:

$$E(M|80) = 7.5$$

lo cual indica que en la zona de subducción de Guerrero se espera la ocurrencia de sismos de magnitud 7.5 o mayor, con un intervalo de tiempo de 80 años desde la última ocurrencia de un evento sísmico.

Posteriormente, para obtener la tasa de excedencia de magnitudes, es necesario encontrar los valores de las constantes  $k$  y  $\lambda_0$ . El término  $\lambda_0$  se define como el inverso de la mediana del tiempo entre eventos con magnitud  $M > M_0$ , por lo que:

$$\lambda_0 = \frac{1}{T_0} = \frac{1}{39.7} = 0.025188$$

Aplicando la ecuación 4.9 y resolviendo para la constante  $k$ , obtenemos:

$$k = 1.118$$

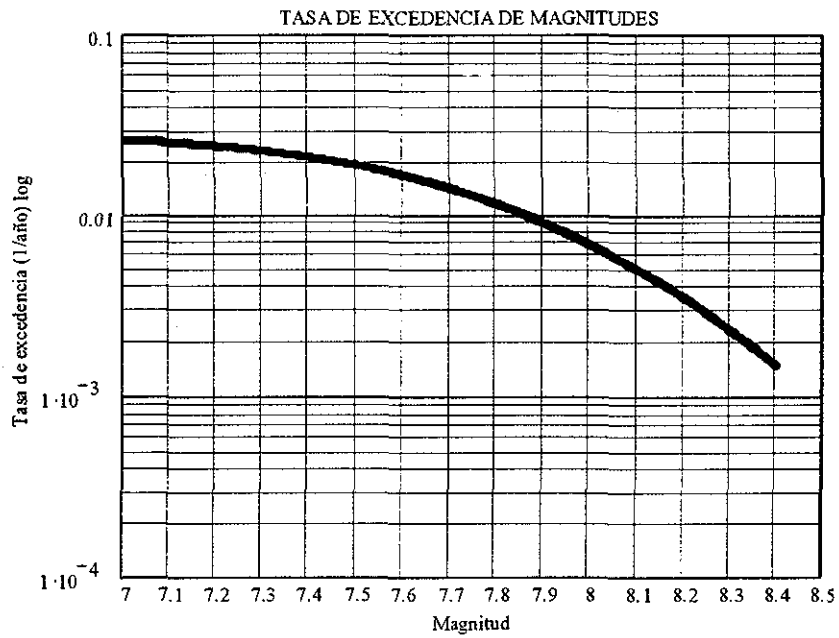
Finalmente la tasa de excedencia de magnitudes se expresa como (ecuación 4.4):

$$\lambda(M) = \lambda_0 \left[ 1 - \Phi \left( \frac{M - E(M|T_{00})}{\sigma_M} \right) \right] k$$

En la Figura 4.2 se presenta la curva de tasa de excedencia de magnitudes  $\lambda(M)$ , obtenida con los parámetros calculados previamente, así como con la ecuación 4.4, para el rango de magnitudes de 7.0 a 8.4,  $M_0$  y  $M_U$  respectivamente. Así mismo, en la Figura 4.3 se muestra la curva de periodos de retorno de magnitudes, donde:  $Tr = 1 / \lambda(M)$ .

En la Figura 4.4 se muestra la función de densidad de probabilidad de la magnitud, dada por la derivada de la tasa de excedencia de magnitudes, ecuación 4.11:

$$f_M(x) = -\frac{1}{\lambda_0} \frac{d\lambda(M)}{dM}$$



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.2: Tasa de excedencia de un sismo de magnitud  $M$  o mayor  $\lambda(M)$ , para la fuente sísmica de Guerrero

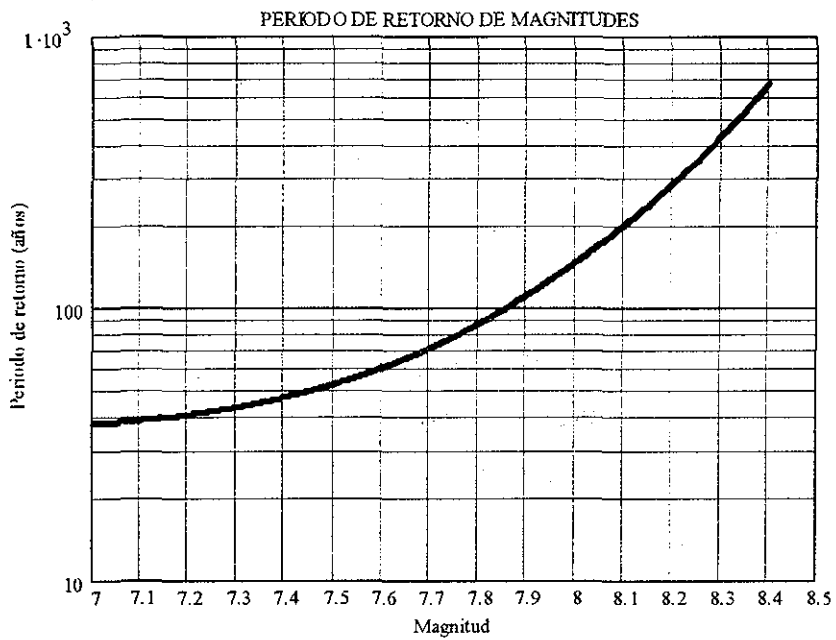
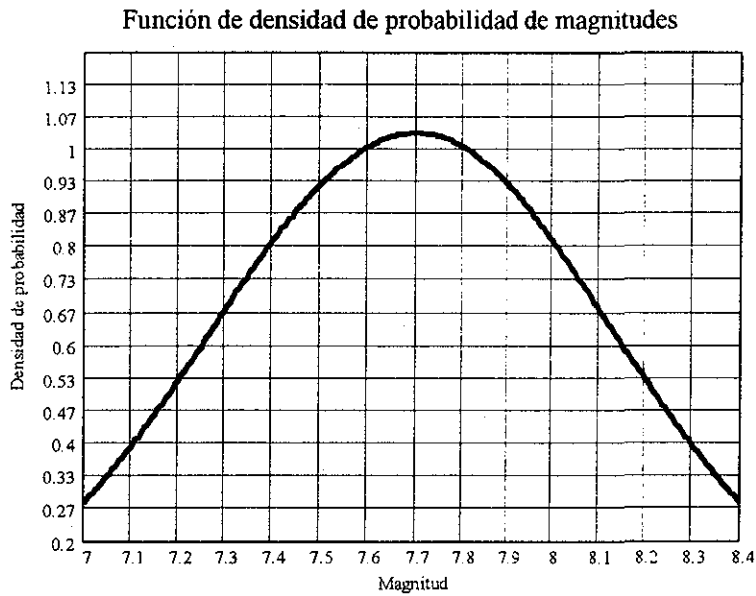


Figura 4.3: Periodo de retorno de un sismo de magnitud  $M$  o mayor, para la fuente sísmica de Guerrero



**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

Figura 4.4: Función de densidad de probabilidad de magnitudes

En la propuesta de diseño sísmico basado en desempeño por parte de Vision 2000, se proponen objetivos de diseño sísmico que consisten en parejas de nivel de desempeño contra tasa de excedencia de intensidad sísmica (Figura 2.1). Al diseñar con estos parámetros no se tiene información sobre la excedencia del nivel de desempeño considerado, ya que se emplea un término que expresa cuál es la frecuencia de ocurrencia de intensidades sísmicas en un sitio específico, sin tomar en cuenta las propiedades de la estructura que se diseña.

Por lo anterior, en este trabajo se proponen objetivos de diseño sísmico consistentes en parejas de nivel de desempeño contra tasa de excedencia de nivel desempeño para un nivel de diseño sísmico específico; tomando en cuenta de manera directa las propiedades de la estructura.



### 4.3.2 Tasa de excedencia de niveles de desempeño

Como se comentó, el peligro sísmico cuantifica la tasa de excedencia de cierta intensidad sísmica  $a$ ,  $\nu(a)$ , el cual se expresa como el número esperado de veces por unidad de tiempo en que se excede algún valor de intensidad; esto se expresa matemáticamente de la siguiente manera (Ordaz, 1997):

$$\nu(a) = \sum_{i=1}^N \int_{M_o}^{M_{ui}} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} Pr(A > a | M, L_i) dM \quad (4.12)$$

Considerando ahora nuestro problema de cuantificar la tasa de excedencia de un nivel de desempeño específico, esta se expresa como el número esperado de veces por unidad de tiempo en que la respuesta de una estructura excede cierto nivel de desempeño cuando se le somete a sismos de distintas magnitudes y fuentes que definen el peligro sísmico de un sitio.

