



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**SELECCIÓN DE GRUPOS DE MOVIMIENTOS
SÍSMICOS BASADA EN EL PARÁMETRO
ÉPSILON: SU INFLUENCIA EN LA
CONFIABILIDAD DE EDIFICIOS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

ULISES JUVENTINO ELENA TORRALBA

TUTORA:
DRA. SONIA E. RUIZ GÓMEZ



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO
Secretario: DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ
Vocal: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ
1^{er}. Suplente: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ
2^{do}. Suplente: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

A mis padres...

DEDICATORIAS

A Dios y a la Virgen María por acompañarme siempre y porque sin ellos esto no sería posible,

A mis padres Juventino y Esperanza por darme la vida y ser mi más grande apoyo, por su amor y sabios consejos, y porque gracias a ellos he podido culminar esta nueva meta en mi vida,

A mis hermanos Rubí, Andrei, Yadira, Nadia, Vanía, Pável y mis sobrinos Salvador y Andrei, por sus palabras de aliento, su ayuda incondicional y por todos los momentos agradables que hemos compartido y que han llenado de alegría mi vida,

A mis abuelos Carmen, Salvador y Zoila por sus palabras y las bendiciones que siempre tienen para mí,

A las familias Torralba Álvarez y Elena González por animarme a seguir adelante,

A mis amigos de Oaxaca, por su apoyo moral y porque sin importar dónde se encuentren, seguimos compartiendo los mismos deseos de superación,

A mis amigos y compañeros dentro y fuera del Posgrado y del Instituto de Ingeniería, por haber compartido conmigo esta etapa de nuestras vidas,

Finalmente a todos aquellos que de alguna manera han estado presentes en mi vida e influido en ella.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece:

A la Dra. Sonia E. Ruiz Gómez por la asesoría permanente durante la realización de este trabajo y por haberme brindado su apoyo, amistad y confianza,

Al Dr. Marco A. Montiel Ortega por la asesoría durante la primera etapa de este trabajo,

Al Dr. Luis Esteva Maraboto por la revisión exhaustiva de todo el documento y sus valiosas sugerencias y comentarios,

A mis sinodales Dr. Orlando Javier Díaz López, Dr. Eduardo Reinoso Angulo y Dr. José Alberto Escobar Sánchez por la revisión del documento,

A los Ingenieros Raúl Granados y Francisco García Jarque, por proveer los diseños de los dos edificios analizados en este estudio,

A la UNAM y al Instituto de Ingeniería por haberme brindado las facilidades para el uso de sus instalaciones,

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el soporte económico mediante una beca que comprendió del periodo agosto 2005 - julio 2007,

Al Programa de Apoyo a Proyectos de Investigación e Innovación Tecnológica (PAPIIT Proyecto IN-106205) por el soporte económico para la conclusión de este trabajo.

SELECCIÓN DE GRUPOS DE MOVIMIENTOS SÍSMICOS BASADA EN EL PARÁMETRO ÉPSILON: SU INFLUENCIA EN LA CONFIABILIDAD DE EDIFICIOS

ÍNDICE

| | |
|-------------------|---|
| INTRODUCCIÓN..... | 1 |
|-------------------|---|

CAPITULO I. OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

| | |
|-------------------------------------|---|
| 1.1 Planteamiento del problema..... | 3 |
| 1.2 Objetivos Generales..... | 3 |
| 1.2.1 Objetivos específicos..... | 4 |
| 1.3 Organización de la tesis..... | 4 |

CAPITULO II. ANTECEDENTES

| | |
|--|----|
| 2.1 Evaluación de la confiabilidad sísmica de edificios..... | 6 |
| 2.2 Conceptos fundamentales..... | 7 |
| 2.2.1 Definición de ϵ | 7 |
| 2.2.2 Periodo "degradado" de vibración..... | 8 |
| 2.2.3 Ley de atenuación espectral | 9 |
| 2.2.4 Curva de peligro sísmico..... | 10 |
| 2.2.5 Curvas de vulnerabilidad..... | 11 |
| 2.2.6 Estado límite cercano al colapso (o último)..... | 12 |
| 2.2.7 Tasa media anual de falla estructural..... | 12 |
| 2.3 Estudios anteriores..... | 13 |

CAPITULO III. SELECCIÓN DE MOVIMIENTOS SÍSMICOS Y OBTENCIÓN DE ESPECTROS DADA UNA LEY DE ATENUACIÓN

| | |
|-------------------------------|----|
| 3.1 Movimientos sísmicos..... | 16 |
|-------------------------------|----|

| | | |
|-------|---|----|
| 3.1.1 | <i>Selección de los movimientos sísmicos utilizados en este estudio.....</i> | 17 |
| 3.1.2 | <i>Estaciones de registro de los movimientos sísmicos seleccionados.....</i> | 18 |
| 3.2 | <i>Acelerogramas y espectros de respuesta.....</i> | 19 |
| 3.3 | <i>Curvas de peligro sísmico.....</i> | 20 |
| 3.4 | <i>Ley de atenuación espectral.....</i> | 21 |
| 3.4.1 | <i>Espectros de respuesta obtenidos en función de la ley de atenuación espectral.....</i> | 21 |

CAPITULO IV. ESTRUCTURAS ANALIZADAS EN ESTE ESTUDIO

| | | |
|-------|--|----|
| 4.1 | <i>Descripción de las estructuras.....</i> | 23 |
| 4.1.1 | <i>Propiedades de los materiales.....</i> | 24 |
| 4.2 | <i>Modelado de las estructuras.....</i> | 26 |
| 4.2.1 | <i>Hipótesis.....</i> | 26 |
| 4.2.2 | <i>Modelos estructurales.....</i> | 26 |

CAPITULO V. CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS EN ESTUDIO

| | | |
|---------|--|----|
| 5.1 | <i>Análisis dinámico incremental (ADI).....</i> | 28 |
| 5.2 | <i>Cálculo de la capacidad estructural.....</i> | 31 |
| 5.2.1 | <i>Respuesta máxima de entrepiso obtenida mediante ADI's.....</i> | 31 |
| 5.2.1.1 | <i>Respuestas de entrepiso de las estructuras de cinco y diez niveles.....</i> | 31 |
| a) | <i>Intensidad espectral.....</i> | 31 |
| b) | <i>Fuerza cortante basal normalizada...32</i> | 32 |
| 5.2.2 | <i>Respuesta máxima global obtenida mediante ADI's.....</i> | 33 |
| 5.2.2.1 | <i>Respuestas globales de la estructuras de cinco y diez niveles.....</i> | 33 |
| a) | <i>Intensidad espectral.....</i> | 33 |
| b) | <i>Fuerza cortante basal normalizada...34</i> | 34 |

CAPITULO VI. CÁLCULO DEL PARÁMETRO ϵ

| | | |
|-----|---|----|
| 6.1 | <i>Procedimiento para la obtención del parámetro ϵ.....</i> | 37 |
| 6.2 | <i>Periodo "degradado" de vibración.....</i> | 38 |
| 6.3 | <i>Valores obtenidos del parámetro ϵ.....</i> | 40 |

CAPITULO VII. FORMACIÓN DE GRUPOS DE MOVIMIENTOS SÍSMICOS

| | | |
|-----|---|----|
| 7.1 | <i>Predicción de la respuesta estructural tomando en cuenta el parámetro ϵ.....</i> | 43 |
| 7.2 | <i>Grupos de movimientos sísmicos.....</i> | 46 |

7.2.1 *Correlación de ϵ con los espectros de respuesta y los resultados de los ADI's*.....46

CAPITULO VIII. INFLUENCIA DEL PARÁMETRO ÉPSILON EN LA TASA MEDIA ANUAL DE FALLA ESTRUCTURAL

8.1 *Estado límite cercano al colapso (o último)*.....58
8.1.1 *Tasas medias anuales de falla asociadas al estado límite cercano al colapso de las estructuras de cinco y diez niveles*.....60
8.2 *Valor de ϵ adecuado para formar grupos de movimientos sísmicos*.....61

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones derivadas de este estudio.....64
Recomendaciones sobre estudios futuros.....65

APÉNDICE. MÉTODO PARA EVALUAR LAS CURVAS DE VULNERABILIDAD.....66

REFERENCIAS.....69

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Espectros de respuesta originales mostrando el periodo fundamental de vibración (T_0) y el periodo de vibración “degradado” (T_s).

Figura 2.2. Curvas de histéresis a partir de las cuales se puede obtener la rigidez secante.

Figura 2.3. Curvas obtenidas mediante análisis dinámicos no lineales a partir de las cuales se puede obtener la rigidez secante.

Figura 2.4. Ejemplo de una curva de peligro sísmico.

Figura 2.5. Curvas de vulnerabilidad que representan la relación respuesta estructural – daño.

Figura 3.1. Zona de subducción de la República Mexicana, donde se muestran los epicentros de los eventos sísmicos considerados en este estudio.

Figura 3.2. Localización de las estaciones de registro.

Figura 3.3. Espectros de pseudo-aceleración de los veintitrés movimientos sísmicos considerados.

Figura 3.4. Curvas de peligro sísmico para el sitio SCT, correspondientes a los periodos fundamentales de vibración de las estructuras analizadas.

Figura 3.5. Espectros de pseudo-aceleración hipotéticos obtenidos mediante la ley de atenuación espectral.

Figura 4.1. Planta y elevación de las estructuras estudiadas.

Figura 4.2. Modelo utilizado para tomar en cuenta la contribución de los diferentes marcos a la rigidez total del sistema.

Figura 5.1. Ilustración del resultado de un análisis dinámico incremental (ADI).

Figura 5.2. Curvas de capacidad de entrepiso obtenidas de los ADI's.

Figura 5.3. Curvas de capacidad de entrepiso obtenidas de los ADI's.

Figura 5.4. Curvas de capacidad global obtenidas de los ADI's.

Figura 5.5. Curvas de capacidad global obtenidas de los ADI's.

Figura 6.1. Espectros de respuesta lineales. Se muestra el espectro esperado de aceleraciones que separa los movimientos con ϵ positivo y negativo.

Figura 6.2. Obtención de la Rigidez Secante (K_s) a partir de los ADI's.

Figura 6.3. Valores del parámetro ϵ .

Figura 7.1. Logaritmo de la pseudo-aceleración espectral para el estado límite cercano al colapso -versus- el parámetro ϵ . Edificio de 5 niveles.

Figura 7.2. Espectros de la pseudo-aceleración espectral para el estado límite cercano al colapso -versus- el parámetro ϵ . Edificio de 10 niveles.

Figura 7.3. Espectros de respuesta, mostrando una separación de los movimientos sísmicos de acuerdo al valor de ϵ (5 niveles).

Figura 7.4. Espectros de respuesta, mostrando una separación de los movimientos sísmicos de acuerdo al valor de ϵ (10 niveles).

Figura 7.5. Curvas obtenidas mediante ADI's, mostrando una separación de los movimientos sísmicos de acuerdo con el valor de ϵ (5 niveles).

Figura 7.6. Curvas obtenidas mediante ADI's, mostrando una separación de los movimientos sísmicos de acuerdo con el valor de ϵ (10 niveles).

Figura 7.7. Espectros correspondientes a la mediana de los espectros para cada evento sísmico registrado y el correspondiente espectro de aceleraciones esperado obtenido mediante la ley de atenuación espectral (5 niveles).

Figura 7.8. Espectros correspondientes a la mediana de los espectros para cada evento sísmico registrado y el correspondiente espectro de aceleraciones esperado obtenido mediante la ley de atenuación espectral (10 niveles).

Figura 8.1. Curva obtenida mediante ADI, representando el punto correspondiente al estado límite cercano al colapso.

Figura 8.2. Curvas de vulnerabilidad obtenidas para cada uno de los grupos formados. Se considera como Grupo III el total de sismos considerados en el estudio (5 niveles).

Figura 8.3. Curvas de vulnerabilidad obtenidas para cada uno de los grupos formados. Se considera como Grupo III el total de sismos considerados en el estudio (10 niveles).

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1. Eventos sísmicos seleccionados.

Tabla 3.2. Características de las estaciones de registro de los movimientos sísmicos considerados.

Tabla 4.1. Secciones nominales del marco de cinco niveles.

Tabla 4.2. Secciones nominales del marco de diez niveles.

Tabla 4.3. Periodos fundamentales de vibración y coeficientes sísmicos resistentes de los marcos, considerando valores medios en sus propiedades mecánicas, geométricas y en cargas vivas.

Tabla 5.1. Valores medios de intensidad sísmica máxima.

Tabla 5.2. Valores de desviación estándar para la intensidad sísmica máxima

Tabla 6.1. Valores de ϵ obtenidos para cada espectro para el periodo fundamental 0.67s y degradado 2.18s. Edificio de 5 niveles.

Tabla 6.2. Valores de ϵ obtenidos para cada espectro para el periodo fundamental 1.17s y degradado 2.24s. Edificio de 10 niveles.

Tabla 7.1a. Grupos de movimientos sísmicos formados para el edificio de 5 niveles (periodo fundamental).

Tabla 7.1b. Grupos de movimientos sísmicos formados para el edificio de 5 niveles (periodo degradado).

Tabla 7.2a. Grupos de movimientos sísmicos formados para el edificio de 10 niveles (periodo fundamental).

Tabla 7.2b. Grupos de movimientos sísmicos formados para el edificio de 10 niveles (periodo degradado).

Tabla 7.3. Valor de la mediana de $\epsilon(\hat{\epsilon})$ para el edificio de 5 niveles.

Tabla 7.4. Valor de la mediana de $\epsilon(\hat{\epsilon})$ para el edificio de 10 niveles.

Tabla 8.1. Valores estadísticos de S_a que provoca la falla en el edificio de 5 niveles.

Tabla 8.2. Valores estadísticos de S_a que provoca la falla en el edificio de 10 niveles.

Tabla 8.3 Valores de las tasas de falla obtenidos para cada grupo de movimientos sísmicos (5 niveles).

Tabla 8.4. Valores de las tasas de falla obtenidos para cada grupo de movimientos sísmicos (10 niveles).

INTRODUCCIÓN

Para evaluar la vulnerabilidad sísmica de un edificio se debe tomar en cuenta todos los posibles movimientos sísmicos a los que se verá sujeto, considerando distintos niveles de intensidad sísmica. La calidad de los resultados del análisis depende en gran medida de las características y la calidad de la señal sísmica usada en el mismo.

Para realizar el análisis de estructuras y evaluar su confiabilidad es necesario contar con las características de los movimientos sísmicos que se esperan en el sitio, así como las características de la estructura en estudio. Esta confiabilidad está normalmente influenciada por parámetros inciertos relacionados con la demanda sísmica y con la capacidad estructural, los cuales a su vez están asociados con las propiedades y calidad de los materiales utilizados en la construcción de la estructura y las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, así como los procesos constructivos utilizados, los algoritmos analíticos usados para el análisis probabilista, las cargas estocásticas actuando sobre la estructura y otras incertidumbres asociadas con la aleatoriedad del proceso.

En la presente tesis se estudia la confiabilidad estructural de dos edificios convencionales de concreto reforzado. Se revisa y evalúa el comportamiento de estas construcciones ante diferentes grupos de movimientos sísmicos.

El enfoque empleado considera el parámetro ϵ para la evaluación del desempeño estructural de entrepiso y global de ambos edificios. Se considera que el nivel de daño que puede sufrir una estructura sometida a la acción de un grupo de sismos con ciertas características similares puede representarse mediante funciones o curvas de vulnerabilidad, que se expresan

en función de algún parámetro que caracterice la respuesta sísmica. A partir de cada una de estas curvas de vulnerabilidad y utilizando curvas de peligro sísmico se estima la tasa anual de falla estructural.

Finalmente, se hace ver la influencia que el parámetro ϵ tiene en la evaluación de la confiabilidad estructural de ambos edificios, y se dan algunas recomendaciones para estudios futuros.

CAPÍTULO I

OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

1.1 *Planteamiento del problema*

Para evaluar la vulnerabilidad sísmica de un edificio se debe tomar en cuenta todos los posibles movimientos sísmicos a los que se verá sujeto, considerando distintos niveles de intensidad sísmica.

En este estudio se utiliza el parámetro ϵ para caracterizar la forma espectral de dichos movimientos sísmicos. Aquí se analiza una estructura sometida a movimientos sísmicos registrados en suelo blando de la ciudad de México. Se hace ver la influencia que tiene la selección de sismos en los valores de la tasa anual de falla de la estructura.

1.2 *Objetivos Generales*

Analizar la influencia que tiene el parámetro ϵ (relacionado con la

forma espectral de los movimientos sísmicos) en la confiabilidad sísmica de dos edificios regulares convencionales de concreto reforzado de varios niveles y crujiás, diseñados de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004).

1.2.1 *Objetivos específicos*

Dentro de este objetivo general se tienen los siguientes objetivos específicos:

- Estimar la capacidad estructural de los dos edificios mediante el método de Análisis Dinámico Incremental (ADI).
- Analizar la influencia que tiene el parámetro ϵ en la evaluación de la tasa anual de falla estructural de los edificios para el estado límite cercano al colapso. Se analizan tanto respuestas globales como de entrepiso crítico.

1.3 *Organización de la tesis*

En este capítulo se lleva a cabo el planteamiento del problema y la descripción de los objetivos generales y específicos, así como los pasos iniciales para tomar en cuenta las consideraciones necesarias para la realización de este estudio.

En el Capítulo II se hace énfasis en la importancia de la evaluación de la confiabilidad estructural de edificios. Se presenta un esquema general de esta tesis al definirse los conceptos fundamentales para adentrarnos en los objetivos del estudio, tales como el parámetro ϵ , el periodo “degradado” de vibración, la ley de atenuación espectral, la curva de peligro sísmico, la curva de vulnerabilidad, el estado límite cercano al colapso (o último), y la tasa anual de falla estructural. Adicionalmente, se presenta una breve descripción de estudios anteriores relacionados con el tema.

En el Capítulo III se menciona la importancia que tiene la adecuada selección de movimientos sísmicos para análisis de la confiabilidad sísmica de una estructura. Se muestran las características de los acelerogramas o registros sísmicos seleccionados para excitar las estructuras en estudio, así como sus respectivos espectros de respuesta.

En el Capítulo IV se describe en forma general la geometría de cada una de las estructuras analizadas (de 5 y de 10 niveles) así como las propiedades de los materiales que sirven de base para el modelado de las mismas, tomando en cuenta algunas hipótesis básicas referentes a los elementos estructurales y a la estructura en conjunto.

En el Capítulo V se describe el método de análisis utilizado para estimar

la capacidad estructural de los edificios en estudio: Análisis Dinámico Incremental (ADI). Con éste se estima la máxima capacidad estructural ante distintas intensidades sísmicas que presentan ambas estructuras. Esta capacidad estructural está dada por la ordenada espectral de aceleraciones que provoca la falla de entrepiso ó global. Se presentan curvas de capacidad.

En el Capítulo VI se obtiene el parámetro ϵ , que es un indicador de la forma espectral de los movimientos sísmicos utilizados para cada una de las estructuras.

Tomando en cuenta el parámetro ϵ , en el Capítulo VII se forman varios grupos de movimientos sísmicos.

En el Capítulo VIII se obtienen las curvas de vulnerabilidad para cada uno de los grupos de movimientos sísmicos formados, y para cada una de las estructuras. Se obtienen las correspondientes tasas anuales de falla estructural considerando el estado límite cercano al colapso.

Finalmente, en el Capítulo IX se describen las conclusiones derivadas de este estudio y se dan algunas recomendaciones.

Adicionalmente, se presenta el Apéndice A que describe en forma más detallada el método empleado para evaluar la confiabilidad estructural de ambos edificios.

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES

2.1 *Evaluación de la confiabilidad sísmica de edificios*

La confiabilidad estructural representa la probabilidad que una estructura se desempeñará satisfactoriamente para las cargas y condiciones durante el intervalo de tiempo para el cual fue diseñada.

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura descrita a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño (Sandi, 1986), es decir, es una medida de la proporción del valor que puede esperarse que se pierda como resultado de un terremoto dado. Es expresada entre un valor pequeño – sin afectaciones y 1 – pérdida total. La vulnerabilidad abarca desde las afectaciones en las construcciones civiles, en la funcionalidad de sistemas de distribución de agua, gas y electricidad, y en la operatividad del transporte, hasta el impacto en las actividades socio-económicas, es decir, no sólo describe aspectos estructurales, sino también aspectos no estructurales, funcionales, operativos, entre otros.

La confiabilidad estructural está normalmente influenciada por parámetros inciertos relacionados con la demanda sísmica y con la capacidad estructural (Cornell, 1996, Wen, 1995), los cuales a su vez están asociados, entre otras, con las siguientes variables: a) las propiedades y calidad de los

materiales utilizados en la construcción de la estructura y las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, así como los procesos constructivos utilizados, b) los algoritmos analíticos usados para el análisis probabilístico, c) las cargas estocásticas actuando sobre la estructura (p. ej. cargas vivas, sísmicas, de viento, etc.), y d) otras incertidumbres asociadas con la aleatoriedad del proceso.

La estructura debe diseñarse para soportar las distintas sollicitaciones a las cuales estará sujeta durante su vida útil, lo cual se logra a partir de una buena estimación de los parámetros de diseño, de tal manera que éstos sean lo más representativo de las condiciones reales a las que estará expuesta la estructura; sin embargo, en una estructura no siempre es posible predecir con certeza dichas sollicitaciones y, por consiguiente, el desempeño a lo largo de su vida útil, por lo que es indispensable el estudio de todas estas variables en conjunto.

En este estudio se considera que el nivel de daño que puede sufrir una estructura sometida a la acción de un grupo de sismos con ciertas características similares (obtenido en función del parámetro épsilon) puede representarse mediante funciones o curvas de vulnerabilidad, que se expresan en función de algún parámetro que caracterice la respuesta sísmica. A partir de cada una de estas curvas de vulnerabilidad y utilizando curvas de peligro sísmico, se estima la tasa anual de falla estructural.

2.2 Conceptos fundamentales

En esta sección se hace una definición de los conceptos básicos que se utilizan en la presente tesis.

