



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**  
**INGENIERÍA CIVIL – INGENIERÍA SÍSMICA**

**ESTIMACIÓN DE ESPECTROS DE VULNERABILIDAD UNIFORME PARA EL DISEÑO  
SÍSMICO DE ESTRUCTURAS**

**TESIS**  
**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:**  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:**  
**LUIS MANUEL BUENDÍA SÁNCHEZ**

**TUTORES PRINCIPALES**

**DR. EDUARDO REINOSO ANGULO, INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM**  
**DR. MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO, FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM**

**CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., AGOSTO 2016**

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. GUSTAVO AMADO AYALA MILIÁN

Secretario: DR. MARIO GUSTAVO ORDAZ SCHROEDER

Vocal: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO

1<sup>er</sup>. Suplente: DR. AMADOR TERÁN GILMORE

2<sup>d</sup> o. Suplente: DR. MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

DR. EDUARDO REINOSO ANGULO



FIRMA

**TUTOR DE TESIS:**

DR. MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO



FIRMA

## Dedicatoria

A mi esposa **María Lidia Martínez Rodríguez**, por su gran amor, cariño y comprensión en todos los momentos que hemos vivido juntos.

A mis padres, **Manuel Buendía Granados** y **Cecilia Sánchez Aldana**, por el apoyo brindado durante el comienzo de mi matrimonio y el estudio de esta maestría.

A mis suegros **Inés Rodríguez** y **Alberto Martínez**, por siempre habernos tendido una mano incondicional cuando más la hemos necesitado.

A mis hermanos, **Carlos**, **Ignacio** y **Andrés**, gracias por esos excelentes momentos que me hacen recordar cuanto quiero a mi familia.

Y finalmente a todos mis amigos, que de una u otra forma siempre me animaron en esos días en que la paciencia enflaquece.

A todos ellos, muchas gracias por brindarme su apoyo y confianza, todos sus consejos y lecciones han influido en conseguir las metas que he alcanzado y me han hecho sin duda una mejor persona.

## Agradecimientos

Quiero agradecer al **Dr. Eduardo Reinoso**, por sus comentarios, correcciones y enseñanzas durante la realización de esta tesis, además de los consejos, el tiempo y la confianza.

Al **Dr. Mauro Niño**, por todo el tiempo, las enseñanzas y conocimientos que compartió conmigo, por sus valiosos consejos y por la amistad que me ha brindado.

Al **Dr. Gustavo Ayala Milián, Dr. Mario Ordaz Schroeder y Dr. Amador Terán Gilmore** por la revisión minuciosa y los valiosos comentarios que enriquecieron el contenido de esta tesis.

A la **Universidad Nacional Autónoma de México** y a la **Facultad de Ingeniería** por haberme formado como profesionista.

Al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT)** por el apoyo económico recibido durante mis estudios de maestría y la realización de esta tesis.

Y al **Instituto de Ingeniería UNAM**, por haberme brindado todas las facilidades posibles para la realización de esta tesis

## RESUMEN

Se presenta una metodología para la estimación de Espectros de Vulnerabilidad Uniforme (EVU) o mejor llamados Espectros de Riesgo Constante (ERC). Un EVU proporciona la resistencia de diseño (en términos de pseudo-aceleración espectral) necesaria en una estructura para que esta presente en promedio un determinado nivel de daño (representado como la pérdida bruta) para cada cierto periodo de retorno. Esta metodología está basada en análisis estadísticos y probabilistas de la respuesta dinámica de sistemas de un grado de libertad en términos de daño a través de simulaciones de Monte Carlo. La metodología incluye dos procesos principales, por un lado, la definición de la amenaza sísmica en términos de la tasa de excedencia de magnitudes y un número de registros sísmicos capaces de describir la sismicidad de la zona de estudio, y por otro lado, el cálculo de la probabilidad de excedencia de un nivel de daño dada una resistencia de diseño y un periodo de vibrar. Se presenta un ejemplo del cálculo de EVU aplicables a un sitio en terreno blando de la Ciudad de México, el cual es afectado hipotéticamente por sismos provenientes de una sola fuente sísmica. Finalmente se presenta una validación de los espectros obtenidos mediante una comparación entre el daño estimado en el proceso de diseño sísmico usando EVU, contra el daño estimado derivado de una evaluación sísmica después de diseñada.

## ABSTRACT

A methodology to estimate Uniform Vulnerability Spectra (UVS) or better called Constant Risk Spectra (CRS) is presented. An UVS provides the design resistance (in terms of spectral acceleration) needed in a structure for it in average presents a determinate damage level (represented as the gross loss) every certain period return. This methodology is based in statistical and probabilistic analysis of the single degree of freedom system dynamic response in terms of damage through Monte Carlo simulations. This methodology includes two main stages, one the one hand, the seismic hazard definition in terms of the exceedance rate of magnitude and a number of seismic records such that represents the seismicity at study zone. On the other hand, the compute of the level damage exceedance probability associated to a strength design and vibration period. An example of the proposed methodology applicable to soft soil in Mexico City is presented, in this example the study site hypothetically is affected by a single seismic source. Finally a validation of the obtained spectra is presented, through the comparison between the estimated damage in the design process using UVS vs the estimated damage obtained through a seismic evaluation after designed.

## ÍNDICE

RESUMEN.....	1
INTRODUCCIÓN.....	4
Antecedentes.....	6
Objetivo.....	9
Metas.....	9
Alcances y limitaciones.....	9
Organización de la tesis.....	10
CAPÍTULO 1: MARCO TEÓRICO.....	11
1.1 Objetivo.....	12
1.2 Amenaza sísmica.....	12
1.2.1 Generalidades.....	12
1.2.2 Tasa de excedencia de magnitudes.....	15
1.2.3 Atenuación sísmica.....	19
1.3 Análisis de daño.....	21
1.3.1 Estados de daño.....	23
1.3.2 Respuesta estructural inelástica.....	24
1.3.3 Espectros de respuesta inelásticos.....	27
1.3.4 Índice de daño.....	28
1.4 Fragilidad, vulnerabilidad y riesgo.....	32
CAPÍTULO 2: ESPECTROS DE VULNERABILIDAD UNIFORME.....	37
2.1 Objetivo.....	38
2.2 Antecedentes.....	38
2.3 Metodología para la obtención de espectros de vulnerabilidad uniforme.....	39
2.4 Ejemplo de aplicación: Espectros de vulnerabilidad uniforme asociados a una sola fuente sísmica para terreno blando en la Ciudad de México.....	44
2.4.1 Tasa de excedencia de magnitudes.....	44
2.4.2 Sismicidad de la zona utilizando de manera estadística registros acelerométricos.....	46
2.4.3 Espectros de daño.....	46

2.4.4 Pérdida esperada asociada a un índice de daño.....	49
2.4.5 Ajuste de una función de densidad de probabilidad a los datos observados.....	51
2.4.6 Probabilidad de excedencia de un valor de pérdida dada una magnitud y un periodo estructural.....	53
2.4.7 Calculo de la tasa de excedencia de daño.....	54
2.4.8 Obtención de resistencia de diseño asociada a un valor de daño y a una tasa de excedencia .....	55
2.4.9 Obtención de espectros de vulnerabilidad uniforme .....	57
2.5 Espectro de pérdida anual esperada constante .....	61
<b>CAPÍTULO 3: VALIDACIÓN DE LOS ESPECTROS DE VULNERABILIDAD UNIFORME .....</b>	
3.1 Objetivo.....	65
3.2 Introducción .....	65
3.3 Características y diseño de la estructura propuesta .....	65
3.3.1 Características básicas del modelo .....	66
3.3.2 Cargas.....	67
3.3.3 Características dinámicas .....	67
3.3.4 Espectro de diseño.....	67
3.3.5 Elementos mecánicos y momentos de fluencia en elementos estructurales.....	68
3.4 Evaluación de la respuesta sísmica .....	69
3.5 Estimación de la tasa de excedencia de daño relacionando la de tasa de excedencia de intensidades y la función de vulnerabilidad .....	69
3.5.1 Calculo de la curva de tasa de excedencia de intensidades.....	69
3.5.2 Cálculo de la curva de vulnerabilidad de la estructura de estudio .....	70
3.5.3 Estimación de la tasa de excedencia de daño esperado .....	74
3.6 Estimación de la tasa de excedencia de daño mediante la propuesta del PEER.....	75
3.6.1 Generalidades de la evaluación del comportamiento sísmico PEER.....	75
3.6.2 Probabilidad de excedencia de un nivel de daño dada una intensidad, $G$ (DM IM).....	76
3.6.3 Probabilidad de ocurrencia de una medida de intensidad, $d\lambda$ (IM) .....	77
3.6.4 Tasa de excedencia de daño, DV .....	78
CONCLUSIONES.....	80
REFERENCIAS .....	83

# INTRODUCCIÓN





## INTRODUCCIÓN

Aunque el conocimiento que poseemos sobre los movimientos sísmicos ha crecido bastante en los últimos años, aún estamos muy lejos de poder predecir o saber con exactitud el cómo y el cuándo ocurrirá el siguiente temblor. No obstante, la ingeniería sísmica y estructural nos proporcionan las herramientas necesarias para minimizar sustancialmente los efectos que deja la ocurrencia de estos movimientos sobre las estructuras.

El diseño sísmico de estructuras es un aspecto medular en el diseño estructural, en zonas de alto peligro sísmico, que se verá reflejado en el nivel de conservación de la edificación y en la seguridad de sus ocupantes durante y después de la ocurrencia de un movimiento sísmico. Dentro de sus principales metas están, por una parte, evitar que la estructura colapse aceptando un cierto nivel de daño ante un sismo severo y, por otra parte, evitar cualquier tipo de daños ante sismos moderados que tengan una probabilidad alta de ocurrencia, en resumen estas metas se pueden representar formalmente como la no excedencia de ciertos estados límite (Meli y Bazán 1999) tales como:

- Estados límite de falla: los cuales se refieren a las posibles formas en que se pudiera comprometer la estabilidad estructural (de toda la edificación o parte de ella) o condicionar la capacidad de la misma para soportar futuras demandas de resistencia. (NTC-S 2004)
- Estados límite de servicio: los cuales se refieren a la posible ocurrencia de daños económicos cuya presencia no comprometen a la estructura; no obstante, afectan o impiden el desarrollo de las actividades o funciones para las cuales fue diseñada. (NTC-S 2004)

Esta filosofía ha ido evolucionando debido a que los niveles de daño estructural y no estructural experimentados durante algunos sismos catastróficos como el de Michoacán en 1985, Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994, Kobe en 1995, Ecuador en 2016, entre otros, han demostraron que las filosofías de diseño utilizadas no siempre proporcionan los niveles de seguridad que se proponen, debido a que estos procedimientos basados en fuerzas y análisis elásticos son muy difíciles de relacionar con el desempeño estructural, particularmente ante demandas que producen daño estructural. Esto provoca que los daños que se presentan sean diferentes a los esperados lo que puede resultar en reparaciones muy costosas no previstas durante su diseño.

Últimamente se han desarrollado nuevas filosofías de diseño, como la de diseño sísmico basado en desempeño (DSBD), la cual enfatiza la necesidad de un control explícito del desempeño sísmico de las estructuras de manera racional y transparente mediante el uso de objetivos específicos para ciertos niveles de desempeño (soportar sismos frecuentes sin daño y evitar el colapso ante sismos extraordinarios). Esta filosofía paulatinamente se ha incorporado en diferentes reglamentos a nivel mundial, en el caso de México específicamente en el Apéndice A de las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, 2004 (NTC-S) del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, 2004 (RCDF).



## Antecedentes

Un inconveniente común de las filosofías de diseño tradicionales es que el nivel de demanda sísmica se expresa en función de la excedencia de cierto nivel de intensidad sísmica, dejando de lado las características de la estructura a diseñar, es decir, las demandas de diseño no están asociadas a la probabilidad de excedencia de un cierto nivel de desempeño o comportamiento. Debido a esto, buscando una manera de incluir el desempeño estructural en la tasa de excedencia, algunos investigadores alrededor del mundo han hecho esfuerzos por desarrollar metodologías que contemplen esta característica:

- Park y Paulay (1976) incorporaron una metodología para el diseño por capacidad en el reglamento de construcciones de Nueva Zelanda. El objetivo de este consistía en distribuir racionalmente las resistencias de los elementos estructurales con la finalidad de que la estructura cumpliera con un comportamiento objetivo.
- Priestley y Park (1987) desarrollaron un procedimiento para el cálculo de la capacidad de desplazamiento de pilas de puentes en base a estimaciones de su capacidad última, longitud de articulación plástica y sus condiciones de apoyo.
- Moehle (1992), planteó la importancia de manejar el desplazamiento como el parámetro principal en la caracterización del daño estructural y propuso un método similar al de Priestley y Park para determinar la capacidad de los edificios basándose en la capacidad última de desplazamiento y la longitud de las articulaciones plásticas. Este procedimiento reconoce muchas de las imperfecciones del diseño basado en fuerzas, haciendo necesaria la estimación de la capacidad de desplazamiento para así poder compararla con estimaciones de la demanda a través del uso de espectros de respuesta de desplazamiento.
- Fajfar y Krawinkler (1997) propusieron un procedimiento para estimar la demanda de desplazamiento ocasionado por un movimiento sísmico a través del uso de espectros de respuesta de desplazamiento inelásticos. La demanda obtenida se comparó con la obtenida a través de un análisis estático no lineal (*Push Over*) de una estructura de múltiples grados de libertad; con este análisis se obtuvieron las deformaciones inelásticas locales, para posteriormente calcular los índices de daño, locales y globales correspondientes.
- Ayala y Sandoval (1999), propusieron un método de DSBD aplicable a estructuras que responden dinámicamente en su modo fundamental de manera dominante (estructuras regulares de mediana y baja altura). Posteriormente Ayala y Basilio (2002) modificaron esta metodología al incluir explícitamente en la determinación de las fuerzas de diseño, los modos superiores de vibrar.

Basados en los estudios anteriores, se han desarrollado metodologías que desembocan en la creación de espectros de diseño inelásticos, los cuales en su proceso de creación, toman en cuenta las propiedades de la estructura que se quiere diseñar a través de la definición de un parámetro de desempeño uniforme. Estos espectros de peligro uniforme basados en desempeño, proporcionan en el eje de las ordenadas, la resistencia en términos de aceleración que habría que otorgarle a la estructura para que cada cierta cantidad de tiempo se alcance o se exceda un nivel de desempeño (tales como ductilidad o índice de daño). Otro parámetro de desempeño que es comúnmente utilizado es la ductilidad asociada a la falla, estos espectros, llamados espectros de confiabilidad o de tasa de falla uniforme, proporcionan las ordenadas espectrales en términos del coeficiente sísmico necesario para que la estructura a diseñar no falle ante una demanda sísmica dada.



En la literatura podemos encontrar varios algoritmos para la creación de espectros de peligro uniforme basados en desempeño y espectros de confiabilidad uniforme, algunos de ellos se muestran a continuación:

- Sewell y Cornell (1987) presentaron un algoritmo basado en modificar los espectros de respuesta mediante factores de reducción.
- Collins, Wen, y Foutch (1995) obtuvieron espectros de peligro uniforme usando movimientos sísmicos simulados con los cuales calcularon los desplazamientos para distintos coeficientes sísmicos de fluencia. Los valores de la respuesta estructural asociada a cada periodo y coeficiente sísmico se utilizaron para estimar la probabilidad de exceder diferentes valores de ductilidad objetivo para diferentes periodos de retorno. Los resultados se utilizaron para obtener una expresión empírica que describe la probabilidad anual de exceder un valor de ductilidad objetivo como función del coeficiente sísmico.
- Mendoza, Díaz, y Esteva, (1995) presentaron un criterio para determinar espectros de diseño de confiabilidad uniforme, los cuales están expresados en términos de valores de índice de confiabilidad. Estos se estimaron a través de la respuesta obtenida mediante simulaciones de Monte Carlo.
- Ghosh y Collins (2002) dieron las bases sobre un criterio de diseño que utiliza espectros de energía de peligro uniforme. Además presentaron los conceptos básicos de una metodología de diseño basada en energía.
- Avelar, Ayala, y de León (2003) presentaron una metodología para obtener espectros de peligro uniforme basados en desempeño de peligro uniforme, para niveles de desempeño específicos aplicables a estructuras ubicadas en terreno blando de la Ciudad de México. Estos espectros, con tasa de excedencia uniforme, proporcionan la resistencia necesaria para alcanzar o exceder un nivel de ductilidad cada cierta cantidad de tiempo.
- Niño, Ayala, y Torres (2004) presentaron una metodología para la obtención de espectros con peligro uniforme, los cuales son de ayuda en el diseño sísmico basado en desempeño, estos espectros proporcionan en el eje de las ordenadas, la resistencia en términos de aceleración necesaria para que la estructura que se diseña alcance o exceda un determinado valor de índice de daño cada cierta cantidad de tiempo.
- Rivera (2007) presentó una forma de obtener espectros de confiabilidad uniforme para sistemas estructurales con disipadores de energía partiendo de los propuestos por (Mendoza *et al.* 1995) modificando el modelo estructural a uno con disipadores de energía, los cuales presentan curvas histeréticas que no dependen de la velocidad ni frecuencia de la excitación sino del desplazamiento relativo que ocurre entre los extremos de dichos disipadores.
- Luco *et al.* (2007) mencionaron que las incertidumbres que existen en las características de una estructura, provocan que la probabilidad de falla no sea necesariamente igual al peligro uniforme de la zona, ellos proponen las bases para ajustar porciones de mapas de diseño sísmico basados en peligro uniforme, resultando en una estimación de mapas de probabilidad uniforme de colapso.
- Niño y Ayala (2008) propusieron una forma de incluir las incertidumbres estructurales, tales como incertidumbres en el periodo fundamental de vibración e incertidumbres en la resistencia de los elementos estructurales en la obtención de espectros de peligro uniforme basados en desempeño.
- Baker (2011) propuso el uso de espectros condicionales medios (CMS por sus siglas en inglés), los cuales proveen un espectro de respuesta condicionado a la ocurrencia de una



aceleración espectral objetivo la cual está asociada a un periodo espectral determinado, siendo este espectro el más apropiado para obtener un desempeño objetivo, además de ser una herramienta útil para la selección de registros para el análisis dinámico de estructuras.