Esto se establece en términos de la suma, sobre todas las fuentes sísmicas y magnitudes consideradas, del producto de la derivada de la tasa de excedencia de magnitudes de la  $i$ -ésima fuente sísmica, por la probabilidad condicional de que la estructura exceda el nivel de desempeño establecido dado que ocurre un sismo de cierta magnitud  $M$  a determinada distancia  $L_i$ ; esta definición se expresa matemáticamente como:

$$\nu(r) = \sum_{i=1}^N \int_{M_o}^{M_{ui}} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} P_{r,i}(r > r_{lim} | M, L_i) dM \quad (4.13)$$

donde la sumatoria abarca las  $N$  fuentes sísmicas relevantes,  $M_{ui}$  es la magnitud máxima que puede generarse en cada fuente,  $M_o$  es la magnitud para la cual el catálogo de esta fuente está completo,  $L_i$  es la distancia entre la  $i$ -ésima fuente sísmica y el sitio de interés,  $r_{lim}$  es el nivel de desempeño considerado para la estructura en estudio,  $P_{r,i}(r > r_{lim} | M, L_i)$  es la probabilidad de que la respuesta  $r$  exceda el nivel de desempeño considerado, dado que ocurrió un sismo de cierta magnitud a la distancia  $L_i$  para la  $i$ -ésima fuente sísmica,  $\lambda_i(M)$  representa la sismicidad local de la  $i$ -ésima fuente.

En este trabajo se consideró que la única fuente sísmica que contribuye peligro a la ciudad de México es la fuente de Guerrero, por lo que la sumatoria de la ecuación 4.13 solamente contempla un término. En caso de considerar que otras fuentes tienen influencia en el peligro sísmico de la región, la sumatoria abarcaría la totalidad de las fuentes que se considere.

El nivel de desempeño estructural empleado en este trabajo con propósitos ilustrativos, corresponde a una ductilidad de desplazamientos de cuatro,  $\mu = 4$ , por lo que la ecuación anterior se expresa ahora de la siguiente manera:

$$v(4) = \int_{M_o}^{M_u} -\frac{d\lambda(M)}{dM} P_r(\mu > 4 | M) dM \quad (4.14)$$

Considerando que la probabilidad de que el sistema estructural tenga una ductilidad mayor de cuatro es igual a la probabilidad de que el sistema tenga una resistencia menor a la requerida para alcanzar dicha ductilidad; aunque esta condición no se satisface en el caso de un solo registro sísmico, la ecuación 4.14 se expresa de la forma:

$$v(R) = \int_{M_o}^{M_u} -\frac{d\lambda(M)}{dM} P_r(Re > R | M) dM \quad (4.15)$$

donde  $Re$  es la resistencia necesaria que se debe proporcionar a la estructura para que esta desarrolle el nivel de desempeño establecido,  $\mu = 4$ .

En este trabajo se consideró que la relación entre la media de resistencia y ductilidad es monotónica (al reducir la resistencia aumenta la ductilidad del sistema). Pero es importante tener en cuenta que esta relación no se cumple para un solo acelerograma, ya que una ductilidad se puede lograr con más de una resistencia para la misma excitación sísmica (Chopra, 1995).

Parecerá que situaciones donde existen varios valores de resistencia para una misma ductilidad, implican que hay igual número de distribuciones de daño diferentes y que solo un valor de resistencia corresponde a la configuración de diseño supuesta.

Lo anterior ocasiona que se pudiese considerar para la curva de capacidad, una resistencia que no corresponde a la distribución de daño supuesta, provocando que la estructura no presente daño en las secciones que se propuso inicialmente. Este punto se encuentra fuera de los objetivos de este trabajo, pero se espera que sea tratado con detalle en futuras investigaciones.

Previamente se desarrolló el procedimiento para obtener la tasa de excedencia de magnitudes para la fuente sísmica de Guerrero  $\lambda(M)$ , Figura 4.2. El siguiente paso consiste en obtener la probabilidad condicional de que la estructura exceda el nivel de desempeño considerado, lo cual se desarrolló a través del método de Monte Carlo, es decir, se empleó un número considerable de análisis deterministas para llegar a establecer espectros probabilistas. Para ello se realizaron simulaciones de sismos empleando funciones de Green, utilizando como semilla un terremoto de magnitud inferior a la de los sismos simulados; magnitud 6.9, proveniente de la brecha sísmica que se encuentra en las costas de Guerrero, en el Pacífico mexicano; registrado el 25 de abril de 1989 en la estación SCT de la ciudad de México.

Las simulaciones se realizaron para el rango de magnitudes de 7.2 a 8.2 con incrementos en magnitud de 0.1, obteniendo mil sismos simulados para cada una de las magnitudes consideradas. Posteriormente se calcularon espectros de resistencia para cada uno de los sismos obtenidos, para todas las magnitudes consideradas.

Los espectros de resistencia se obtuvieron con el programa TRIBILIN (Ordaz y Pérez Rocha; modificado por el autor), el cual, para cada periodo de vibración, proporcionó la resistencia que se debe asignar a la estructura para que esta desarrolle siempre una ductilidad de cuatro ante la excitación dada por un acelerograma (*Re*). El programa modela

las estructuras como sistemas de 1GDL, con comportamiento bilineal, cuya pendiente de la segunda rama es positiva (Figura 1.1).

El cálculo de los espectros de resistencia se realizó para el rango de periodos de vibración de 0.05 a 5 seg., lo cual contempla casi en su totalidad los periodos de vibración de las estructuras que se presentan en la práctica.

Todos los espectros que se obtienen en este trabajo corresponden a una razón de rigidez de post-fluencia a rigidez inicial (pendiente de la segunda rama de la curva bilineal de comportamiento),  $\alpha = 23 \%$ , la cual corresponde a la distribución de daño del marco estructural mostrado en la Figura 3.3; con un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%.

En las Figuras 4.5 y 4.7 se muestran los resultados de someter un sistema de 1GDL con comportamiento bilineal a la totalidad de los sismos simulados; obteniendo en forma tridimensional las funciones de densidad de probabilidad de las resistencias en función del periodo, necesarias para que el sistema de 1GDL desarrolle una ductilidad de cuatro frente a un sismo de magnitud 8.1 y 7.5 respectivamente; entre ambas gráficas se observa que a medida que la magnitud de los sismos se incrementa, es necesario proporcionar una mayor resistencia para lograr el nivel de desempeño establecido.

Se obtuvieron funciones de densidad de probabilidad tridimensionales, para todo el rango de magnitudes ya comentadas, de 7.2 a 8.2 con incrementos de 0.1 (en total 11 funciones de densidad de probabilidad tridimensionales), mostrándose solamente las comentadas.

En las Figuras 4.6 y 4.8 se muestra la función de densidad de probabilidad correspondiente a un periodo de vibración de 2 seg., la cual se obtiene realizando un corte perpendicular al eje de periodos de las Figuras 4.5 y 4.7 respectivamente. Se encontró que la función de densidad de probabilidad que mejor ajusta a los datos experimentales es la lognormal; la elección de esta función se llevó a cabo con la prueba Kolmogorov – Smirnov (Ang y Tang, 1975), la cual se basa en una comparación entre la distribución experimental de

frecuencias de las resistencias necesarias para alcanzar el nivel de desempeño y la distribución de una función teórica.