2.2.1 Definición de épsilon

El parámetro épsilon “ ε ” (ecuación 2.1) se define como el número de desviaciones estándar por las cuales una aceleración espectral logarítmica observada difiere de la aceleración espectral logarítmica media de una ecuación de predicción (atenuación) del movimiento sísmico. Es decir, épsilon se calcula restando el valor del logaritmo de la aceleración espectral media predicha ($\ln \hat{S}_a$) del valor del logaritmo de la aceleración espectral de los registros ($\ln S_a$), y dividiendo por el logaritmo de la desviación estándar ($\sigma_{\ln S_a}$) (mismo valor estimado para la ecuación de predicción) (Baker 2005; Baker y Cornell 2005).

$$\varepsilon = \frac{\ln S_a - \ln \hat{S}_a}{\sigma_{\ln S_a}} \quad (2.1)$$

Épsilon es un parámetro que toma en cuenta la forma espectral de los movimientos que afectan a la estructura en estudio y se define con respecto a los registros originales (sin escalar), y no cambia en valor cuando el registro es escalado, para un cierto periodo considerado.

En este estudio, épsilon es obtenido para dos periodos en particular: el periodo fundamental de vibración (T_0) y el periodo correspondiente al periodo “degradado” de vibración (T_s), ambos de la estructura de interés (figura 2.1). Si una estructura es sensitiva a un intervalo de periodos, existe la posibilidad de que se pueda modificar la medida de intensidad considerada con el fin de incorporar estos periodos (p. ej. un intervalo de periodos que abarque desde el periodo fundamental de vibración hasta el periodo “degradado”, observando que existe un intervalo de periodos cercanos al periodo fundamental en donde los espectros de respuesta sean similares al espectro de aceleraciones obtenido a partir de la ley de atenuación espectral considerada, por lo que los valores de épsilon serán pequeños e influirán en el promedio para el intervalo completo). Para ello podría asignarse pesos diferidos (ponderamiento) a los valores de S_a en cada periodo para reflejar de algún modo la importancia relativa de cada uno sobre la respuesta estructural. Asimismo, este intervalo de periodos también puede incluir periodos menores que el periodo fundamental, con la finalidad de tomar en cuenta el efecto de los modos superiores de vibrar de estructuras no lineales y de múltiples grados de libertad. La decisión final para elegir el periodo o intervalo de periodos sensitivos para obtener el valor de épsilon está en función de la contribución que éstos tengan sobre la respuesta de la estructura.

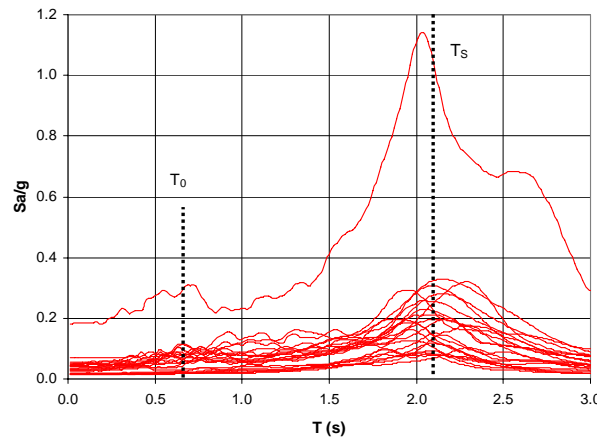


Figura 2.1. Espectros de respuesta originales mostrando el periodo fundamental de vibración (T_0) y el periodo “degradado” de vibración (T_s).

2.2.2 Periodo “degradado” de vibración

El periodo “degradado” de vibración (T_s), también llamado periodo secante, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_s}} \quad (2.2)$$

donde m corresponde a la masa del sistema y K_s es la rigidez secante de dicho sistema (que ha sufrido degradación de su rigidez y resistencia). Esta rigidez secante se puede obtener a través de curvas de histéresis (figura 2.2) que muestran el comportamiento cíclico de la estructura en estudio sometida ante un movimiento sísmico dado ó bien a través de curvas obtenidas mediante análisis estático no lineal (“push over” en inglés) ó análisis dinámicos no lineales considerando los parámetros de desplazamiento máximo de azotea (D_{azotea}) y cortante basal (V_b) (ver figura 2.3). Esto último es lo que se adopta en esta tesis.

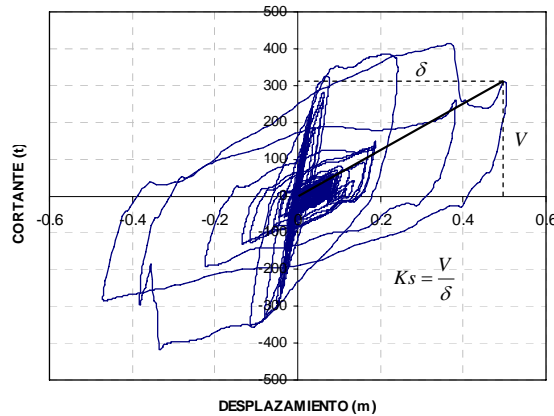


Figura 2.2. Curvas de histéresis a partir de las cuales se puede obtener la rigidez secante.

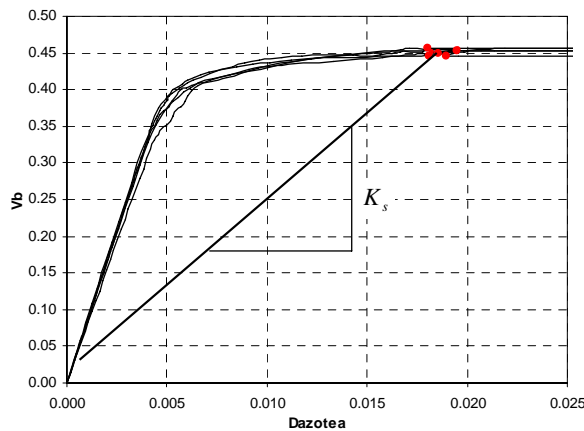


Figura 2.3. Curvas obtenidas mediante análisis dinámicos no lineales a partir de las cuales se puede obtener la rigidez secante.

2.2.3 Ley de atenuación espectral

Existen diferentes maneras de estimar espectros de respuesta dada una magnitud y distancia en sitios instrumentados y no instrumentados. Si se cuenta con un número de registros suficientemente amplio, de las intensidades ocurridas en el sitio durante lapsos largos, los modelos probabilistas de la sismicidad regional pueden deducirse directamente de análisis estadísticos de dichos registros (lo que es muy raro). En caso opuesto, deben deducirse a partir de los modelos probabilistas de la sismicidad local en fuentes sísmicas vecinas, haciendo uso para ello de expresiones que relacionen la magnitud (M)

y posición focal de un temblor con las intensidades que pueden generarse en un sitio dado. A dichas relaciones se les conoce como leyes de atenuación (Ordaz y García, 2003).

La evaluación del peligro sísmico requiere el uso de distribuciones de probabilidad de medidas de intensidad condicionadas a la ocurrencia de un temblor con una magnitud particular (M) y una distancia del sitio a la fuente dada (R). La función de densidad de probabilidad para una particular medida de intensidad se adopta usualmente como lognormal. Las relaciones de atenuación definen las características estadísticas de estas funciones (p. ej. medianas, errores estándar, etc.) en términos de parámetros tales como M y R . Estas relaciones se obtienen a través de regresiones de datos empíricos.

La medida de intensidad sísmica más comúnmente usada es la aceleración espectral para un nivel de amortiguamiento específico (usualmente 5%). Otras importantes características incluyen el tratamiento del mecanismo focal y de las condiciones del sitio. Las relaciones de atenuación también están disponibles para otras medidas de intensidad, incluyendo velocidad horizontal máxima, aceleración espectral vertical, etc. La respuesta de muchas clases de estructuras es sensitiva a más de una de estas medidas de intensidad, y por lo tanto requieren una representación probabilista de múltiples medidas de intensidad.

Casi todas las relaciones de atenuación son obtenidas o calibradas a partir de registros de movimientos sísmicos en suelos duros, por lo que proveen estimaciones de las medidas de intensidad aplicadas típicamente para sitios con condiciones generalmente definidas como roca o terreno firme. Las condiciones reales de los sitios donde se registran movimientos sísmicos son altamente variables con respecto a las condiciones locales del suelo, posibles efectos de cuenca y topografía, y por lo tanto las estimaciones de las relaciones de atenuación representan valores promedio del posible rango de condiciones del sitio (Stewart *et al*, 2001).

En México, se han llevado a cabo estudios detallados de algunos métodos para obtener leyes de atenuación espectral y sus incertidumbres para estimar la aceleración espectral (Esteva, 1968; Esteva y Villaverde, 1974; Bufaliza, 1984; Singh, Mena y Castro, 1988; Ordaz, Jara y Singh; 1989; Ordaz y Singh, 1992; Ordaz, Singh y Arciniega, 1994; Reyes, 1997; Singh *et al*, 1999 y 2001; Jaimes, 2007).

2.2.4 Curva de peligro sísmico

Una curva de peligro sísmico indica el número de veces que un evento se exceda por unidad de tiempo un determinado nivel de intensidad. Gráficamente se puede expresar en términos de la intensidad ($y=Sa$) en la abscisa, y la tasa media anual de excedencia de la intensidad (v) en la ordenada (figura 2.5). Esta gráfica se representa generalmente en espacio doble logarítmico.

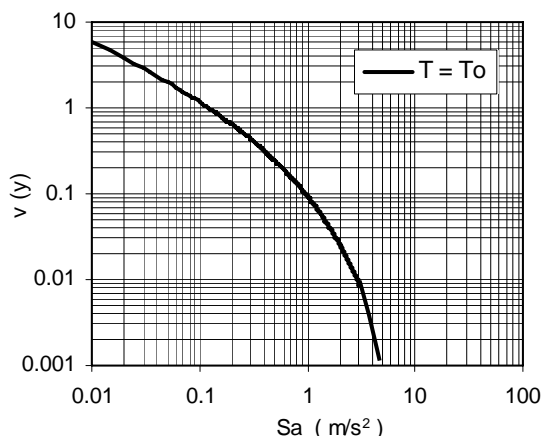


Figura 2.4. Ejemplo de una curva de peligro sísmico correspondiente a un sistema con periodo de vibrar T_0 .

2.2.5 Curvas de vulnerabilidad

Para determinar el daño sobre las estructuras es necesario analizar la vulnerabilidad de las mismas, lo cual se puede hacer mediante el establecimiento de las curvas de vulnerabilidad. Estas curvas pueden obtenerse mediante al menos tres procedimientos (Roldán *et al*, 2005):

- **Método teórico**, que consiste en establecer la respuesta teórica de un tipo estructural, considerando su comportamiento real, bajo la acción de un grupo de sismos, y comparando los resultados con ensayos de laboratorio
- **Sistema experto**, mediante la consulta a expertos cuya experiencia previa en daños y movimientos sísmicos permitiría extrapolar daños para eventos futuros de mayor intensidad.
- **Método estadístico**, a través de los daños observados en terremotos pasados y el establecimiento de planos de distribución de intensidades.

Para la presente tesis se utilizó el método teórico, pero sin incluir ensayos de laboratorio.

Las curvas de vulnerabilidad (figura 2.4) representan la probabilidad de excedencia de un estado límite de daño como una función de un parámetro representativo de la severidad del movimiento asociado a la respuesta estructural (DiPasquale y Cakmak, 1989).

Se pueden construir curvas de vulnerabilidad que representan relaciones movimiento-daño para diferentes tipos de edificaciones. Las curvas generalmente se expresan como la probabilidad acumulada de alcanzar o superar un determinado estado de daño, para una tipología de edificación dada, sujeta a diferentes niveles de severidad del movimiento sísmico. De manera que estas curvas describen de manera continua la probabilidad de

excedencia de los estados límite de daño adoptados (p. ej., servicio, cercano al colapso, etc.).

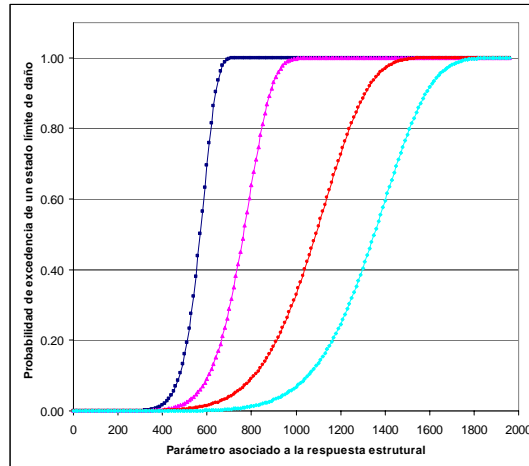


Figura 2.5. Curvas de vulnerabilidad que representan la relación respuesta estructural – daño.

2.2.6 Estado límite cercano al colapso (o último)

Se considera como estado límite cercano al colapso o último a cualquier situación cercana que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

En el presente estudio este estado límite se asocia con la aceleración espectral a partir de la cual se provoca la falla. Ésta se obtiene de los puntos de curvas que resultan de Análisis Dinámicos Incrementales a partir de los cuales se presenta una gran deformación ante un mínimo incremento de carga. La tasa anual de falla estructural obtenida para este estado límite se designa como v_F .

2.2.7 Tasa media anual de falla estructural

Es el complemento de la confiabilidad, es decir, la probabilidad de que un sistema no desarrolle adecuadamente durante un lapso de interés (un año), las funciones para las cuales fue diseñado y construido. Aquí se representa como la probabilidad anual de que la demanda estructural rebase (ante un cierto peligro sísmico) la capacidad de la estructura, asociada a un estado límite determinado.

Aquí la confiabilidad estructural se representa por medio de tasas anuales de falla (v_F) para los marcos en estudio, asociadas al estado límite cercano al colapso o último.

La tasa anual de falla (v_F) para una estructura dada puede obtenerse por medio de la siguiente integral (Shome y Cornell, 1999):

$$v_F = \int_0^{\infty} \left| \frac{dv(s_a)}{ds_a} \right| P(s_a \geq Sa_0) ds_a \quad (2.3)$$

donde $|dv(s_a)/ds_a|$ representa el valor absoluto de la derivada de la curva de peligro sísmico, S_a es la intensidad sísmica, y $P(s_a \geq Sa_0)$ es la probabilidad de que la pseudo-aceleración espectral s_a sea mayor o igual que un cierto valor Sa_0 para el estado límite considerado.

La tasa anual de falla de una estructura puede estimarse a partir de diferentes algoritmos analíticos. En este estudio se analizan los resultados de la ecuación (2.3) mediante integración numérica trapezoidal.

2.3 Estudios anteriores

Se han llevado a cabo diversos estudios referentes a la selección de movimientos sísmicos y al empleo o introducción de parámetros de intensidad para evaluar la respuesta estructural de edificios.

Chan, Ruiz y Montiel (2005) llevan a cabo análisis para evaluar la confiabilidad estructural (para los estados límite de servicio y de falla) de tres edificios de concreto reforzado de múltiples grados de libertad sujetos ante movimientos sísmicos de banda angosta registrados en terreno blando de la ciudad de México. Ellos analizan diferentes criterios de escalamiento de los movimientos sísmicos para estructuras con periodo fundamental de 1s y 2.5s, con diferentes valores de ductilidad y amortiguamiento, y llegan a la conclusión de que el criterio que más conviene utilizar depende de la ubicación del periodo fundamental de la estructura en relación al periodo dominante del terreno, y del nivel de no linealidad que demande dicha estructura. Del estudio encuentran que el número mínimo de registros (n) necesarios (asociados a una banda de confianza) para el análisis dinámico de estas estructuras varía entre 1 y 6, dependiendo del periodo fundamental de vibración, del coeficiente sísmico resistente ante cargas laterales (C_s), del estado límite y de la dispersión del parámetro de respuesta estructural considerados.

En los últimos años varios investigadores han realizado estudios sobre el uso de distintos parámetros o medidas de intensidad basados en vectores para evaluar o predecir la respuesta estructural de modelos de edificios sujetos a acciones sísmicas, reconociendo la suficiencia y la eficiencia de las distintas medidas de intensidad (Shome y Cornell 1999, Bazurro y Cornell 2002, Vamvatsikos 2002, Conte *et al.* 2003, Luco *et al.* 2005, Baker 2005, Baker y Cornell 2005).

Los parámetros de la medida de intensidad basada en un vector deberían ser elegidos para transmitir la mayor información posible entre el peligro de movimiento del suelo y la respuesta estructural del análisis. Esto

requiere la identificación de parámetros que más afectan a la estructura bajo consideración y que a la vez exista baja correlación entre los parámetros de tal manera que no describan las mismas propiedades de los movimientos sísmicos, y sus efectos individuales sean fácilmente separables cuando predican la respuesta estructural (Baker 2005).

Shome y Cornell (1999) investigan si los cálculos de la demanda son dependientes de parámetros sismológicos (magnitud (M) y distancia (R)) ó de parámetros propios de los registros (una aceleración espectral de alta frecuencia (S_{a2}) y duración del movimiento sísmico (D)) en adición a la aceleración espectral para el primer modo de vibrar de la estructura con un amortiguamiento del 5% ($S_a(T_1, 5\%)$). Encuentran que la ventaja de considerar éstos parámetros adicionales (M , R , S_{a2} y D), cuando son importantes, es que se necesita un menor número de análisis no lineales para obtener una estimación de la demanda no sesgada y con poca incertidumbre. Para los parámetros M , R o D , obtienen que aunque la respuesta de una estructura es estadísticamente dependiente de éstos, la respuesta media no cambia sustancialmente; sin embargo hacen notar que el cálculo de la demanda para estos parámetros requiere información adicional de un análisis de desagregación de resultados del peligro sísmico.

Baker y Cornell (2005) utilizan un método para calcular la respuesta probabilística de estructuras mediante la consideración de una medida de intensidad basada en un vector consistente de la aceleración espectral asociada al periodo fundamental de la estructura ($S_a(T_1)$), a partir del cual evalúan la importancia de un segundo parámetro: magnitud (M), distancia (R) ó ϵ , asociado con el movimiento sísmico. Combinan la respuesta estructural obtenida dado un nivel de medida de intensidad escalar ($S_a(T_1)$) con Análisis Probabilístico de Peligro Sísmico ("Probabilistic Seismic Hazard Análisis" PSHA) para calcular la tasa media anual de excedencia en un nivel de respuesta estructural dado y lo generalizan al caso de una medida de intensidad basada en un vector ($S_a(T_1)$, ϵ) y encuentran que el vector consistente de ($S_a(T_1)$, ϵ) es significativamente superior al consistente solamente de ($S_a(T_1)$). Mencionan que para un registro sísmico dado, ϵ es función de T_1 y del modelo de predicción sísmica empleado, siendo válido para cualquier modelo de predicción, haciendo notar que existe más de un camino para definir la aceleración espectral y que la elección definitiva afectará el cálculo de ϵ . Hacen ver que ϵ presenta un efecto importante en la respuesta de las estructuras, debido a que es un indicador implícito de la forma espectral, que específicamente tiende a indicar si la aceleración espectral para el periodo fundamental de vibración está en el pico o en el valle del espectro. Ellos opinan que para un ($S_a(T_1)$) fijo los registros con un valor de ϵ positivo causan sistemáticamente tasas anuales de excedencia más bajas que los registros con valores de ϵ negativo. Concluyen que el efecto de ϵ sobre la respuesta estructural puede ser mayor que el efecto que tiene la Magnitud (M) y la Distancia (R).

Baker y Cornell (2006) llevan a cabo la selección de movimientos sísmicos con el objetivo de estimar con precisión la distribución de la respuesta no lineal de una estructura de concreto reforzado de múltiples grados de

libertad asociada a una intensidad sísmica específica dada por la aceleración espectral para el periodo fundamental de vibración de la estructura ($S_a(T_1)$), considerando M , R y valores de ϵ de los movimientos, e identificar las propiedades específicas de los movimientos que deberían ser consideradas para los análisis dinámicos no lineales. El grupo de movimientos sísmicos que utilizan consiste de movimientos registrados en terreno duro. Para probar el efecto de los valores de M , R y ϵ (dependientes del sitio de interés, del nivel de peligro de interés y del nivel de intensidad del movimiento) de este grupo de movimientos sísmicos consideran varios métodos de selección y llevan a cabo la comparación de la respuesta estructural resultante. Los métodos tratados consideran registros seleccionados:

a) en forma arbitraria o aleatoria sin relacionar ninguna propiedad específica,

b) con valores representativos de M y R del peligro del sitio sin intentar relacionar valores de ϵ (con diferencias mínimas en magnitud y distancia relativas a \bar{M} y \bar{R} obtenidas mediante desagregación),

c) con valores representativos de ϵ del peligro del sitio (los más cercanos a $\bar{\epsilon}$) sin intentar relacionar valores de M y R , y

d) con formas espectrales relacionadas con la forma espectral media condicional dados \bar{M} , \bar{R} y $\bar{\epsilon}$ (con diferencias mínimas de la suma de cuadrados entre la forma del espectro y la media condicional para varios periodos que incluyen periodos cortos correspondientes a altos modos de oscilación de la estructura y periodos largos que afectan la respuesta no lineal al provocar un alargamiento importante del periodo efectivo) pero sin intentar relacionar directamente sus valores reales de M , R y ϵ .

Los autores encuentran que con los métodos c) y d) se produce aproximadamente la misma respuesta y se obtienen menores dispersiones, lo que implica una estimación más eficiente con menor número de registros y que ésta se mantenga con la incorporación de información adicional (parámetros M y R), mientras que con los métodos a) y b) la respuesta y las dispersiones son mayores, y la incorporación de información adicional (parámetro ϵ) produce cambios en los resultados estimados.