- Lin, Haselton, y Baker (2013) demostraron que para algunas estructuras la elección de un periodo específico como base para el cálculo del espectro condicional propuesto por Baker, puede impactar sustancialmente en las estimaciones de la respuesta estructural a diferencia que si se usara un espectro basado solo en intensidades, lo que provocaría sobrestimaciones en la respuesta estructural de algunas edificaciones.
- Loth y Baker (2015) presentaron una metodología basada en confiabilidad estructural para obtener el punto de diseño en un espectro asociado a nivel de desempeño objetivo, por otro lado mostraron que los espectros de peligro uniforme convencionales son típicamente conservadores al estimar la respuesta en términos de algún parámetro ingenierilmente relevante en estructuras multimodales, proponiendo el uso de espectros condicionales medios para abatir este conservatismo.

En general podríamos decir que los avances en términos de considerar las características estructurales en el proceso de determinación de las fuerzas de diseño para lograr un nivel de desempeño objetivo han ido avanzando con grandes pasos.

La diferencia principal entre la mayoría de los espectros descritos anteriormente y los espectros propuestos, es que los primeros proveen la resistencia necesaria para que la estructura desarrolle un nivel de desempeño estructural prestablecido (desplazamiento, distorsión, ductilidad, índice de daño, *etc.*), la cual en promedio será excedida un cierto número de veces por unidad de tiempo. Mientras que los espectros propuestos proveen la resistencia necesaria para que la estructura presente un nivel de daño prestablecido, representado como el nivel de pérdida media normalizada al costo total de recuperación, la cual en promedio será excedida un cierto número de veces por unidad de tiempo. Este tipo de información resulta conveniente para la toma de decisiones que tengan que ver con el riesgo sísmico aceptable en la estructura durante su vida útil.

En los espectros propuestos para poder establecer un nivel de pérdida asociada a una resistencia de diseño, no solo basta con conocer la probabilidad de excedencia de una demanda de resistencia asociada solamente a un nivel de desempeño, es necesario conocer también la probabilidad de ocurrencia de todos los posibles valores de niveles de pérdida asociados a una misma demanda de resistencia, por ejemplo: dado que la estructura posee una resistencia de 500 gals, ¿cuál es la probabilidad de que presente una pérdida de 0.1, 0.2, 0.3 ... 0.9, 1.0?. Conocer estas probabilidades permite obtener el valor esperado de resistencia asociada a un estado de daño aceptable (pérdida).

En esta tesis el daño esperado representa a la vulnerabilidad de una estructura ante una amenaza dada y permite conocer el nivel de pérdida considerando la probabilidad de ocurrencia de todos los estados de daño posibles. Esto posibilita estimar de manera explícita el estado de daño medio (vulnerabilidad) asociado a un periodo de retorno específico desde la concepción o diseño de la estructura. Sin embargo, se debe reconocer que asignar un valor de pérdida a un estado de daño está muy lejos de ser un proceso determinista, debido a que la pérdida depende de muchos factores, los cuales dependerán del tipo estructural, de factores económicos y de las incertidumbres epistémicas para la definición del daño, esto hace que este proceso se deba



analizar de manera probabilista. Esto queda fuera de los alcances de esta tesis, pero habrá que tenerlo en cuenta en futuros estudios.

Un espectro de vulnerabilidad uniforme (EVU) o mejor llamado espectro de riesgo constante (ERC) puede ser utilizado en el diseño sísmico de estructuras, ya que proporciona la resistencia de diseño en términos de aceleración asociada a un valor de pérdida esperada predeterminada y a una tasa de excedencia específica. Este nivel de daño está relacionado con el comportamiento inelástico estructural, a través de la energía disipada en la estructura por número de ciclos de carga, de los desplazamientos máximos y de la degradación de rigidez, como consecuencia de la acción una demanda sísmica. Así pues, se puede estimar desde el momento del diseño estructural, el nivel de daño como consecuencia de la elección de un nivel de resistencia de diseño bajo una amenaza sísmica de periodo de retorno determinado.

Cabe aclarar que debido a la información que brindan los espectros que se propuestos, una mejor forma de llamarlos sería Espectros de Riesgo Constante, ya que como se menciona anteriormente, proporcionan información para el diseño estructural en base a un nivel de pérdida asociada a un periodo de retorno, en otras palabras, en base a un nivel de riesgo aceptable. Es por eso que llamar a ERC los espectros que se calculan en esta tesis sería más adecuado.

## Objetivo

Proponer y aplicar una metodología para la estimación de espectros de vulnerabilidad uniforme para sistemas de un grado de libertad, que sean de ayuda en el diseño sísmico de estructuras.

## Metas

- A. Sistematizar la metodología propuesta mediante la creación de un programa de cómputo para que sea una herramienta útil en futuros proyectos.
- B. Mostrar a través un ejemplo de aplicación, la implementación de la metodología propuesta para el desarrollo de EVU.
- C. Validar el uso de EVU mediante la comparación entre el daño esperado propuesto en el proceso de diseño y el daño esperado resultante de una evaluación sísmica. Ambos aplicados a la misma estructura.

## Alcances y limitaciones

- A. No se considera incertidumbre en las características estructurales, tales como el periodo fundamental o la resistencia lateral; empero, sí se considera la incertidumbre en la amenaza
- B. No se considera incertidumbre entre la relación del nivel de daño contra pérdida asociada
- C. Para la caracterización de la respuesta estructural en primera instancia se utiliza como parámetro de desempeño un índice de daño
- D. La determinación de las relaciones cuantitativas entre el parámetro de desempeño y un estado de pérdida, se determinó mediante análisis empíricos y regresiones no lineales

## Organización de la tesis

- **Introducción**
- **Capítulo 1.** Se presenta el marco teórico sobre el cual está basada la metodología propuesta
- **Capítulo 2.** Se presenta la metodología para la obtención de EVU y se expone un ejemplo de aplicación para la obtención de EVU asociados a una fuente sísmica para terreno blando de la Ciudad de México.
- **Capítulo 3.** Se valida el uso de EVU en el diseño sísmico de estructuras, mediante la comparación entre el daño esperado propuesto en el diseño sísmico de una estructura utilizando EVU, y el daño resultante de evaluar dicha estructura mediante una metodología para la evaluación del comportamiento sísmico estructural.
- **Conclusiones**
- **Referencias**

# CAPÍTULO 1: MARCO TEÓRICO



# CAPÍTULO 1

## MARCO TEÓRICO

### 1.1 Objetivo

El objetivo del presente capítulo es proporcionar una breve sinopsis del marco teórico sobre el cual se basa la metodología propuesta. Dicho marco está compuesto por un lado, del estudio de la amenaza sísmica y por otro del análisis del daño en las estructuras.

### 1.2 Amenaza sísmica

México es uno de los países con mayor actividad sísmica en el mundo, se registran cada año más de 90 sismos con magnitud superior a 4.0, esto equivale a más del seis por ciento de todos los sismos que se generan el mundo (CENAPRED 2001).

En México los grandes temblores ( $M > 7.0$ ) se generan en toda la costa del Océano Pacífico, y son causados por la subducción entre las placas tectónicas de Cocos y Rivera dentro de la placa Norteamericana, o de la subducción de la placa de Cocos hacia la del Caribe. El terremoto del 3 de junio de 1932 con un magnitud de 8.2 es el sismo más grande que se haya registrado en la República Mexicana y ocurrió sobre la interfaz de las placas Rivera y de Norteamérica.

Existen grandes sismos que tienen otro mecanismo de falla, los cuales ocurren en las profundidades del continente (60 km), llamados sismos de falla normal, que se generan por el rompimiento de la placa subducida. Un ejemplo de estos son, el de Oaxaca el 15 de enero de 1931 ( $M 7.8$ ), el de Orizaba del 28 de agosto de 1973 ( $M 7.3$ ) y el de Huajuapán de León del 24 de octubre de 1980 ( $M 7.0$ ).

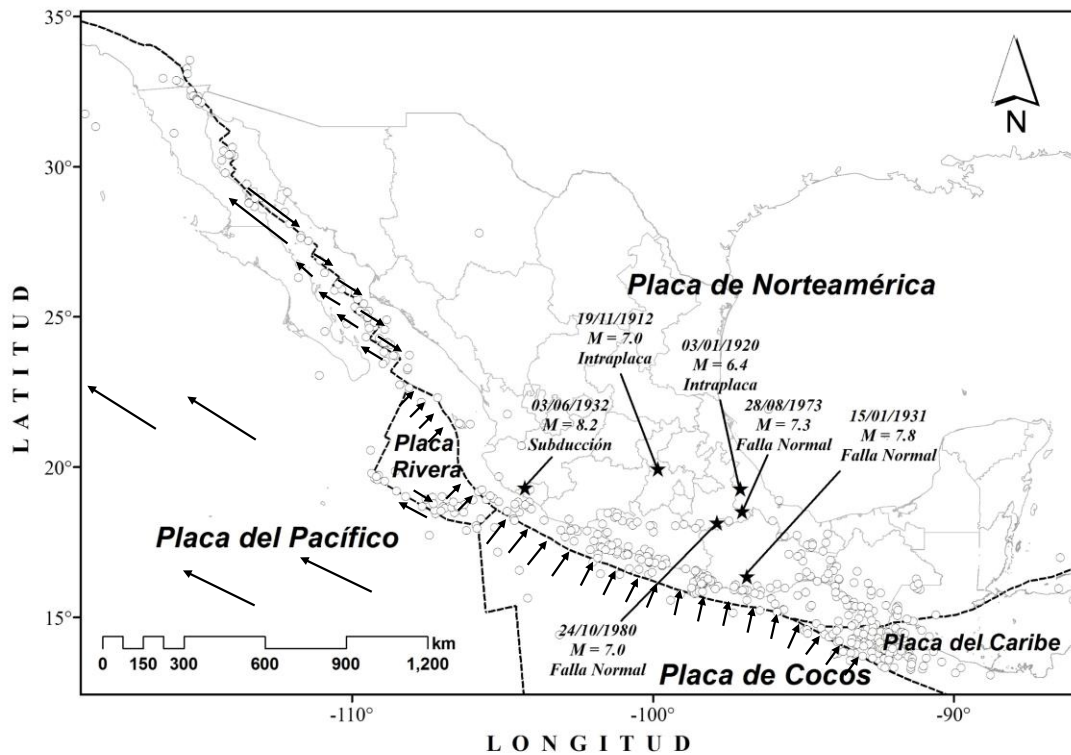
Los temblores que ocurren dentro de la placa continental ( $M < 7.0$ ) son los menos frecuentes en México. Algunos ejemplos de estos sismos intraplaca son, el sismo de Jalapa del 3 de enero de 1920 ( $M 6.4$ ) y el de Acambay del 19 de noviembre de 1912 ( $M 7.0$ ).

En la Figura 1.1 se puede observar la localización de los epicentros de los sismos previamente mencionados, además se muestran algunos de los epicentros de sismos recientes (1998-2015) con magnitud mayor a 5.0, se puede observar en la misma figura como la gran mayoría de ellos se generan en la zona de subducción de la placa de Cocos y Rivera contra la placa de Norteamérica, en la misma figura se puede apreciar que existen en menor frecuencia sismos intraplaca y locales en algunas partes del país.

#### 1.2.1 Generalidades

El cálculo de la amenaza sísmica se emplea para establecer el nivel de peligro esperado en un sitio o una zona determinada bajo la influencia de la actividad sísmica de fuentes aledañas. Muchos especialistas se han preocupado por desarrollar metodologías de cálculo que reflejen cada vez mejor el comportamiento de las fuentes sismogénicas.





**Figura 1.1.** Placas tectónicas en México y algunos epicentros de sismos recientes de magnitud mayor o igual a 5.0 (marcadores círculo), se destacan algunos sismos representativos del tipo de falla a los cuales se asocian (marcador estrella)

Actualmente existen dos corrientes principales para la evaluación de la amenaza sísmica:

*Análisis determinista de amenaza sísmica* (DSHA, por sus siglas en inglés): El uso del DSHA implica la definición de un escenario particular, en el cual se basa la estimación del movimiento del terreno y los efectos secundarios relacionados. Este análisis indica el escenario más desfavorable, aunque no existe una sola definición de “peor escenario”. Cuando se emplea para la evaluación de la amenaza en estructuras importantes, puede estimarse la mayor intensidad que afecta a dichas estructuras, pero, esta no toma en cuenta cual es la probabilidad de que ocurra dicho evento ni su grado de incertidumbre.

*Análisis probabilista de amenaza sísmica* (PSHA, por sus siglas en inglés): Con el fin de involucrar de manera analítica la incertidumbre asociada con las variables que intervienen en el peligro sísmico, surge el PSHA (Esteva 1968; Cornell, 1969; McGuire 2007). Los parámetros que son incluidos en esta filosofía son, la frecuencia de ocurrencia de un evento, la probabilidad de que ocurra en un sitio determinado, las probabilidades de excedencia de intensidades sísmicas, entre otros.

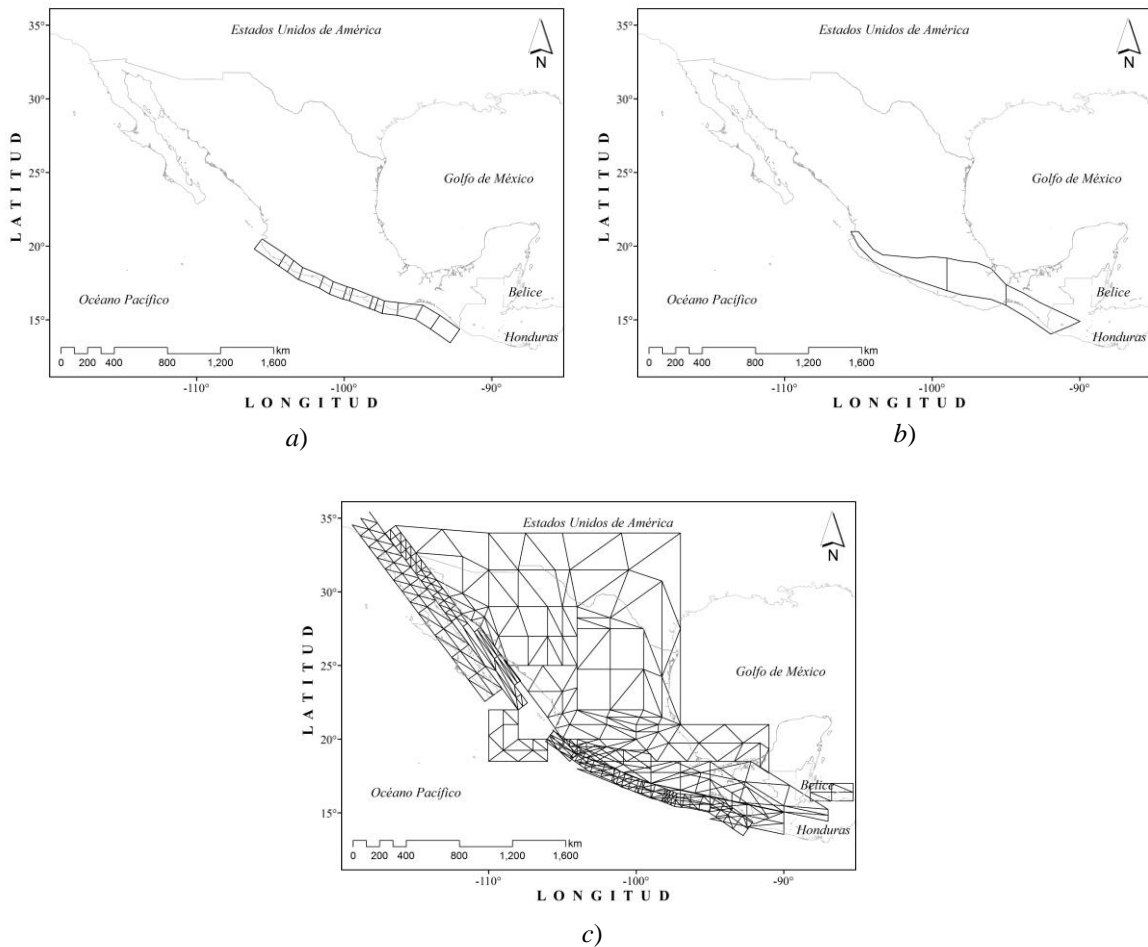
En el caso de esta tesis, se utiliza la metodología PSHA con tal de incluir las incertidumbres que acarrea el cálculo de la amenaza sísmica y la inclusión de la probabilidad de ocurrencia de cada sismo generado.

La amenaza o peligro sísmico se puede considerar como la probabilidad de que un nivel de intensidad sísmica sea superado en un determinado lapso de tiempo, llamado periodo de retorno ( $T_r$ ). La amenaza está caracterizada principalmente por la zona en donde se realizó el estudio ya

que las características sismogénicas de cada zona son diferentes entre sí, por lo que sería un error muy grave utilizar las características de una zona, para evaluar el peligro sísmico de otra ya que la sismicidad es un fenómeno recurrente particular de cada región.