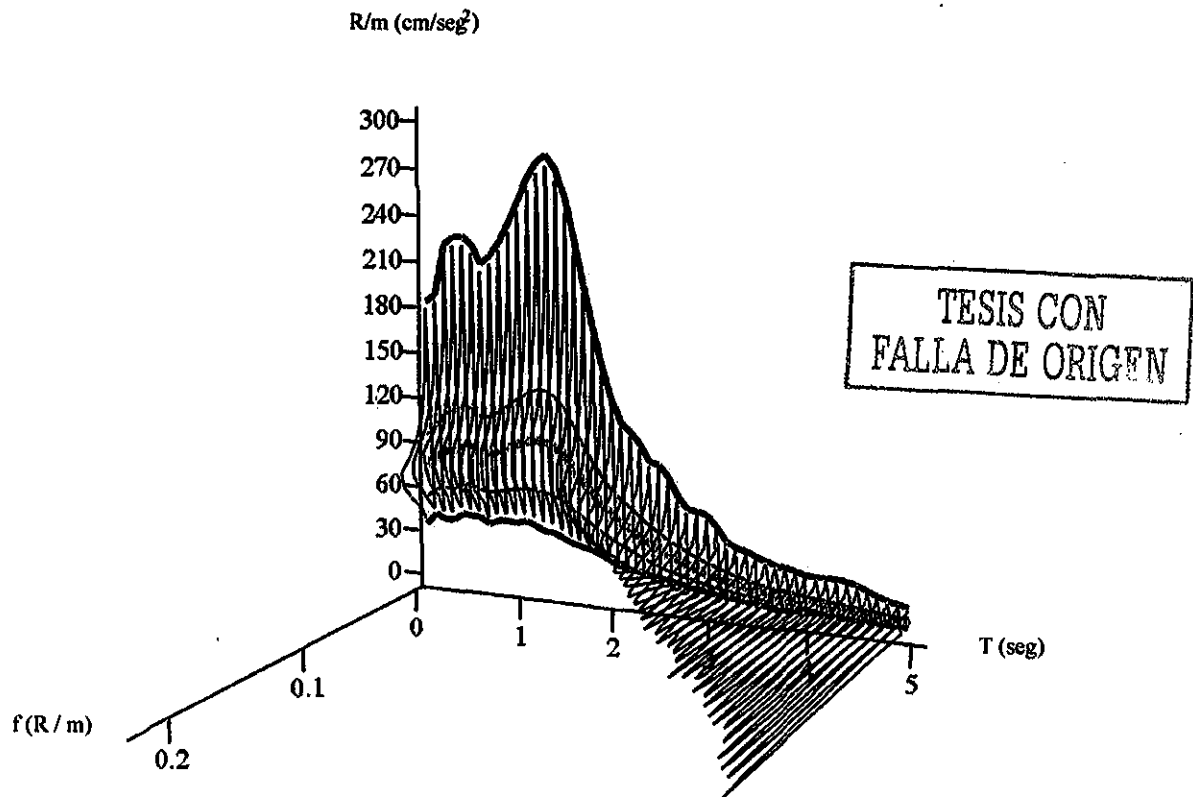


Figura 4.5: Funciones de densidad de probabilidad de resistencias, obtenidas para periodos de 0.05 a 5 seg.,  $M = 8.1$

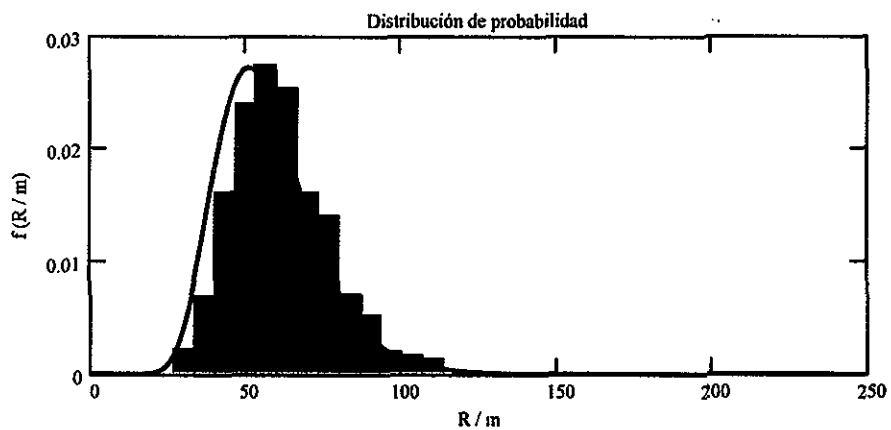


Figura 4.6: Distribución de probabilidad lognormal  
 $T = 2$  seg.,  $M = 8.1$

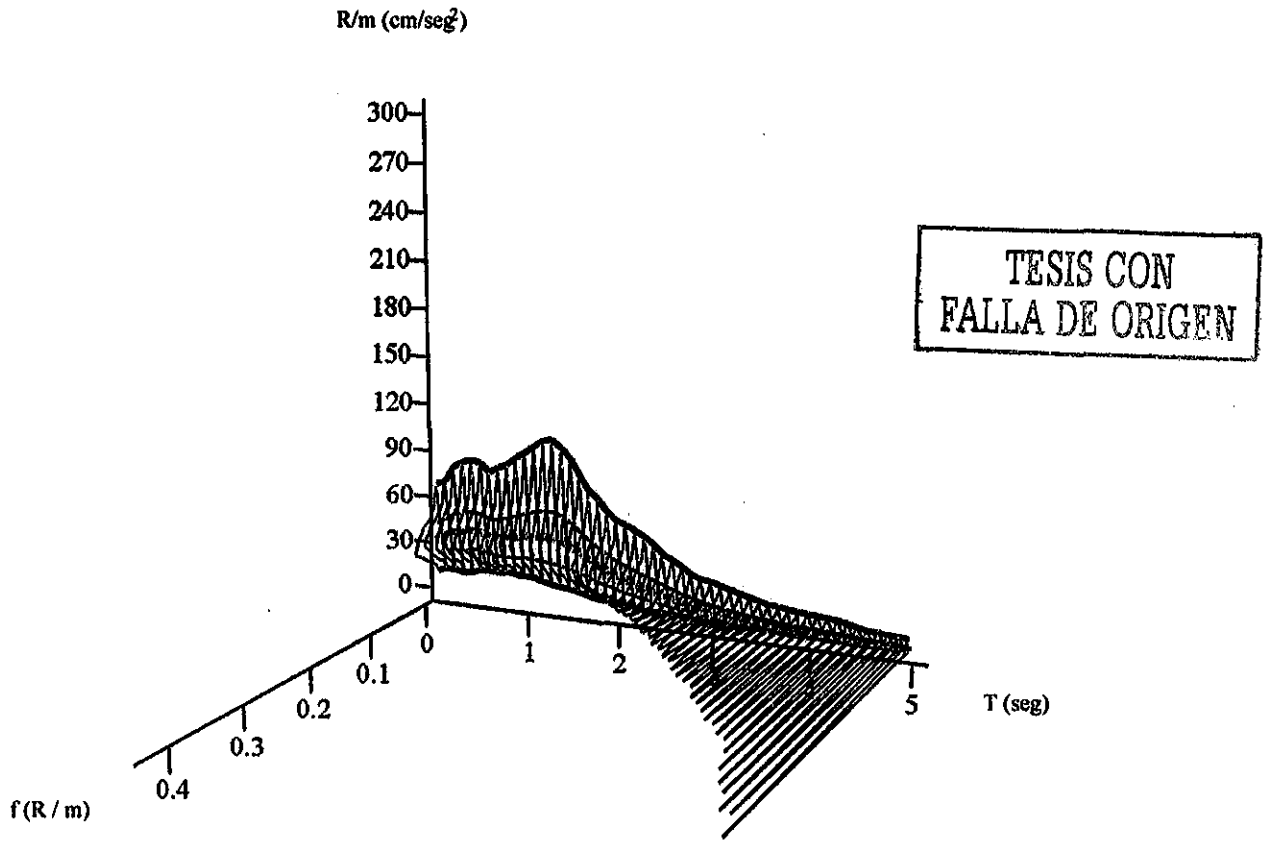


Figura 4.7: Funciones de densidad de probabilidad de resistencias, obtenidas para periodos de 0.05 a 5 seg.,  $M = 7.5$