Los autores hacen notar que ϵ cambia radicalmente cuando el nivel de intensidad sísmica se incrementa, de tal manera que si una estructura se analiza para múltiples intensidades los registros deben ser re-seleccionados en cada nivel para reflejar las fuentes que cambian, de acuerdo con los resultados de la desagregación para cada nivel. Encuentran que los registros con ϵ positivo se encuentran asociados a movimientos sísmicos con periodo de retorno grandes, aquellos con ϵ muy cercano a cero están asociados con grupos típicos de registros elegidos sin considerar los valores de ϵ , y los registros con ϵ negativo se encuentran asociados a movimientos sísmicos con periodo de retorno menores. Llegan a la conclusión que la selección de movimientos sísmicos basada en sus valores de ϵ (como consideración primaria) es más efectiva que seleccionar registros basados en la Magnitud (M) y Distancia (R) y sugieren que cuando se seleccionen movimientos sísmicos para llevar a cabo análisis dinámicos se deben encontrar los registros que tengan los valores de ϵ apropiados.

CAPÍTULO III

SELECCIÓN DE MOVIMIENTOS SÍSMICOS Y OBTENCIÓN DE ESPECTROS A PARTIR DE UNA LEY DE ATENUACIÓN

3.1 *Movimientos sísmicos*

La calidad de los resultados de un análisis depende en gran medida de las características y la calidad de la señal sísmica usada en el mismo.

Con la finalidad de tomar en cuenta la variabilidad de la señal sísmica, el análisis sísmico confiable de estructuras necesita considerar un grupo adecuado de acelerogramas.

Para realizar el análisis de estructuras y evaluar su confiabilidad es necesario contar con las características de los movimientos sísmicos que se esperan en el sitio, así como las características de la estructura en estudio.

3.1.1 Selección de los movimientos sísmicos utilizados en este estudio

En este estudio se seleccionaron veintitrés registros sísmicos (debido a que los marcos considerados se analizarán en 2D, solamente se considera una componente horizontal arbitraria) que corresponden a eventos generados en la zona de subducción de la República Mexicana, cuya localización de epicentros se muestra en la figura 3.1. Estos eventos presentaron magnitudes mayores que 6.9. Los movimientos fueron registrados en diferentes estaciones localizadas en la zona IIIb del valle de México (figura 3.2), según la zonificación sísmica de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS, 2004) del RCDF. Todas las estaciones de registro consideradas se encuentran en la zona IIIb del valle de México.

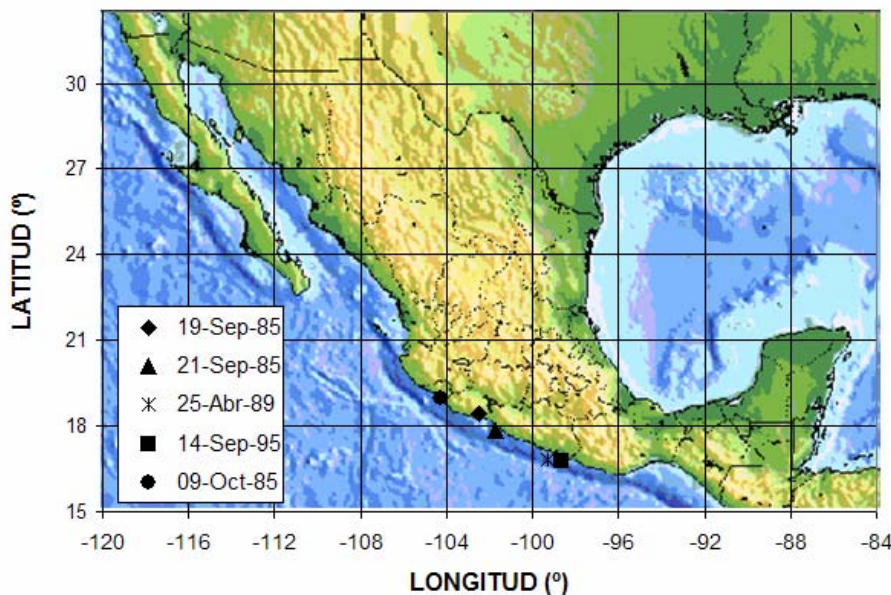


Figura 3.1. Zona de subducción de la República Mexicana, donde se muestran los epicentros de los eventos sísmicos considerados en este estudio.

Los eventos sísmicos de subducción son los que históricamente han provocado daños muy severos en estructuras ubicadas en el valle de México. Son los mayores sismos registrados en México y representan los movimientos más violentos en el valle de México, particularmente porque el tipo de ondas que llegan es rico en periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan gran amplificación al atravesar las arcillas del lago (Reinoso, 1996). Por esta razón, son los más estudiados en México por su frecuencia y magnitud y por la gran probabilidad de que pueda ocurrir en un futuro no lejano un evento sísmico que podría superar lo ocurrido en 1985 (Jaimes, 2007).

Los movimientos sísmicos de mayor intensidad registrados en la zona IIIb son en general movimientos de banda angosta o estrecha; es decir, su contenido de frecuencias se centra en un intervalo de frecuencias reducido; mientras que, los movimientos sísmicos de menor intensidad registrados en esta misma zona presentan características de movimientos con banda más ancha.

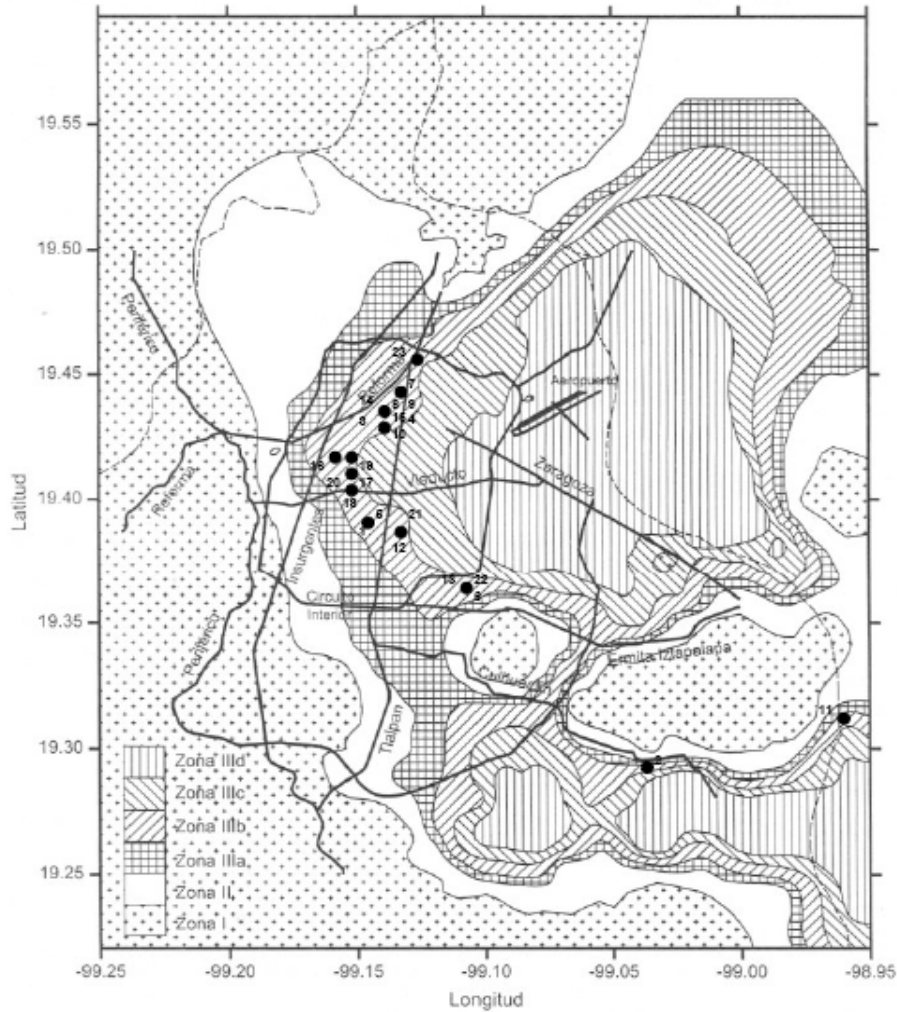


Figura 3.2. Localización de las estaciones de registro.

En la tabla 3.1 se muestran las características de los eventos sísmicos de subducción seleccionados para el presente estudio, los cuales ocurrieron en el intervalo de tiempo comprendido entre 1985 y 1995. Se encuentran ordenados en forma ascendente de acuerdo a su fecha de ocurrencia. Las características mostradas en la tabla son fecha de ocurrencia, magnitud Richter, hora de ocurrencia, coordenadas epicentrales y profundidad.

3.1.2 Estaciones de registro de los movimientos sísmicos seleccionados

En la tabla 3.2 se muestran las características principales de cada una de las estaciones de registro de los movimientos sísmicos considerados: clave, institución encargada, coordenadas y nombre de la estación, así como fecha de ocurrencia y magnitud del sismo.

Tabla 3.1. Eventos sísmicos seleccionados.

| Evento | Fecha | Magnitud Richter | Distancia al área de ruptura (km) | Hr:Min:Sec (GMT) | Latitud (N) | Longitud (E) | Profundidad (Km) |
|--------|----------|------------------|-----------------------------------|------------------|-------------|--------------|------------------|
| 1 | 85-09-19 | 8.1 | 295 | 13:17:49 | 18.42° | -102.47° | 15 |
| 2 | 85-09-21 | 7.6 | 318 | 01:37:14 | 17.83° | -101.68° | 17 |
| 3 | 89-04-25 | 6.9 | 290 | 14:29:03 | 16.8° | -99.28° | 23 |
| 4 | 95-09-14 | 7.3 | 320 | 14:04:33 | 16.75° | -98.67° | 21 |
| 5 | 95-10-09 | 8.0 | 530 | 15:35:54 | 18.99° | -104.25° | 25 |

3.2 Acelerogramas y espectros de respuesta

En la figura 3.3 se muestran los espectros lineales de respuesta de los veintitrés acelerogramas seleccionados y usados en este estudio, correspondientes a una fracción de amortiguamiento igual a 5% del amortiguamiento crítico.

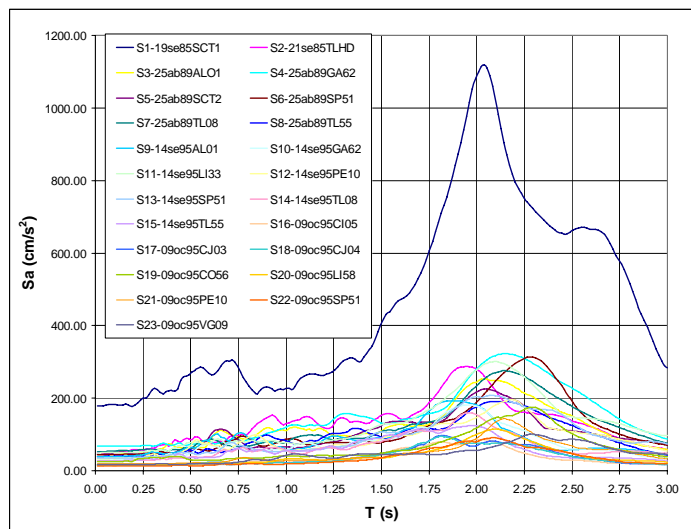


Figura 3.3. Espectros de pseudo-aceleración de los veintitrés movimientos sísmicos considerados.

Se puede observar que a pesar de que algunos de los movimientos sísmicos corresponden al mismo evento de subducción fueron registrados en diferentes estaciones, por lo que las particularidades del movimiento son distintas.

Debido a que los movimientos sísmicos fueron registrados en la zona IIIb del valle de México, se puede notar en la gráfica que los espectros muestran un periodo dominante (pico máximo) que se encuentra dentro de un intervalo entre 1.75 s y 2.5 s.

Tabla 3.2. Características de las estaciones de registro de los movimientos sísmicos considerados en este estudio.

| Registro | Clave de la estación | Institución encargada | Coordenadas de la estación | | Nombre de la estación | Fecha de ocurrencia | Magnitud |
|----------|----------------------|-----------------------|----------------------------|------------|-----------------------|---------------------|----------|
| | | | Latitud N | Longitud W | | | |
| 1 | SCT1 | iiunam | 19.393 | 99.147 | SCT | 85-09-19 | 8.1 |
| 2 | TLHD | iiunam | 19.293 | 99.035 | Tláhuac deportivo | 85-09-21 | 7.6 |
| 3 | ALO1 | Fica | 19.436 | 99.145 | Alameda | 89-04-25 | 6.9 |
| 4 | GA62 | Cires | 19.439 | 99.14 | Garibaldi | 89-04-25 | 6.9 |
| 5 | SCT2 | iiunam | 19.393 | 99.147 | SCT | 89-04-25 | 6.9 |
| 6 | SP51 | Cires | 19.366 | 99.119 | Sector Popular | 89-04-25 | 6.9 |
| 7 | TL08 | Cires | 19.45 | 99.134 | Tlatelolco | 89-04-25 | 6.9 |
| 8 | TL55 | Cires | 19.436 | 99.143 | Tlatelolco | 89-04-25 | 6.9 |
| 9 | AL01 | Fica | 19.436 | 99.145 | Alameda | 95-09-14 | 7.3 |
| 10 | GA62 | Cires | 19.439 | 99.14 | Garibaldi | 95-09-14 | 7.3 |
| 11 | LI33 | Cires | 19.306 | 98.963 | Liconsa | 95-09-14 | 7.3 |
| 12 | PE10 | Cires | 19.39 | 99.132 | Plutarco Elías Calles | 95-09-14 | 7.3 |
| 13 | SP51 | Cires | 19.366 | 99.119 | Sector Popular | 95-09-14 | 7.3 |
| 14 | TL08 | Cires | 19.45 | 99.134 | Tlatelolco | 95-09-14 | 7.3 |
| 15 | TL55 | Cires | 19.436 | 99.143 | Tlatelolco | 95-09-14 | 7.3 |
| 16 | CI05 | Fica | 19.419 | 99.165 | Cibeles | 95-09-14 | 7.3 |
| 17 | CJ03 | Fica | 19.41 | 99.157 | CU Juárez | 95-09-14 | 7.3 |
| 18 | CJ04 | iiunam | 19.41 | 99.157 | Centro Urbano Juárez | 95-10-09 | 8.0 |
| 19 | CO56 | Cires | 19.422 | 99.159 | Córdoba | 95-10-09 | 8.0 |
| 20 | LI58 | Cires | 19.426 | 99.157 | Liverpool | 95-10-09 | 8.0 |
| 21 | PE10 | Cires | 19.39 | 99.132 | Plutarco Elías Calles | 95-10-09 | 8.0 |
| 22 | SP51 | Cires | 19.366 | 99.119 | Sector Popular | 95-10-09 | 8.0 |
| 23 | VGO9 | Cires | 19.454 | 99.123 | Valle Gómez | 95-10-09 | 8.0 |

3.3 Curvas de peligro sísmico

El sitio en donde se suponen ubicadas las estructuras es similar al patio de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT).

Las curvas de peligro sísmico correspondiente a cada una de las estructuras en dicho sitio se muestran en la figura 3.4. Estas curvas corresponden a los periodos fundamentales de vibración ($T_0 = 0.67s$ y $1.17s$) de las estructuras en estudio, suponiendo propiedades medias, con porcentaje de amortiguamiento crítico $\xi=5\%$.

Estas curvas se graficaron a partir de la interpolación de los resultados de las curvas correspondientes a los periodos 0, 1 y 2 s obtenidas de un estudio de peligro sísmico (Alamilla, 2001).

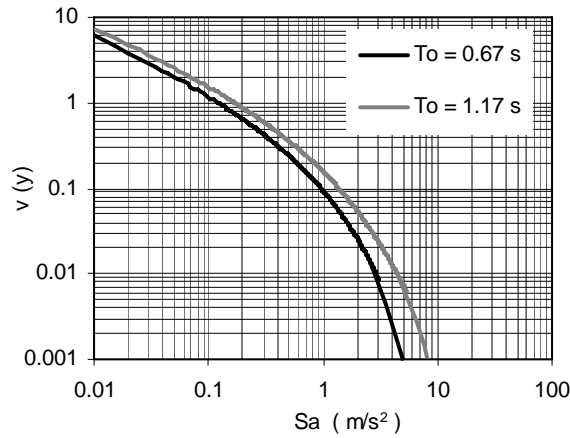


Figura 3.4. Curvas de peligro sísmico para el sitio SCT, correspondientes a los periodos fundamentales de vibración de las estructuras analizadas.

3.4 Ley de atenuación espectral

En esta tesis se emplea una ley de atenuación espectral para estimar la aceleración espectral en el sitio SCT. Esta ley de atenuación fue empleada por Jaimes *et al* (2006) mediante un método a partir del cual obtienen coeficientes de tal forma que presentan las menores incertidumbres, debido a que incluyen efectos de sitios en forma directa, usando datos observados.

Los autores desarrollan el método para el sitio SCT mediante el uso de una regresión lineal bayesiana usando la siguiente forma funcional:

$$\ln Sa(T) = \alpha_1(T) + \alpha_2(T)(M_w - M_{ref}) + \alpha_3(T) \ln R + \alpha_4(T)R + \varepsilon(T)$$

donde Sa es la aceleración espectral en el sitio, T es el periodo de un sistema de un grado de libertad, R es la distancia más corta al área de ruptura, α_i son los coeficientes a ser estimados, M_w es la magnitud, M_{ref} es la magnitud de referencia (en este trabajo se consideró $M_{ref} = 6.0$ y ε es el error estimado aleatorio, supuesto normalmente distribuido.

3.4.1 Espectros de respuesta obtenidos en función de la ley de atenuación espectral

En la figura 3.5 se muestran los espectros de pseudo-aceleración hipotéticos correspondientes a cada uno de los eventos sísmicos de

subducción seleccionados para el presente estudio, los cuales fueron obtenidos mediante el empleo de la ley de atenuación espectral dada por Jaimes (2007).

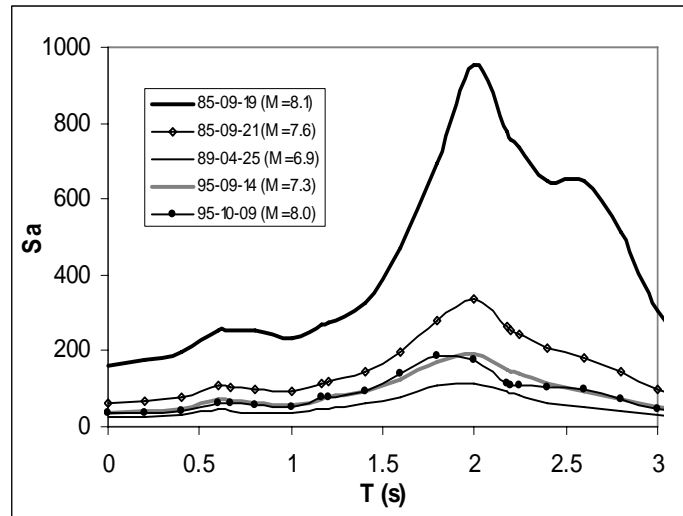


Figura 3.5. Espectros de pseudo-aceleración hipotéticos obtenidos mediante la ley de atenuación espectral.

Estos espectros servirán posteriormente para obtener el correspondiente valor de ϵ para cada uno de los movimientos sísmicos registrados.

CAPÍTULO IV

ESTRUCTURAS ANALIZADAS EN ESTE ESTUDIO

4.1 Descripción de las estructuras

Las estructuras que se analizan corresponden a dos edificios de concreto reforzado de cinco y de diez niveles, diseñados por las firmas de ingeniería estructural Proyect, S. C., y García Jarque Ingenieros, S. C., respectivamente.

Los diseños se hicieron de acuerdo con el texto principal del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS, 2004) para uso de oficinas. Estas se clasifican dentro del Grupo B. Los edificios se suponen ubicados cerca de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en la zona IIIb (zona blanda) del valle de México. El correspondiente coeficiente sísmico de diseño elástico (C_s) es de 0.45. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada por marcos de concreto reforzado tipo I, los cuales cumplen los requisitos de marcos dúctiles, el factor de comportamiento sísmico (Q) de diseño es 3. Las distorsiones de entrepiso se limitan a $0.012 h$, donde h es la

altura de entrepiso.

Las características geométricas en planta y elevación se muestran en la figura 4.1.

La planta de ambos edificios es de forma cuadrada y está conformada por tres crujeías en ambas direcciones, separadas a cada 10 m. La altura de entrepiso es de 4 m.

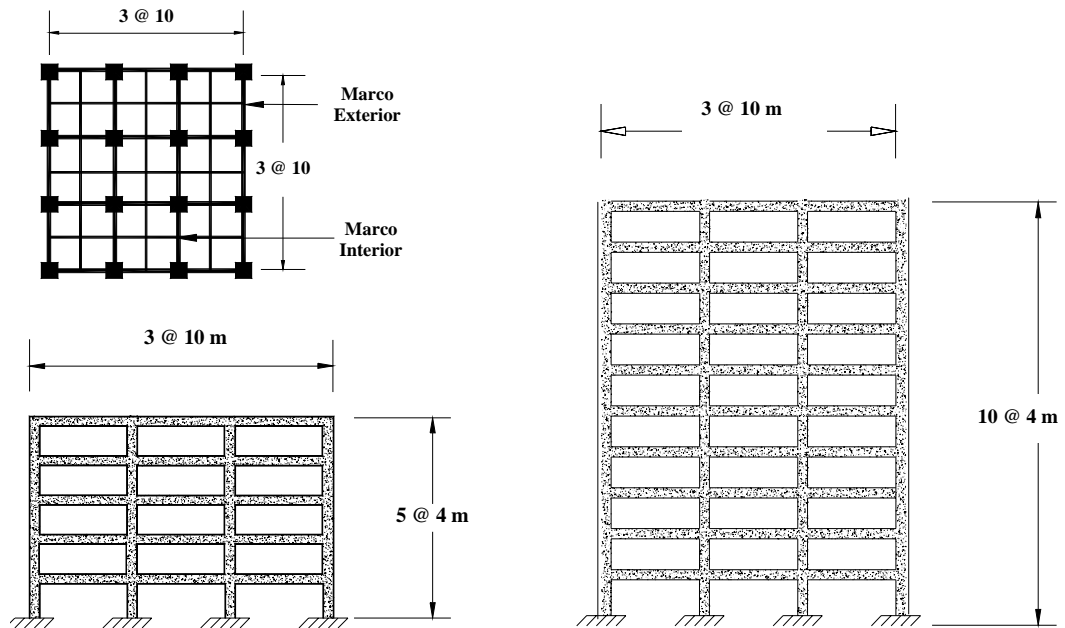


Figura 4.1. Planta y elevación de las estructuras estudiadas.