Se ha observado que los sismos de intensidades bajas y medianas ( $M < 6.0$ ) tienen una probabilidad mayor de ocurrir ( $Tr \leq 50$  años) mientras que los sismos grandes ( $M \geq 6.0$ ) tienen una probabilidad menor ( $Tr > 50$  años), debido a que la cantidad de energía liberada (momento sísmico) está relacionada exponencialmente con el valor de la magnitud, es decir, que la energía necesaria para generar un sismo de magnitud mayor requiere de un mayor tiempo para ser almacenada.

Para la obtención del peligro sísmico es necesario identificar todas las zonas sismogénicas que generan los temblores que afectan al sitio de estudio. En cada una de estas zonas se presenta un número determinado de sismos por unidad de tiempo y volumen de corteza terrestre, conocida como tasa de actividad sísmica. En la Figura 1.2 se muestran las fuentes sismogénicas que afectan a México según el tipo de sismos que generan.



**Figura 1.2.** Fuentes sismogénicas con las que se caracterizan los sismos en México: *a)* sismos de subducción, *b)* sismos de profundidad intermedia y *c)* sismos superficiales



La determinación de la amenaza sísmica contando el número de veces que se excede una determinada intensidad sísmica, es muy difícil de realizar, ya que los sismos fuertes son eventos poco frecuentes, lo que provoca que se cuente con un catálogo de sismos muy reducido, además de que la intensidad depende de un gran número de variables que son difíciles de cuantificar. Por tal motivo, se recomienda que el estudio de la amenaza se realice desde un punto de vista probabilista, evaluando la tasa de actividad sísmica de las fuentes sismogénicas mediante el cálculo de tasas de recurrencia de magnitudes, para posteriormente incorporar los efectos que producen la totalidad de las fuentes en el sitio de estudio. Esto permite dar un tratamiento formal y científico al problema.

Un estudio correcto de la amenaza debe contener como mínimo las siguientes premisas:

- I. Describir exhaustivamente todas las formas en que pudiera ocurrir un evento
- II. Contener las tasas de excedencia o periodos de retorno de una intensidad o evento
- III. Estar representada en alguna medida ingenierilmente relevante que pueda ser directamente relacionada con los daños
- IV. Incluir incertidumbres

Esteva (1967) y Cornell (1968) desarrollaron un modelo para determinar la tasa de excedencia de un cierto nivel de intensidad en su sitio determinado, el cual está basado en un enfoque probabilista del peligro sísmico. Este modelo generalmente es utilizado para la determinación de espectros de peligro uniforme y posteriormente espectros de diseño sísmico basados en intensidades.

En esta tesis se plantea la obtención de espectros para diseño sísmico basado en un nivel de pérdida esperada, los deben tomar en cuenta las propiedades estructurales además de la sismicidad de la zona de estudio. Para este caso, el estudio de la amenaza consta de dos partes principales, por un lado el cálculo de la tasa de excedencia de magnitudes y por otro el comportamiento estructural representado como la tasa de excedencia de un nivel de pérdida esperada. Dicha pérdida es calculada usando una gama de registros sísmicos acordes a la tasa de excedencia de magnitudes representativas de la sismicidad que afecta el sitio de estudio.

### **1.2.2 Tasa de excedencia de magnitudes**

En particular tanto a sismólogos como a ingenieros nos interesa saber dónde ocurren los sismos, cuándo ocurren, y de qué tamaño son; no obstante, esto hasta la fecha es imposible de conocer de manera determinista. Así que actualmente la respuesta a estas preguntas se proporciona de manera probabilista, en la que parámetros como la localización, la magnitud y el tiempo de ocurrencia son representados como variables aleatorias, que si bien estrictamente no lo son, debido a su complejidad es imposible estudiarlas de manera determinista.

Para conocer el donde, primeramente se debe de contar con un catálogo completo de sismos registrados en la zona, es decir que no tenga “vacíos” en la información que proporciona, tales como sismos importantes o sismos pequeños que no pudieran estar registrados, posteriormente se deben identificar zonas en donde la sismicidad parece ser constante. Este proceso puede ser muy complicado ya que no existe una solución única en la definición de dichas zonas, por lo que generalmente es definida por expertos en la sismicidad de la zona. En la definición de estas zonas, la sismicidad por unidad de área es constante, es decir se describe mediante una distribución de probabilidad uniforme.

En el caso del cuándo y de qué tamaño serán, estos se definen mediante modelos de ocurrencia los cuales determinan la frecuencia con la que ocurren sismos de determinada magnitud  $\lambda(M)$  en una zona sísmogénica dada. El inverso de  $\lambda(M)$  es el periodo de retorno de ese nivel de magnitud, el periodo de retorno se puede entender como el tiempo medio que transcurre entre eventos de determinada magnitud

En la literatura existen diversos modelos para cuantificar la recurrencia de las magnitudes asociadas a una fuente sísmica, algunos derivados de otros. Esta tesis se enfoca principalmente en dos de ellos, cuya principal diferencia, es que en uno, la ocurrencia de sismos de determinada magnitud es independiente del tiempo, es decir “no tiene memoria”, por lo que dado que ocurrió un sismo de una magnitud dada puede ocurrir otro en cualquier momento. Mientras que el segundo modelo si depende del tiempo, es decir, dado que ocurrió un sismo de magnitud dada, no volverá a ocurrir hasta después de un cierto intervalo de tiempo.

### Modelo de Poisson

Este modelo está basado principalmente en dos hipótesis, la primera es que, el proceso de ocurrencia “no tiene memoria”, es decir, la historia de ocurrencias pasadas no influye en el futuro. Y la segunda es que no pueden ocurrir dos eventos o más al mismo tiempo. Basados en este par de hipótesis se puede decir que los temblores ocurren en el tiempo mediante un proceso de Poisson, el cual se presenta en la ecuación (1.1):

$$\Pr(N = n) = \frac{e^{-\lambda t} (\lambda t)^n}{n!} \quad (1.1)$$

donde  $t$  es el lapso de exposición o ventana de tiempo,  $\lambda$  es el número medio de ocurrencias por unidad de tiempo y  $n$  es el número de eventos de los cuales se quiere conocer la probabilidad de ocurrencia.

Gutenberg y Richter (1958) estudiaron el valor de  $\lambda(M)$ , concluyendo que la recurrencia sísmica tenía una forma lineal dentro de una escala semi-logarítmica. Definiendo así la ley de Gutenberg-Richter, la cual permite cuantificar la relación que existe entre la magnitud y su frecuencia de ocurrencia en una determinada zona sísmica, la cual se expresa como sigue:

$$\lambda(M) = \lambda_o e^{-\beta(M-M_o)} \quad (1.2)$$

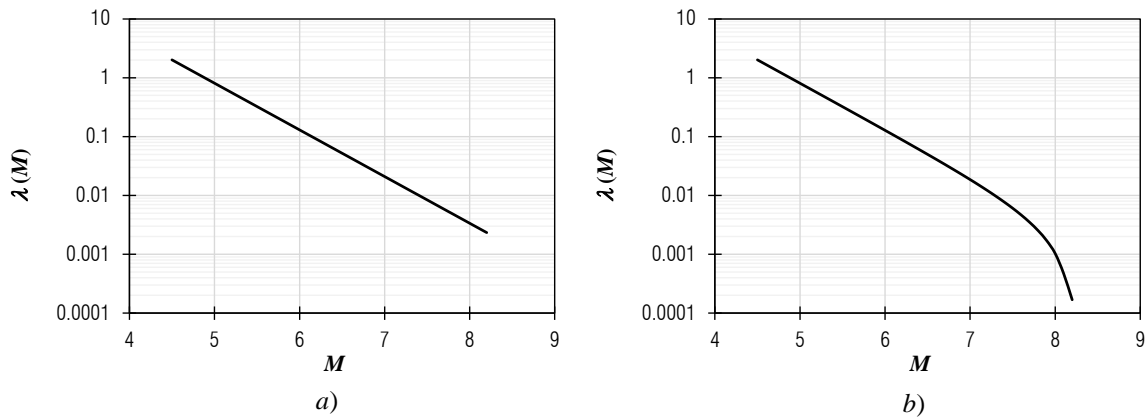
donde  $M$  es la magnitud de la cual se quiere conocer la frecuencia de ocurrencia,  $M_o$  es la magnitud mínima contemplada en la fuente sísmica,  $\lambda_o$  y  $\beta$  son parámetros de ajuste del modelo,  $\lambda_o$  representa la frecuencia de ocurrencia de la magnitud mínima contemplada y  $\beta$  que tanto varía la frecuencia de ocurrencia entre una magnitud y otra, geoméricamente es la pendiente de la recta de ajuste .

Posteriormente algunos investigadores (Youngs y Coppersmith 1985; Ordaz 1997) se dieron cuenta que entre más se acercaba al valor máximo de magnitud considerada en la fuente,  $M_u$ , los datos no se ajustaban de buena manera al modelo lineal propuesto originalmente ya que ese continuaba indefinidamente sin importar el valor máximo de magnitud contemplada. Ordaz (1997) propuso una manera de ajustar esta parte del modelo para que se aproxime suavemente a  $M_u$  y se vuelva asintótica en esta, dicha adecuación es la siguiente:

$$\lambda(M) = \lambda_o \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_o} - e^{-\beta M_u}} \quad M_o \leq M < M_u \quad (1.3)$$

Los parámetros  $\lambda_o$ ,  $\beta$ ,  $M_o$  y  $M_u$ , son características de la fuente sismogénica de estudio y definen la forma de la curva de tasa de excedencia de magnitudes. Estos parámetros generalmente son proporcionados por sismólogos o ingenieros especializados en amenaza sísmica, por lo que muy rara vez son obtenidos por el ingeniero civil o estructurista.

En la Figura 1.3 se pueden observar gráficamente la representación de los modelos de Gutenberg-Richter y Gutenberg-Richter modificado (Ordaz, 1997) para una fuente sísmica arbitraria.

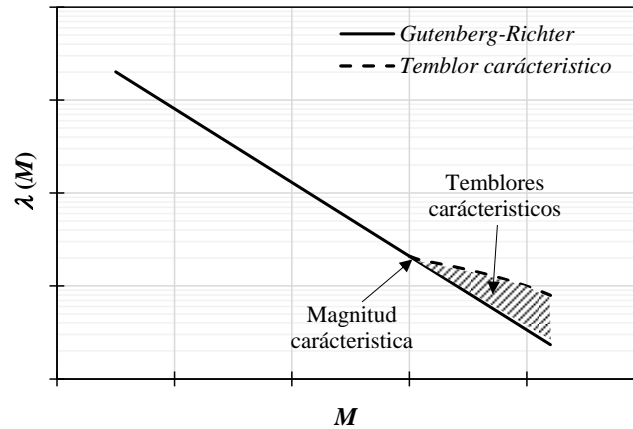


**Figura 1.3** Tasa de excedencias de magnitudes de una fuente arbitraria modelado mediante un proceso de Poisson por a) Gutenberg-Richter y b) Ordaz

### Modelo de temblor característico

Algunos investigadores (Singh *et al.* 1983; Youngs y Coppersmith 1985) observaron que en algunas fuentes sísmicas donde se presentan sismos de magnitud importante, algunos de estos temblores se alejaban del ajuste lineal propuesto por Gutenberg y Richter, particularmente los sismos de magnitud importante.

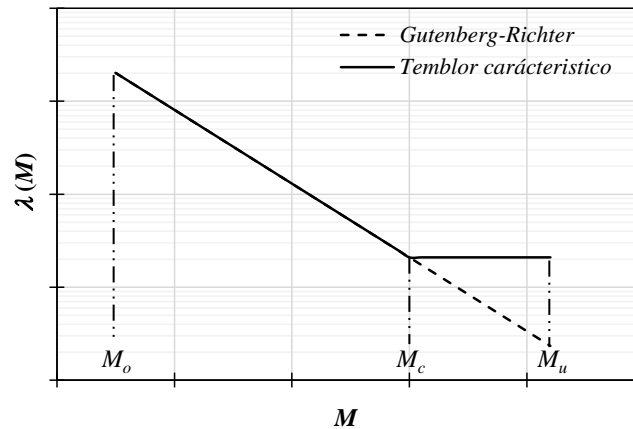
En la Figura 1.4 se muestra de manera ilustrativa esta variación en las predicciones asociadas a un proceso de Poisson, se puede observar que para sismos mayores a una determinada magnitud, llamada magnitud característica,  $M_c$ , el modelo de Gutenberg-Richter deja de predecir con exactitud la cantidad de sismos de tales magnitudes. En la misma figura se puede observar que para cierto rango de temblores, la fuente genera más temblores de los que predice, a los sismos que se encuentran en este rango de magnitudes se les conoce como temblores característicos de la fuente sísmica.



**Figura 1.4** Representación ilustrativa del comportamiento de la frecuencia de ocurrencia de temblores característicos en una fuente arbitraria, se muestra el punto que define la magnitud característica y la zona donde se presentan los temblores característicos (área achurada)

Los temblores característicos muestran cierta periodicidad, en otras palabras, se podría decir que la fuente sísmica “tiene memoria”. Esto quiere decir que la recurrencia de sismos de determinada magnitud tiende a ser más o menos constante, este es el caso de los sismos de subducción presentes en el pacífico mexicano (Singh et al. 1983).

Existen algunas metodologías para evaluar la tasa de excedencia de temblores característicos, tales como la propuesta por Youngs y Coppersmith (1985), en donde la tasa de excedencia se vuelve constante para sismos de magnitud mayor a la magnitud característica. En la Figura 1.5 se muestra el modelo propuesto por estos autores, se puede observar que los temblores entre  $M_o$  y  $M_c$  están subrepresentados mientras que los temblores entre  $M_c$  y  $M_u$  esta sobrerrepresentado según el modelo de Gutenberg-Richter.



**Figura 1.5** Modelo de temblor característico propuesto por Youngs y Coppersmith (1985)

Jara y Rosenblueth (1988) por otro lado propusieron un modelo que caracteriza de una manera más exacta la forma de la curva asociada a la tasa de ocurrencia de los temblores característicos (mostrada en la Figura 1.4), dicho modelo es el siguiente:

$$E(M | T00) = \max(M_o, D + F \cdot Ln(T00)) \quad (1.4)$$

donde  $E(M/T00)$  es el valor esperado de la magnitud de un evento próximo, dado que han transcurrido  $T00$  años desde el ultimo evento característico de la fuente, con magnitud  $M > M_o$ ,  $M_o$  es la magnitud mínima del umbral, mientras que  $D$  y  $F$  son parámetros que definen la variación de la magnitud esperada con el tiempo.

La tasa de excedencia de magnitudes según el modelo de temblor característico está dada por la siguiente expresión:

$$\lambda(M) = \lambda_o \left[ 1 - \Phi \left( \frac{M - E(M | T00)}{\sigma_M} \right) \right] k \quad M_u > M \geq M_o \quad (1.5)$$

donde  $\lambda(M)$  es la tasa de excedencia de magnitudes de temblores característicos,  $M$  es la magnitud de la cual se quiere conocer la tasa de excedencia  $\Phi$  denota la distribución de probabilidad normal estándar,  $k$  es un factor de normalización que hace que la integral bajo la curva sea igual a uno y  $\sigma_M$  es la desviación estándar correspondiente a la magnitud de un evento próximo:

El factor de normalización  $k$  puede ser obtenido de la siguiente manera:

$$k = \frac{1}{\left[ \Phi \left( \frac{M_u - E(M | T00)}{\sigma_M} \right) - \Phi \left( \frac{M_o - E(M | T00)}{\sigma_M} \right) \right]} \quad (1.6)$$

Sustituyendo la ecuación (1.6) en (1.5), la ecuación para el cálculo de la tasa de excedencia de magnitudes para un modelo de temblor característico queda:

$$\lambda(M) = \lambda_o \frac{1 - \Phi \left( \frac{M - E(M | T00)}{\sigma_M} \right)}{\left[ \Phi \left( \frac{M_u - E(M | T00)}{\sigma_M} \right) - \Phi \left( \frac{M_o - E(M | T00)}{\sigma_M} \right) \right]} \quad (1.7)$$

Finalmente la función de densidad de probabilidad de magnitud de este modelo es la siguiente:

$$f_M = -\frac{1}{\lambda_o} \frac{d\lambda(M)}{dM} \quad (1.8)$$

La selección del modelo a utilizar (Poisson, temblor característico o ambos) estará condicionada a las características de la sismicidad que afecte al sitio o zona de estudio.

### 1.2.3 Atenuación sísmica

Una vez determinada la frecuencia de ocurrencia de sismos de determinada magnitud en la fuente o fuentes sísmicas que afectan a un sitio en particular, es necesario conocer las

intensidades sísmicas que se desarrollan en el sitio debido a la ocurrencia de estos sismos ya que por sí sola la magnitud no es un buen indicador del peligro sísmico de una zona determinada. Para ello se han desarrollado técnicas que permiten estimar parámetros de intensidad tales como la aceleración máxima del suelo, la velocidad máxima del suelo o el desplazamiento máximo del suelo (*PGA*, *PGV* y *PGD* por sus siglas en inglés), además de parámetros de intensidad con una mayor relevancia en la ingeniería civil como lo es la pseudo-aceleración (*Sa*).

Conocer las intensidades que desarrollan los sismos que afectan una zona determinada es de suma importancia, ya que a partir de las intensidades mismas es como se pueden obtener parámetros de diseño tales como fuerzas, desplazamientos o niveles de desempeño estructural según sea el caso.