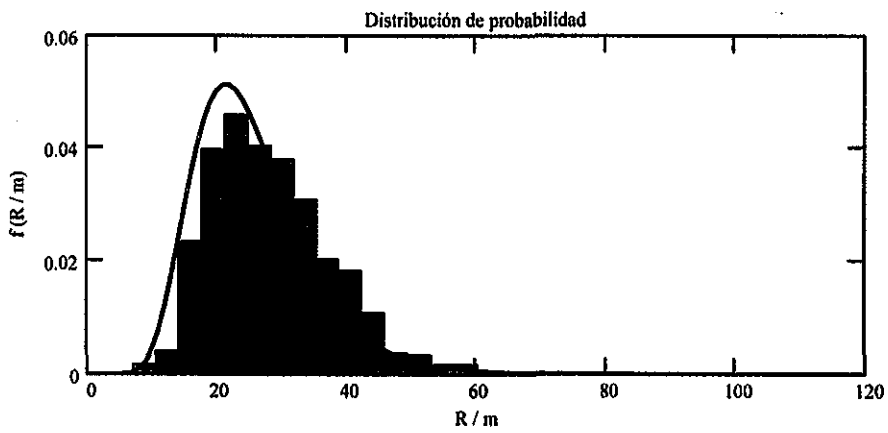


Figura 4.8: Distribución de probabilidad lognormal  
 $T = 2$  seg.,  $M = 7.5$

### 4.3.3 Cálculo de espectros de peligro uniforme

Una vez calculada la tasa de excedencia de magnitudes  $\lambda(M)$  y la probabilidad condicional de que la estructura exceda el nivel de desempeño considerado, el siguiente paso consiste en calcular la integral sobre todas las magnitudes de la ecuación 4.15, para  $M_0 = 7.0$  a  $M_u = 8.4$ , que corresponden a la sismicidad local de la fuente de Guerrero. Esto se expresa como:

$$v(R) = \int_{7.0}^{8.4} -\frac{d\lambda(M)}{dM} P_r(Re > R|M) dM \quad (4.16)$$

Evaluando la expresión anterior, obtenemos una superficie formada por una familia de curvas de *periodo vs. resistencia / masa*, con tasa uniforme de exceder el nivel de desempeño correspondiente a  $\mu = 4$ , la cual se muestra en la Figura 4.9.

Realizando un corte perpendicular al eje de tasas de excedencia obtenemos espectros con tasa uniforme de exceder el nivel de desempeño considerado. Cada una de las ordenadas de estos espectros de resistencia tiene la misma probabilidad de ser excedida en un lapso de tiempo dado.

En la Figura 4.10 se muestran en forma de curvas de nivel diferentes espectros de resistencias de diseño, cada uno de ellos corresponde a una tasa de excedencia uniforme. En esta figura observamos que las ordenadas espectrales aumentan a medida que la tasa de excedencia del nivel de desempeño disminuye.

Una vez que se estudien y propongan valores de tasas de excedencia para los diferentes niveles de diseño sísmico, será posible con el procedimiento planteado en esta tesis obtener espectros de diseño para la tasa de excedencia que se considere pertinente. Es necesario indicar que todos los espectros derivados de este trabajo corresponden al nivel de desempeño sísmico dado por una ductilidad de desplazamientos de cuatro, el cual se



consideró como prevención al colapso. En caso de ser otro el nivel de desempeño considerado, será necesario realizar nuevamente todo este procedimiento para ese nivel de desempeño.

Considerando con propósitos ilustrativos, el objetivo de diseño sísmico correspondiente a un nivel de desempeño de ductilidad de desplazamientos de cuatro, con una tasa de excedencia de 10% en 100 años (0.001/año) para un sismo muy raro; en la Figura 4.11 se muestra el espectro de peligro uniforme correspondiente al objetivo de diseño sísmico mencionado. Este espectro de peligro uniforme se obtiene con el procedimiento planteado en este trabajo. Todas las ordenadas de este espectro tienen una tasa de excedencia de 0.001 / año para el nivel de desempeño de  $\mu = 4$ .

En la Figura 4.12 se muestran espectros de peligro uniforme correspondientes a diferentes tasas de excedencia, para el mismo nivel de desempeño de  $\mu = 4$ .

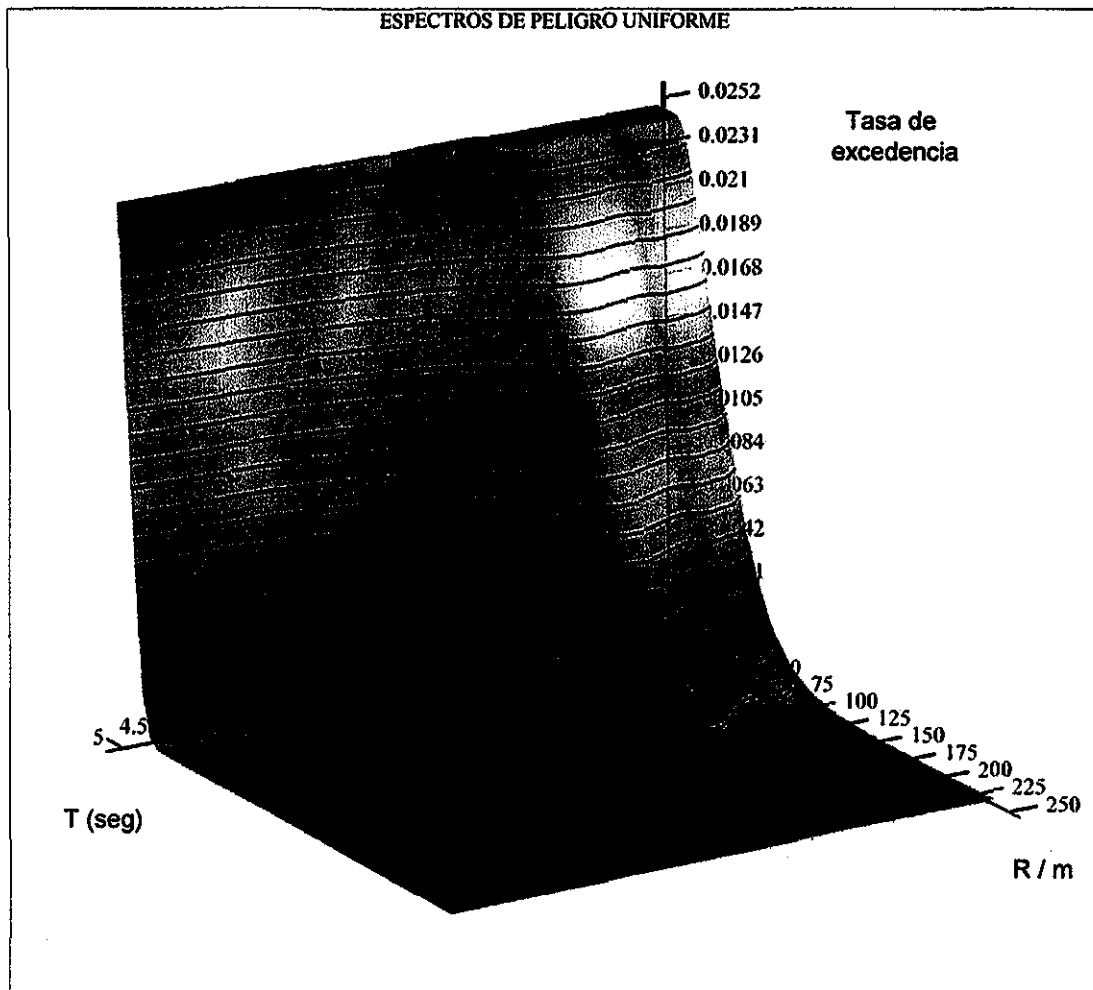


Figura 4.9: Superficie de curvas de tasa de excedencia de ductilidad cuatro en función de la resistencia