En la figura 4.1 se hace referencia a un marco exterior y un interior del edificio. Estos marcos se usaron para modelar los edificios en dos dimensiones para su análisis no-lineal, utilizando los modelos de los marcos en dos dimensiones desarrollados por Rangel Aguilar (2007).

4.1.1 Propiedades de los materiales

Para el diseño de la estructuras se consideran los valores medios de las propiedades de los materiales.

El sistema estructural está formado por columnas y trabes. Las dimensiones nominales de estos elementos estructurales se presentan en las Tablas 4.1 y 4.2. Como se puede apreciar en la Tabla 4.2, en la periferia de los edificios se utilizaron trabes peraltadas.

Tabla 4.1. Secciones nominales del marco de cinco niveles.

| Nivel | Trabes (cm) | Columnas (cm) |
|-------|-------------|---------------|
| 1-5 | 35 x 100 | 75 x 75 |

Tabla 4.2. Secciones nominales del marco de diez niveles.

| Marco | Nivel | Trabe (cm) | Columna interior (cm) | Columna exterior (cm) |
|----------|-------|------------|-----------------------|--------------------------|
| Interior | 1-7 | | 110 x 110 | |
| | 8-10 | 35 x 90 | 90 x 90 | 150 x 50 |
| Exterior | 1-10 | 45 x 130 | 50 x 150 | 150 x 150 x 50 (secc. L) |

Las propiedades nominales de los materiales son las siguientes:

- Concreto Tipo I, con resistencia nominal a compresión $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero de refuerzo (longitudinal y transversal) con valor nominal del esfuerzo a la fluencia de $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$, y módulo de elasticidad $E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$.

Por otro lado, las propiedades medias de los materiales son las siguientes:

- Concreto Tipo I, con resistencia nominal a compresión $f'c = 268 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero de refuerzo (longitudinal y transversal) con valor nominal del esfuerzo a la fluencia de $f_y = 4,577 \text{ kg/cm}^2$, y módulo de elasticidad $E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$.

En la Tabla 4.3 se muestra el periodo fundamental de vibración (T_0) y el coeficiente sísmico resistente (C_s), considerando valores medios de las propiedades de las estructuras (Montiel, 2006; y Rangel Aguilar, 2007).

Tabla 4.3. Periodos fundamentales de vibración y coeficientes sísmicos resistentes de los marcos, considerando valores medios en sus propiedades mecánicas, geométricas y en cargas vivas.

| Número de niveles | Periodo fundamental T_0 (s) | Coficiente sísmico C_s |
|-------------------|-------------------------------|--------------------------|
| 5 | 0.67 | 0.34 |
| 10 | 1.17 | 0.40 |

Para el cálculo de las cargas muertas se consideraron los pesos volumétricos de los materiales, que incluyen el peso propio de los elementos estructurales.

4.2 Modelado de las estructuras

Cuando se requiere modelar matemáticamente un problema físico se deben de tomar en cuenta las variables más significativas, a partir de las cuales se pueda predecir el fenómeno de una manera satisfactoriamente aproximada.

Para tomar en cuenta estas variables y las incertidumbres inherentes durante el proceso de modelado y análisis de las estructuras se plantearon algunas hipótesis.

4.2.1 Hipótesis

- Se considera la degradación de la resistencia y rigidez de los elementos estructurales en cortante y flexión.
- Para la obtención de la capacidad de deformación y resistencia de las trabes se considera la contribución de la losa.
- Se toma en cuenta la capacidad última de rotación de los elementos.
- No se consideran efectos $P-\Delta$.
- No se consideran efectos bidireccionales de fuerzas sísmicas ni efectos torsionantes.
- No se considera el efecto de la interacción suelo-estructura.
- Se ignora la interacción entre los marcos de la estructura real debida a la rigidez torsional de los elementos que la conectan.

4.2.2 Modelos estructurales

Como se puede observar en la Tabla 4.2, en la estructura de diez niveles los marcos de la periferia poseen secciones diferentes de trabes y columnas a las de los marcos en el interior de las estructuras, por lo que presentan diferentes aportaciones a la rigidez lateral de la estructura, que es uno de los principales parámetros que influyen en la respuesta de una estructura.

Para tomar en cuenta la aportación de ambos marcos en la rigidez del sistema se utilizó un modelo formado por un marco exterior ligado a un marco interior por medio de elementos conectores (articulados en los extremos y con alta rigidez axial) que simulan el efecto que existe entre ambos marcos (figura

4.2). Se verificó que la masa y la rigidez lateral del modelo (correspondientes a un marco exterior y uno interior) correspondieran al mismo periodo de vibrar que el del edificio en tres dimensiones.

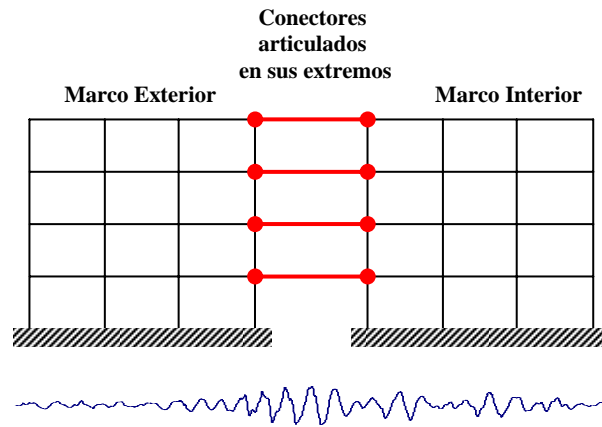


Figura 4.2 Modelo utilizado para tomar en cuenta la contribución de los diferentes marcos a la rigidez total del sistema.

Para el análisis de los marcos se utilizaron los valores medios de las propiedades geométricas (Mirza y McGregor, 1979), de las propiedades mecánicas (Villanueva y Meli, 1984; Meli y Mendoza, 1991) y de las cargas vivas y muertas (Meli, 1976; Ruiz y Soriano, 1997).

CAPÍTULO V

CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS EN ESTUDIO

La capacidad de desplazamiento y resistencia lateral de un edificio puede evaluarse mediante varios métodos que consideran el comportamiento inelástico, tales como el análisis estático no lineal (AENL) y el análisis dinámico incremental (ADI). En esta tesis se utiliza este segundo método.

5.1 *Análisis dinámico incremental (ADI)*

El análisis dinámico incremental (ADI) es un método de análisis paramétrico (no lineal) desarrollado para estimar de una manera más aproximada a la realidad el desempeño de una estructura bajo cargas sísmicas. Permite tomar en cuenta los parámetros correspondientes tanto a las características de la estructura como a la incertidumbre inherente a la sollicitación sísmica que se espera en el sitio donde se ubica la estructura (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

El ADI consiste en someter un modelo estructural ante uno o varios

registros sísmicos, cada uno escalado a diferentes niveles de intensidad (S_a), para obtener una o varias curvas de respuesta estructural versus el nivel de intensidad. Los sismos se escalan hasta que la estructura llega a un cierto comportamiento asociado con un determinado estado límite o algún nivel de desempeño (figura 5.1). El nivel de desempeño abarca desde el intervalo inicial elástico hasta el intervalo final de inestabilidad dinámica global del modelo de la estructura.

Este método se ha adoptado en las recomendaciones de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de E.U.A. (FEMA, 2000). Entre sus principales propósitos se encuentran:

- Obtener un intervalo de respuesta o demandas estructurales contra un intervalo de niveles potenciales de movimiento del terreno.
- Mejorar el entendimiento de las implicaciones estructurales que se tendrían con movimientos del terreno de diferentes intensidades.
- Mejorar el entendimiento de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural al aumentar la intensidad del movimiento (por ejemplo, cambios en la forma de la deformación máxima de los entrepisos con respecto a la altura de la estructura, degradación de la rigidez y de la resistencia, etc.).
- Obtener de la capacidad dinámica de la estructura.

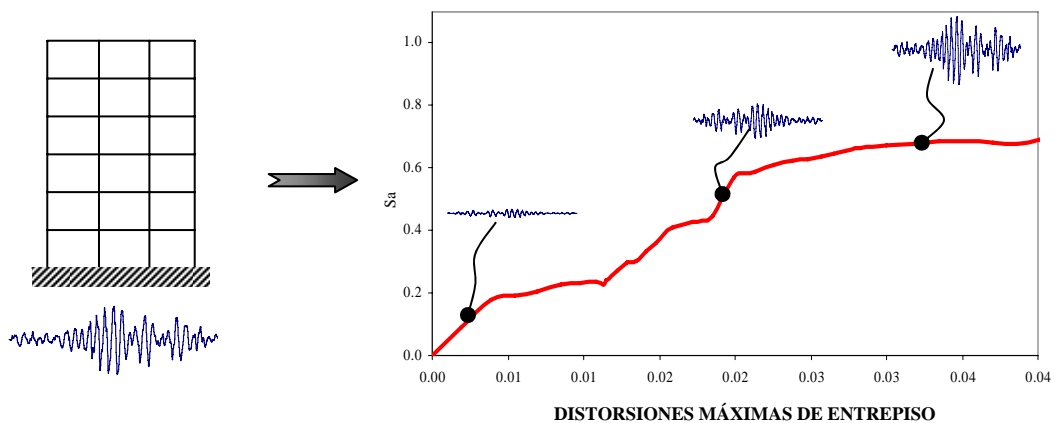


Figura 5.1. Ilustración del resultado de un análisis dinámico incremental (ADI)

Los pasos que deben seguirse para determinar el desempeño de una estructura mediante un ADI son los siguientes:

- Formación de un apropiado modelo estructural no lineal.
- Selección de un grupo de movimientos sísmicos.

- Elección adecuada de los parámetros o medidas de intensidad de los movimientos sísmicos y las medidas de daño representativas.
- Uso de algoritmos apropiados para seleccionar el nivel de escalamiento de los registros sísmicos. Llevar a cabo la ejecución de los análisis dinámicos.
- Generación de las curvas ADI's de la respuesta estructural según lo obtenido a partir de la medida de daño versus el nivel de intensidad sísmica representado por una medida de daño.
- Empleo de técnicas adecuadas de interpolación y resumen para el procesamiento de resultados cuando se utilizan múltiples registros sísmicos, con el fin de obtener una correcta estimación de las funciones de distribución de probabilidad de la demanda estructural dada la intensidad sísmica.
- Definir los estados límites de cada una de las curvas ADI's, tales como el de inestabilidad dinámica global del sistema, para calcular las capacidades correspondientes.
- Finalmente, los resultados se colocan en un formato apropiado, pudiendo ser utilizados para conocer sobre el comportamiento estructural, por ejemplo si se desea saber sobre la conexión entre el "push over" estático y la respuesta dinámica, o bien integrados mediante análisis probabilistas de riesgo sísmico (curva convencional de peligro sísmico) para estimar las frecuencias medias anuales de excedencia de cierto estado límite.

Los factores que pueden afectar las curvas obtenidas mediante ADI's son los siguientes:

- Efectos $P-\Delta$
- El incremento de tiempo (Δt) utilizado en el análisis
- Los movimientos sísmicos utilizados
- Considerar el endurecimiento por deformación del material

A pesar de la simplicidad teórica del ADI, el desarrollo de este tipo de estudio puede llegar a requerir grandes tiempos de cómputo. En este tipo de análisis lo ideal sería obtener representaciones casi continuas de las curvas de ADI; sin embargo, el costo de cada análisis dinámico no lineal hace necesario pensar en algoritmos para seleccionar el espaciamiento óptimo entre los puntos para cumplir con los objetivos deseados (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

5.2 **Cálculo de la capacidad estructural**

Con el fin de evaluar la capacidad lateral de los marcos aquí se realizaron Análisis Dinámicos Incrementales (ADI's) para cada una de las estructuras. Para ello se utilizaron los veintitrés registros que se mencionaron antes. El algoritmo de análisis que se utilizó es el propuesto por Vamvatsikos y Cornell (2002a).

Para llevar a cabo los análisis se utilizó el programa DRAIN 2D modificado por Campos y Esteva (1997). La metodología seguida fue sistematizada por Montiel (2006).

La capacidad estructural se puede definir por la máxima distorsión de entrepiso o de azotea ($\delta_{\text{máx}}^{\text{entrepiso}}$ o $\delta_{\text{máx}}^{\text{azotea}}$) que es capaz de resistir la estructura o bien por el nivel de intensidad (S_a , medido en términos de la ordenada espectral lineal) que provoca la falla. En este estudio se usa esta última para definir la falla.

Una vez que los valores deseados de distorsión e intensidad son extraídos de los análisis dinámicos, contamos con una serie de pares de valores a partir de los cuales podemos ser capaces de obtener la curva de capacidad correspondiente a cada uno de los registros sísmicos.

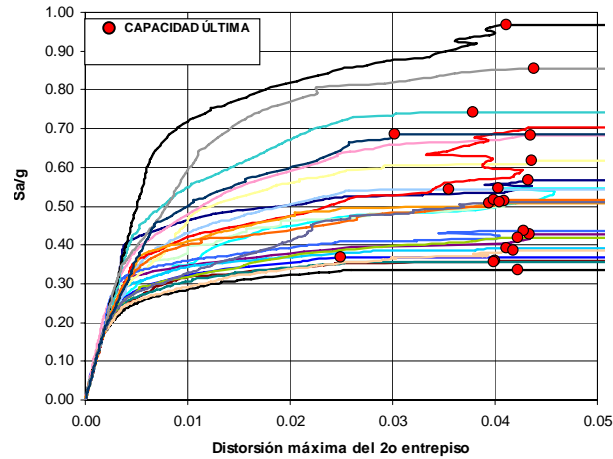
5.2.1 **Respuesta máxima de entrepiso obtenida mediante ADI's**

Aquí se considera como medida de daño la intensidad que provoca la falla. En lo que sigue se presentan resultados de ADI's de las estructuras de cinco y diez niveles. Primeramente se presentan distorsiones en función de la ordenada espectral que provoca la falla, y posteriormente en términos del cortante basal.

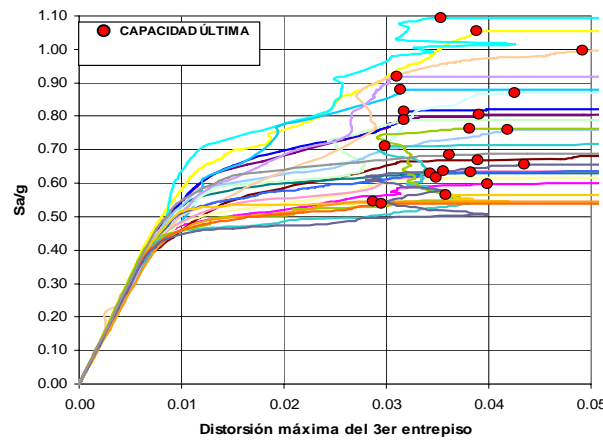
5.2.2.1 **Respuestas de entrepiso de las estructuras de cinco y diez niveles**

a) **Intensidad espectral**

En las figuras 5.2a y b se muestran las curvas obtenidas a partir de los ADI's para la distorsión máxima de entrepiso de los dos edificios en estudio. En el eje vertical se grafica el nivel de intensidad sísmica que ocasiona cierto nivel de desempeño. El eje vertical representa la pseudo-aceleración espectral (S_a) dividida entre la gravedad (g) asociada al periodo fundamental de cada una de las estructuras ($T_0 = 0.67s$ y $1.17s$, para el edificio de cinco y de diez niveles, respectivamente) para un amortiguamiento de 5% del crítico y multiplicado por los correspondientes factores usados para escalar los sismos. El eje horizontal se refiere a la máxima distorsión de entrepiso (segundo y tercero, para los marcos de cinco y diez niveles, respectivamente).



a) 5 niveles



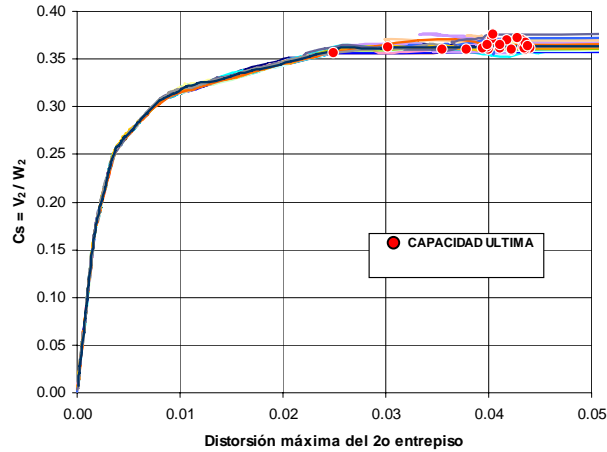
b) 10 niveles

Figura 5.2. Curvas de capacidad de entrapiso obtenidas de los ADI's.

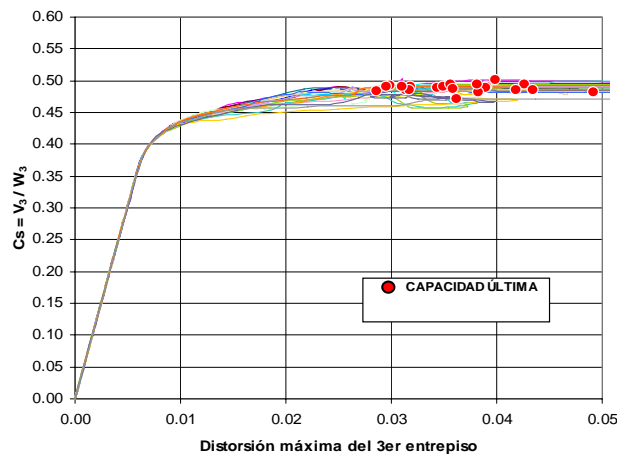
En las curvas se puede observar que después de que los edificios fluyen las curvas presentan un comportamiento inelástico distinto para cada sismo, lo cual implica un desempeño inelástico diferente. La capacidad última de la estructura ante cada sismo se indica por medio de círculos, los cuales se obtuvieron cuando para un pequeño incremento en el factor de escala del movimiento sísmico, la distorsión máxima de la estructura se dispara, y a partir de ese punto las curvas se vuelven horizontales.

b) Fuerza cortante basal normalizada

En las figuras 5.3a y b se muestra la respuesta máxima de entrapiso correspondiente a los veintitrés sismos. A diferencia de la figura 5.2 aquí el eje vertical corresponde al coeficiente sísmico obtenido al dividir el coeficiente máximo de entrapiso entre el peso acumulado hasta el entrapiso de interés. El eje horizontal se refiere a la distorsión máxima de entrapiso. En la figura se indica por medio de círculos la capacidad última del edificio ante cada sismo. Estos círculos corresponden a los mismos círculos que se indican en las figuras 5.2a y b.



a) 5 niveles



b) 10 niveles

Figura 5.3. Curvas de capacidad de entrapiso obtenidas de los ADI's.

5.2.2 Respuesta máxima global obtenida mediante ADI's

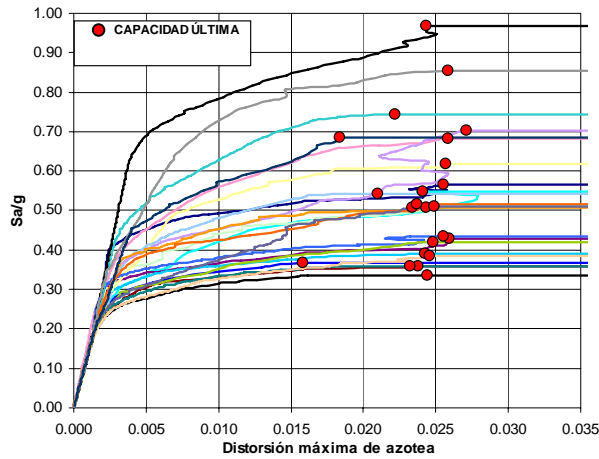
En esta sección se hace un análisis similar al anterior, pero aquí se considera como medida de daño la distorsión máxima de azotea (independientemente del número de niveles que tenga cada una de las estructuras). Del mismo modo que en la sección anterior, se obtiene la intensidad que provoca la falla para cada estructura y para cada movimiento sísmico.

5.2.2.1 Respuestas globales de las estructuras de cinco y diez niveles

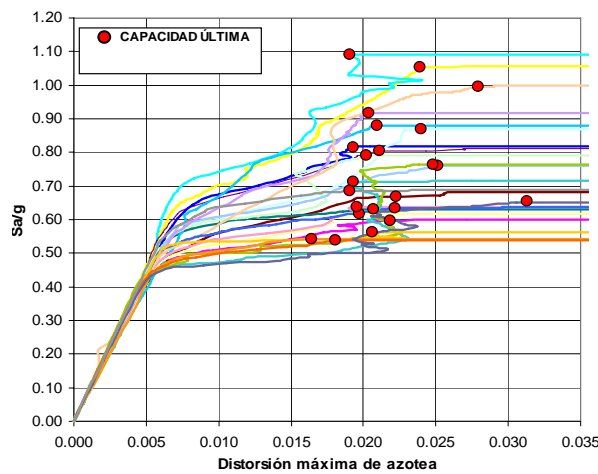
a) Intensidad espectral

Se presentan resultados similares a los anteriores pero correspondientes a respuestas máximas globales (en lugar de respuestas máximas de entrapiso).

En las figuras 5.4a y b se grafican en el eje horizontal la distorsión máxima global obtenida al dividir el desplazamiento máximo de la azotea entre la altura total del edificio. En el eje vertical se grafica el nivel de intensidad sísmica que ocasiona cierto nivel de desempeño, es decir, la pseudo-aceleración espectral dividida entre la gravedad (g) asociada al periodo fundamental de cada una de las estructuras ($T_0 = 0.67s$ y $1.17s$, para los marcos de 5 y 10 niveles, respectivamente) para un amortiguamiento de 5% del crítico y multiplicado por los diferentes factores de escala.



a) 5 niveles



b) 10 niveles

Figura 5.4. Curvas de capacidad global obtenidas de los ADI's.

b) Fuerza cortante basal normalizada

En las figuras 5.5a y b se presentan las curvas ADI's correspondientes a respuestas globales. En el eje horizontal se grafica la distorsión máxima de azotea obtenida al dividir el desplazamiento máximo de la azotea entre la altura total. En el eje vertical se grafica el coeficiente global (C_s) obtenido al dividir el cortante máximo basal (V_b) entre el peso total de la estructura.