Existen varias maneras para estimar las intensidades que sufre un sitio determinado ante la ocurrencia de un sismo, una de ellas son las ecuaciones de predicción de movimiento del suelo (GMPE, por sus siglas en inglés) anteriormente conocidas como leyes de atenuación o modelos de atenuación. Son ecuaciones o modelos paramétricos (aunque no necesariamente) semi-empíricos que relacionan parámetros que tienen ver con características propias de la fuente, del trayecto y del sitio de interés con las intensidades que desarrollan en ese mismo sitio (locales). Se dice que son semi-empíricos debido a que aunque tienen un sustento teórico, son obtenidos empíricamente a través de la información que proporcionan las bases de datos de sismos recientes. La forma que tienen las GMPE se puede representar de la siguiente forma:

$$I = f(M, R, \mathcal{G}, \lambda, T, \dots, etc) \quad (1.9)$$

La ecuación (1.9) expresa que la intensidad sísmica puede ser expresada como función de una serie de variables predictoras, tales como la magnitud, la distancia (epicentral, focal, a la ruptura, *etc.*), la directividad, el rumbo, el periodo o la frecuencia, el tipo de suelo entre otras.

En la literatura podemos encontrar varias GMPE (Jaimes et al. 2006; Douglas 2016), y estas deben ser adecuadas al tipo de suelo y al tipo de sismos que afectan a la región que se quiera analizar, por lo que sería equivocado utilizar GMPE indiscriminadamente de un sitio en específico para evaluar otro.

Otra forma de poder estimar las intensidades sísmicas que genera un sismo de magnitud tal, en un sitio determinado es a través de registros acelerométricos registrados en el sitio o zona de estudio. Sí existiera una cantidad tal de registros capaces de poder representar la sismicidad completa de un zona de estudio, esta sería una de las mejores maneras para poder estimar las intensidades asociadas a sismos de magnitud conocida y provenientes de fuentes sísmicas aledañas; sin embargo, en la actualidad esto no es posible, ya que el catalogo sísmico aún es muy corto, especialmente para el caso de sismos de magnitud considerable ( $M > 7$ ), por lo que se han desarrollado técnicas que permiten la creación de catálogos sísmicos sintéticos o artificiales. Los registros sísmicos obtenidos deben de reproducir tan bien como sea posible el movimiento esperado en el sitio de estudio, además, deben tomar en cuenta parámetros tales como la magnitud, la distancia, el mecanismo de falla y los efectos de sitio.

Existen varias maneras y metodologías de obtener acelerogramas representativos para una zona de estudio (D. y Vanmarcke 1976; Boore 1983; Boommer et al. 1998; Shome et al. 1998; Silva et al. 1999; Shome y Cornell 1999; Carballo y Cornell 2000; Boommer y Acevedo 2004; Naeim et al. 2004; Chan et al. 2005; Reinoso y Jaimes 2009), cada una con ventajas y desventajas.



Una de las maneras más utilizadas en la actualidad para la obtención de acelerogramas sintéticos es mediante la simulación sísmica usando funciones de Green empíricas (Hartzell 1978) la cual simula sismos de magnitud grande a partir de sismos de magnitud pequeña, teniendo la ventaja de considerar un modelo físico de la fuente. Una función de Green empírica es el campo desplazamiento o aceleraciones en una fuente sísmica simple, cuyo caso más sencillo es una fuerza puntual, en el que la función de Green es la respuesta en un medio elástico en el espacio y el tiempo.

El método principalmente se basa en que un acelerograma generado por un sismo pequeño está asociado a una fuente sísmica simple, por lo que este acelerograma puede considerarse una función de Green, ya que la forma del acelerograma puede ser atribuido solamente a los efectos de trayecto y a los efectos de sitio. Para conocer entonces las aceleraciones asociadas a un temblor de una magnitud mayor, se necesita conocer la historia de dislocaciones elementales en la fuente sísmica y relacionarla con la función de Green a través de una convolución. En la ecuación (1.10) se muestra el modelo propuesto por Hartzell.

$$u(t) = \sum_{i=1}^n [u_i(t) * Q_i(t)] H(t - \tau_i) \quad (1.10)$$

donde  $u(t)$  es el movimiento del terreno simulado,  $u_i(t)$  es el movimiento del terreno de la función de Green o sismo semilla,  $Q_i(t)$  es el factor de escala,  $H$  es la función de los tiempos de ruptura,  $t$  es el tiempo total de ruptura de las celdas y  $\tau_i$  es el retraso del tiempo de ruptura.

La ecuación 1.10 ha sufrido modificaciones que han mejorado las estimaciones de acelerogramas sintéticos (Joyner y Boore 1986; Ordaz et al. 1995; Garcia et al. 2004; Kohrs-Sansorny et al. 2005). Actualmente se ha propuesto una simulación sísmica utilizando un esquema de suma dividida en dos etapas pero usando dos frecuencias de esquina (Niño 2008), presentando características importantes, ya que al considerar dos frecuencias de esquina se considera de mejor manera el contenido de frecuencias y su influencia en la obtención de espectros de respuesta realistas y al ser realizado en un esquema de dos etapas, se producen historias en el tiempo más realistas.

No obstante, el uso de las funciones de Green está limitada en la selección del sismo semilla, ya que este por lo general no debería ser dos unidades (en términos de magnitud) diferente al sismo objetivo, por otro lado un sismo semilla, no debe ser de magnitud considerable, ya que un tamaño significativo hace que este deje de considerarse como una ruptura elemental.

Sin embargo, se ha observado que el utilizar sismos sintéticos obtenido mediante funciones de Green empíricas proporciona muy buenos resultados para el caso de los sismos que afectan a la Ciudad de México.

### 1.3 Análisis de daño

El término daño estructural hoy por hoy no tiene una definición clara, ya que esta, generalmente depende del juicio o experiencia de la persona responsable de evaluarlo. Empero, se puede decir a grandes rasgos, que el daño estructural es un efecto dañino que deja la ocurrencia de algún fenómeno perturbador sobre la estructura, el cual afecta de manera negativa entre otras cosas, el nivel de seguridad y el nivel de servicio con la que la estructura fue concebida

originalmente. El daño es un efecto se presenta como un efecto continuo que siempre crecerá en tanto crezca la demanda.

Un análisis o evaluación de daño, generalmente se lleva a cabo después de la ocurrencia de un sismo; no obstante, gracias a los avances que se han realizado en el análisis no lineal de estructuras, es posible poder estimar el nivel del mismo ante una determinada demanda sísmica antes de que esta llegue a suceder.

Después de la ocurrencia de un sismo, el daño puede ser evaluado de manera visual o de manera experimental. El primero generalmente se realiza mediante una inspección a la estructura de interés, en la que se revisan principalmente el estado de los elementos estructurales y la presencia de efectos negativos en ellos tales como grietas, articulaciones plásticas, desplazamientos, etc. En el segundo caso, existen metodologías tales como las basadas en pruebas dinámicas que proporcionan estimaciones del daño cuantitativamente. Los resultados de ambas evaluaciones proporcionan información sobre la presencia, localización y magnitud del daño, además de una estimación de la vida remanente de la estructura.

Para poder estimar el daño en una estructura antes de la ocurrencia de un sismo hay que tener en cuenta que el daño en una estructura se presenta debido a que el nivel de demanda que solicita un movimiento sísmico es mayor que el nivel de resistencia que presenta la estructura. En general en las filosofías de diseño en primera instancia se trata de proveer a una estructura con una resistencia tal que el nivel de demanda no la supere. Empero, diseñar estructuras cuya resistencia siempre sea mayor a cualquier demanda resultaría en estructuras muy costosas, debido a esto se han desarrollado otras filosofías de diseño en las que se trata de tener un control explícito sobre el desempeño de la estructura ante una demanda sísmica, una de ellas es la filosofía de diseño basada en desempeño (DSBD) (Park y Paulay 1976; Ayala y Sandoval 1999), en la cual por ejemplo, un objetivo básico (edificaciones estándar), es lograr un diseño que no permita ningún tipo de daño ante sismos frecuentes, un daño menor ante sismos de frecuencia moderada, un daño apreciable con sismos mayores y un daño severo (sin llegar al colapso) ante sismos extraordinarios. El colapso se define como una falla en la verticalidad (inestabilidad dinámica lateral), una pérdida de capacidad de carga vertical o la excedencia de los criterios de falla (FEMA 2012). En la Figura 1.6 se muestra la matriz de objetivos de diseño Vision 2000, en la cual se presentan los diferentes objetivos de diseño que contempla el DSBD según sea la importancia de la estructura que se diseña.

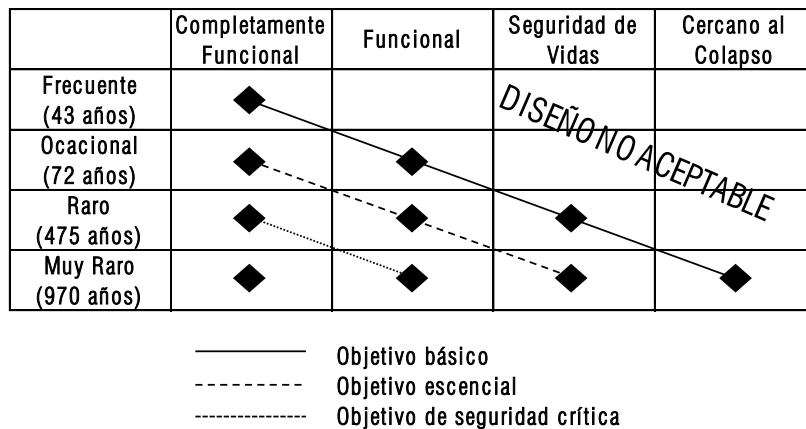


Figura 1.6 Matriz de desempeño (Vision 2000, SEAOC 1995)

Generalmente el daño estructural se relaciona con deformaciones irreversibles o deformaciones inelásticas las cuales pueden ser medidas a partir del desempeño de la estructura ante la demanda sísmica. Existen algunos parámetros de desempeño que pueden ser relacionados con el daño estructural, tales como los desplazamientos laterales o angulares y las distorsiones de entrepiso. Sin embargo, algunos autores (Kircher *et al.* 1997; Calvi 1999; Panagiotakos y Fardis 2001; Lagomarsino y Giovanazzi 2002; Vielma *et al.* 2014) han propuesto hasta ahora a la distorsión de entrepiso como el mejor parámetro de desempeño asociado al daño.

A pesar de que en las últimas décadas se ha avanzado mucho en el desarrollo de modelos para caracterizar el daño en las estructuras, el problema de evaluar cuantitativamente el nivel de daño es muy complejo, ya que no existen criterios unificados para la descripción del daño en sí, lo que origina que no existan las bases para la definición de un modelo analítico que lo caracterice.

### 1.3.1 Estados de daño

Un estado de daño es una descripción del daño que ha sufrido una estructura, la cual puede ser dada en términos del daño físico observado, de las reparaciones requeridas o del nivel de seguridad que proporcione a sus ocupantes. Generalmente un estado de daño se puede representar de manera cualitativa y cuantitativa.

Algunos autores (Shinozuka *et al.* 2000; Lagomarsino y Giovanazzi 2002; Bazzurro *et al.* 2006; FEMA 2012; Vielma *et al.* 2014) proponen estados de daño cualitativos en los que el daño es caracterizado como una serie discreta de estados estructurales que representan los diferentes niveles de un posible estado de daño. Cada estado de daño, además de estar asociado a un parámetro de desempeño, está asociado con una serie de consecuencias, como por ejemplo, una acción de reparación asociada a consecuencias económicas y/o temporales, un estado de inseguridad estructural, un estado de peligro para ocupantes o una combinación de todos. En la Figura 1.7 se presentan algunos de los posibles estados de daño cualitativos que se contemplan para un análisis de daño. Tienen la desventaja de que al ser cualitativos no permiten calcular un estado de daño medio que sea fácilmente relacionado con la pérdida que representan.

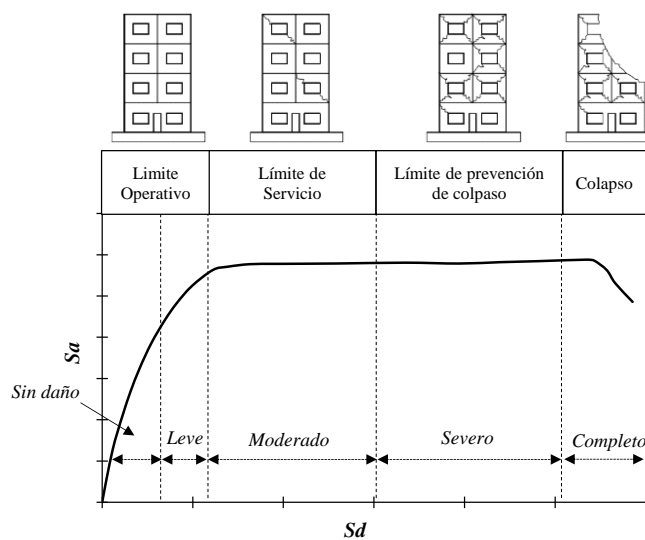


Figura 1.7 Estados de daño cualitativos asociados a una curva de capacidad (Lagomarsino y Giovanazzi 2002)



Otros autores (Park *et al.* 1985; Borzognia y Bertero 2001; Kunnath *et al.* 1992; Terán y Jirsa 2005; Rodríguez 2015, entre otros) proponen estados de daño cuantitativos, es decir, pasar de estados discretos de daño (nulo, leve, moderado, severo, *etc.*) a estados de daño continuos, los cuales pueden estar representados a través de un valor numérico definido, llamado índice de daño. En este tipo de estados de daño, se proponen estados de daño numéricos asociados a un valor decimal, entre más alto sea el nivel de daño más alto será su valor numérico. Los valores asociados a cada estado de daño están acotados entre cero y uno, siendo cero un daño nulo y uno el colapso. No obstante, un índice de daño no refleja de forma clara el estado de daño físico al cual corresponden, es decir un valor de índice de daño no necesariamente será igual a un valor de pérdida.

Algunos otros autores (Ordaz *et al.* 1999; Bazzurro *et al.* 2006; Ordaz 2008; FEMA 2012) asocian la presencia de un estado de daño cualitativo con los costos de reparación asociados a estos, representándolo como un porcentaje del costo total de reposición de la estructura. Este tipo de representación es muy útil en la evaluación del riesgo sísmico asociado a pérdidas económicas o sociales y permite tener una visión general más clara de lo que representa el daño estructural, brindando la información necesaria (inclusive a personas no relacionadas con la ingeniería) para tomar decisiones financieras mejor fundamentadas. Sin embargo, actualmente no existe una relación bien fundamentada para poder asociar los costos de reparación con un estado de daño (cualitativo o cuantitativo), lo que provoca que exista mucha incertidumbre, principalmente en la asignación de un costo de reparación a un estado de daño; esto desemboca en que por lo general, se realice de manera empírica según sea el tipo de estructura que se esté analizando

### 1.3.2 Respuesta estructural inelástica

Existen dos tipos de respuesta estructural, la respuesta elástica y la inelástica, en la primera, la estructura sufre demandas cuyas respuestas no sobrepasan el límite elástico de sus características mecánicas, tales como el desplazamiento de fluencia o la resistencia estructural. Esto significa que la estructura se mantuvo en el rango lineal y por lo tanto no sufrió daños considerables al final de la historia de la demanda. Se habla de daños considerables, debido a que en estructuras de concreto, por ejemplo, no es necesario que se llegue a la fluencia para que esté presente daños por agrietamiento.

La respuesta inelástica se presenta cuando la estructura ha sufrido demandas cuyas respuestas han sobrepasado los límites elásticos de sus características mecánicas, es decir, la respuesta de desplazamiento excedió el desplazamiento de fluencia o la demanda de sísmica excedió el valor de la resistencia de fluencia. Esto significa que la estructura entró en un rango en el que dejó de comportarse elásticamente para comportarse inelásticamente, en otras palabras pasó de un comportamiento lineal a uno no lineal, y como consecuencia de esto, la estructura sufrirá algún nivel de daño.

En el estudio de la ingeniería sísmica se tiene interés en el estudio de la respuesta dinámica de sistemas inelásticos, porque muchas estructuras serán o están diseñadas bajo el supuesto de que estarán sometidas a grietas, fluencia y daños durante algún movimiento intenso del terreno causado por sismos (Chopra 1995). El reto para el ingeniero es diseñar estructuras de modo que el daño se controle a un grado aceptable.

### Modelo de comportamiento no lineal

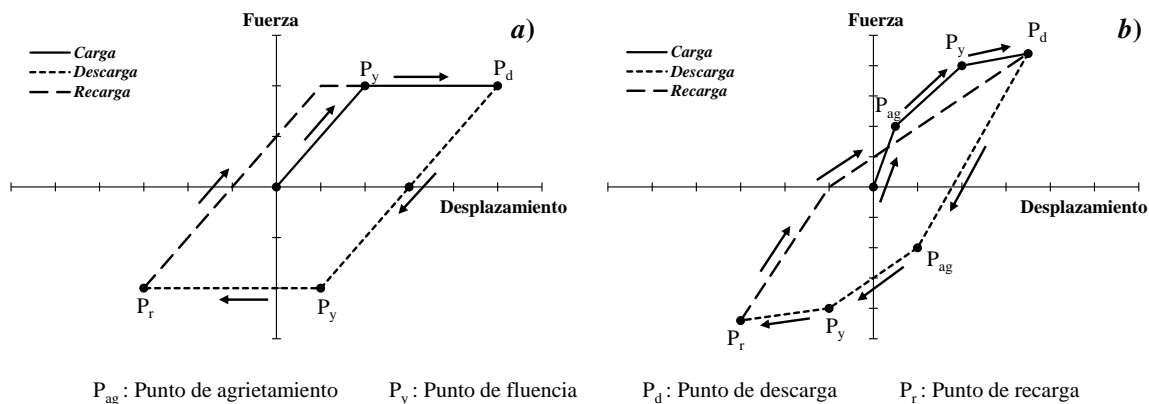
Durante un sismo, las estructuras están sometidas a un movimiento oscilatorio que produce deformaciones cíclicas; en muchos laboratorios alrededor del mundo se ha tratado de estudiar este comportamiento a través de simulaciones cíclicas que representan esta condición, principalmente sobre los elementos estructurales, conexiones entre elementos, modelos de estructuras a escala reducida y pequeñas estructuras a escala real, estas simulaciones generalmente desembocan en la creación de modelos que relacionan la fuerza y la deformación, llamados modelos de comportamiento o modelos de histéresis .