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

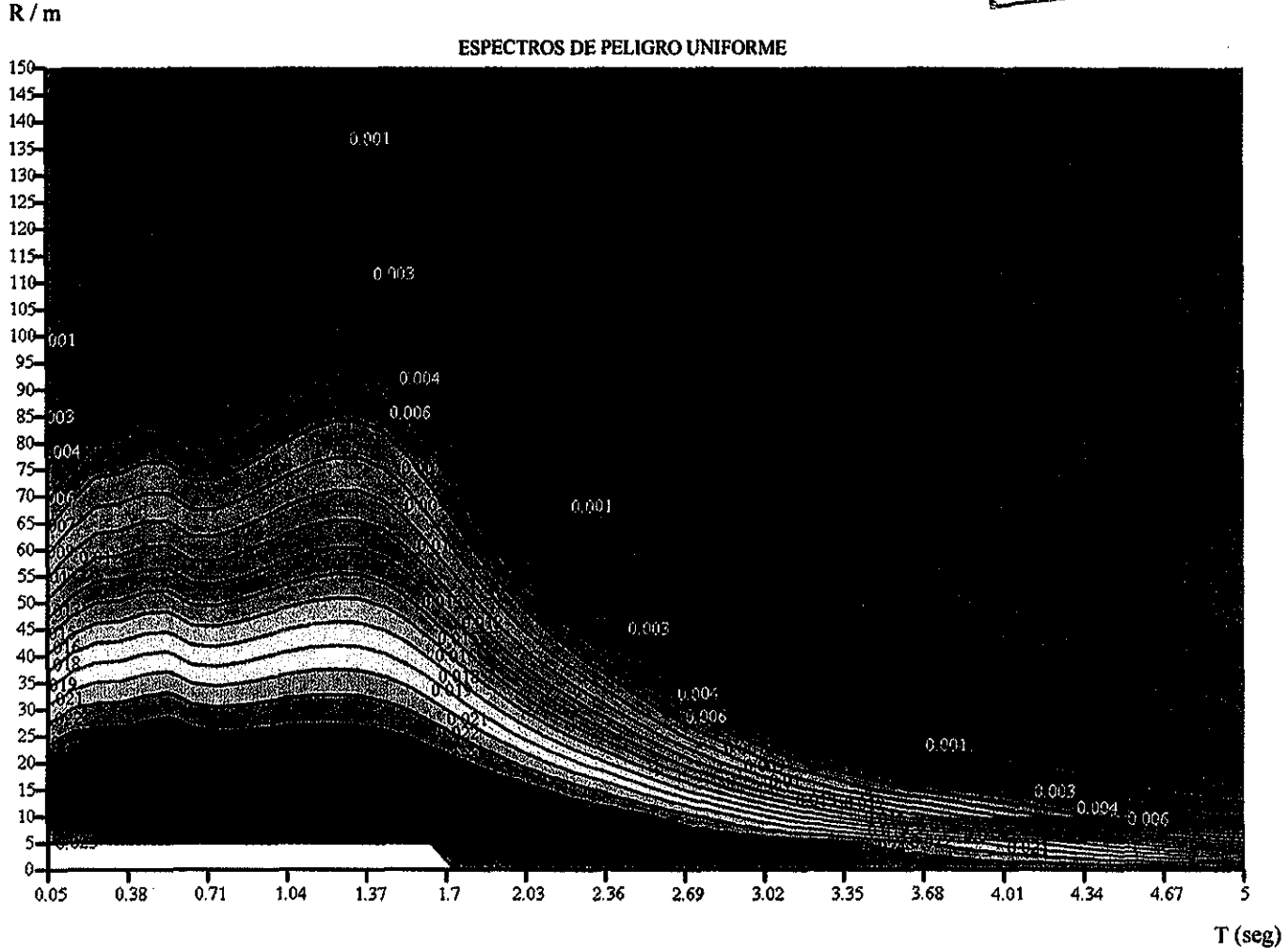


Figura 4.10: Espectros de peligro uniforme de R/m para diferentes tasas de excedencia

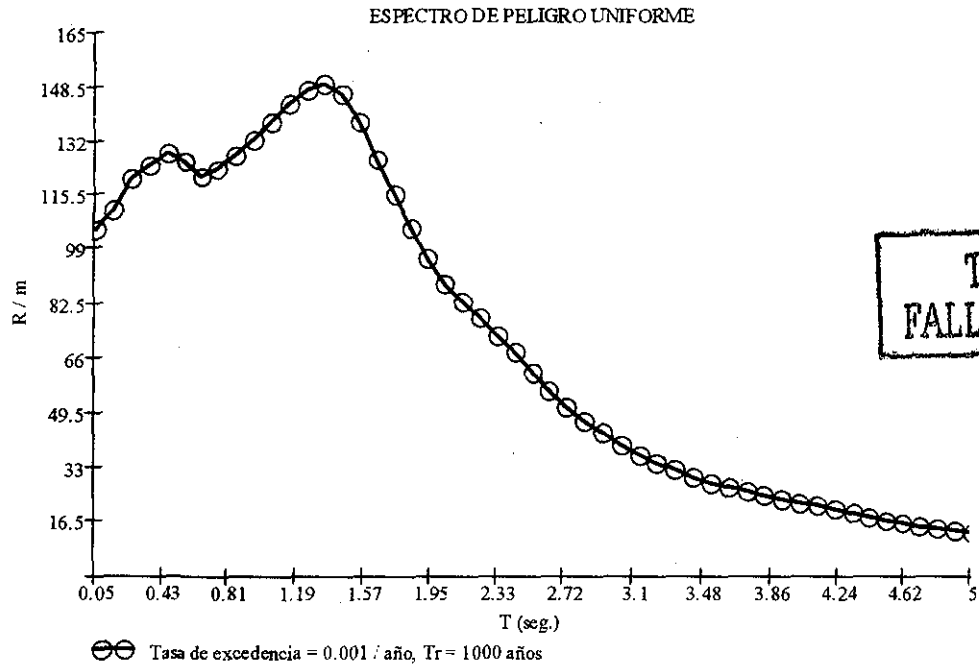


Figura 4.11: Espectro con tasa de excedencia uniforme de 10% / 100 años

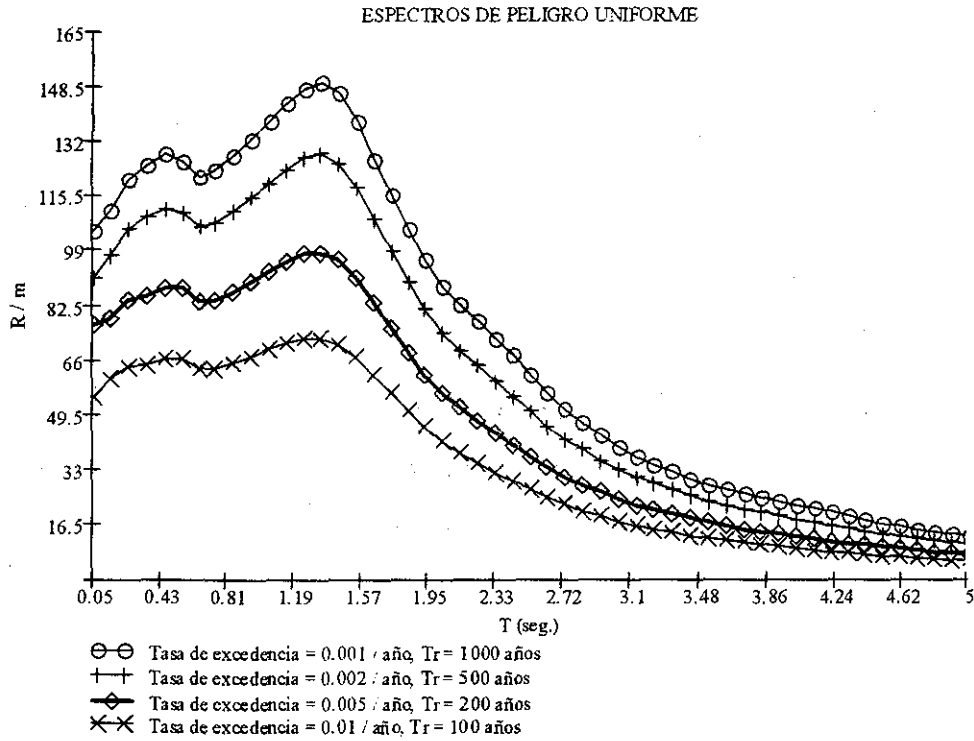


Figura 4.12: Espectros de peligro uniforme

En la Figura 4.13 se muestra una comparación entre los espectros de peligro uniforme propuestos en este trabajo, contra el espectro de resistencias correspondiente al registro sísmico del terremoto del 19 de septiembre de 1985, registrado en la estación SCT de la ciudad de México; empleando para todos los espectros mostrados el mismo nivel de desempeño: ductilidad de desplazamientos de cuatro, pendiente de la segunda rama del modelo bilineal  $\alpha = 23\%$  y porcentaje de amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ .

Se observa que las ordenadas del espectro de resistencias para el registro SCT – 85, son similares a las del espectro de peligro uniforme correspondiente a una tasa de excedencia de 0.001 / año. Las ordenadas del espectro de peligro uniforme son superiores a las del registro SCT – 85 para periodo corto, menor de 1 seg. y para periodo largo, mayor de 3.5 seg. Por el contrario, son inferiores a las ordenadas del espectro de resistencias SCT – 85 para el rango de periodos de 1 a 3.5 seg., aproximadamente.

Lo anterior indica que las ordenadas espectrales del registro SCT – 85, poseen una tasa de excedencia menor a 0.001/año para periodos comprendidos entre 1 y 3.5 seg.; por el contrario, poseen una tasa de excedencia mayor a 0.001/año para periodo menor de 1 seg. y mayor de 3.5 seg.