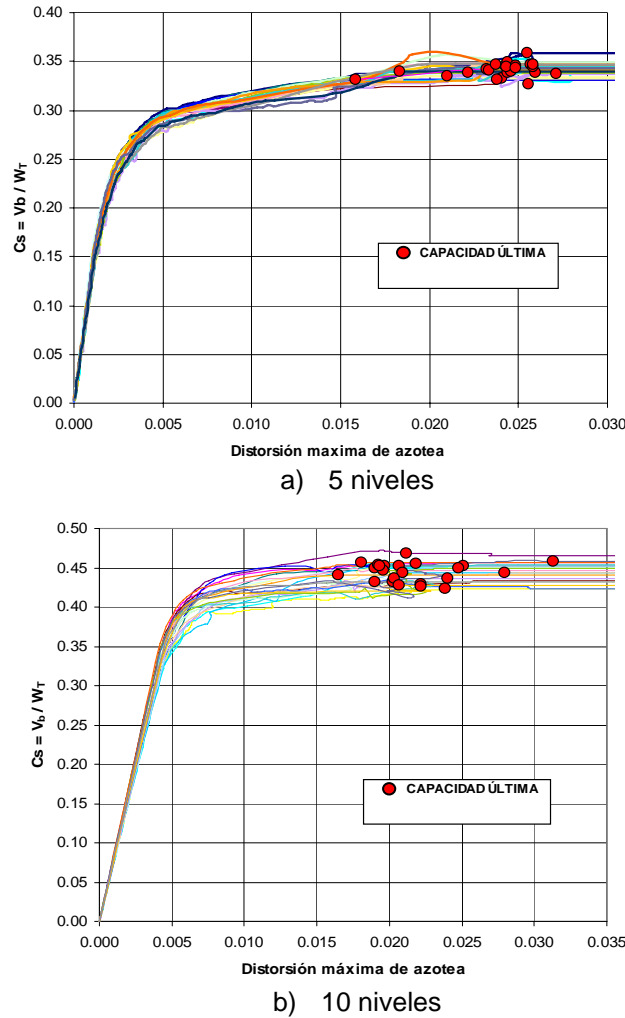


Figura 5.5. Curvas de capacidad global obtenidas de los ADI's.

Se puede observar que las curvas son similares cuando el comportamiento de las estructuras es lineal, y que existen mayores diferencias en la parte no lineal, para cada uno de los movimientos sísmicos.

Estas curvas constituyen una forma alternativa de medir la capacidad estructural por medio de la distorsión máxima ($\delta_{m\acute{a}x}$) y el cortante basal (V_b), para cualquier nivel de desempeño deseado.

En la tabla 5.1 se concentran los valores medios máximos del nivel de intensidad sísmica correspondiente de cada una de las estructuras estudiadas.

Tabla 5.1. Valores medios de intensidad sísmica máxima asociada al colapso.

| Número de niveles | $\ln S_a \text{ máxima} / g$ |
|-------------------|------------------------------|
| 5 niveles | 0.5181 |
| 10 niveles | 0.7332 |

Por otra parte, en la tabla 5.2 se concentran los valores de la desviación estándar para el parámetro del nivel de intensidad sísmica máxima de las estructuras.

Tabla 5.2. Valores de desviación estándar para la intensidad sísmica máxima

| Número de niveles | σ_{Sa} máxima |
|-------------------|----------------------|
| 5 niveles | 0.2950 |
| 10 niveles | 0.2069 |

Estos valores servirán posteriormente para evaluar la tasa anual de falla estructural para cada uno de los edificios.

CAPÍTULO VI

CÁLCULO DEL PARÁMETRO ÉPSILON

6.1 *Procedimiento para la obtención del parámetro épsilon*

En esta sección se utilizan los espectros de respuesta (sin escalar) para obtener el parámetro ε que describe la forma espectral.

El valor de épsilon ε (ecuación 6.1) se define como el número de desviaciones estándar ($\sigma_{\ln S_a}$) para el cual el logaritmo de una aceleración espectral observada ($\ln S_a$) difiere de la aceleración espectral calculada a partir de una ecuación de predicción o atenuación del movimiento sísmico (Baker 2005, Baker y Cornell 2005). En este trabajo se supone que $\ln \hat{S}_a$ es igual al logaritmo de la aceleración espectral hipotética obtenida mediante el empleo de la ley de atenuación espectral propuesta por Jaimes (2007). El valor estimado del logaritmo de la desviación estándar $\sigma_{\ln S_a}$ se considera igual a 0.6.

$$\varepsilon = \frac{\ln S_a - \ln \hat{S}_a}{\sigma_{\ln S_a}} \quad (6.1)$$

Épsilon es una variable aleatoria normal estandarizada, es decir, con media cero y desviación estándar uno, cuya distribución está representada por la distribución normal estándar. El parámetro ε indica si la pseudo-aceleración de los espectros correspondientes a los movimientos sísmicos considerados para el periodo dado está por arriba o por debajo de la pseudo-aceleración calculada utilizando la ley de atenuación espectral (figura 6.1). Para los casos aquí analizados un valor de ε positivo indica que la pseudo-aceleración de un determinado movimiento sísmico, y para los periodos considerados, está por arriba del valor de la pseudo-aceleración espectral obtenida de mediante el empeo de la ley de atenuación; mientras que un valor de ε negativo indica que está por abajo.

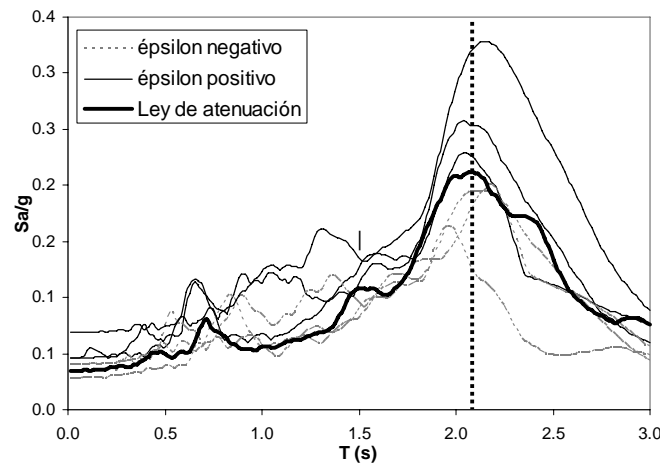


Figura 6.1. Espectros de respuesta lineales. Se muestra el espectro obtenido mediante la ley de atenuación que para el periodo dado separa los movimientos con ε positivo y negativo.

El valor del parámetro épsilon (ε) se obtiene a partir de los espectros de respuesta, escalados o no, para un cierto periodo considerado. En este estudio se consideran dos periodos: el periodo fundamental de vibración (T_0) y el periodo correspondiente al periodo “degradado” de vibración (T_s); la consideración de este último periodo es debido a los altos niveles de no linealidad observados en las curvas de capacidad que pueden provocar un alargamiento importante del periodo efectivo de la estructura. Aquí no se considera ningún intervalo de periodos, ni periodos menores que T_0 debido a que los edificios no presentan gran contribución de sus modos superiores.

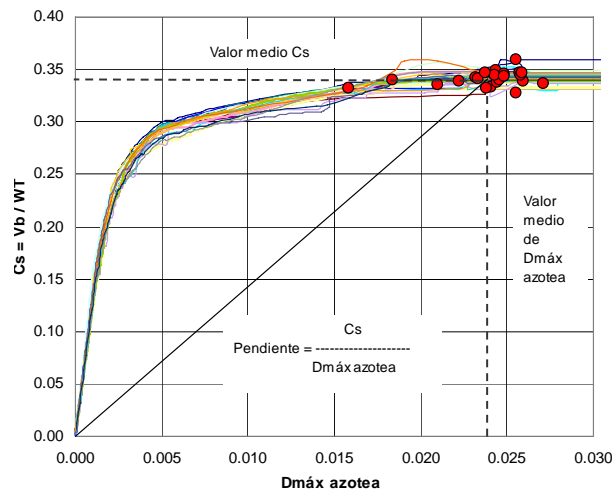
6.2 Periodo “degradado” de vibración

Para obtener el periodo de vibración degradado (T_s), de acuerdo a la definición dada en el capítulo II, en primer lugar se calcula la rigidez secante K_S (ecuación 6.2) de la estructura a partir de las curvas globales de los ADI's de la figura 5.4.

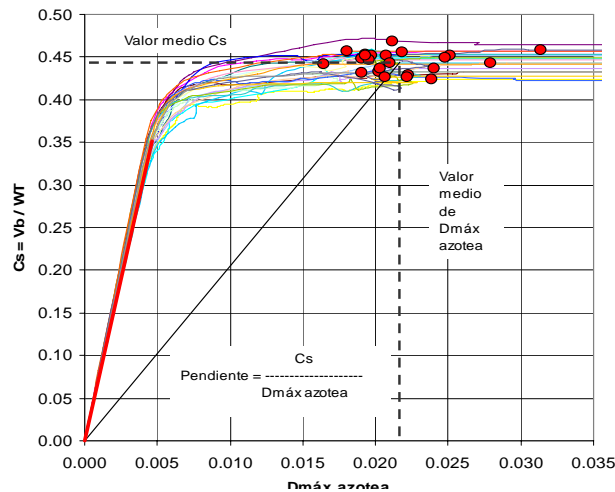
La pendiente secante corresponde a la recta que une el origen con el valor medio de la capacidad última de las curvas y se calcula como sigue:

$$K_S = \frac{\bar{V}_B}{\bar{\delta}_{AZ}} \quad (6.2)$$

La rigidez secante es la relación entre la fuerza cortante basal resistente media (\bar{V}_B) y el desplazamiento máximo de azotea medio ($\bar{\delta}_{AZ}$) (figura 6.2). Para calcular la relación anterior es necesario que el valor del coeficiente sísmico promedio (C_s) se multiplique por el peso total de la estructura (W_T) para obtener la fuerza basal resistente media y que el valor de la distorsión máxima promedio de azotea se multiplique por la altura total de la estructura (H_T) para obtener el desplazamiento de azotea medio.



a) 5 niveles



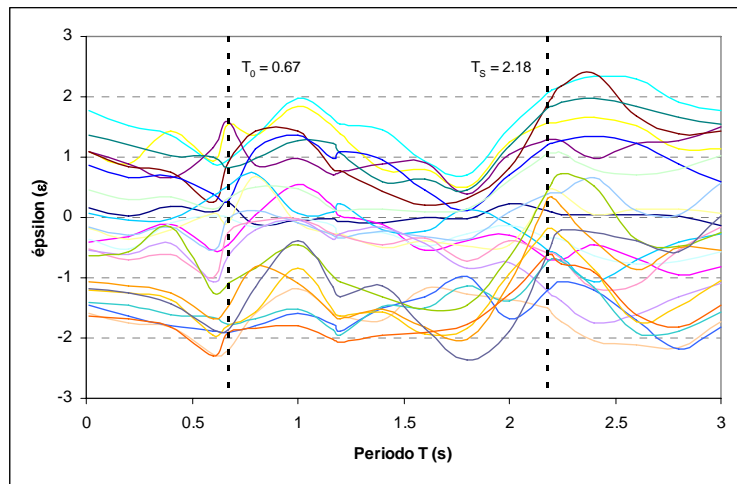
b) 10 niveles

Figura 6.2. Obtención de la Rigidez Secante (K_S) a partir de los ADI's.

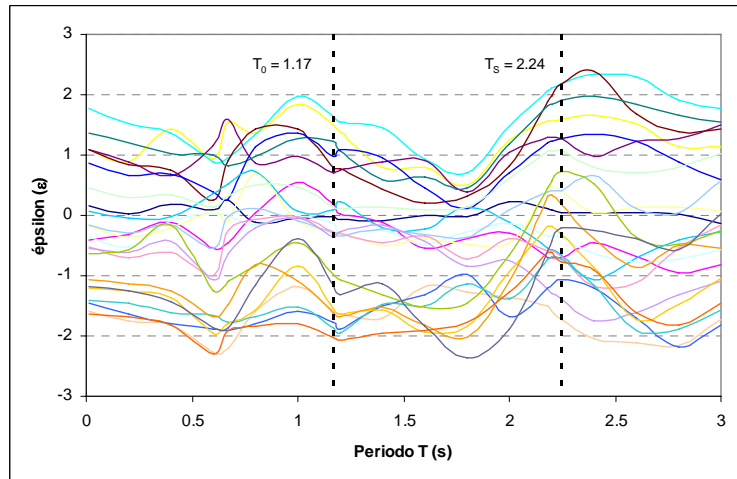
De acuerdo a este procedimiento y la ecuación 2.2 se obtuvieron los siguientes periodos “degradados” de vibración: 2.18s y 2.24s para los edificios de cinco y diez niveles, respectivamente.

6.3 Valores obtenidos del parámetro ϵ

Para obtener el valor de ϵ de cada uno de los espectros se utiliza la ecuación 6.1. Para cada periodo de los espectros de respuesta se puede obtener un valor específico de ϵ (figura 6.3), y por lo tanto, diferente del valor obtenido para los demás periodos.



a) 5 niveles



b) 10 niveles

Figura 6.3. Valores del parámetro ϵ de los veintitrés movimientos sísmicos para los diferentes periodos.

En las figuras 6.3a y b se observa la variación del valor de ϵ para el intervalo de periodos entre 0 y 3s, para cada uno de los movimientos

sísmicos considerados. Además se muestran los periodos de interés en este estudio: el periodo fundamental de vibración y el periodo “degradado” de vibración.

En ambas figuras se puede observar que, para los dos periodos considerados el movimiento sísmico tiene un valor específico de ϵ . También se puede apreciar que se presentan valores de ϵ más grandes para otros periodos. Por esta razón es de fundamental importancia determinar adecuadamente qué periodo es el más sensitivo para la estructura.

Los valores de ϵ correspondientes a los movimientos sísmicos para el periodo fundamental de vibración y el periodo “degradado” de vibración para los edificios de cinco y diez niveles se presentan en las tablas 6.1 y 6.2.

Tabla 6.1. Valores de ϵ obtenidos para cada espectro para el periodo fundamental 0.67s, y el periodo degradado 2.18s. Edificio de 5 niveles.

| Registro | Periodo Fundamental (T_0) | Periodo “Degradado” (T_s) |
|----------|----------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 0.25 | 0.11 |
| 2 | -0.45 | -0.70 |
| 3 | 1.54 | 1.58 |
| 4 | 0.95 | 2.08 |
| 5 | 1.58 | 1.30 |
| 6 | 0.91 | 1.89 |
| 7 | 0.83 | 1.81 |
| 8 | 0.28 | 1.20 |
| 9 | 0.53 | -0.54 |
| 10 | -0.01 | -0.34 |
| 11 | 0.31 | 1.06 |
| 12 | -0.08 | 0.44 |
| 13 | -0.02 | 0.39 |
| 14 | -0.25 | -0.58 |
| 15 | -0.63 | -1.23 |
| 16 | -2.21 | -1.50 |
| 17 | -1.91 | -1.20 |
| 18 | -1.76 | -0.73 |
| 19 | -1.09 | 0.46 |
| 20 | -1.79 | -0.18 |
| 21 | -1.47 | 0.31 |
| 22 | -1.92 | -0.61 |
| 23 | -1.86 | -0.58 |

Tabla 6.2. Valores de ϵ obtenidos para cada espectro para el periodo fundamental 1.17s, y el periodo degradado 2.24s. Edificio de 10 niveles.

| Registro | Periodo Fundamental (T_0) | Periodo "Degradado" (T_s) |
|----------|----------------------------------|----------------------------------|
| 1 | -0.02 | 0.05 |
| 2 | 0.19 | -0.69 |
| 3 | 1.51 | 1.58 |
| 4 | 1.64 | 2.19 |
| 5 | 0.71 | 1.27 |
| 6 | 0.80 | 2.17 |
| 7 | 1.23 | 1.90 |
| 8 | 0.99 | 1.28 |
| 9 | 0.09 | -0.67 |
| 10 | -0.14 | -0.36 |
| 11 | 0.14 | 1.06 |
| 12 | -0.27 | 0.42 |
| 13 | -0.29 | 0.42 |
| 14 | -0.28 | -0.69 |
| 15 | -0.35 | -1.39 |
| 16 | -1.60 | -1.73 |
| 17 | -1.77 | -1.07 |
| 18 | -1.86 | -0.74 |
| 19 | -0.97 | 0.73 |
| 20 | -1.55 | -0.32 |
| 21 | -1.61 | 0.18 |
| 22 | -2.02 | -0.78 |
| 23 | -1.16 | -0.20 |

A partir de los valores de ϵ listados en las tablas 6.1 y 6.2 se puede llevar a cabo la formación de grupos de movimientos sísmicos, como se describe en el siguiente capítulo.

CAPÍTULO VII

FORMACIÓN DE GRUPOS DE MOVIMIENTOS SÍSMICOS

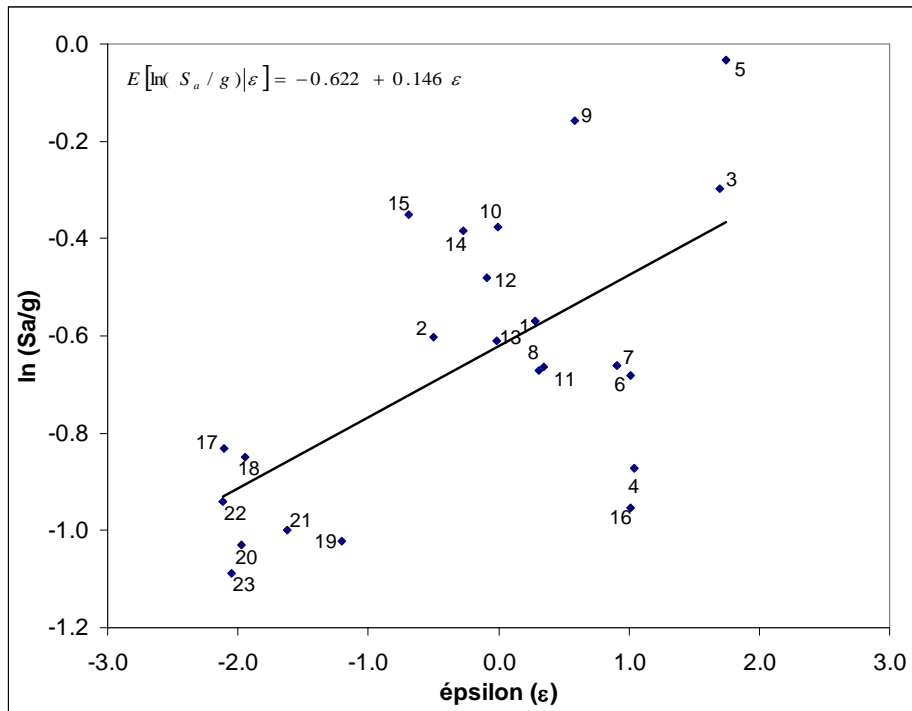
Para evaluar la confiabilidad estructural es necesario seleccionar adecuadamente los movimientos sísmicos a los que se supone se verán sometidas las estructuras durante su vida útil.

7.1 *Predicción de la respuesta estructural tomando en cuenta el parámetro ϵ*

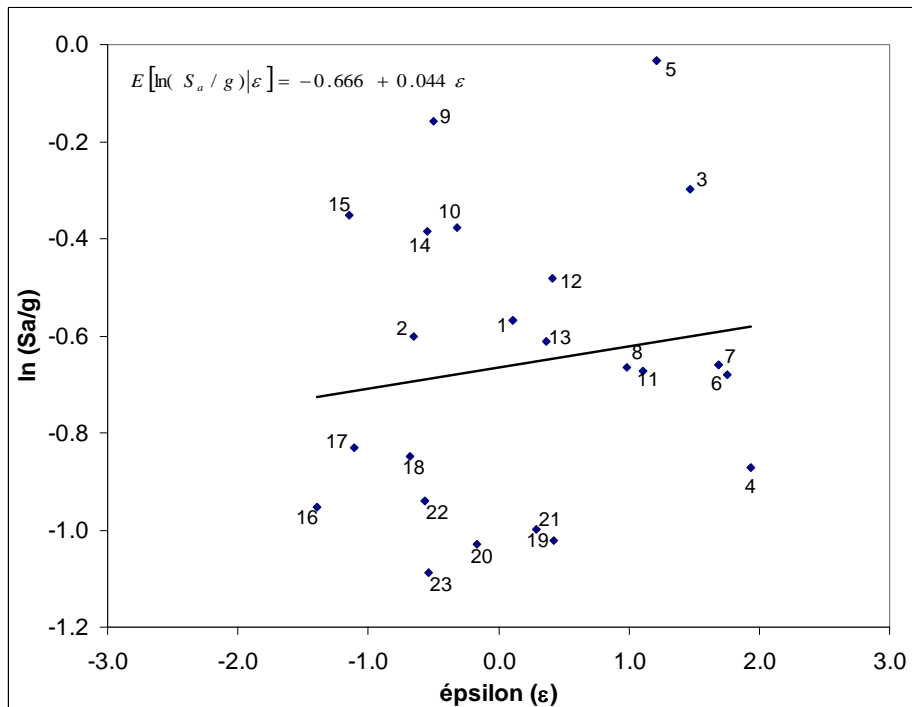
La predicción de la respuesta estructural (dada aquí por el valor de intensidad o pseudo-aceleración espectral a partir de la cual la estructura falla) para cada uno de los edificios en estudio y para cada periodo considerado se puede graficar -versus- los valores de ϵ obtenidos en el capítulo anterior (tablas 6.1 y 6.2) de tal manera que esta representación (figuras 7.1 y 7.2) nos sirva como punto de partida para llevar a cabo la formación de grupos de movimientos sísmicos.