Un modelo de histéresis es un modelo constitutivo de materiales que describe el comportamiento de un elemento estructural dada una carga aplicada durante ciclos reversibles. Por lo que un análisis de respuesta sísmica inelástica de estructuras requiere de modelos de histéresis realistas, los cuales representen la relación de resistencia vs deformación de un modelo estructural (Otani 1981).

Un modelo histerético se puede representar gráficamente por un diagrama de histéresis, el cual tiene en el eje de las abscisas el desplazamiento que sufre la estructura mientras que en el eje de las ordenadas, la resistencia que desarrolla el elemento estructural asociada a un movimiento cíclico, generalmente representado por un registro sísmico. Al área que queda dentro de la envolvente del diagrama de histéresis por cada ciclo de carga se le conoce como la energía histerética disipada durante la demanda sísmica.

En la literatura existen varios modelos de histéresis que representan en diferente medida el comportamiento resistencia vs deformación de varios materiales constitutivos, los cuales pueden ser consultados en Otani (1981), Kunnath, Reinhorn, y Lobo (1992), Cheok, Stone, y Kunnath (1998) y más recientes Song y Pincheira (2000) e Ibarra y Krawinkler (2005).

En la Figura 1.8 se presentan algunos modelos de comportamiento histerético y algunos puntos de interés dentro de los mismos, la figura muestra los diagramas correspondientes a un modelo elasto-plástico y al modelo trilineal.



**Figura 1.8.** Algunos modelos de histéresis: *a)* modelo de histéresis elasto-plástico y *b)* modelo de histéresis trilineal

Para el cálculo de la respuesta no lineal, en esta tesis se utilizó un modelo de histéresis bilineal con una pérdida de rigidez a la inicial inmediatamente después de la fluencia despreciando las

fisuras iniciales. Si bien el modelo bilineal utilizado no representa exactamente el comportamiento de los materiales, proporciona resultados con una buena medida de aproximación, que para efectos de esta tesis son aceptables. Sin embargo, se debe de estar consiente que el modelo de histéresis a utilizar para la evaluación del comportamiento estructural inelástico, debe ser el adecuado para el tipo estructural que se esté analizando (acero, concreto, muros de concreto, muros de mampostería, sistemas duales, *etc.*).

En la Figura 1.9 se muestra el modelo de histéresis bilineal y sus parámetros principales, tales como, la fuerza o resistencia de fluencia ( $F_y$ ), la rigidez inicial ( $k_o$ ), la relación de rigidez post-fluencia a la inicial ( $\alpha$ ), la rigidez post-fluencia ( $k_y$ ), el desplazamiento de fluencia ( $d_y$ ) y el desplazamiento máximo ( $d_m$ ).

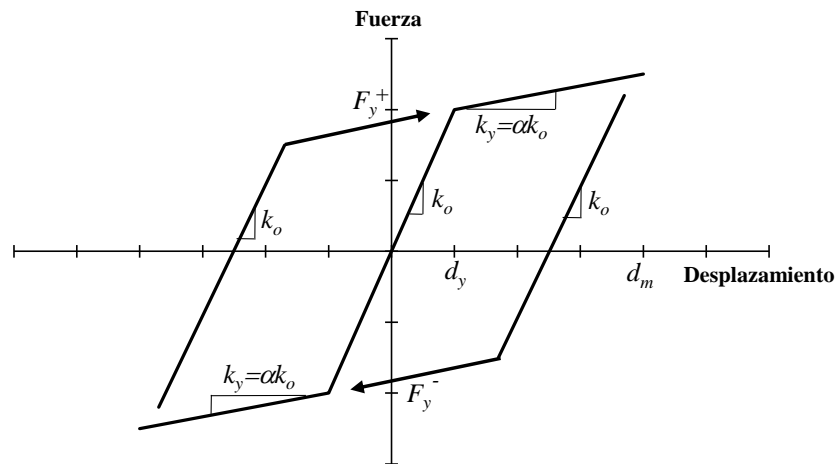


Figura 1.9. Modelo de histéresis bilineal

### Relación de rigidez post-fluencia a rigidez inicial

La relación de rigidez post-fluencia es la razón que existe entre la rigidez de un S1GDL una vez que entra en el rango inelástico a la rigidez inicial. Elegir un valor mayor que cero implica que existe un endurecimiento y uno menor que existe un ablandamiento.

La elección de la relación de rigidez post-fluencia es de suma importancia ya que este factor es el que principalmente gobierna la respuesta en las deformaciones residuales de una estructura. Varios estudios indican que la elección de relaciones de rigidez post-fluencia mayores tiende a sostener valores pequeños de desplazamientos residuales (Riddell y Newmark 1979; MacRae y Kawashima 1997; Borzi *et al.* 2001; Farrow y Kurama 2003; Ruiz y Miranda 2005; Fu y Menun 2006). Mientras que las estructuras que presentan una relación de rigidez post-fluencia menores a 0.05 aumentan significativamente estos desplazamientos (Pettinga *et al.* 2006).

En la filosofía del diseño por desempeño existe una gran discusión sobre el valor apropiado de la relación de rigidez post-fluencia a rigidez inicial en las estructuras: Nakashima, Saburi, y Tsuji (1996) sugieren usar  $\alpha > 0.75$ , Jing, Ye, y Quian (2003) sugieren  $\alpha > 0.50$  mientras que Connor, Wada, Iwata, y Huang (1997) proponen  $\alpha > 0.33$ . Un método efectivo para determinar la relación de rigidez post-fluencia es dejar que una parte o la totalidad de los elementos estructurales secundarios fluyan antes que los elementos principales, para posteriormente,

mediante análisis no lineales, determinar el cambio en las características dinámicas de la estructura original, este último está basado en el diseño por capacidad.

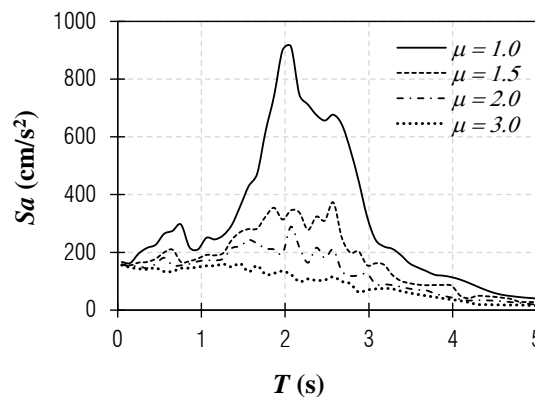
Para el caso de estructuras diseñadas con métodos tradicionales, el valor de la relación de rigidez post-fluencia a rigidez inicial se obtiene de estudios experimentales y de análisis estadísticos. Ruiz y Miranda (2005) observaron que para periodos mayores a 1.0 s los efectos de la relación de rigidez post-fluencia son relativamente pequeños y aproximadamente son independientes del periodo. Aguilar y Mora (2007) estudiaron 216 edificios de concreto reforzado de uno a seis niveles, obteniendo que en promedio el valor de la relación de rigidez post-fluencia era igual a 0.08. Christopoulos, Pampanin, y Nigél (2008) estudiaron 4 edificios modelados como S1GDL de 4, 8 12 y 20 pisos utilizando valores de rigidez post-fluencia a rigidez inicial de 0.05 y 0.1, correspondientes a periodos cortos y largos, respectivamente. Sin embargo, para periodos menores a 0.5 s la máxima deformación puede ser significativamente pequeña.

En general la selección de la relación de rigidez post-fluencia a rigidez inicial dependerá principalmente del material de construcción y del periodo estructural.

### 1.3.3 Espectros de respuesta inelásticos

Los espectros de respuesta inelásticos, toman en cuenta propiedades adicionales a las que se consideran en los espectros de respuesta elásticos, tales como la resistencia de fluencia y la degradación de rigidez, proporcionando la respuesta del oscilador después que la demanda superó la resistencia del mismo, es decir, entró al rango no lineal o inelástico. A diferencia de un espectro de respuesta elástico, en un espectro de respuesta inelástico se considera implícitamente la presencia de daño.

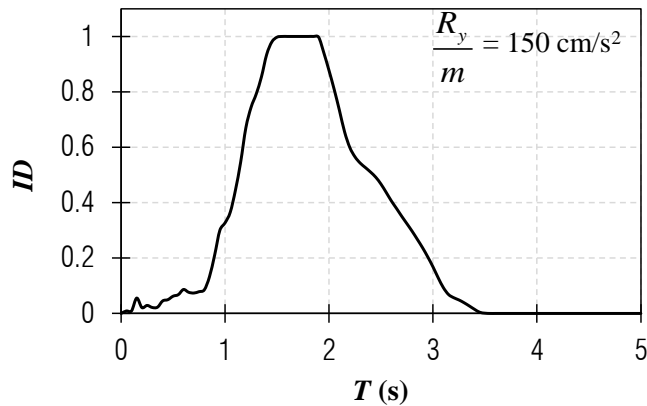
En los espectros de respuesta inelásticos generalmente el parámetro de interés es la resistencia de fluencia (o deformación de fluencia) necesaria para limitar el nivel de desempeño a un valor específico. Estos niveles de desempeño pueden estar representados como la demanda de ductilidad. En la Figura 1.10 muestra un ejemplo de espectro de respuesta inelástico cuyo parámetro de respuesta es la ductilidad, dicho espectro muestra las ordenadas espectrales en términos de aceleración asociadas a un nivel de ductilidad específico.



**Figura 1.10.** Ejemplo de espectros de respuesta de ductilidad constante (sismo del 19 de septiembre de 1985, SCT)

Existe un tipo de espectro de respuesta inelástico cuyo parámetro de respuesta es un índice de daño (el cual se definirá más adelante), a este tipo de espectros se les conoce como espectros de daño (Borzognia y Bertero 2003), los cuales representan la variación de un índice de daño dada una fuerza de fluencia determinada. Los espectros de índice de daño pueden ser construidos manteniendo el valor de resistencia de fluencia constante, haciendo que la respuesta en términos de índice de daño sea variable; o manteniendo el índice de daño como constante, en este caso la respuesta será la resistencia de fluencia asociada a este valor de índice de daño. Estos espectros son similares a los espectros de respuesta convencionales ya que se fabrican para un registro sísmico en específico.

En la Figura 1.11 se muestra de manera ilustrativa un espectro de daño asociado a un registro sísmico para un oscilador de resistencia de fluencia definida. Se puede observar que el índice de daño presente en el oscilador como función de su periodo vibrar, es variable, esto debido a que la respuesta de un oscilador ante excitaciones dinámicas depende principalmente de esta característica dinámica, por lo que una estructura de resistencia dada, será en menor o mayor medida susceptible a recibir una cantidad de daño según sea su periodo de vibrar



**Figura 1.11.** Espectro de daño correspondiente a un oscilador de un grado de libertad con resistencia normalizada a la masa de  $150 \text{ cm/s}^2$  sometido al registro sísmico del 19 de septiembre de 1985 registrado en SCT

En esta tesis para caracterizar el nivel de pérdida en las estructuras se eligió como base una representación mecánica del mismo, es decir, una representación que queda definida por una función matemática llamada índice de daño. Principalmente porque esta representación contempla, además de los desplazamientos máximos, la duración sísmica a través de la disipación de energía histerética, lo que es más acorde con las historias de demanda sísmica que sufren las estructuras. Empero, la metodología propuesta no queda restringida a este tipo de representación, lo cual significa que cualquier representación (mecánica, física u orientada a pérdidas) puede ser utilizada para la caracterizar el daño, obteniendo resultados acordes a dicha representación.

### 1.3.4 Índice de daño

Para considerar la degradación de las propiedades estructurales debido a los ciclos de carga que genera una sismo, algunos autores (Park *et al.* 1985; Fajfar 1992; Consenza y Manfredi 1996;





Arroyo y Terán 2002; Ridell y Garcia 2002, entre otros) han desarrollado diversos indicadores o índices de daño (*ID*).

Un índice de daño (*ID*) es una función matemática que relaciona las demandas que experimenta una estructura con características mecánicas asociadas con el nivel de deterioro que deja la acción de una determinada historia de carga. Algunos de estos índices resultan de una combinación lineal de las demandas de ductilidad y las demandas de energía histerética normalizada (Park *et al.* 1985; Borzognia y Bertero 2001), de la energía histerética normalizada respecto a la máxima demanda elástica (Rodríguez y Padilla 2009; Rodríguez 2015) o de la consideración explícita del número y amplitud de ciclos de comportamiento plástico a través del índice de acumulación lineal del daño (Krawinkler y Zohrei 1983).

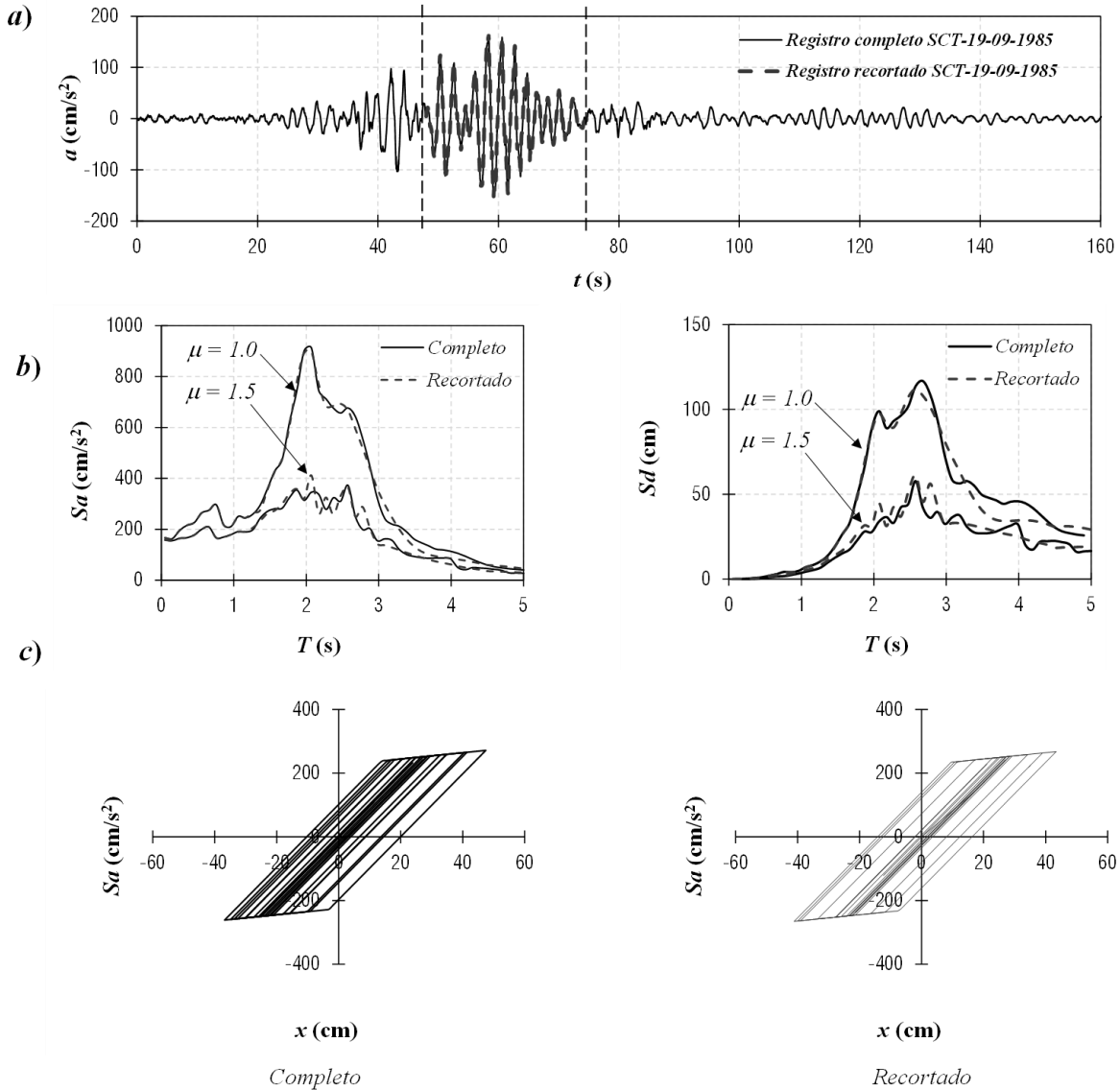
Generalmente los índices de daño están calibrados para elementos estructurales; pero, existen metodologías para pasar de un índice de daño local a uno global. Un valor de índice de daño igual a la unidad, representa el colapso del elemento, mientras que un valor de cero, representa daño nulo.