La característica de un espectro de peligro uniforme consiste en que sus ordenadas tienen la misma probabilidad de ser excedidas en un lapso de tiempo dado, por lo tanto, corresponden a diferentes sismos en distintas regiones espectrales; por esta razón no existe ningún sismo cuyo espectro de resistencias sea igual a uno de peligro uniforme, este punto se observa en la Figura 4.13, ya que para todo el rango de periodos considerados, las ordenadas del espectro de resistencias SCT – 85 no son iguales a las del espectro de peligro uniforme con tasa de excedencia 0.001 / año.

Si se emplean espectros de peligro uniforme de diseño sísmico en futuros reglamentos de construcción en nuestro país, se deben realizar consideraciones de diseño óptimo, ya que desde el punto de vista económico resulta más adecuado emplear periodos de retorno mayores en zonas de menor sismicidad que los correspondientes a zonas de mayor

sismicidad (Esteva, 1970). Por lo cual, es recomendable que no se adopten los mismos periodo de retorno para toda la República Mexicana.

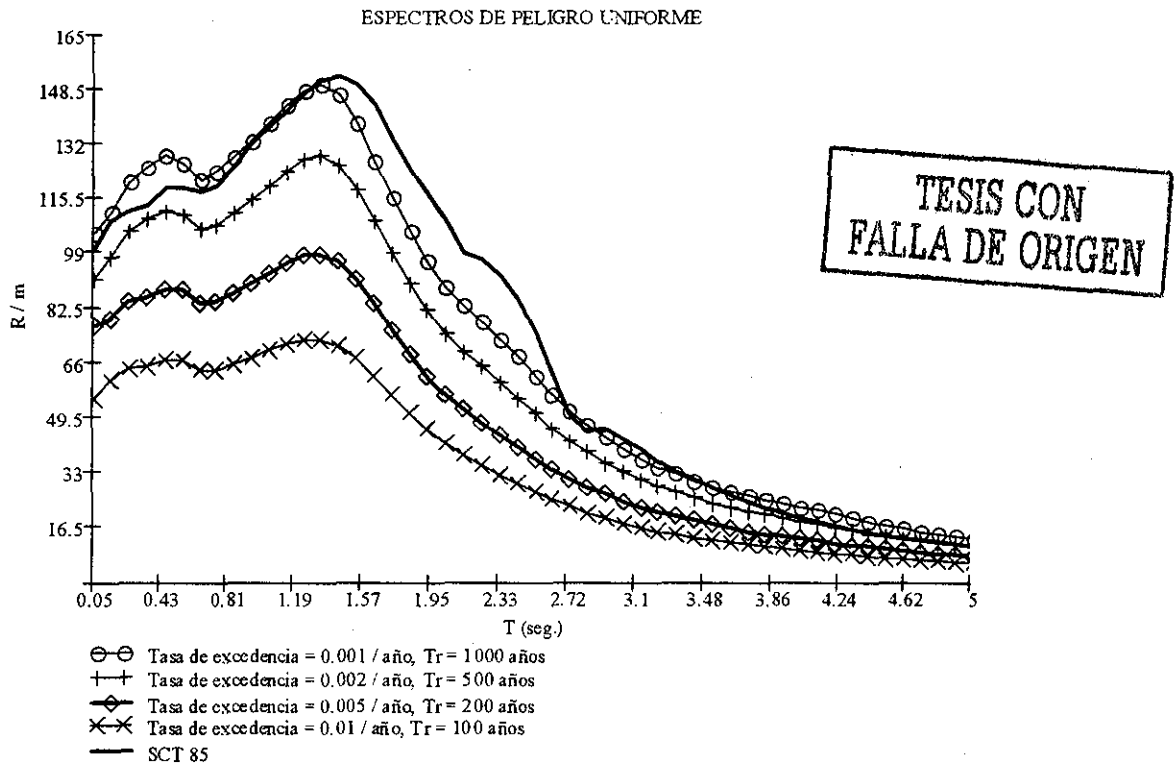


Figura 4.13: Espectros de peligro uniforme comparados contra espectro de resistencias SCT - 85

Los espectros de diseño por sismo deben ser representativos de las demandas sísmicas máximas que se pueden presentar en una región determinada, así mismo, deben tomar en cuenta el efecto de la sobrerresistencia estructural y la concentración de demandas de ductilidad en los entresijos de sistemas de múltiples grados de libertad.

Al diseñar una estructura de múltiples grados de libertad (MGDL) a partir de la resistencia lateral obtenida de la de un sistema de un grado de libertad equivalente (1GDL), empleando el periodo fundamental de vibración de la estructura de MGDL; se pueden experimentar en

el sistema de MGDL demandas de ductilidad de entrepiso mayores a las del sistema de equivalente de IGDL (Santa Ana, 1999). Si se pretende controlar las demandas de ductilidad máxima en los entrepisos de la estructura de MGDL, para que esta sea menor o igual a la ductilidad objetivo del sistema de IGDL equivalente, será necesario modificar la resistencia lateral obtenida del sistema equivalente de IGDL.

En el trabajo desarrollado por Basilio (2002), se observó que la sobrerresistencia que se presenta en las estructuras es importante, ya que al uniformizar las fuerzas en los elementos estructurales resultantes del procedimiento de DSBD propuesto por Ayala y Basilio (2002), y cambiar las áreas de acero necesarias por varillas, el comportamiento y respuesta de la estructura será diferente a lo considerado en el diseño, ocasionando que la curva de capacidad de la estructura se modifique notablemente.

Miranda (1997); Miranda, Ordaz y Reinoso (1999); Santa Ana y Miranda (2000), han estudiado los factores de reducción de espectros de diseño sísmico por sobrerresistencia y por el efecto de sistemas de múltiples grados de libertad; estos estudios son aún limitados, ya que están basados en un reducido número de resultados; no obstante, ayudan a tomar en cuenta el efecto de estos factores que anteriormente no eran considerados.

Las posibles reducciones a los espectros de peligro uniforme basados en desempeño que se presentan en este trabajo, por factores de sobrerresistencia y por el efecto de sistemas de múltiples grados de libertad, es un tema que amerita mayor investigación, es deseable que en futuros trabajos se discuta ampliamente este tema, pero por el momento queda fuera de los alcances de esta tesis.

#### 4.3.4 Curvas de excedencia

Con el procedimiento planteado en este trabajo es posible obtener curvas de tasa de excedencia para el nivel de desempeño de ductilidad de desplazamientos de cuatro, para cualquier periodo de vibración. Una de estas curvas se muestra en la Figura 4.14, la cual corresponde a un periodo de vibración de 2 seg. Esta se obtiene realizando un corte perpendicular al eje de periodos de la superficie de la Figura 4.9, obteniendo una curva de *tasa de excedencia vs.  $R/m$* .

Estas curvas serán de utilidad en el procedimiento de DSBD propuesto por Ayala y Sandoval (1999); ya que con su empleo fácilmente se determina la resistencia requerida en el punto de quiebre de la curva de comportamiento ( $R/m_1$ ), para una tasa de excedencia propuesta. Así mismo, serán utilizadas en el procedimiento modal espectral propuesto por Basilio (2002), ya que con el empleo de estas curvas de excedencia se obtiene la resistencia requerida para escalar los espectros de respuesta elásticos, correspondientes a los periodos fundamentales de vibración de la estructura sin daño y con daño, para cierta tasa de excedencia del nivel de desempeño de ductilidad de desplazamientos de cuatro.

Para el empleo de estas curvas de excedencia, primeramente se requiere conocer el periodo fundamental de vibración de la estructura que se pretende diseñar por desempeño, ya que cada curva corresponde a un periodo particular; posteriormente se entra a la curva de excedencia con el valor deseado de tasa de excedencia en el eje de las ordenadas y se intercepta la curva de excedencia, obteniendo en el eje de las abscisas la resistencia requerida por el sistema equivalente de 1GDL, (Figura 4.15).

La aplicación de estas curvas de excedencia a ejemplos numéricos queda fuera de los objetivos de esta tesis, pero se pretende que en trabajos futuros se lleven a cabo.