En las figuras 7.1 y 7.2 se grafica en el eje vertical el nivel de intensidad sísmica dado por el logaritmo natural de la pseudo-aceleración espectral de los movimientos ($\ln S_d/g$) para el estado límite cercano al colapso, asociada al

periodo fundamental de cada una de las estructuras, y en el eje horizontal se grafica el parámetro épsilon ε (ver tablas 6.1 y 6.2).

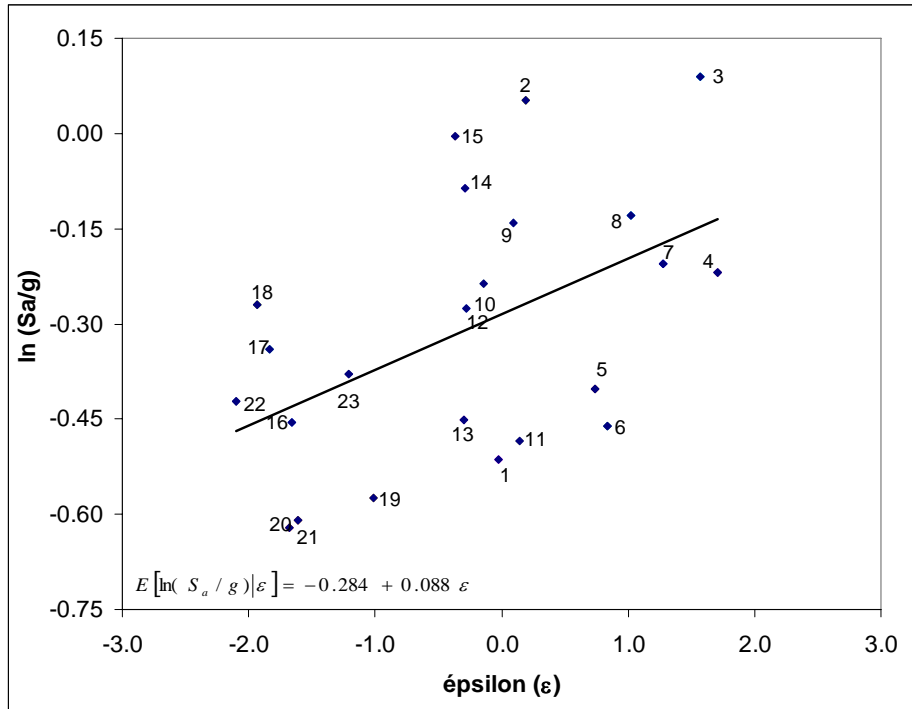


a) Periodo fundamental

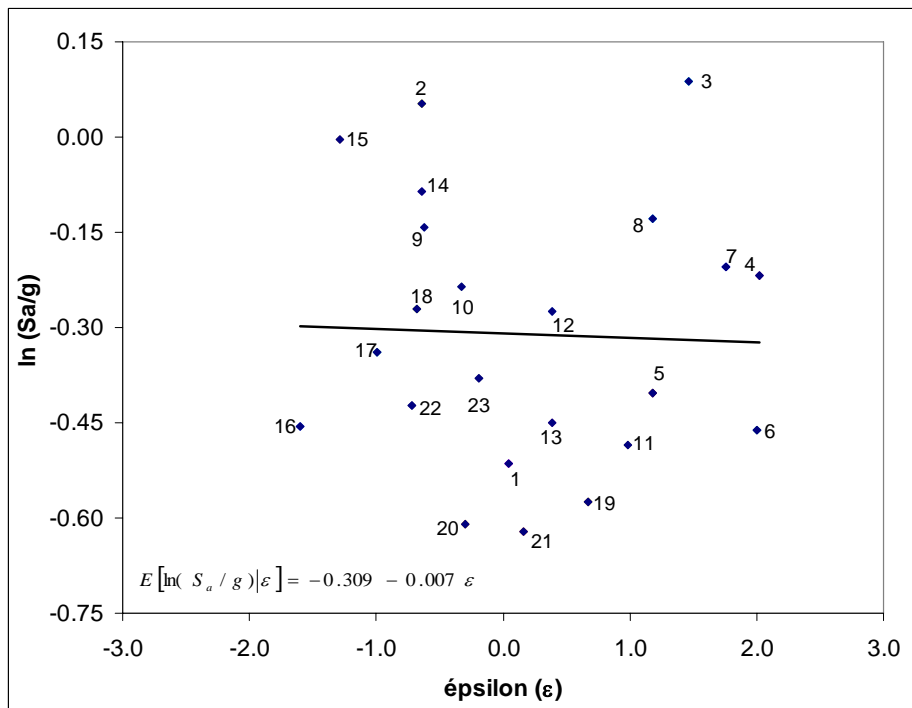


b) Periodo degradado

Figura 7.1. Logaritmo de la pseudo-aceleración espectral para el estado límite cercano al colapso -versus- el parámetro ε . Edificio de 5 niveles.



a) Periodo fundamental



b) Periodo degradado

Figura 7.2. Logaritmo de la pseudo-aceleración para el estado límite cercano al colapso -versus- el parámetro ϵ . Edificio de 10 niveles.

Tomando como referencia el eje horizontal, en las figuras 7.1a y 7.2a se observa que la mayoría de los movimientos sísmicos se concentran en dos

intervalos más o menos definidos: cercano al ϵ cero y cercano al extremo negativo de ϵ , mientras que en las figuras 7.1b y 7.2b se observa que los movimientos sísmicos no tienden a concentrarse hacia ningún punto o intervalo. En ambas figuras se puede apreciar que existe una gran dispersión de los valores de ϵ para los edificios de 5 y 10 niveles.

7.2 Grupos de movimientos sísmicos

De acuerdo al valor del parámetro ϵ (obtenido para cada uno de los movimientos sísmicos) se puede llevar a cabo una división de movimientos tomando en cuenta su signo. Así, resultan los siguientes grupos:

- Grupo I, movimientos sísmicos con valores de ϵ negativos ($\epsilon < 0$),
- Grupo II, movimientos sísmicos con valores de ϵ cero o positivos ($\epsilon \geq 0$).

Adicionalmente se considera el Grupo III, correspondiente a la totalidad de movimientos sísmicos considerados, con valores de ϵ tanto negativos como positivos ($-3.0 < \epsilon < +3.0$), como se muestra en las tablas 7.1a y 7.1b, y 7.2a y 7.2b.

Con la finalidad de justificar la división de movimientos sísmicos llevada a cabo en lo que sigue se explica la correlación que existe entre el valor del parámetro ϵ de cada uno de los movimientos sísmicos considerados con los correspondientes espectros de respuesta y los resultados de los análisis dinámicos incrementales.

7.2.1 Correlación de ϵ con los espectros de respuesta y con los resultados de los ADI's

Haciendo uso de la información presentada en los incisos y capítulos anteriores se puede obtener una correlación entre los valores de ϵ obtenidos para cada uno de los movimientos sísmicos y la forma de los correspondientes espectros de respuesta (figuras 3.6a y b), independientemente de la magnitud del evento sísmico y de la distancia al área de ruptura. Asimismo, se pueden hacer una correlación con las curvas obtenidas a partir de los análisis dinámicos incrementales (figuras 5.2a y b, y 5.4a y b).

En lo que se refiere a la forma de los espectros de respuesta de los movimientos sísmicos, en las figuras 7.3 y 7.4 se pueden distinguir, para ambas estructuras y para los periodos considerados, que los movimientos sísmicos con valores de ϵ negativos corresponden a aquellos movimientos cuya forma espectral es de banda más ancha, por lo que se agrupan en la parte inferior de las figuras mostrando picos menos pronunciados con tendencia a formar una meseta, mientras que los movimientos sísmicos con

valores de ε positivos corresponden a aquellos movimientos cuya forma espectral es de banda más angosta, agrupándose en la parte superior de las figuras mostrando picos más definidos. Estos últimos son los que presentan mayores niveles de pseudo-aceleración.

Tabla 7.1a. Grupos de movimientos sísmicos formados para el edificio de 5 niveles (periodo fundamental).

| Grupo | Registro | Magnitud | epsilon ε | Mediana |
|-----------------------------------|----------|----------|-----------------------|---------|
| I ($\varepsilon < 0$) | 16 | 7.3 | -2.21 | -1.10 |
| | 22 | 8.0 | -1.92 | |
| | 17 | 7.3 | -1.91 | |
| | 23 | 8.0 | -1.86 | |
| | 20 | 8.0 | -1.79 | |
| | 18 | 8.0 | -1.76 | |
| | 21 | 8.0 | -1.47 | |
| | 19 | 8.0 | -1.09 | |
| | 15 | 7.3 | -0.63 | |
| | 2 | 7.6 | -0.45 | |
| | 14 | 7.3 | -0.25 | |
| | 12 | 7.3 | -0.08 | |
| | 13 | 7.3 | -0.02 | |
| II ($\varepsilon \geq 0$) | 10 | 7.3 | -0.01 | 0.80 |
| | 1 | 8.1 | 0.25 | |
| | 8 | 6.9 | 0.28 | |
| | 11 | 7.3 | 0.31 | |
| | 9 | 7.3 | 0.53 | |
| | 7 | 6.9 | 0.83 | |
| | 6 | 6.9 | 0.91 | |
| | 4 | 6.9 | 0.95 | |
| III ($-3 < \varepsilon < 3$) | 3 | 6.9 | 1.54 | -0.36 |
| | 5 | 6.9 | 1.58 | |
| | Todos | Todas | Todos | |

Tabla 7.1b. Grupos de movimientos sísmicos formados para el edificio de 5 niveles (periodo degradado).

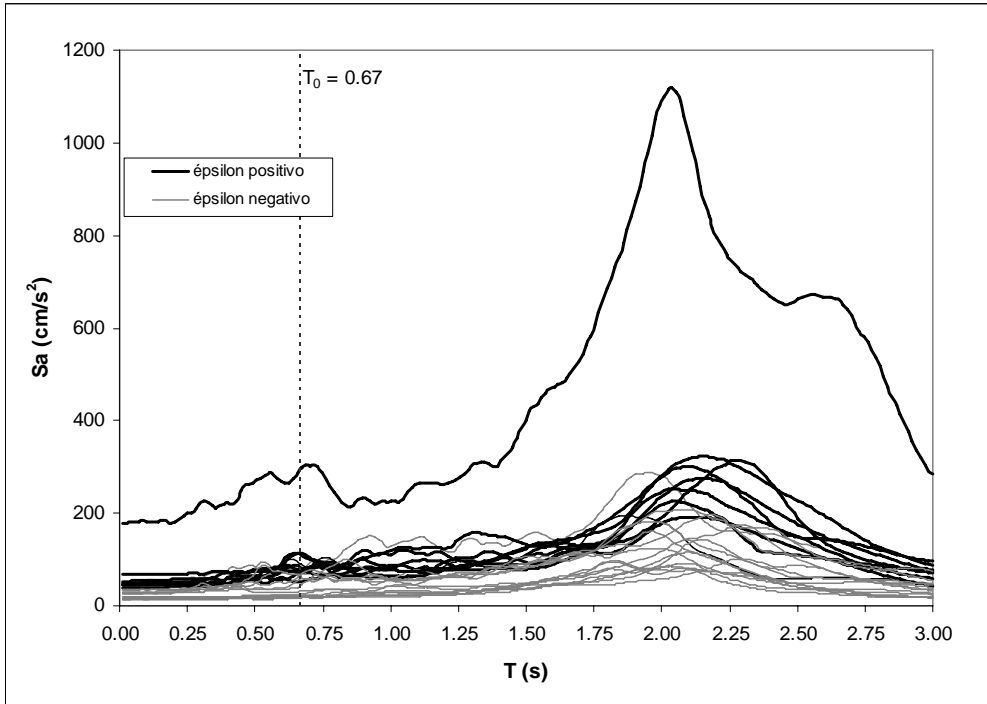
| Grupo | Registro | Magnitud | ϵ | Mediana |
|--------------------------------|----------|----------|------------|---------|
| I ($\epsilon < 0$) | 16 | 7.3 | -1.50 | |
| | 15 | 7.3 | -1.23 | |
| | 17 | 7.3 | -1.20 | |
| | 18 | 8.0 | -0.73 | |
| | 2 | 7.6 | -0.70 | |
| | 22 | 8.0 | -0.61 | -0.74 |
| | 14 | 7.3 | -0.58 | |
| | 23 | 8.0 | -0.58 | |
| | 9 | 7.3 | -0.54 | |
| | 10 | 7.3 | -0.34 | |
| | 20 | 8.0 | -0.18 | |
| II ($\epsilon \geq 0$) | 1 | 8.1 | 0.11 | |
| | 21 | 8.0 | 0.31 | |
| | 13 | 7.3 | 0.39 | |
| | 12 | 7.3 | 0.44 | |
| | 19 | 8.0 | 0.46 | |
| | 11 | 7.3 | 1.06 | 1.05 |
| | 8 | 6.9 | 1.20 | |
| | 5 | 6.9 | 1.30 | |
| | 3 | 6.9 | 1.58 | |
| | 7 | 6.9 | 1.81 | |
| | 6 | 6.9 | 1.89 | |
| 4 | 6.9 | 2.08 | | |
| III ($-3 < \epsilon < 3$) | Todos | Todas | Todos | 0.19 |

Tabla 7.2a. Grupos de movimientos sísmicos formados para el edificio de 10 niveles (periodo fundamental).

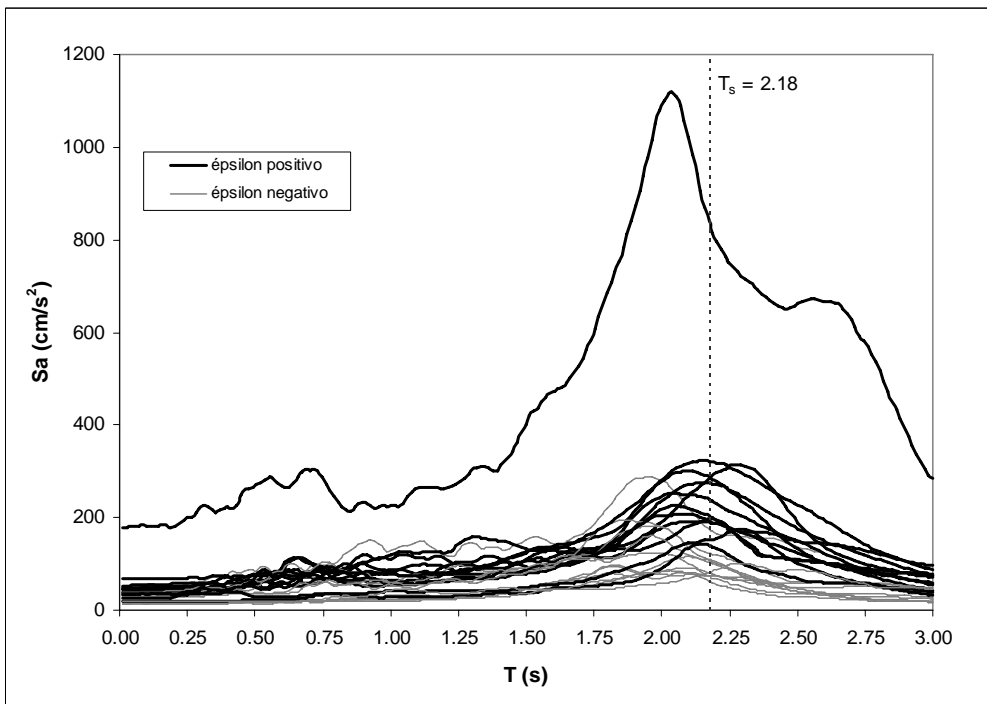
| Grupo | Registro | Magnitud | ϵ | Mediana |
|--------------------------------|----------|----------|------------|---------|
| I ($\epsilon < 0$) | 22 | 8.0 | -2.02 | |
| | 18 | 8.0 | -1.86 | |
| | 17 | 7.3 | -1.77 | |
| | 21 | 8.0 | -1.61 | |
| | 16 | 7.3 | -1.60 | |
| | 20 | 8.0 | -1.55 | |
| | 23 | 8.0 | -1.16 | -1.07 |
| | 19 | 8.0 | -0.97 | |
| | 15 | 7.3 | -0.35 | |
| | 13 | 7.3 | -0.29 | |
| | 14 | 7.3 | -0.28 | |
| | 12 | 7.3 | -0.27 | |
| | 10 | 7.3 | -0.14 | |
| II ($\epsilon \geq 0$) | 1 | 8.1 | 0.00 | |
| | 9 | 7.3 | 0.09 | |
| | 11 | 7.3 | 0.14 | |
| | 2 | 7.6 | 0.19 | |
| | 5 | 6.9 | 0.71 | 0.73 |
| | 6 | 6.9 | 0.80 | |
| | 8 | 6.9 | 0.99 | |
| | 7 | 6.9 | 1.23 | |
| | 3 | 6.9 | 1.51 | |
| 4 | 6.9 | 1.64 | | |
| III ($-3 < \epsilon < 3$) | Todos | Todas | Todos | -0.29 |

Tabla 7.2b. Grupos de movimientos sísmicos formados para el edificio de 10 niveles (periodo degradado).

| Grupo | Registro | Magnitud | ϵ | Mediana |
|--------------------------------|----------|----------|------------|---------|
| I ($\epsilon < 0$) | 16 | 7.3 | -1.73 | |
| | 15 | 7.3 | -1.39 | |
| | 17 | 7.3 | -1.07 | |
| | 22 | 8.0 | -0.78 | |
| | 18 | 8.0 | -0.74 | |
| | 2 | 7.6 | -0.69 | -0.79 |
| | 14 | 7.3 | -0.69 | |
| | 9 | 7.3 | -0.67 | |
| | 10 | 7.3 | -0.36 | |
| | 20 | 8.0 | -0.32 | |
| | 23 | 8.0 | -0.20 | |
| II ($\epsilon \geq 0$) | 1 | 8.1 | 0.05 | |
| | 21 | 8.0 | 0.18 | |
| | 13 | 7.3 | 0.42 | |
| | 12 | 7.3 | 0.42 | |
| | 19 | 8.0 | 0.73 | |
| | 11 | 7.3 | 1.06 | 1.10 |
| | 5 | 6.9 | 1.27 | |
| | 8 | 6.9 | 1.28 | |
| | 3 | 6.9 | 1.58 | |
| | 7 | 6.9 | 1.90 | |
| | 6 | 6.9 | 2.17 | |
| 4 | 6.9 | 2.19 | | |
| III ($-3 < \epsilon < 3$) | Todos | Todas | Todos | 0.20 |



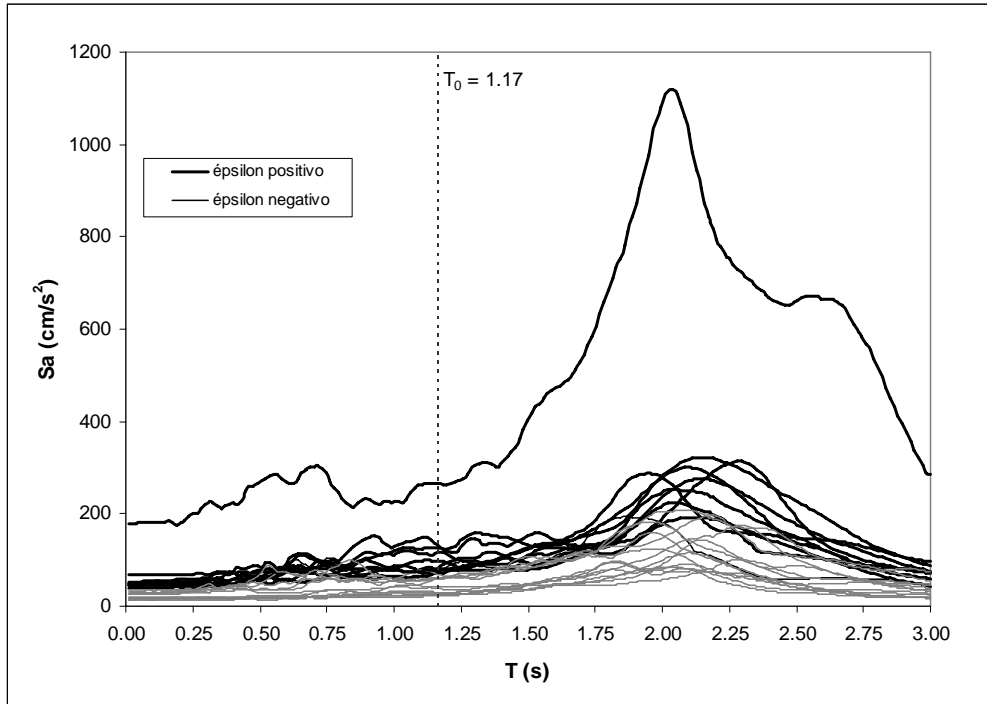
a) Periodo fundamental



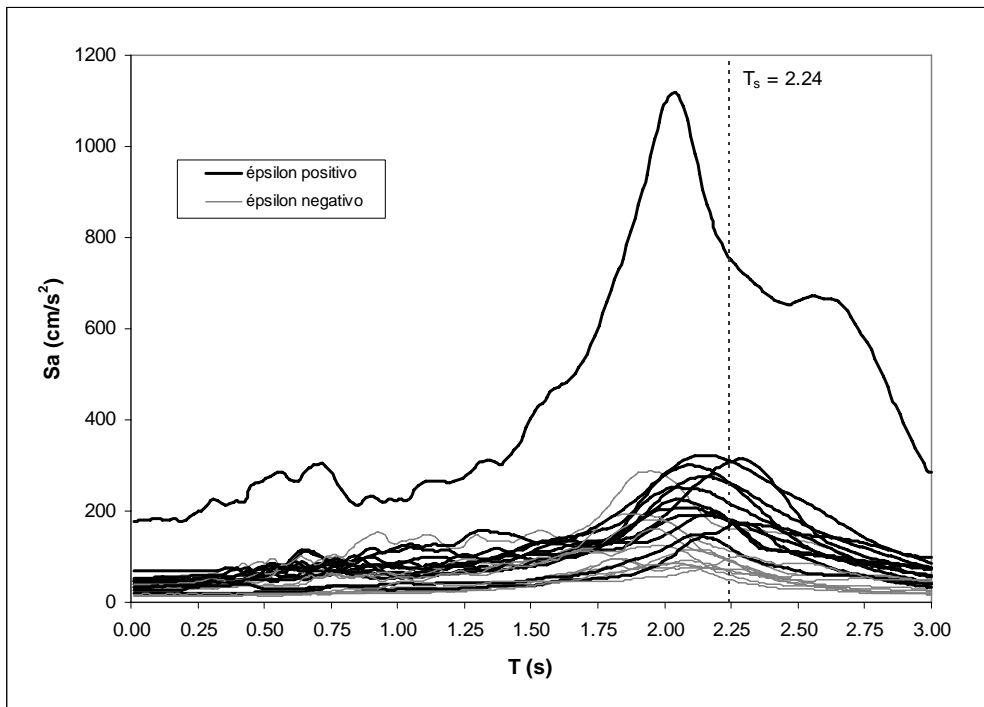
b) Periodo degradado

Figura 7.3. Espectros de respuesta, mostrando una separación de los movimientos sísmicos de acuerdo con el valor de ϵ (5 niveles).