Actualmente los reglamentos de diseño sísmico de estructuras utilizan como parámetro del comportamiento estructural al desplazamiento máximo ( $x_u$ ) que la estructura sufre durante la excitación sísmica. Empero, algunos investigadores (Iemura 1980; Park *et al.* 1985; Fajfar 1992; Terán 1996; Terán y Jirsa 2005) han mostrado que el desplazamiento por sí solo no siempre es un buen indicador del comportamiento estructural, sobre todo en eventos sísmicos de larga duración. Casos como los de estructuras sujetas a movimientos de larga duración solo pueden ser correctamente caracterizados si se consideran explícitamente, además de la demanda de desplazamiento, otros parámetros que contemplen el efecto de las demandas acumuladas de deformación plástica, a este fenómeno se le conoce como fatiga de bajo número de ciclos. En el caso de la Ciudad de México, las demandas acumuladas son dañinas para los edificios desplantados en zona del lago y cuyos periodos estén cercanos al periodo dominante del suelo.

En general, la ventaja principal de un índice de daño sobre los parámetros comúnmente utilizados, es que un índice de daño, considera el efecto de la duración sísmica y sus efectos en el comportamiento estructural.

En la Figura 1.12 se muestran algunas de las limitaciones de usar el desplazamiento máximo para caracterizar el nivel de daño provocado por una excitación sísmica (Bojórquez *et al.* 2009). En la Figura 1.12a se muestra un registro sísmico completo (línea continua) en el que se resalta solo la parte intensa (línea punteada). En la Figura 1.12.b se presentan los espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones y desplazamientos espectrales ( $\mu = 1$  y  $\mu = 1.5$ ) de un acelerograma arbitrario, se puede observar que la respuesta no varía mucho si se utiliza el registro completo en comparación de sí solo se utiliza la parte intensa, por lo que se podría concluir que el espectro de respuesta puede construirse solo considerando esta pequeña parte del registro sísmico. En la Figura 1.12.c se muestran los diagramas de histéresis correspondientes a los registros completo y recortado para un oscilador de propiedades mecánicas y dinámicas definidas, y se puede observar que aunque el desplazamiento máximo es el mismo para ambos casos, el desempeño de la estructura está lejos de serlo, ya que al estar sometida a un número diferente de ciclos de carga, se puede observar que la demanda de energía histerética es mayor cuando la estructura se somete al registro completo que al recortado, en el caso del ejemplo mostrado en la Figura 1.12c la estructura que se somete al registro completo disipa el 100% de la energía histerética, mientras

que la que está sometida al registro recortado solo se disipó el 77% de la energía total que en realidad se está demandando. En esta tesis el objetivo principal es determinar espectros asociados a un determinado nivel de daño por lo que considerar solo el desplazamiento máximo como parámetro de desempeño estructural para caracterizar el daño resulta insuficiente. Debido a esto, se consideró utilizar como base un valor de índice de daño, para posteriormente relacionarlo con un estado de pérdida.



**Figura 1.12.** Comparación entre las respuestas estructurales usando a) un registro completo y uno recortado en su parte intensa, se muestran b) los espectros de respuesta asociados a cada registro y los c) diagramas histeréticos asociados a los registros y a un S1GL arbitrario.

La principal desventaja de los índices de daño es que algunos de sus parámetros no se encuentran lo suficientemente calibrados, y muchas de las incertidumbres que involucran los índices de daño surgen de la alta variabilidad que exhibe la capacidad de deformación de las estructuras sismo-resistentes. Otra fuente de incertidumbre se centra alrededor de la definición

de falla, es decir, el concepto de si una estructura tiene o no la capacidad adecuada de resistir las demandas sísmicas se basa en un juicio que tiene mucho de subjetivo (Bojórquez *et al.* 2009).

Aunque se ha propuesto utilizar índices de daño en algunas metodologías de diseño, lo cierto es que aún hay que refinar mucho dichos procedimientos. Por el momento la manera más factible de incorporar el daño acumulado es a través del concepto de ductilidad objetivo (Fajfar 1992).

En la literatura podemos encontrar bastantes ejemplos de índices de daño (Williams y Sexsmith 1995; Mehanny y Deierlein 2000), cada uno adecuado a las diferentes características estructurales para las cuales fue creado.

En la presente tesis, para la caracterización del daño provocado por cargas cíclicas reversibles se utilizó el índice de daño propuesto por Terán y Jirsa (2005), el cual se describe con mayor detalle a continuación.

### Índice de daño de Terán y Jirsa

El índice de daño de Terán y Jirsa (2005) ( $ID_{TJ}$ ) está basado en la teoría lineal del daño acumulado, conocida como hipótesis de Palmgren-Miner la cual dice que el daño que sufre una pieza bajo la acción de una de una demanda de amplitud cíclica dada, es directamente proporcional al número de ciclos actuantes de esa amplitud de demanda, mediante el estudio paramétrico de SIGDL elasto-plásticos sujetos a acelerogramas registrados en diferentes tipos de terreno, observaron que en algunas circunstancias la hipótesis de Palmgren-Miner se puede simplificar, resultando:

$$ID_{TJ} = \frac{NE_{H\mu}(2-b)}{r(2\mu_u - 1)} \quad (1.11)$$

Donde  $\mu_u$  es la capacidad dúctil del sistema ante carga monótona creciente, y  $b$  y  $r$  son parámetros estructurales que miden la estabilidad del ciclo histerético.

El término  $NE_{H\mu}$  es la demanda de energía histerética normalizada que sufre el sistema estructural ante la excitación sísmica y se calcula como:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{F_y \delta_y} \quad (1.12)$$

donde  $E_{H\mu}$  es la demanda de energía histerética durante el ciclo histerético,  $F_y$  es la fuerza necesaria para que el sistema estructural fluya y  $\delta_y$  es el desplazamiento de la primera fluencia.

Además de los índices de daño mencionados, existen muchos más, por lo que hablar de todos ellos queda fuera del alcance de esta tesis; un análisis más detallado puede ser encontrado en Williams y Sexsmith (1995) y Mehanny y Deierlein (2000).

### 1.4 Fragilidad, vulnerabilidad y riesgo

Actualmente la mayoría de los análisis para la evaluación de comportamiento sísmico de estructuras están basados en enfoques probabilistas, debido a la gran cantidad de incertidumbre que existe tanto en la definición de las características estructurales como en la determinación de las demandas que sufrirá a lo largo de su vida útil. Estos análisis probabilistas de evaluación sísmica generalmente desembocan en algunos conceptos necesarios para el cálculo del riesgo sísmico. A continuación se presentan algunos de sus conceptos generales.

#### Fragilidad

La fragilidad en términos generales estipula la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño discreto como función de parámetro de demanda sísmica.

En un ejemplo donde existen  $N$  estados de daño ( $ED_i; i = 0..N$ ), una curva de fragilidad determina la probabilidad que se alcance o se exceda el  $i$ -ésimo estado de daño, dado que se presentó una demanda sísmica  $y$ , esto a través del cálculo de una función de fragilidad la cual está dada por la expresión (2.6) (Ordaz 2008):

$$\Pr(\text{alcanzar}_o\text{ exceder}_el\_ED_i | y) = f_i(y; \theta_i) \quad (1.13)$$

donde  $\theta_i$  es un vector de parámetros de la función de fragilidad  $f_i()$

Así pues una curva de fragilidad estará asociada a un solo estado de daño discreto, es decir existirá una curva de fragilidad por cada estado de daño contemplado. Dicha curva de fragilidad expresará cual es la probabilidad de alcanzar o exceder el estado de daño para la cual fue construida, dado que ocurrió una cierta intensidad sísmica. En la Figura 1.13, a manera de ejemplo se presentan algunas curvas de fragilidad asociadas a cuatro estados de daño. Se puede observar que a mayor sea el estado de daño elegido las intensidades sísmicas para alcanzar o exceder ese estado también serán mayores.

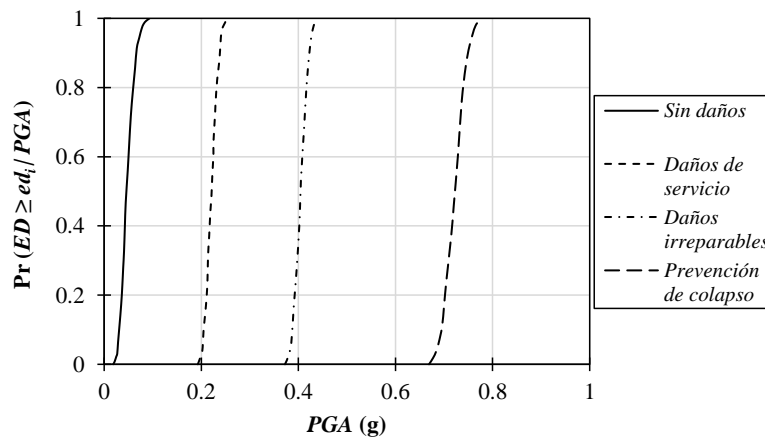


Figura 1.13. Curvas de fragilidad asociadas a cuatro estados de daño cualitativos

Por convención un estado de daño igual a cero corresponde a la total ausencia de daño y su probabilidad de alcanzarlo o excederlo es igual a uno, mientras que el  $N$ -ésimo estado de daño corresponde al colapso y la probabilidad de su estado de daño sea superior es cero.

Existen muchas maneras de calcular curvas de fragilidad, algunas de ellas se pueden encontrar en FEMA (2012) y Vielma *et al.* (2014) por mencionar algunas.

Cabe resaltar, que una curva de fragilidad no proporciona la información necesaria para poder hacer estimaciones de las pérdidas cuantitativas (económicas), debido a que en un análisis de fragilidad es imposible y carece de sentido calcular el estado de daño medio, ya que los estados de daño en principio no están asociados a ninguna medida susceptible de ser ponderada. Sin embargo, si las funciones de fragilidad son adicionadas de relaciones cuantitativas entre el estado de daño y la pérdida económica asociada, estas permitirían derivar funciones de vulnerabilidad. No obstante si el propósito es estimar las probabilidades de encontrarse en cierto estado de daño (como los mostrados en la Figura 2.9), tal como ocurre en los métodos de diseño basado en desempeño, las curvas de fragilidad serán suficientes para este propósito (Ordaz 2008).

### Vulnerabilidad

La vulnerabilidad en general se define como la predisposición a sufrir la afectación de una amenaza específica. Para el caso de esta tesis, se define como el valor esperado del daño representado como el valor esperado de la pérdida ( $E[\beta]$ ) que presentaría una estructura ante una intensidad determinada. La vulnerabilidad se puede expresar como sigue:

$$E[\beta] = E(\beta | \gamma, I) \quad (1.14)$$

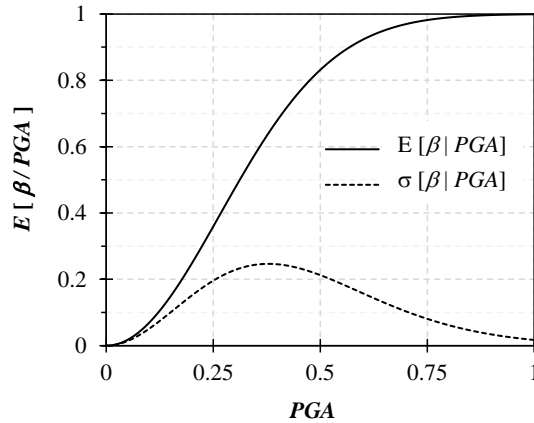
donde  $\beta$  es la pérdida bruta relativa o daño,  $\gamma$  es un parámetro o función que define un comportamiento estructural e  $I$  es el parámetro que define su intensidad. Así pues, en caso que la excitación sea representada con un movimiento sísmico, se hablará de vulnerabilidad sísmica.

La vulnerabilidad es una propiedad inherente de la estructura que depende principalmente de la ductilidad global, la reserva de resistencia, la regularidad, de la calidad de los materiales de construcción, entre muchos otros. Está asociada a un tipo de amenaza, por lo que existen diferentes clasificaciones de la misma, tales como, vulnerabilidad sísmica, vulnerabilidad hidrometeorológica, vulnerabilidad volcánica, *etc.*, cada una con una medida de intensidad representativa de dicha amenaza. Una estructura que es muy vulnerable ante sismos no necesariamente será vulnerable ante fenómenos hidrometeorológicos y viceversa, por lo que no existe un tipo de vulnerabilidad única. El proceso de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras debe considerar aspectos relativos a la amenaza del sitio donde será construida y aspectos propios de la estructura misma.

La vulnerabilidad se puede representar través de funciones de vulnerabilidad, las cuales definen la distribución de probabilidad de las pérdidas como función de la intensidad producida durante un escenario específico. Estas funciones generalmente relacionan los dos primeros momentos estadísticos de la pérdida con la intensidad de un fenómeno amenazante. La construcción de estas curvas requiere del entendimiento de los mecanismos de respuesta estructural y de su asociación directa con el daño que un sistema estructural puede tener bajo diferentes niveles de demanda sísmica, las cuales deben variar entre movimientos de baja intensidad muy frecuentes hasta movimientos fuertes poco frecuentes. En la Figura 1.14 se

muestra de manera ilustrativa una curva de vulnerabilidad sísmica arbitraria cuya medida de intensidad es la aceleración máxima del suelo ( $PGA$ ).

A diferencia de la curvas de fragilidad, una curva de vulnerabilidad contiene toda la información necesaria para fijar distribuciones de probabilidad del daño asociadas a un solo cierto valor de intensidad. Las funciones de vulnerabilidad, adicionadas con una definición cuantitativa de los estados de daño permiten estimar las probabilidades de encontrarse en un estado de pérdida.



**Figura 1.14.** Ejemplo de una función de vulnerabilidad sísmica

Existen al menos cuatro maneras de determinar la vulnerabilidad de las estructuras ante amenazas determinadas:

1. *Métodos empíricos*

Los métodos empíricos se basan en la opinión de expertos en análisis, diseño y patología estructural; la estimación de la vulnerabilidad se obtiene a través de expresiones sencillas que involucran un parámetro cuantificador que relaciona la medida de intensidad con el daño esperado. Tienen la ventaja de la simplicidad involucrada para evaluar un gran número de estructuras rápidamente, pero presentan desventajas, tales como que es necesario consultar a un gran número de expertos en el tema y debido a esto se crea una gran subjetividad en los resultados.

2. *Métodos analíticos*

Los métodos analíticos nacen a través del estudio teórico de la mecánica de materiales y el análisis estructural de un modelo numérico para estimar el comportamiento de las estructuras ante cargas laterales. Dichos modelos analíticos pueden ser muy simples o muy complejos dependiendo del nivel de detalle y tiempo disponible para el modelado. Una vez definido el modelo se deberá precisar el modelo de comportamiento que mejor se adecue al sistema estructural analizado, para después estimar la respuesta estructural. Tienen la ventaja de ser la solución más adecuada para poder definir la vulnerabilidad de una estructura bajo diversos niveles de demanda, aun cuando esta no haya ocurrido. Tienen la desventaja de que se necesita un tiempo computacional considerable, el manejo



de los datos obtenidos deberá ser muy cuidadoso, además se deberá obtener una parametrización adecuada para que las características estructurales que más influyan en la respuesta se tomen en cuenta.

### 3. *Métodos experimentales*

Las curvas de vulnerabilidad se obtienen a través de la respuesta estructural medida en modelos de tamaño real o a escala de una estructura o edificación determinada sometida a movimientos en su base dentro de un ambiente totalmente controlado. Estos métodos implícitamente, requieren de una serie de simplificaciones impuestas por el modelo y los patrones de carga utilizados en el modelo para simular la acción sísmica. Se pueden realizar dos tipos de ensayo que están basados en el tipo de carga aplicada al modelo: 1) carga monótona creciente mediante actuadores de carga o desplazamiento y 2) carga cíclica reversible mediante el uso de una mesa vibradora y registros sísmicos. Tienen la ventaja de que los datos obtenidos reflejan lo que se presenta en la realidad; no obstante, presentan algunas desventajas tales como: el costo para realización del proyecto, el rango de error que tienen los encargados de realizar la prueba es muy pequeño, existe una gran cantidad de personal involucrado, el tiempo de preparación del proyecto puede ser muy largo, se limita a solo la estructura de estudio, entre otros.

### 4. *Métodos estadísticos*

Se realizan mediante la observación de daños en estructuras después de la ocurrencia de un movimiento sísmico real. Para aplicar estos métodos las estructuras deberán ser clasificadas por su tipología. Tienen la ventaja de que representan fielmente los daños ocurridos a estructuras que hayan sido expuestas al fenómeno perturbador; pero, tiene la desventaja de no tener datos para todos los eventos y todas las posibles intensidades de ocurrencia, además de que los datos más relevantes se obtienen ante eventos de muy poca frecuencia. Estos métodos la mayoría de las veces son usados para la calibración de los resultados obtenidos por otros métodos.

El cálculo de la vulnerabilidad sísmica es esencial en la concepción de EVU, ya que los espectros aquí propuestos deben de proveer el valor de resistencia fluencia necesaria para presentar un nivel de pérdida cada determinado periodo de tiempo.

## **Riesgo**

El riesgo se puede definir como la medida del tamaño de las consecuencias que deja la ocurrencia de un fenómeno perturbador. En general el tamaño de dichas consecuencias suele medirse en términos económicos pero también en términos de víctimas o heridos. Al igual que la vulnerabilidad, el riesgo está asociado a una determinada amenaza, por lo que se puede hablar de riesgo sísmico, riesgo hidrometeorológico, riesgo volcánico, *etc.* Sin embargo, el riesgo puede ser calculado también para varias amenazas simultáneas.