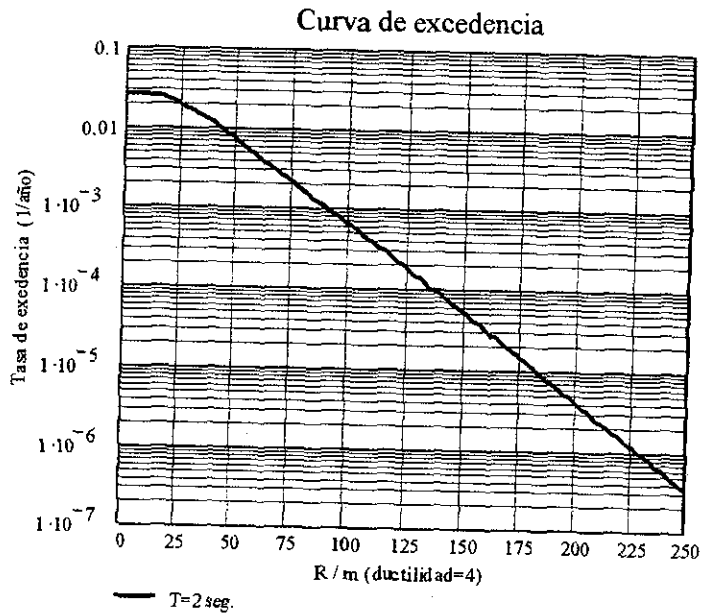


Figura 4.14: Curva de excedencia, T = 2 seg.

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

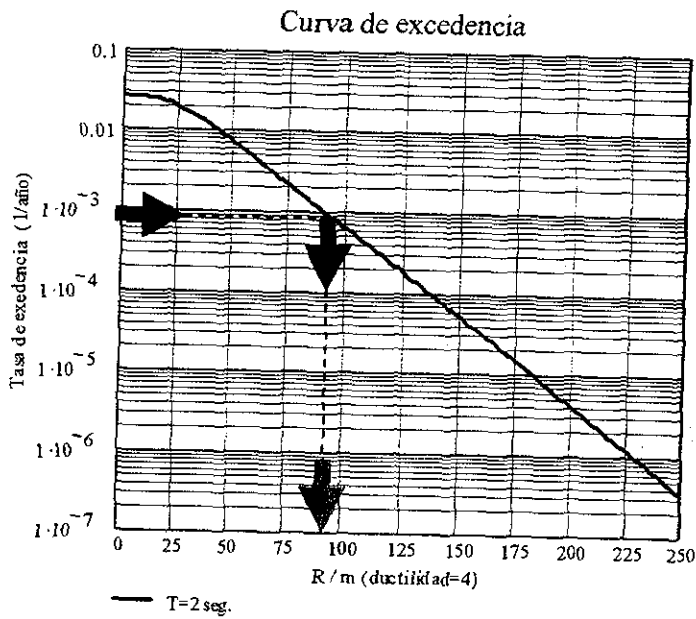


Figura 4.15: Resistencia requerida para tasa de excedencia y periodo de vibración dados

En la Figura 4.16 se muestran curvas de excedencia correspondientes a diferentes periodos de vibración; en esta figura se observa que para una misma tasa de excedencia, se requiere una mayor resistencia para lograr el nivel de desempeño de ductilidad de desplazamientos de cuatro, en estructuras con periodo de vibración de 1.0 y 1.5 seg. Las demandas de resistencia disminuyen a medida que el periodo de vibración incrementa, sin embargo, las estructuras de periodo corto, 0.5 seg., demandan mayor resistencia respecto a las estructuras de periodo 2.0, 2.5 y 3.0 seg.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

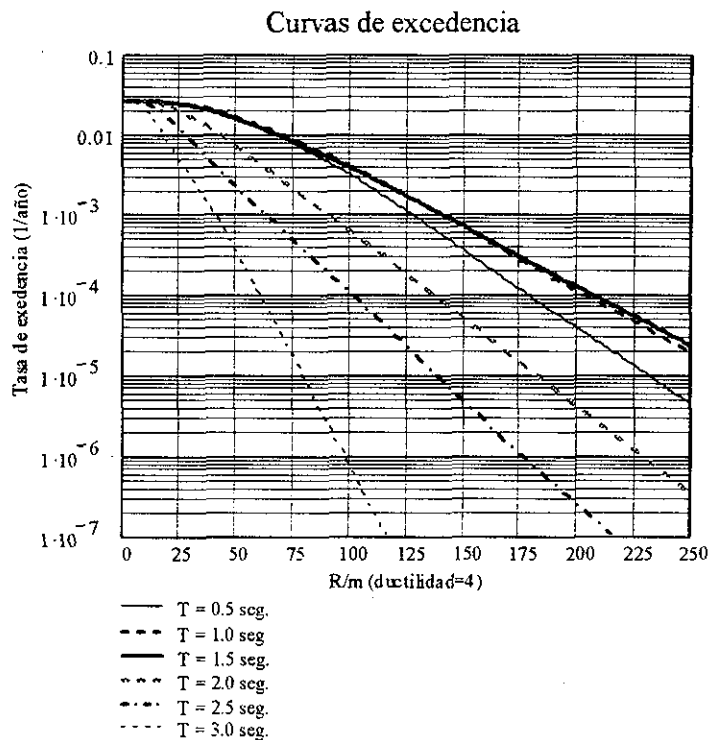


Figura 4.16: Curvas de excedencia

## **5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

La investigación que se desarrolló en este trabajo aporta un procedimiento que permite determinar espectros de diseño sísmico basados en desempeño, de peligro uniforme, para niveles de diseño y desempeño específicos; incorporando la tasa de excedencia del nivel de desempeño considerado. Los espectros de peligro uniforme propuestos en este trabajo tienen su aplicación y contribuyen a mejorar el procedimiento de diseño sísmico basado en desempeño, propuesto originalmente por Ayala (1999).

### **5.1 Conclusiones**

Las conclusiones obtenidas de este trabajo se presentan a continuación:

Se propone considerar para el diseño sísmico de estructuras, la tasa de excedencia de niveles de desempeño, la cual representa el número esperado de veces por unidad de tiempo en que la respuesta de una estructura excede cierto nivel de desempeño específico, cuando se le somete a sismos de distintas magnitudes y fuentes que definen el peligro sísmico de un sitio.

Al plantear objetivos de diseño sísmico consistentes en parejas de nivel de desempeño contra tasa de excedencia de intensidad sísmica, no se tiene información sobre la excedencia del nivel de desempeño considerado; ya que se emplea un término que expresa la frecuencia de ocurrencia de intensidades sísmicas en un sitio específico, sin tomar en cuenta las propiedades de la estructura que se diseña.

En este trabajo se plantea un procedimiento que permite establecer objetivos de diseño sísmico consistentes en parejas de nivel de desempeño contra tasa de excedencia de nivel de desempeño para un nivel de diseño sísmico específico; tomando en cuenta de manera directa las propiedades estructurales.

**ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA**

Todos los espectros obtenidos en este trabajo corresponden al nivel de desempeño sísmico dado por una ductilidad de desplazamientos de cuatro, el cual se consideró con propósitos ilustrativos como prevención al colapso; con una relación de rigidez de post-fluencia a inicial del 23%. En caso de ser otro el nivel de desempeño considerado, será necesario realizar nuevamente todo este procedimiento para el nivel de desempeño deseado.

En el procedimiento de DSBD en el que se fundamenta este trabajo, diferentes configuraciones de daño supuesto dentro de la estructura, corresponden a diferentes pendientes de la segunda rama de la curva de comportamiento, y como consecuencia a diferentes espectros de diseño. Por lo tanto, con este procedimiento, la consideración de daño en elementos particulares es un mecanismo de control del daño global en la estructura.

## **5.2 Recomendaciones**

A continuación se mencionan las recomendaciones resultado de esta investigación:

En este trabajo se estudió únicamente el nivel de desempeño correspondiente a prevención al colapso, representado con propósitos ilustrativos por una ductilidad de desplazamientos de cuatro, es deseable que en trabajos futuros se construyan estos espectros para diferentes niveles de desempeño (diferentes ductilidades), y en su caso, para otros índices de desempeño objetivo, como pudiesen ser distorsiones de entrepiso, índices de daño, desplazamiento máximo de azotea, energía, u otro que se considere controla de manera adecuada el comportamiento de las estructuras.

Es necesario establecer cuales índices de desempeño representan de manera más precisa el comportamiento de las estructuras; ya que hoy en día no existe unificación en puntos de vista sobre cual de estos índices es el más adecuado para representar el comportamiento de las estructuras.