Se aprecia que hay más correlación entre espectros lineales y periodo fundamental.



a) Periodo fundamental



b) Periodo degradado

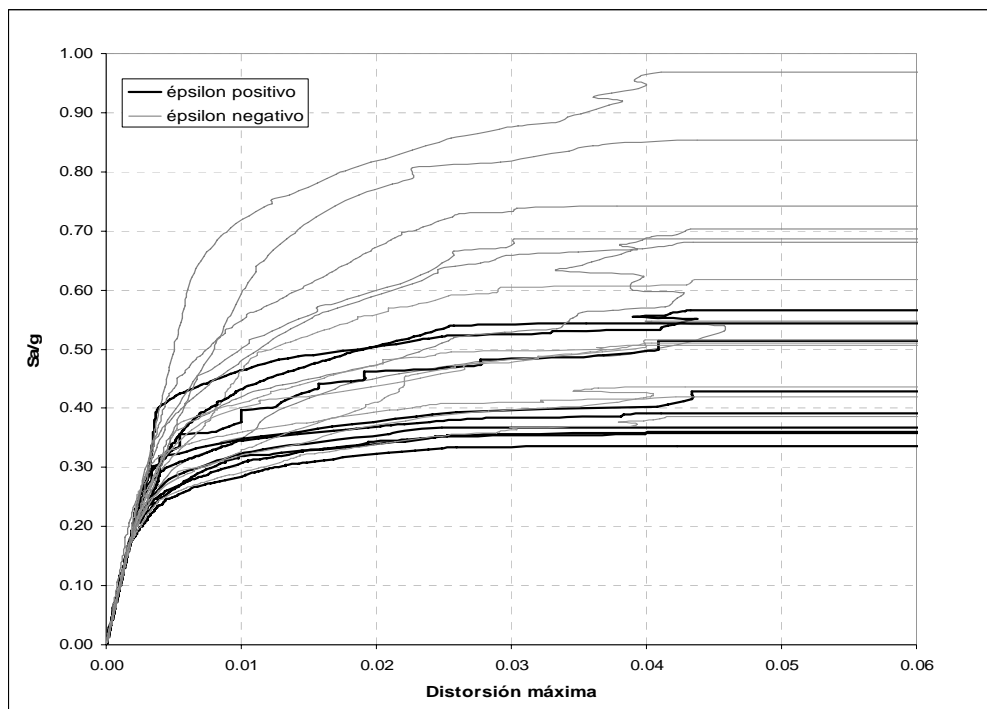
Figura 7.4. Espectros de respuesta, mostrando una separación de los movimientos sísmicos de acuerdo con el valor de epsilon (10 niveles).

Se aprecia que hay más correlación entre espectros lineales y periodo fundamental.

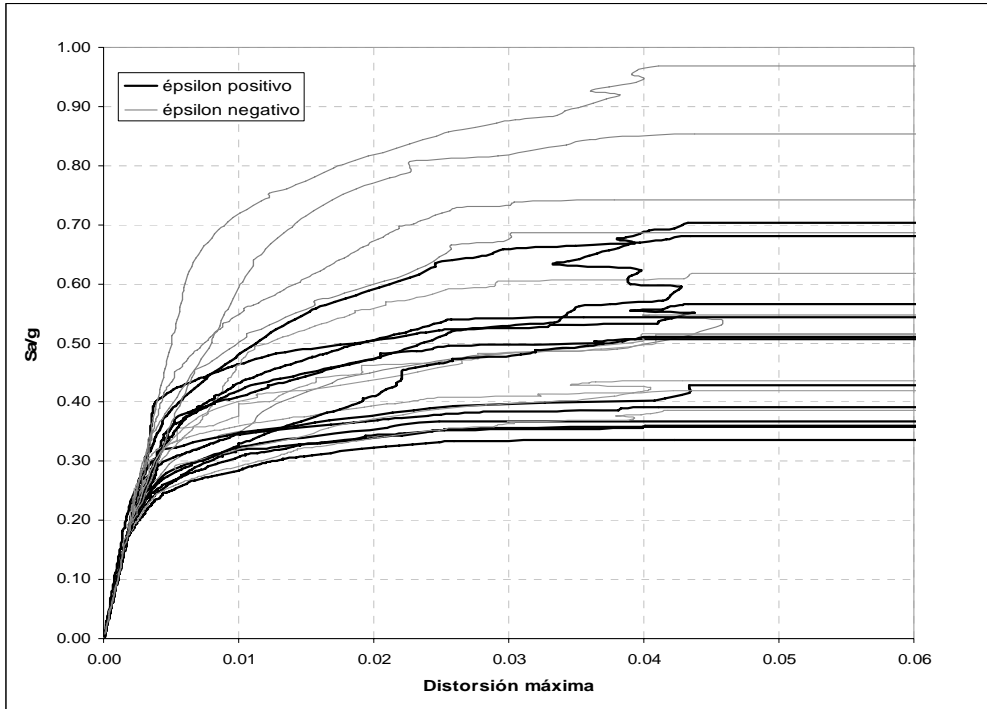
El comportamiento de las curvas de capacidad obtenidas al llevar a cabo los análisis dinámicos incrementales presenta cierta correlación con el parámetro ϵ .

Esto se ve reflejado en las figuras 7.5 y 7.6, donde los movimientos sísmicos con valores de ϵ negativos muestran una pendiente mayor en la parte no lineal, lo que indica que requieren grandes incrementos en el nivel de intensidad sísmica para alcanzar la capacidad última en la estructura, por lo que se agrupan en la parte superior de las figuras, mientras que los movimientos sísmicos con valores de ϵ positivos muestran una pendiente menor en el rango no lineal, por lo que requieren de pequeños incrementos en la intensidad sísmica para alcanzar dicha capacidad, agrupándose en la parte inferior de las figuras.

Este comportamiento se aprecia mejor en las curvas correspondientes al edificio de 5 niveles para ambos periodos. En cambio para las curvas correspondientes al edificio de 10 niveles para ambos periodos este comportamiento no es tan obvio, sin embargo se aprecia que aunque algunos movimientos con valor de ϵ positivos se agrupan en la parte de arriba de las figuras si se cumple porque la pendiente que presentan en el rango no lineal es menor que aquellos movimientos con valor de ϵ negativos cuya pendiente en algunos tramos llega a ser casi vertical, es decir, los movimientos con valor de ϵ positivos rápidamente alcanzan la capacidad de la estructura para volverse luego horizontales.

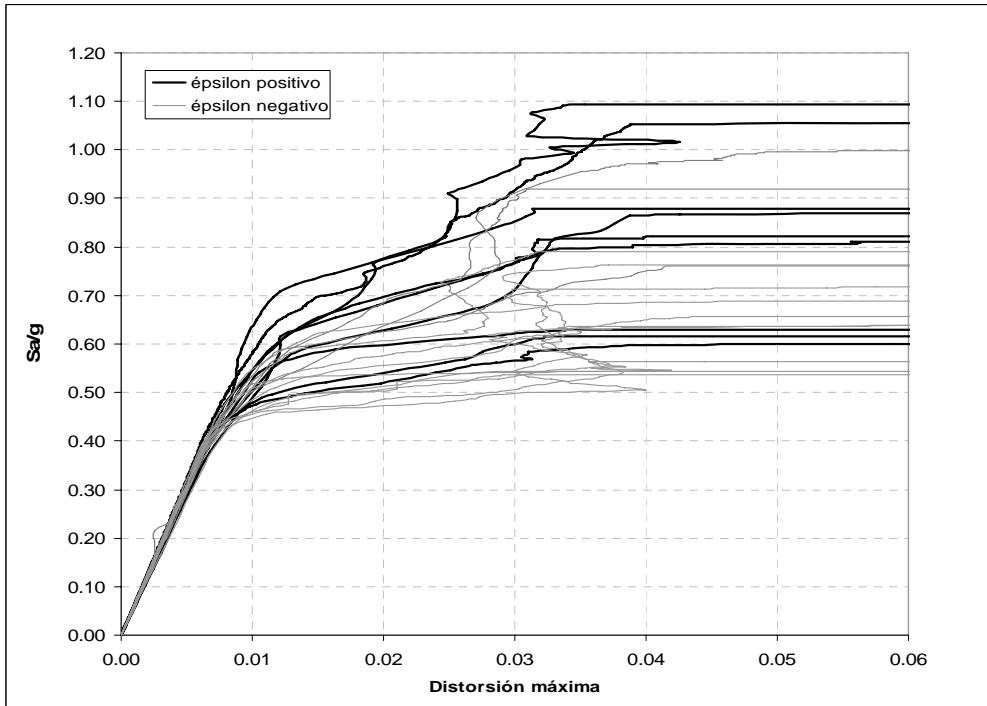


a) Periodo fundamental

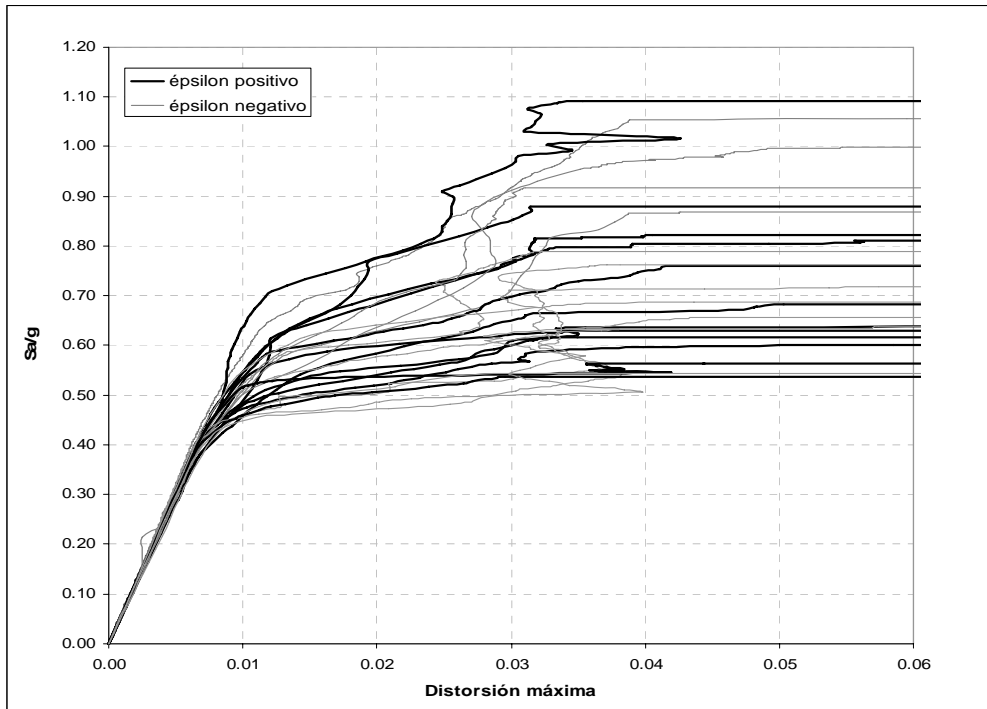


b) Periodo degradado

Figura 7.5. Curvas obtenidas mediante ADI's, mostrando una separación de los movimientos sísmicos de acuerdo con el valor de epsilon (5 niveles).



a) Periodo fundamental



b) Periodo degradado

Figura 7.6. Curvas obtenidas mediante ADI's, mostrando una separación de los movimientos sísmicos de acuerdo con el valor de epsilon (10 niveles).

CAPÍTULO VIII

INFLUENCIA DEL PARÁMETRO ÉPSILON EN LA TASA MEDIA ANUAL DE FALLA ESTRUCTURAL

Un punto importante en confiabilidad estructural es la estimación del desempeño estructural bajo cargas sísmicas, en particular la estimación de la tasa media anual de excedencia de un nivel específico de demanda estructural o un cierto estado límite de capacidad.

En este estudio se analiza el estado límite cercano al colapso o último, cuyo valor asociado de pseudo-aceleración espectral se define a partir de cada una de las curvas ADI's. Con base en éstos se procede a calcular las tasas anuales de falla estructural.

El punto o valor correspondiente a este estado límite es aquel en donde la estructura llega a un "ablandamiento" tal que ya no es capaz de soportar incrementos de fuerza lateral, correspondiente al instante en que la meseta de la curva obtenida mediante ADI (figura 8.1) se vuelve horizontal y se dispara

hacia el infinito, lo cual quiere decir que el modelo estructural ha alcanzado su capacidad última, y por consiguiente está muy próximo a la falla.

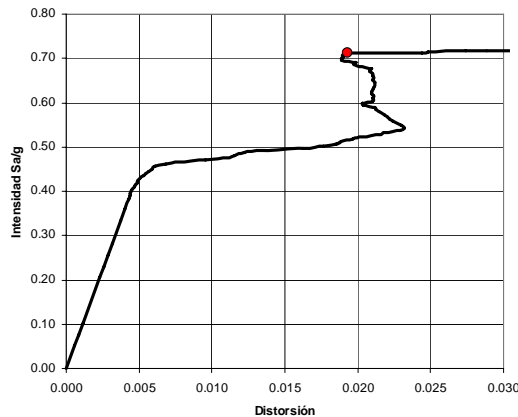


Figura 8.1. Curva obtenida mediante ADI, representando el punto correspondiente al estado límite cercano al colapso.

La tasa anual de falla (v_F) para una estructura dada puede obtenerse por medio de la siguiente integral (Shome y Cornell, 1999):

$$v_F = \int_0^{\infty} \left| \frac{dv(s_a)}{ds_a} \right| P(s_a \geq Sa_0) ds_a \quad (8.1)$$

donde $|dv(s_a)/ds_a|$ representa el valor absoluto de la derivada de la curva de peligro sísmico, s_a es la intensidad sísmica, y $P(s_a \geq Sa_0)$ es la probabilidad de que la pseudo-aceleración espectral s_a sea mayor o igual que un cierto valor Sa_0 para el estado límite considerado.

Aunque en este método de integración numérica no es necesario describir el peligro sísmico por medio de una función analítica (ya que el problema se resuelve numéricamente), aquí se utilizó la expresión de Esteva (1983):

$$v = Ky^{-r} (1 - (y/y_M)^\varepsilon) \quad (8.2)$$

donde K , r y ε son parámetros de ajuste de regresión de la función que dependen de las características del sitio de interés, y del periodo fundamental de vibración de la estructura en estudio (T_0).

La ecuación (8.1) fue resuelta por medio de integración trapezoidal. La función de distribución de probabilidad de la pseudo-aceleración espectral para una intensidad dada, se supuso lognormal.

Para obtener las tasas de falla primeramente es necesario obtener las probabilidades de excedencia de la demanda $P(s_a \geq Sa_0)$. A partir de éstas se obtienen las curvas de vulnerabilidad (figura 8.2). Para ello, en este estudio se utilizan los Grupos de movimientos I, II y III, formados a partir de los veintitrés movimientos sísmicos listados en la tabla 3.2.

En primer término se obtienen las medianas (\hat{S}_a) y desviaciones estándar ($\sigma_{\ln S_a}$) de la pseudo-aceleración espectral que provoca la falla asociada a los distintos grupos de movimientos sísmicos. Con las medianas y desviaciones estándar, y suponiendo una distribución lognormal, se obtienen los complementos de las funciones de distribución normal estandarizada acumulada [$1 - \Phi(u)$] para los distintos valores de u ; o lo que es lo mismo, las probabilidades de excedencia de la demanda $P(s_a \geq Sa_0)$ para cada una de las intensidades (S_a/g).

En el Apéndice A se describe con mayor detalle el método usado en este trabajo para evaluar $P(s_a \geq Sa_0)$.

También es posible calcular la tasa anual de falla utilizando como medida de intensidad el vector formado por los parámetros: aceleración espectral y épsilon de forma simultánea, como lo plantean Baker y Cornell (2005). En dicha formulación se plantea una integral doble en vez de una integral sencilla como aparece en la ecuación 8.1.

8.1 Estado límite cercano al colapso (o último)

Para cada uno de los grupos formados se obtuvieron los correspondientes valores de tendencia central: mediana de la pseudo-aceleración S_a (representada por \hat{S}_a) y desviación estándar del logaritmo natural de S_a (representada por $\sigma_{\ln S_a}$), que provoca la falla.

En las tablas 8.1 y 8.2 se puede apreciar que en general, para ambas estructuras, tanto los valores de la mediana de la pseudo-aceleración espectral, como de la desviación estándar del logaritmo natural de la pseudo-aceleración espectral para el Grupo II (movimientos sísmicos con valor de épsilon negativo) resultan más cercanos a los valores correspondientes al Grupo III (que contiene a la totalidad de los movimientos sísmicos considerados).

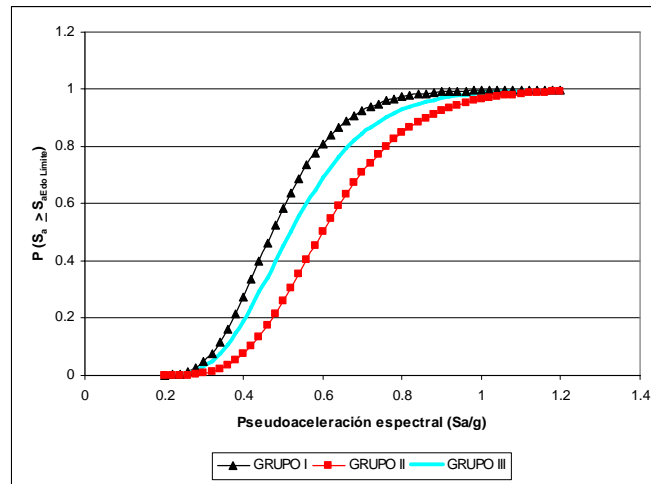
Tabla 8.1. Valores estadísticos del logaritmo de S_a que provoca la falla para el edificio de 5 niveles.

| Grupo | Periodo fundamental | | Periodo degradado | |
|-------|---------------------|--------------------|-------------------|--------------------|
| | \hat{S}_a | $\sigma_{\ln S_a}$ | \hat{S}_a | $\sigma_{\ln S_a}$ |
| I | 0.4717 | 0.2730 | 0.5028 | 0.3236 |
| II | 0.5994 | 0.2810 | 0.5325 | 0.2778 |
| III | 0.5181 | 0.2950 | 0.5181 | 0.2950 |

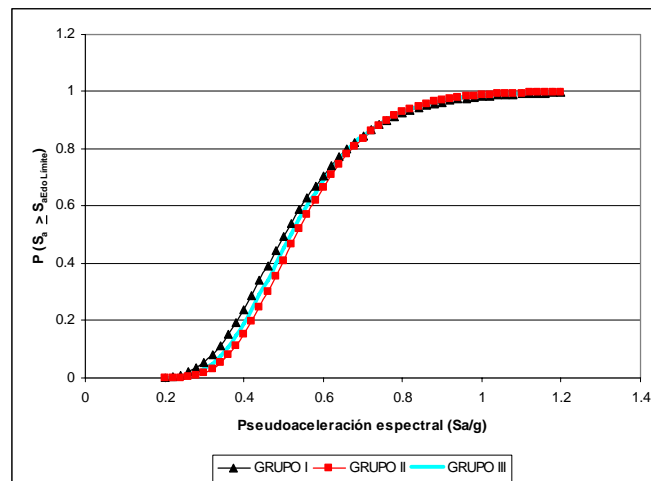
Tabla 8.2. Valores estadísticos del logaritmo de S_a que provoca la falla para el edificio de 10 niveles.

| Grupo | Periodo fundamental | | Periodo degradado | |
|-------|---------------------|--------------------|-------------------|--------------------|
| | \hat{S}_a | $\sigma_{\ln S_a}$ | \hat{S}_a | $\sigma_{\ln S_a}$ |
| I | 0.6955 | 0.1895 | 0.7689 | 0.2037 |
| II | 0.7853 | 0.2180 | 0.7019 | 0.2087 |
| III | 0.7332 | 0.2069 | 0.7332 | 0.2069 |

En las figuras 8.2 y 8.3 se muestran las curvas de vulnerabilidad obtenidas de acuerdo con el procedimiento descrito en la sección 2.2.3.