Un estudio de riesgo para un sitio determinado resulta de evaluar la amenaza presente en el sitio de estudio, el nivel de exposición que tienen la estructuras a evaluar ante dicha amenaza, y la vulnerabilidad que poseen estas estructuras ante la misma amenaza. Entonces en principio el riesgo se podría representar como sigue:

$$Riesgo = P \times V \times C \quad (1.15)$$

donde  $P$  representa el peligro o amenaza en la zona,  $V$  representa a la vulnerabilidad de la estructura ante esta amenaza, mientras que  $C$  representa el costo asociado a un nivel de daño.

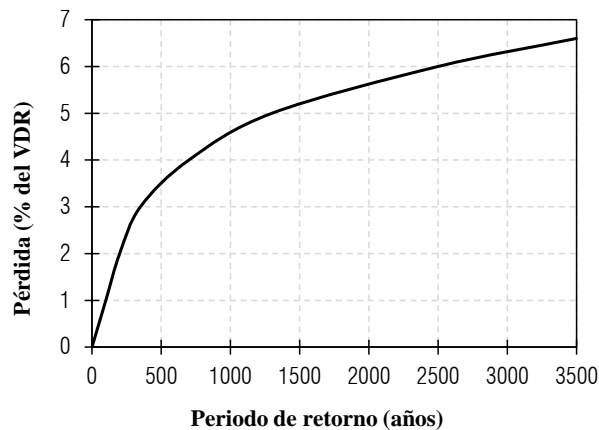
La ecuación (2.8) permite inferir que si alguno de los parámetros es nulo el riesgo también lo será. Por ejemplo si una estructura está desplantada en una zona sin amenaza alguna, su riesgo será cero, o si una estructura esta desplantada en una zona con un peligro alto pero esta es invulnerable a esta amenaza, su riesgo también será cero.

El nivel de riesgo se expresa generalmente como la tasa de excedencia de un nivel de pérdida, por lo que un cálculo formal del nivel de riesgo es más complejo que el que se presenta en la ecuación (2.8), ya que este debe de incluir las incertidumbres que existen tanto en la determinación de la amenaza como en la determinación de la vulnerabilidad. Para ello la ecuación (2.9) permite estimar la tasa de excedencia de daño o pérdida:

$$v(d) = \int_0^{\infty} \left| \frac{\partial v_Y(y)}{\partial y} \right| \cdot \Pr(D \geq d | y) dy \quad (1.16)$$

donde  $\left| \frac{\partial v_Y(y)}{\partial y} \right|$  es la amenaza en términos de intensidad y  $\Pr(D \geq d | y)$  es la vulnerabilidad del sistema ante dicha amenaza.

En la Figura 1.15 se presenta de manera ilustrativa una curva de riesgo ante una amenaza arbitraria, se puede observar que la pérdida queda representada como un porcentaje del valor de recuperación de la estructura analizada y que este valor se incrementa entre mayor sea el periodo de retorno, esto debido a que la pérdida es una función proporcional del nivel de intensidad de la amenaza y esta intensidad será mayor entre mayor sea el periodo de retorno.



**Figura 1.15.** Curva de riesgo asociada a una amenaza y a una estructura arbitrarias

Un análisis del riesgo permite tener información bien fundamentada para elaborar mejores planes ante emergencias, reducir la vulnerabilidad, mejorar la planeación territorial, tener una mejor protección financiera, entre otras.



# CAPÍTULO 2: ESPECTROS DE VULNERABILIDAD UNIFORME



## CAPÍTULO 2

### ESPECTROS DE VULNERABILIDAD UNIFORME

#### 2.1 Objetivo

El objetivo del actual capítulo es proporcionar la metodología propuesta para la obtención de EVU mediante la utilización de los conceptos vistos en los capítulos 1 y 2 de la presente tesis, además de presentar un ejemplo de aplicación de la metodología propuesta para un caso específico en de la Ciudad de México, esto con la finalidad de facilitar su comprensión.

#### 2.2 Antecedentes

En el capítulo anterior se habló sobre el análisis del daño estructural derivado de una excitación sísmica, de los enfoques con que generalmente se evalúa y su representación práctica para el uso ingenieril a través del uso de espectros de respuesta inelásticos. Sin embargo, este tipo de espectros tienen la particularidad de que son deterministas, es decir, están asociados a un solo registro sísmico, por lo que solo describen la respuesta si ocurriera ese evento, pero, ¿qué tan probable es que suceda ese evento?, ¿cuál es su periodo de retorno?, ¿se debería diseñar con el sismo máximo registrado? y ¿qué pasa con los sismos que aún no han ocurrido?

Al utilizar el espectro de respuesta del sismo máximo registrado como un espectro representativo de la zona de estudio, estaríamos ignorando a todos los demás posibles eventos que pudieran ser mayores o menores en intensidad, resultando en el peor de los casos en estructuras sub-diseñadas y del lado de la inseguridad. Caso contrario, significaría que todas las estructuras se diseñarían con las fuerzas de un evento poco probable, por ejemplo una planta nuclear se diseñaría igual que un edificio de vivienda, resultando en diseños muy robustos para todas las construcciones, haciéndolas menos rentables.

Debido a lo anterior, nace el concepto de espectro de peligro uniforme (EPU), el cual es obtenido a través de las curvas de peligro sísmico propuestas por Esteva (1967) y Cornell (1968). Este espectro proporciona las intensidades sísmicas esperadas en el sitio de estudio, las cuales son provocadas por todas las fuentes sísmicas que afectan a este sitio, estas intensidades están asociadas a un periodo de retorno o a una tasa de excedencia constante, por lo que todas las intensidades tienen la misma probabilidad de excedencia.

Un EPU caracteriza el peligro sísmico generado por todas las fuentes sismogénicas que afectan a un sitio en términos de intensidades, y es la herramienta para la obtención de espectros de diseño en la mayoría de los reglamentos de construcción del mundo, incluido México. El uso de EPU, como base para la fabricación de espectros de diseño sísmico permite considerar la probabilidad de que se presente una determinada intensidad, pudiendo realizar diseños acorde a la importancia estratégica de cada estructura (mayor importancia, mayor periodo de retorno, mayores fuerzas).

No obstante, en las tendencias actuales de diseño, (por ejemplo el DSBD), se puede observar que los espectros de diseño basados en intensidades, tales como los que poseen la mayoría los reglamentos de construcción actuales alrededor del mundo, no contemplan las características estructurales del sistema que se va a diseñar bajo un enfoque de diseño inelástico, además de que no todas las ordenadas espectrales corresponden al mismo evento, esto es un problema debido a que en estructuras de varios modos de vibrar, pudiera ser posible que la respuesta de un modo sea dominada por un tipo de evento, ya la respuesta de otro modo por otro. Además de que la mayoría de las veces no necesariamente la tasa de excedencia de intensidades es igual a la tasa de excedencia de un cierto nivel de desempeño (Luco *et al.* 2007). Esto implica que al considerar solo fuerzas (y no desplazamientos) no se tenga un control del nivel de daño.

Algunos autores (Collins *et al.* 1995; Mendoza *et al.* 1995; Ghosh y Collins 2002; Avelar *et al.* 2003; Niño *et al.* 2004; Rivera 2007; Baker 2011; Loth y Baker 2015) han desarrollado espectros de utilidad en el DSBD, fijando un nivel de comportamiento objetivo obteniendo así un espectro con las resistencias en términos de aceleración con una misma tasa de excedencia necesarias para lograr dicho objetivo, estos espectros son llamados espectros de tasa de excedencia o de fragilidad uniforme.

En este capítulo se presenta una metodología para la obtención de un espectro de diseño sísmico, el cual provea la resistencia que se ha de proporcionar a una estructura para que cada cierto periodo de tiempo, está presente en promedio, un valor de daño representado como la pérdida bruta normalizada al costo total de recuperación. Esta información será de mucha utilidad para la creación de planes financieros, económicos y sociales que faciliten la gestión de la estructura antes y durante su vida útil.

### 2.3 Metodología para la obtención de espectros de vulnerabilidad uniforme

La metodología propuesta está basada principalmente en el análisis probabilista de peligro sísmico PSHA (Esteve 1967; Cornell 1968; McGuire 2007) donde el objetivo es cuantificar la tasa de excedencia de un nivel de intensidad sísmica en un sitio dado, esto para todas las fuentes sísmicas que lo afectan, la expresión que define un PSHA es la siguiente (Esteve 1967):

$$v(y) = \sum_{i=1}^N \int_{M_o}^{M_u} -\frac{\partial \lambda(M)}{\partial M} \cdot \Pr(Y > y | M, R) dM \quad (2.1)$$

donde  $v(y)$  es la tasa de excedencia de un nivel de intensidad sísmica,  $-\frac{\partial \lambda(M)}{\partial M}$  es el número de eventos que se generan en la fuente sísmica con magnitud  $M$ ,  $\Pr(Y \geq y | M, R)$  es la probabilidad condicional de que un nivel de intensidad sísmica se exceda dada la ocurrencia de un sismo de magnitud  $M$  a una distancia  $R$ ,  $M_o$  y  $M_u$  son la magnitud mínima y máxima respectivamente consideradas en la fuente sísmica  $i$ .

Basados en lo anterior, la tasa de excedencia de un valor de daño (representado como la pérdida bruta)  $v(\beta)$  se puede calcular como la suma sobre todas las fuentes sísmicas y magnitudes consideradas del producto de la derivada de la tasa de excedencia de magnitudes de la  $i$ -ésima fuente sísmica por la probabilidad condicional de exceder un nivel de daño esperado previamente establecido, esto dado que ocurrió un sismo de magnitud  $M$  a una distancia  $R$ . A

diferencia de la tasa de excedencia de intensidades, el nivel del valor esperado del daño tiene una condicionante más para su obtención además de las ya mencionadas, la resistencia del sistema,  $R_y$  (o  $Sa_y$  si esta es dada en términos de aceleración), ya que también de esta dependerá el nivel de daño esperado en la estructura. En base a lo anterior, la tasa de excedencia de un nivel de pérdida puede ser calculada como sigue:

$$v(\beta) = \sum_{i=1}^N \int_{M_o}^{M_u} -\frac{\partial \lambda(M)}{\partial M} \cdot \Pr(B > \beta | M, R, T, Sa_y) dM \quad (2.2)$$

Debido a que la magnitud sísmica por sí sola no es fácilmente relacionable con el nivel de daño en una estructura, en esta tesis se propone el uso de acelerogramas provenientes de las fuentes sísmicas aledañas al sitio de estudio para poder caracterizar la sismicidad a la que estarán sujetas las estructuras de la zona, esto permite incluir a la magnitud, la distancia y la intensidad de manera implícita en la respuesta estructural, además de considerar la degradación estructural por fatiga ante ciclos de carga reversibles. Bajo esta consideración la expresión propuesta para el cálculo de la tasa de excedencia de pérdida se reescribe de la siguiente manera:

$$v(\beta) = \sum_{i=1}^N \int_{M_o}^{M_u} -\frac{\partial \lambda(M)}{\partial M} \cdot \Pr(B > \beta | M, T, Sa_y) dM \quad (2.3)$$

Donde  $v(\beta)$  es el número medio de veces que un valor de pérdida será excedido en una ventana de tiempo,  $-\frac{\partial \lambda(M)}{\partial M}$  es el número de eventos que se generan en la fuente sísmica  $i$  con magnitud  $M$ ,  $\Pr(B \geq \beta | M, T, Sa_y)$  es la probabilidad condicional de un nivel de pérdida sea excedido, en una estructura de periodo  $T$ , con resistencia lateral de diseño  $Sa_y$ , bajo sismos de magnitud  $M$ , provenientes de la fuente sísmica  $i$ .  $M_o$  y  $M_u$  son la magnitud mínima y máxima respectivamente que se generan en la fuente sísmica  $i$ . La tasa de excedencia de demanda de resistencia de diseño se establece en términos de la suma sobre todas las fuentes sísmicas  $N$  y magnitudes consideradas.

Los espectros que aquí se proponen deben ser de utilidad para el diseño sísmico de estructuras, esto significa que deben de estar expresados en una medida ingenierilmente relevante para el diseño estructural. Los espectros de diseño generalmente están dados en términos del coeficiente sísmico o la resistencia de fluencia en términos de pseudo-aceleración espectral, los cuales están íntimamente relacionados con la resistencia de diseño. Esto implica necesariamente que los EVU obtenidos deberán de proporcionar la demanda de resistencia (como parámetro de diseño) asociada a la aceptación de un nivel de daño preestablecido cada cierto periodo de tiempo.

Para lograr lo anteriormente descrito, se propone realizar el análisis estadístico de la respuesta estructural en términos de daño, de osciladores de un grado de libertad con periodo y resistencia lateral variable, esto ante la acción de un número representativo de movimientos sísmicos (representados como registros acelerométricos) que sea capaz de representar la sismicidad de la zona. Esto permite, a través de simulaciones de Montecarlo, conocer la probabilidad de excedencia de un valor de daño en un oscilador dado. Posteriormente a través del uso de la ecuación (2.3) calcular la tasa de excedencia de daño asociada a un periodo de estructural para varios valores de resistencia, permitiendo así conocer el comportamiento de dicha tasa ante la



variación de la resistencia de diseño. Finalmente mediante un proceso de interpolación es posible conocer la resistencia de diseño asociada a una pareja de valores daño - tasa de excedencia de daño y a un periodo estructural. Repitiendo este proceso en curvas de tasa de excedencia de daño asociadas a varios periodos estructurales, es posible construir espectros de diseño asociados a la tasa de excedencia de un nivel de daño específico.

Para la obtención de espectros de vulnerabilidad uniforme, en esta tesis se utiliza en primera instancia una representación del daño mecánica, la cual está caracterizada por la utilización de índices de daño, esto con la finalidad de partir de estados de daño cuantitativos que contemplen además de las demandas de desplazamiento, la degradación estructural ante el efecto de cargas cíclicas reversibles, posteriormente mediante una relación cuantitativa, se calcula el daño asociado a cada valor de índice de daño como un porcentaje del costo total de recuperación ( $\beta$ ). Cabe aclarar que la relación que existe entre un nivel de daño mecánico (índice de daño) con un valor de pérdida asociada, posee grandes niveles de incertidumbre, la cual nace principalmente de la falta de estudios profundos en el tema. La consideración de dicha incertidumbre queda fuera del alcance de esta tesis.

Otro punto que se debe aclarar es que los espectros resultantes de aplicar la metodología propuesta son para estructuras cuyo comportamiento dinámico se asemeja a osciladores de un grado de libertad, por lo que para el caso de estructuras cuyo comportamiento sea dominado por múltiples modos de vibrar se deberá realizar un análisis más detallado o plantear modificaciones a los espectros obtenidos que quedan fuera del alcance de esta tesis.

En general el procedimiento para la obtención de EVU se resume en los siguientes pasos:

1. Calcular la sismicidad de la zona en términos de la tasa de excedencia de magnitudes  $\lambda(M)$ , mediante el modelo que mejor defina las características de los temblores de las fuentes sísmicas que afecten el sitio de estudio.
2. Representar las intensidades sísmicas presentes en la zona de estudio a través de registros sísmicos acordes a la amenaza sísmica del sitio de interés, en caso de no contar con suficientes acelerogramas para este propósito, se sugiere generar un número de registros sísmicos sintéticos tal, que sean capaces de representar la sismicidad de la zona de estudio.
3. Con la finalidad de efectuar un análisis estadístico de la respuesta en términos pérdida de osciladores de un grado de libertad, es necesario en primera instancia obtener espectros de índice de daño asociados a un oscilador de un grado de libertad con resistencia constante, dichos espectros se calcularán para varios niveles de resistencia en términos de aceleración, para cada uno de los registros sísmicos disponibles del numeral anterior. El cálculo de estos espectros requiere de la selección previa de un modelo de comportamiento histerético y un índice de daño.
4. Obtener el nivel de pérdida asociada a cada índice de daño calculado en el numeral anterior, esto mediante una relación cuantitativa que se adapte al índice de daño utilizado para el cálculo de los espectros de daño del numeral anterior y al tipo estructural que se esté analizando
5. Dentro de una familia de espectros de daño correspondientes a sismos de una determinada magnitud y una resistencia de fluencia fija. Seleccionar un periodo estructural y ajustar una función de densidad de probabilidad al comportamiento del oscilador en



términos de pérdida, dado el periodo estructural seleccionado, la resistencia de fluencia y la magnitud correspondiente a la familia de espectros de daño. El ajuste de una función de densidad de probabilidad involucra análisis estadísticos y pruebas de ajuste de bondad.

6. Obtener la probabilidad de excedencia de un valor de daño, dada una resistencia de fluencia, una magnitud y un periodo estructural.

Repetir los pasos 5 y 6 hasta haber cubierto todas las combinaciones consideradas de periodo-resistencia de fluencia-magnitud.

Repetir el proceso de los pasos 1 - 6 hasta haber considerado todas las fuentes sísmicas que afectan el sitio de estudio

7. Calcular la tasa de excedencia de daño mediante la utilización de la ecuación (2.3). La tasa de excedencia obtenida en este paso estará asociada a solo un periodo estructural y una sola resistencia de fluencia.
8. Obtener los valores de resistencia de fluencia asociada a un valor de daño y a la tasa de excedencia de este, esto a través de interpolaciones entre curvas de tasa de excedencia de un mismo periodo estructural
9. Obtener el EVU graficando los valores de resistencia de fluencia asociados a un valor de daño y a su tasa de excedencia para cada periodo estructural considerado.

En la Figura 2.1 se presenta un flujograma de la metodología anteriormente mostrada con la finalidad de facilitar su comprensión.