Es deseable se estudien las posibles distribuciones de daño en distintas configuraciones estructurales, ya que existen casos en los que un nivel de desempeño y una distribución de

daño asignada a la estructura sean imposibles de lograr simultáneamente, ya que no son compatibles entre sí. Indicando que no cualquier distribución de daño es posible para cualquier tipo de estructura.

Es importante estudiar la relación que existe entre resistencia y ductilidad, con el fin de evitar errores en la estimación de las resistencias de diseño en los elementos estructurales; ya que hay casos en los que una ductilidad se puede lograr con más de una resistencia para la misma excitación sísmica.

Es deseable que en futuras investigaciones se discutan las posibles reducciones a los espectros de peligro uniforme basados en desempeño que se presentan en este trabajo, por factores de sobrerresistencia y por el efecto de sistemas de múltiples grados de libertad, ya que estos factores modifican las ordenadas espectrales de manera notable. Alterando el comportamiento de la estructura de lo considerado en el diseño.

Se requiere encontrar y validar una metodología general que permita satisfacer a través de un diseño único, diferentes niveles de desempeño. Considerando que desde un punto de vista práctico no es posible satisfacer con un mismo diseño más de dos niveles de desempeño, es deseable que los estados límite a satisfacer se mantengan como los de servicio y de prevención al colapso y no se consideren los otros dos contemplados en Vision 2000.

Los resultados obtenidos con este procedimiento sugieren que en un futuro próximo será necesario considerar de manera más directa la rigidez de post-fluencia de las estructuras, para poder obtener espectros de diseño que tomen en cuenta este aspecto. Es necesario se obtengan espectros de diseño para diferentes valores de rigidez de post-fluencia a inicial, ( $\alpha$ ), estudiando diferentes configuraciones de daño, o bien, que se obtengan expresiones para que a partir de cierto valor de  $\alpha$  considerado base, se calculen espectros de diseño para cualquier valor de  $\alpha$  que se desee.

## REFERENCIAS

*Ang, A. y Tang, W. (1975).* “Probability concepts in engineering planning and design”, volume I, John Wiley and Sons, pp. 274 - 281.

*Ayala, G. (1999).* “Evaluación del desempeño sísmico de estructuras, un nuevo enfoque”, Conferencia de ingreso como Académico de Número, Academia Mexicana de Ingeniería, México.

*Ayala, G. y Sandoval, P. (1999).* “Procedimiento de diseño sísmico por desempeño”, Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán, pp. 1136 – 1145.

*Ayala, G. y Basilio, I. (2002).* “Diseño sísmico por desempeño de marcos de edificios altos”, Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco, en CD.

*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. y Bertero, V. (2002).* “Performance – based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, No. 3, marzo 2002, pp. 627 – 652.

*Chopra, A. (1995).* “Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering”, Prentice – Hall, Inc., pp. 241 – 276.

*Collins, K. (1995).* “A reliability – based dual level seismic design procedure for building structures”, Earthquake Spectra, Vol. 11, No. 3, pp. 417 – 429.

*Cornell, A. y Vanmarcke, E. H. (1969).* “The Major Influences on Seismic Risk” , Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago de Chile, Vol. A-1, pp. 69-93.

*DDF (1993).* “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias RCDF y NTC”, Diario Oficial de la Federación, México.

*Esteve, L. (1970).* “Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería”, Serie Azul del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, No. 246.

*Esteve, L. (1988).* “Consequences, Lessons and Impact on Research and Practice”, *Earthquake Spectra*, Vol. 4, No. 3, pp. 413 – 426.

*Fajfar, P. y Krawinkler, H. (1997).* “Seismic design methodologies for the next generation of codes”, *Proceedings of International Conference at Bled, Slovenia*. A. A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.

*Fajfar, P., Gaspersic, P. y Drobnic, D. (1997).* “A simplified nonlinear method for seismic damage analysis of structures”, en *Fajfar, P. y Krawinkler, H. (1997).* “Seismic design methodologies for the next generation of codes”, *Proceedings of International Conference at Bled, Slovenia*. A. A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, pp 183 – 194.

*FEMA 273. (1997).* “NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”. Washington, D.C., Federal Emergency Management Agency.

*Hadjian, A. (2002).* “A general framework for risk - consistent design”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, marzo 2002, pp. 601 – 626.

*Hamburger, R. (1997).* “A framework for performance – based earthquake resistive design”, Presentado en EERC – CUREe, Simposio en honor de Vitelmo V. Bertero, Enero 31 a Febrero 1, Berkeley, California.

*Hamburger, R. (1999).* “Performance based analysis and design procedure for moment resisting steel frames”.

*Miranda, E. (1996).* “Hacia la transparencia en criterios de diseño sísmico”, *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, Yucatán*, pp. 3 – 28.

*Miranda, E. (1997).* “Strength reduction factors in performance - based design”, *Proceedings of the symposium to honor Vitelmo V. Bertero, Report No. UCB/EERC-97/05*, PP. 125 – 132.

*Miranda, E., Ordaz, M. y Reinoso, E. (1999).* “Algunas consideraciones sobre los nuevos reglamentos mexicanos de construcción de diseño por sismo”, *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán*, pp. 1061 – 1070.

*Moehle, J. (1992).* “Displacement – based design of RC structures subjected to earthquakes”, *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 3, pp. 403 – 428.

*Ordaz, M. (1997).* “Sismicidad y Riesgo Sísmico”, *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Ver., México. Vol. 1, pp. 143 – 163.

*Ordaz M., Miranda E., Reinoso E. y Mendoza C. (1999).* “Sistema experto para la evaluación de pérdidas por sismo en México”, *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, Michoacán, México. Vol. 2, pp. 982 – 991.

*Ordaz M., Aguilar A. y Arboleda J. (1999).* “Crisis99 Sistema de cómputo para el cálculo de peligro sísmico”, *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, Michoacán, México. Vol. 1, pp. 3 – 12.

*Ordaz, M. (2002).* Comunicación personal.

*Park, R. y Paulay, T. (1976).* “Reinforced concrete structures”, John Wiley & Sons, New York, 769 p.

*Poland, C. y Hom, D. (1997).* “Opportunities and Pitfalls of Performance Based Seismic Engineering Performance”, en Fajfar, P. y Krawinkler, H. (EDS) (1997), “Seismic Design methodologies for the next generation of codes”, *Proceedings of International Conference at Blend, Slovenia*. A. A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.

*Priestley, M. (2000).* “Performance Based Seismic Design”, *Memorias de la 12ª World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda.

*Priestley, M. y Park, R. (1987).* “Strength and ductility of RC bridge columns under seismic loading”, *Structural Journal ACI*, 84, 1, pp. 285 – 336.

*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.

*Reyes, C. (1999).* “El estado límite de servicios en el diseño sísmico de edificios”, Tesis presentada en la DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Doctor en Ingeniería (Estructuras), México.



*Rosenblueth, E. y Ping, H. (1988).* "Model for Generation of Subduction Earthquakes". Earthquake Spectra, Vol. 4, No. 3, pp. 481 – 498.

*Rosenblueth, E. y Jara, J. (1988).* "Probability distribution of times between characteristic subduction earthquakes". Earthquake Spectra, Vol. 4, No. 3, 499 – 529.

*Rosenblueth, E., Ordaz, M., Sánchez – Sesma, F. y Singh, S. (1989).* "Design Spectra for Mexico's Federal District", Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 1. pp. 273 – 291.

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

*Santa Ana, P. (1999).* "Factores de reducción de resistencia lateral en sistemas de varios grados de libertad", Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán, pp. 1041 – 1050.

*Santa Ana, P. y Miranda, E. (2000).* "Strength reduction factors for multi – degree – of freedom systems", Memorias de la 12<sup>a</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda.

*SEAOC. (1995).* Vision 2000, "Performance Based Seismic Engineering of Buildings", Structural Engineers Association of California, Sacramento, Cal.

*Singh S. K., Rodríguez M. y Esteva L. (1983).* "Statistics of small earthquakes and frequency of occurrence of large earthquakes along the mexican subduction zone", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 73, pp. 1779 – 1796.

*Wen, Y. K. y Foutch, D. A. (1997).* "Proposed statistical and reliability framework for comparing evaluation predictive models for evaluation and design, and critical issues in developing such framework", Report No. SAC/BD-97/03, SAC Joint Venture, SEAOC, ATC, CUREe.

*Youngs, R. R. y Coppersmith, K. J. (1985).* "Implication of fault slip rates and earthquakes recurrence models to probabilistic seismic hazard estimates", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 75, No. 4, pp. 939 – 964.