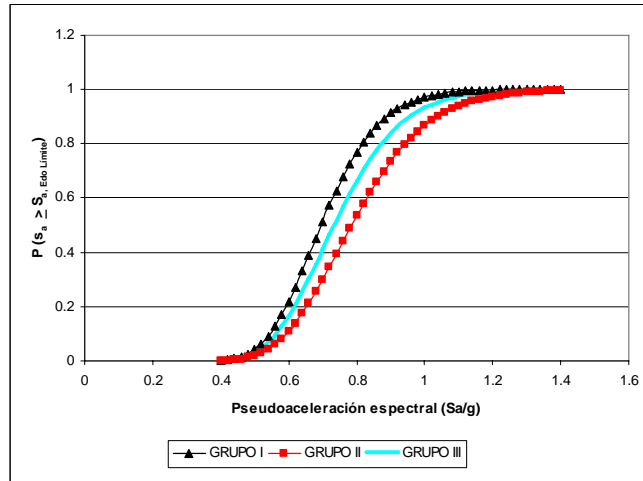


a) Periodo fundamental

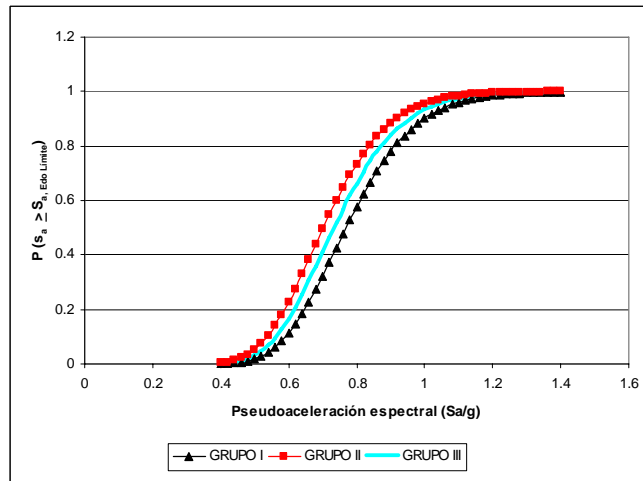


b) Periodo degradado

Figura 8.2. Curvas de vulnerabilidad obtenidas para cada uno de los grupos formados. Se considera como Grupo III el total de sismos considerados en el estudio (5 niveles).



a) Periodo fundamental



b) Periodo degradado

Figura 8.3. Curvas de vulnerabilidad obtenidas para cada uno de los grupos formados. Se considera como Grupo III el total de sismos considerados en el estudio (10 niveles).

Con estas curvas y con la correspondiente curva de peligro sísmico para el sitio en estudio (la cual se supone conocida) asociada al periodo fundamental de vibración de cada una de las estructura, se calcularon las tasas de falla (v_F) de acuerdo con la ecuación (8.1). Nótese que las curvas de vulnerabilidad de cada grupo son más parecidas entre sí cuando se trata de grupos formados a partir del periodo degradado que a partir del periodo fundamental.

8.1.1 Tasas medias anuales de falla asociadas al estado límite cercano al colapso de las estructuras de cinco y diez niveles

En las tablas 8.3 y 8.4 se presentan los resultados de las tasas anuales de falla correspondientes a los diferentes grupos de movimientos sísmicos.

Comparando los valores de la tasa anual de falla estructural correspondiente a cada uno de los grupos se observa que para ambos edificios existe mayor similitud entre la tasa de falla correspondiente a los Grupos II y el Grupo III.

Tabla 8.3. Valores de las tasas de falla obtenidos para cada grupo de movimientos sísmicos (5 niveles).

| Grupo | Periodo fundamental | | | Periodo degradado | | |
|----------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| | Mediana del valor de ϵ | Tasa media anual de falla ν_f | T_R (años) $1 / \nu_f$ | Mediana del valor de ϵ | Tasa media anual de falla ν_f | T_R (años) $1 / \nu_f$ |
| I (ϵ -3.0 / -0.0) | -1.10 | 0.0056 | 179.75 | -0.74 | 0.0056 | 179.52 |
| II (ϵ +0.0 / +3.0) | 0.80 | 0.0026 | 390.47 | 1.05 | 0.0038 | 262.65 |
| III (ϵ -3.0 / +3.0) | -0.36 | 0.0045 | 222.22 | 0.19 | 0.0045 | 222.22 |

Tabla 8.4. Valores de las tasas de falla obtenidos para cada grupo de movimientos sísmicos (10 niveles).

| Grupo | Periodo fundamental | | | Periodo degradado | | |
|----------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| | Mediana del valor de ϵ | Tasa media anual de falla ν_f | T_R (años) $1 / \nu_f$ | Mediana del valor de ϵ | Tasa media anual de falla ν_f | T_R (años) $1 / \nu_f$ |
| I (ϵ -3.0 / -0.0) | -1.07 | 0.0026 | 386.70 | -0.79 | 0.0017 | 586.15 |
| II (ϵ +0.0 / +3.0) | 0.73 | 0.0017 | 581.79 | 1.10 | 0.0028 | 363.43 |
| III (ϵ -3.0 / +3.0) | -0.29 | 0.022 | 452.40 | 0.20 | 0.0022 | 452.40 |

8.2 Valor de ϵ adecuado para formar un grupo de movimientos sísmicos

Enseguida surge la pregunta ¿qué valor de ϵ es el adecuado para seleccionar los movimientos sísmicos cuya respuesta estructural se encuentre asociada a cierto estado límite? La respuesta la han sugerido Baker y Cornell (2006) quienes opinan que se debe usar el parámetro denominado $\bar{\epsilon}$, cuyo valor debe ser obtenido mediante la desagregación hecha a partir de un Análisis Probabilístico de Peligro Sísmico (“Probabilistic Seismic Hazard Análisis” PSHA) en el sitio de estudio. Para ello es necesario contar con expresiones de atenuación las cuales relacionan, en términos probabilistas, magnitud, distancia fuente-sitio y periodo de vibración con la medida de intensidad de interés (p. ej. aceleración espectral).

Actualmente se está haciendo común realizar PSHA para sitios específicos en los cuales los efectos de sitio pueden ser caracterizados de una manera más precisa que la clasificación genérica de “duro”, “intermedio” y “suave”. En estos casos, la situación ideal es tener una relación de atenuación para el sitio específico la cual incluya correctamente los efectos de sitio. Existen muy pocas relaciones de este tipo y, en general, los datos son insuficientes para construir una relación empírica (Jaimes *et al*, 2006; Jaimes, 2007). La mayoría de las relaciones de atenuación disponibles han sido construidas para sitios de terreno firme (p. ej. Joyner y Boore, 1993; Sadigh, 1997; Abrahamson y Silva, 1997; Reyes *et al*, 2002).

La desagregación de PSHA ha llegado a ser una herramienta usada frecuentemente en los últimos años, cuyo procedimiento conduce a la comprensión de la distribución de la probabilidad condicional de los escenarios sísmicos (tasa media anual de excedencia) que contribuyen al peligro sísmico para un nivel de intensidad específico. A partir de sus resultados se puede responder la pregunta “dado que ha ocurrido un movimiento sísmico con un nivel específico de intensidad, ¿cuál es la distribución de eventos que lo causó?”. Para definir esta distribución de eventos que contribuyen al peligro sísmico Baker *et al* (2005) emplean los parámetros de magnitud (M), distancia (R) epicentral, y ϵ del movimiento sísmico, e identifican movimientos sísmicos representativos para llevar a cabo análisis dinámicos. Asimismo, extienden la desagregación de PSHA al Análisis Probabilístico de Demanda Sísmica (“Probabilistic Seismic Demand Analysis PSDA”) que es un procedimiento basado en desempeño que combina la información obtenida de un estudio de peligro sísmico con la respuesta estructural probabilística, a partir del cual es posible obtener la distribución de intensidades sísmicas que contribuyen a la excedencia de un nivel de respuesta estructural dado o de interés, pudiendo usarse también para verificar si en la evaluación de una estructura se ha considerado un intervalo suficiente de intensidades sísmicas, de tal manera que los movimientos sísmicos excluidos no contribuyan significativamente a la respuesta de la estructura.

Esta combinación de resultados de la desagregación de PSDA y PSHA la utilizan Baker *et al* (2005) para determinar la distribución de pares magnitud-distancia (distintos escenarios o eventos sísmicos) que contribuyen a la excedencia de un nivel de respuesta estructural dado, y generalizan este procedimiento tomando en cuenta el parámetro ϵ .

Baker y Cornell (2005) hacen ver que la elección de ϵ (dado su efecto mayor sobre la respuesta estructural) para una tasa de excedencia específica de la respuesta se puede realizar mediante la determinación de valores más probables de magnitud y distancia que a la vez estén mayormente relacionados con ϵ , por lo que Baker y Cornell (2006) seleccionan los movimientos sísmicos en función de la forma espectral que más se aproxime a la forma de un espectro medio condicional dados valores de \bar{M} , \bar{R} y $\bar{\epsilon}$, el cual definen y denominan $CMS-\epsilon$. Esta selección está basada en encontrar las diferencias mínimas de la suma de cuadrados entre la forma del espectro y la media condicional para varios periodos que incluyen periodos cortos correspondientes a altos modos de oscilación de la estructura y periodos largos que afectan la

respuesta no lineal al provocar un alargamiento importante del periodo efectivo. Mencionan que cuando se seleccionan registros con el fin de relacionar valores de ϵ , se debe estar consciente de que los valores objetivos de ϵ se deberán incrementar a medida que la frecuencia media anual de excedencia considerada disminuya.

Por otro lado, si se desea considerar un rango de intensidades desde muy pequeñas hasta muy altas (como se hace en la ecuación

$$v_F = \int_0^{\infty} \left| \frac{dv(S_a)}{dS_a} \right| P(S_a \geq Sa_{Edo_L\acute{i}mite}) dS_a \quad \text{que se menciona en la sección 2.2.6 de}$$

esta tesis, donde se toman en cuenta todos los posibles valores de S_a) entonces se debería variar el valor objetivo de ϵ desde valores negativos hasta positivos, es decir, el valor de ϵ estaría en función de S_a o sea $\epsilon(S_a)$. En otras palabras, si se desea conocer la respuesta de las estructuras ante la ocurrencia de sismos pequeños, intermedios y grandes (de acuerdo a la magnitud y contenido de frecuencias de los veintitrés movimientos sísmicos considerados en este estudio) se deben re-escalar y re-seleccionar los movimientos sísmicos para dar origen a la formación de nuevos grupos. Este procedimiento proporcionará valores de tasa media anual de falla más realistas.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones derivadas de este estudio

- Se describió un procedimiento para el análisis de la confiabilidad de edificios para el estado límite cercano al colapso o último. La metodología se aplicó a dos edificios de 5 y 10 niveles, ambos diseñados de acuerdo al cuerpo principal y a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004).
- Se obtuvo el comportamiento estructural de ambas estructuras bajo cargas sísmicas, y se estimó su capacidad correspondiente al estado límite cercano al colapso, ante diferentes grupos de movimientos sísmicos registrados en suelo blando.
- La formación de grupos de movimientos sísmicos se llevó a cabo en función del parámetro ϵ para los correspondientes periodo fundamental y periodo “degradado” de vibración de la estructura, por lo que cada uno de los grupos contiene movimientos sísmicos con diferentes magnitudes y distancias al área de ruptura.
- La tasa anual de falla obtenida con cierto grupo de movimientos sísmicos resulta diferente de la calculada con otro grupo de movimientos.

- Para los edificios en estudio, la tasa anual de falla de un sistema calculada con movimientos sísmicos con valores de ϵ positivos conduce a resultados similares a los obtenidos cuando se usa el total de movimientos sísmicos.
- El número de movimientos sísmicos se puede reducir (sin alterar la estimación de la confiabilidad) cuando se seleccionen movimientos con valores de ϵ cercanos a un valor dado de $\bar{\epsilon}$.
- Finalmente, se hizo ver que la influencia que la selección de movimientos sísmicos es significativa para la estimación de la confiabilidad sísmica de edificios, especialmente cuando la excitación está dada por movimientos de banda estrecha.

Recomendaciones sobre estudios futuros

- Aplicar el mismo procedimiento para estructuras de periodo fundamental de vibración mayor al periodo dominante del terreno (en la zona IIIb del valle de México) con el objetivo de comparar los resultados con los mostrados en este estudio, y hacer ver la importancia que pueden tener los *modos superiores* de vibración estructural al evaluar su confiabilidad sísmica, ya que en ese tipo de estructuras influyen más los modos superiores de vibración.
- Estudiar con más rigor la importancia de la adecuada selección de movimientos sísmicos *de banda estrecha* en la respuesta dinámica y en la confiabilidad estructural, debido a que la mayor parte de los estudios que hay en la literatura se refieren a movimientos de banda ancha.
- Realizar el correspondiente análisis de confiabilidad estructural, considerando como medida de intensidad al vector formado por aceleración espectral y ϵ ($S_a(T_1), \epsilon$), simultáneamente.
- Considerar otras medidas de intensidad diferentes a ($S_a(T_1), \epsilon$) que tomen en cuenta el deterioro estructural, incluyendo leyes de atenuación de desplazamientos inelásticos.

APÉNDICE

MÉTODO PARA EVALUAR LAS CURVAS DE VULNERABILIDAD

La probabilidad de falla de una estructura durante un intervalo de tiempo puede estimarse a partir de diferentes algoritmos analíticos o aproximaciones. Estas son: *i*) integración numérica y *ii*) solución simplificada.

Método que utiliza integración numérica

La confiabilidad estructural se puede representar por medio de curvas de peligro de demanda $v_D(d)$, y por tasas anuales de falla estructural v_F . Las curvas de peligro de demanda representan la tasa media anual de excederse un cierto valor de cierta respuesta máxima (d), y la tasa de falla se refiere a la tasa media anual de falla de las estructuras (v_F) asociada a cierto estado límite.

La tasa media anual de falla v_F se puede calcular suponiendo que la capacidad estructural está dada por cierta respuesta máxima. La capacidad puede representarse por medio de la aceleración espectral asociada al periodo

fundamental de la estructura para 5% de amortiguamiento $S_a(T_1, 5\%)$ (Shome y Cornell, 1999). Para este caso, la v_F se calcula como sigue:

$$v_F = \int_0^{\infty} \left| \frac{dv(s_a)}{ds_a} \right| P(s_a \geq S_a) ds_a \quad (\text{A.1})$$

donde $v(s_a)$ es la curva de peligro sísmico como una función de la intensidad (s_a), y S_a representa el nivel de aceleración espectral asociada al modo fundamental de la estructura necesario para inducir cierto nivel de daño en la estructura la cual se asocia con un estado límite dado (p. ej., para la fluencia o cercano al colapso).

Una ventaja de la formulación expresada mediante la ecuación A.1 es que el diseño y/o evaluación se desarrollan por medio de las ordenadas espectrales de la aceleración y no se involucra explícitamente a la respuesta basada en desplazamientos. Otra ventaja es que el método es más directo y el esfuerzo de cómputo requerido es relativamente bajo.

Debido a las razones mencionadas, varios investigadores prefieren usar el método basado en intensidades.

Para encontrar la probabilidad de que $P(s_a \geq S_a)$ se supone que la función de densidad de probabilidad (fdp) de la capacidad (S_a) es lognormal (Shome y Cornell, 1999), con mediana \hat{S}_a y desviación estándar de su logaritmo natural $\sigma_{\ln S_a}$, ambas funciones de S_a / g .

Esto se expresa como:

$$f_{S_a}(s_a) = \frac{1}{d\sqrt{2\pi}\sigma_{\ln S_a}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\sigma_{\ln S_a}} \ln \left(\frac{s_a}{\hat{S}_a} \right) \right)^2 \right] \quad (\text{A.2})$$

Su función de distribución acumulada se expresa como:

$$F_{S_a}(s_a) = P(S_a \leq s_a) = P(\ln S_a \leq \ln s_a) \quad (\text{A.3})$$

Se define la variable estandarizada u , con fdp normal, con media nula y desviación estándar unitaria, como sigue:

$$u = \frac{\ln S_a - \ln \hat{S}_a}{\sigma_{\ln S_a}} \quad (\text{A.4})$$

Si se despeja $\ln S_a$ de esta última y se sustituye en (A.3), se obtiene:

$$F_{S_a}(s_a) = P(u\sigma_{\ln S_a} + \ln \hat{S}_a \leq \ln s_a) = P \left(u \leq \left[\frac{\ln(s_a / \hat{S}_a)}{\sigma_{\ln S_a}} \right] \right) \quad (\text{A.5})$$

De aquí se deduce que:

$$P(S_a \leq s_a) = P\left(u \leq \left[\frac{\ln(s_a / \hat{S}_a)}{\sigma_{\ln S_a}}\right]\right) = F_u\left[\frac{\ln(s_a / \hat{S}_a)}{\sigma_{\ln S_a}}\right] = \Phi(u) \quad (\text{A.6})$$

donde $\Phi(u)$ es la función de distribución acumulada normal estándar.

De lo anterior también se deduce que:

$$P(S_a \geq s_a) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(s_a / \hat{S}_a)}{\sigma_{\ln S_a}}\right) \quad (\text{A.7})$$

REFERENCIAS

- Baker J. W. (2005), "*Vector-value ground motion intensity measures for Probabilistic Seismic Demand Analysis*", Thesis produced under the RMS Program, Stanford University, Stanford, CA, 321 pp.
- Baker J. W. y Cornell C. A. (2005), "*A vector-value ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon*", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 34, pp. 1193-1217.
- Baker J. W., Cornell C. A. y Tothong P. (2005), "*Disaggregation of seismic hazard*", Proceedings, 9th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR05), Rome, Italy, junio.
- Baker J. W. y Cornell C. A. (2006), "*Spectral shape, epsilon and record selection*", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 35, pp. 1077-1095.
- Chan S. (2002), "*Influencia del escalamiento de movimientos sísmicos de banda estrecha en la evaluación de la confiabilidad de edificios*", Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM.
- Chan S., Ruiz S. E. y Montiel M. A. (2005), "*Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras*", Revista de Ingeniería Sísmica No. 72, pp. 1-24.
- Cornell C. A. (1996), "*Reliability-Based Earthquake-Resistant Design the Future*", 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2166, Acapulco, México, junio.

- Di Pascuale E. y Cakmak A. (1988), *"Identification of the serviceability limit state and detection of seismic structural damage"*, Technical report NCEER-88-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, Princeton University, USA.
- Jaimes M. A., Reinoso E. y Ordaz M. (2006), *"Comparison of methods to predict response spectra at instrumented sites given the magnitude and distance of an earthquake"*, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 5, 1-16.
- Jaimes M. A. (2007), *"Acelerogramas de diseño en sitios afectados por varias fuentes sísmicas"*, Tesis de doctorado, DEPMI, UNAM.
- Meli R. (1976), *"Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"*, Publicación del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 375, junio.
- Meli R. y Mendoza C. J. (1991), *"Reglas de verificación de la calidad del concreto"*, Revista de Ingeniería, LXI, México.
- Mirza A. y McGregor J. (1979), *"Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars"*, Journal of the Structural Division, ASCE, (1), 105, ST5, agosto.
- Montiel M. A., Rangel G., Torres M. A. y Ruiz S. E. (2004), *"Comparación de la capacidad estructural obtenida mediante análisis dinámico incremental y análisis estático no lineal"*, Artículo publicado en el XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Gro., 2004.
- Montiel M. A. (2006), *"Confiabilidad implícita en estructuras convencionales como base para establecer criterios para el diseño sísmico de estructuras reforzadas con disipadores de energía"*, Tesis de doctorado, DEPMI, UNAM.
- Montiel M. A. y Ruiz S. E. (2007), *"Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of buildings under narrow-band motions"*, Artículo en prensa una edición especial sobre Análisis de la confiabilidad sísmica de estructuras de la revista Earthquake Engineering & Structural Dynamics.
- Ordaz M. y García J. (2003), Notas del "Curso Internacional de Riesgo Sísmico", División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rangel Aguilar G. (2007), *"Influencia en la confiabilidad sísmica estructural de las incertidumbres en las propiedades mecánicas de los materiales y en las cargas vivas máximas"*, Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM, en proceso.

- RCDF (2004), "*Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima Cuarta Época, 29 de enero de 2004, No. 8-TER.
- Reinoso E. (1996), "*Algunos resultados recientes sobre el peligro sísmico en la ciudad de México*", Revista de Ingeniería Sísmica No. 53, pp. 1-24.
- Roldán W, Tapia P. y Villacís C. (2005), "Determinación de la vulnerabilidad sísmica de ciudades. Metodología aplicada al Norte de Chile", No. A04-09, Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, IX Jornadas, 16-19 de noviembre de 2005, Concepción, Chile.
- Ruiz S. E. y Soriano A. (1997), "*Design Live Loads for Office Buildings in Mexico and the United States*", Journal of Structural Engineering, ASCE, 123 (6), 816-822, junio.
- Sandi H. (1986), "*Vulnerability and risk análisis for individual structures and systems*", Report of the Working Group of the European Association for Earthquake Engineering. Proceedings of the 8th ECCE, Lisboa, Portugal.
- Shome, N., Cornell, C.A., Bazzurro, P., and Carballo, J.E., "*Earthquakes, Records and Nonlinear Responses*", Earthquake Spectra, Vol. 14, No. 3, pp. 469-500.
- Shome N. y Cornell C. A. (1999), "*Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures*", Reliability of Marine Structures Program, Report No. RMS-35, Dept. of Civil Eng., Stanford University, Stanford, CA.
- Stewart J., Chiou S., Bray J., Graves R., Somerville P. and Abrahamson N. (2001), "*Ground motion evaluation procedures for performance-based design*", PEER Report 2001/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, september.
- Vamvatsikos D. y Cornell C. A. (2002a), "*Incremental dynamic analysis*", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol 31, pp. 491-514.
- Vamvatsikos D. y Cornell C. A. (2002b), "*The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering*", Proceedings of the 12th ECEE, paper 479, London, UK.
- Vamvatsikos D. y Cornell C. A. (2004a), "*Direct estimation of the seismic demand and capacity of MDOF systems through incremental dynamic analysis of an SDOF approximation*", J. Struct. Eng., ASCE.
- Vamvatsikos D. y Cornell C. A. (2004b), "*Direct estimation of the seismic*

demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through incremental dynamic analysis”, Earthquake Engineering & Structural Dynamics.

- Vamvatsikos D. y Cornell C. A. (2004c), “*Applied Incremental Dynamics Analysis*”, Earthquake Spectra, Vol. 2, pp. 523-553, May 2004.
- Villanueva J. M. y Meli R. (1984), “*Estudio estadístico de las imperfecciones en columnas de concreto*”, Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, mayo.
- Wen Y. K. (1995), “*Building Reliability and Code Calibration*”, Earthquake Spectra, 11, pp. 269-296.