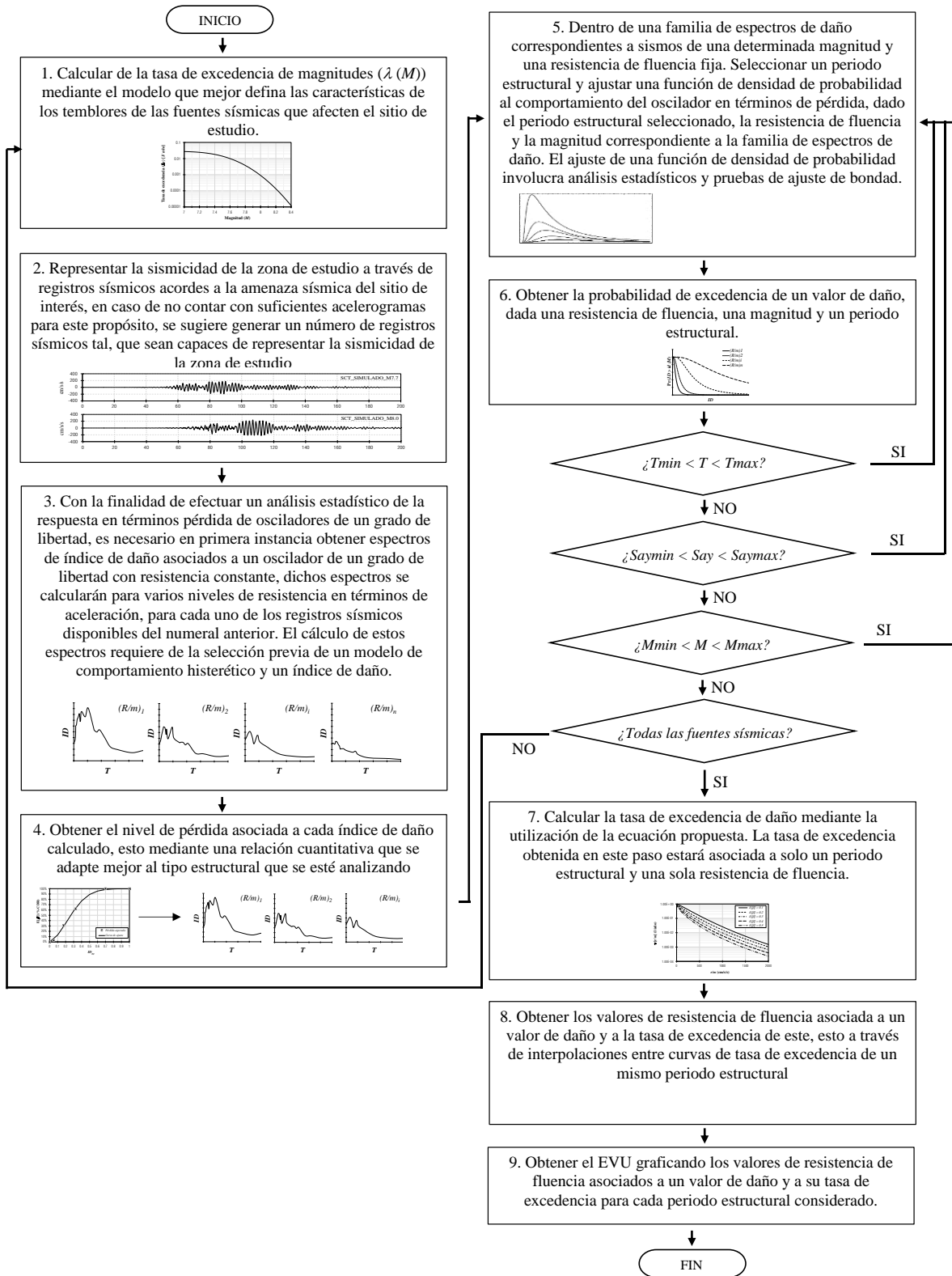


Figura 2.1. Flujograma del cálculo de espectros de vulnerabilidad uniforme

## 2.4 Ejemplo de aplicación: Espectros de vulnerabilidad uniforme asociados a una sola fuente sísmica para terreno blando en la Ciudad de México

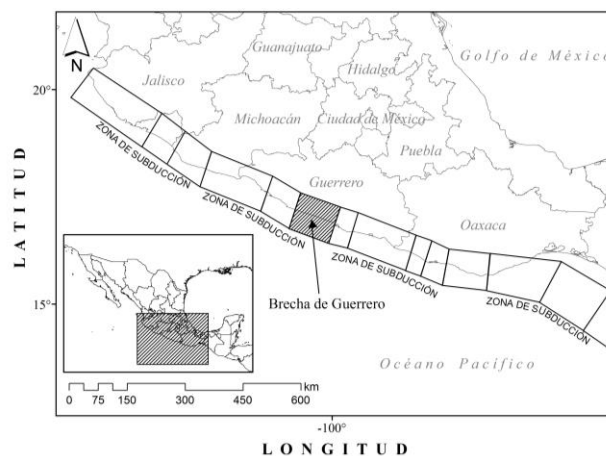
La Ciudad de México ha tenido un crecimiento exponencial durante el último siglo, logrando un gran desarrollo urbano en toda su extensión. Dentro de ella existen principalmente tres diferentes tipos de suelo (terreno firme, terreno de transición y terreno blando) los cuales según sea el caso, pueden deamplificar o amplificar las intensidades sísmicas generadas por temblores lejanos. Dentro de las zonas de terreno blando se encuentra localizada la estación acelerométrica de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), que es considerada a nivel mundial como la estación más representativa de la amplificación dinámica en valles aluviales. Esto hace que el estudio de la respuesta estructural en términos de daño en este sitio en particular, sea representativo de las consecuencias adversas que generan los efectos de sitio.

A continuación de manera ilustrativa, se presenta un ejemplo de la metodología propuesta, aplicada al sitio de la estación acelerométrica SCT. Este ejemplo se encuentra acotado a la ocurrencia de temblores provenientes de una sola fuente sísmica, ya que evaluar todas las fuentes sísmicas que afectan a este sitio está fuera de los alcances de esta tesis; empero, se debe recordar que para fines de diseño un correcto estudio de amenaza deberá incluir todas las fuentes que afecten al sitio de estudio.

### 2.4.1 Tasa de excedencia de magnitudes

El peligro sísmico de la Ciudad de México se debe principalmente a tres tipos de fuentes sísmicas: subducción, profundidad intermedia y continentales o locales. En México, los sismos de subducción son los que tienen una mayor tasa de ocurrencia y son los que han causado un número mayor de fatalidades y pérdidas económicas (Reinoso y Jaimes 2009). Una de las zonas sismogénicas con este mecanismo de falla y que ha llamado la atención de sismólogos e ingenieros es la brecha de Guerrero, cuya localización es mostrada en la Figura 2.2.

Esta zona sismogénica no ha generado un sismo de magnitud importante ( $M > 7$ ) desde 1911 (Anderson *et al.* 1996), lo que hace suponer que la baja liberación de esfuerzos hasta ahora, desemboque en un gran sismo tarde o temprano.



**Figura 2.2.** Zona de subducción del pacífico mexicano (Nishenko y Singh 1987), se resalta la brecha de Guerrero (zona achurada)



Para el cálculo de la tasa de excedencia de magnitudes, los sismos provenientes de esta fuente fueron acotados a sus temblores característicos ( $7.2 < M < 8.2$ ), ya que los sismos de estas magnitudes históricamente son los que han provocado más daños dentro de la Ciudad de México. Además, este intervalo de magnitudes es el que definen la magnitud máxima y mínima esperada en los temblores característicos de esta fuente.

Debido a la naturaleza de la ocurrencia de estos sismos, para el cálculo de la tasa de excedencia de magnitudes fue utilizado el modelo de temblor característico (mostrado en el capítulo 1 de esta tesis). Los valores de los parámetros utilizados en dicho modelo y que están asociados a la fuente sísmica brecha de Guerrero fueron los siguientes (Avelar *et al.* 2003):

$$T_{00} = 80 \text{ años}, M_o = 7.0, M_u = 8.4, D = 7.5, F = 0.0, \sigma_M = 0.27 \text{ y } T_o = 39.7 \text{ años}$$

Se sustituyeron los valores anteriores en la ecuación (1.4) para obtener el valor esperado de la magnitud dado un intervalo de tiempo de ocurrencia entre eventos:

$$E(M | T_{80}) = 7.5$$

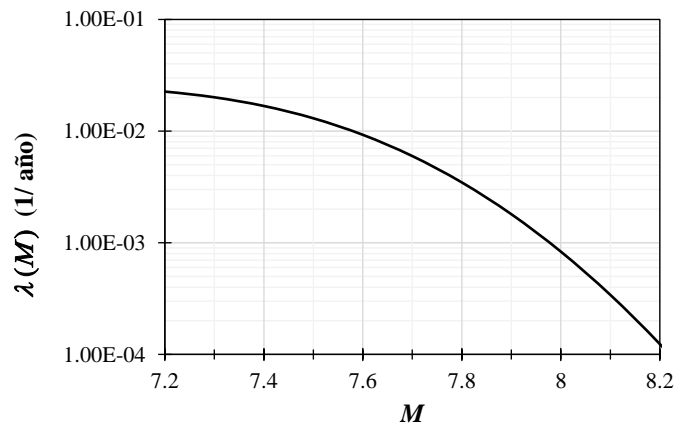
Mientras que el valor de  $k$  se obtuvo sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (1.6)

$$k = 1.118$$

El valor de  $\lambda_o$  se obtuvo como:

$$\lambda_o = \frac{1}{T_o} = 0.02519$$

Finalmente evaluando la ecuación (1.7) se calculó la tasa de excedencia de magnitudes para un rango que va desde 7.2 hasta 8.2. En la Figura 2.3 se muestran la variación de la tasa de excedencia de magnitudes.



**Figura 2.3.** Tasa de excedencias de magnitudes correspondiente a los temblores característicos de la brecha de Guerrero

### 2.4.2 Sismicidad de la zona utilizando de manera estadística registros acelerométricos

Debido a que el umbral de magnitudes consideradas para la realización de este ejemplo de aplicación es muy poco frecuente y no existe un número tal de acelerogramas registrados en la zona de estudio, capaz de caracterizar los sismos de estas magnitudes, se optó por la generación de registros sísmicos sintéticos.

Para caracterizar la sismicidad de la zona utilizando registros sísmicos, se utilizaron acelerogramas sísmicos sintéticos asociados a la brecha de Guerrero y a la estación acelerométrica SCT. Los registros sísmicos utilizados en esta tesis fueron obtenidos por Niño (2008) utilizando funciones de Green empíricas mediante un enfoque que utiliza dos frecuencias de esquina y un esquema de suma dividida en dos etapas. Como sismo semilla se utilizó el sismo ocurrido el 25 de abril de 1989 que tuvo una magnitud de 6.9. En total se utilizaron 1000 registros sísmicos con magnitudes entre 7.2 y 8.2 con un incremento de magnitud de 0.1, haciendo un total de 11000 registros sísmicos para la estación SCT de la Ciudad de México.

Con fines ilustrativos en la Figura 2.4 se muestra el registro sísmico semilla y dos registros sísmicos sintéticos simulados a partir de este, con magnitudes de 7.7 y 8.0 respectivamente, también se muestran los espectros de respuesta de pseudo-aceleración asociados a cada uno.

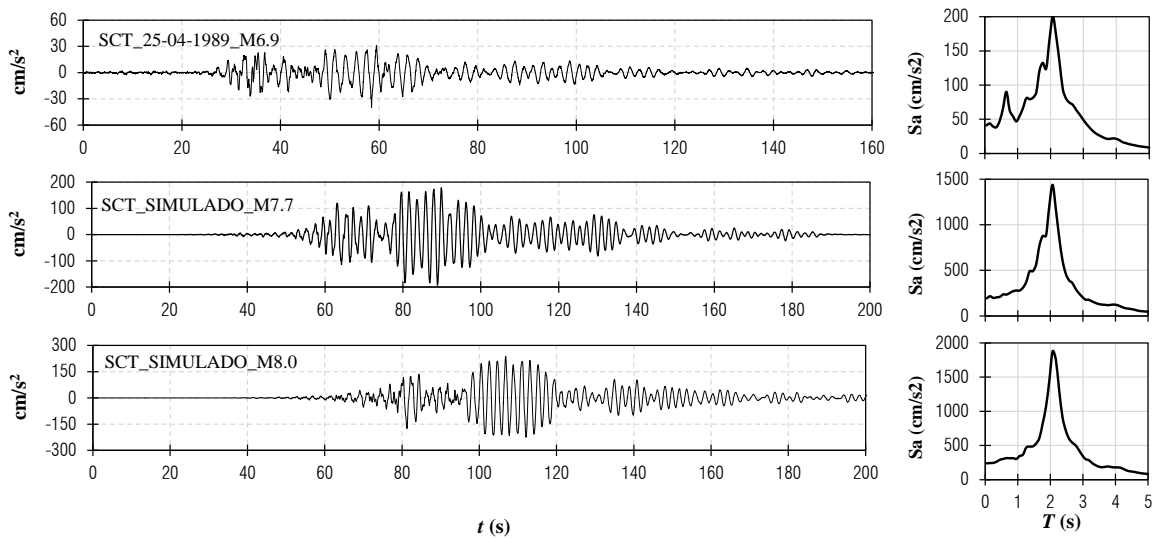


Figura 2.4. Registro sísmico semilla y dos registros sintéticos de magnitud 7.7 y 8.0 respectivamente, así como sus espectros de respuesta

### 2.4.3 Espectros de daño

Antes de definir la manera en que se analizará el daño, hay que recordar que al igual que no existe una función de vulnerabilidad única que sea capaz de ajustarse a todas las amenazas que afecten a una estructura, tampoco sería correcto caracterizar a todos los tipos estructurales (marcos de concreto, marcos de acero, muros de mampostería, muros de concreto, sistemas duales, *etc.*) mediante una sola función, debido a que el comportamiento de la estructura ante una misma amenaza puede ser totalmente diferente en función de cómo haya sido estructurada. Entonces, es necesario seleccionar el tipo estructural con el cual se diseñará la estructura antes

de poder asignar un modelo de comportamiento histerético, un índice de daño y una relación cuantitativa entre el índice de daño y la pérdida.

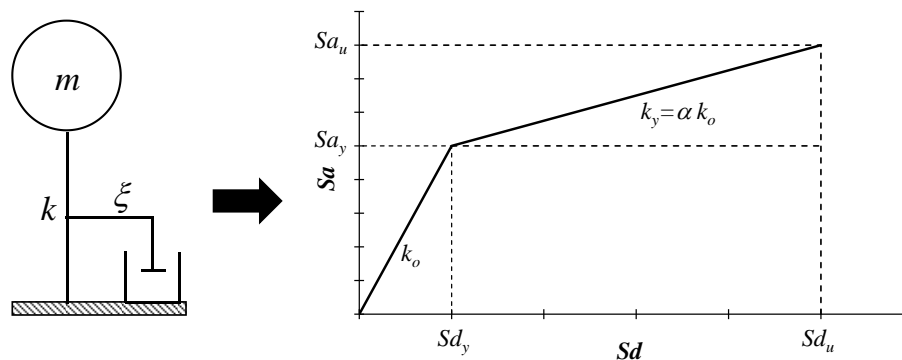
Así pues los espectros que se obtendrán en este ejemplo de aplicación están asociados a estructuras construidas a base de marcos de concreto reforzado, los cuales son muy comunes en los sistemas constructivos contemporáneos.

El modelo de comportamiento histerético adoptado para este caso, fue el modelo de comportamiento bilineal, su elección fue debida principalmente a la sencillez que presenta, la cual, para fines de este ejemplo, permite tener un mejor control en los resultados de la respuesta no lineal de estructuras, haciendo más fácil la detección de incongruencias en la respuesta no lineal. Sin embargo, se debe tener muy en cuenta que este modelo no considera el agrietamiento del concreto y que subestima de manera importante las demandas de energía plástica en estructuras a base de marcos de concreto con periodo de vibrar menor a dos segundos.

El objetivo de este ejemplo de aplicación es mostrar la utilización de la metodología, por lo que para cálculos más formales se sugiere el uso de modelos de comportamiento que describan mejor el comportamiento no lineal de este tipo de estructuras, como puede ser el modelo trilineal o el modelo de Takeda.

Para el caso de la relación de rigidez post-fluencia a la rigidez inicial se decidió tomar valores de entre 0.05 y 0.08 para periodos cortos ( $T \leq 0.5$  s) y valores de 0.1 para el caso de periodos largos ( $T > 0.5$  s). (Ver capítulo 1)

En la Figura 2.5 se muestra de manera esquemática el modelo idealizado de la estructura y la curva de comportamiento considerada, donde  $Sa_y$  y  $Sd_y$  son la aceleración y desplazamiento de fluencia respectivamente,  $Sa_u$  y  $Sd_u$  son la pseudo-aceleración y el desplazamiento espectral último respectivamente,  $k_o$  es la rigidez inicial,  $k_y$  es la rigidez post-fluencia y  $\alpha$  es la relación de rigidez post-fluencia a la inicial.



**Figura 2.5.** Se muestra el modelo analítico propuesto y la curva de comportamiento asociada para la caracterización del comportamiento no lineal

El índice de daño utilizado en este ejemplo, es el desarrollado por Terán y Jirsa (2005) ( $ID_{TJ}$ ), debido a los buenos resultados que proporciona para suelos blandos, siendo congruentes con el índice de daño de Park y Ang (1985) para valores de  $ID_{PA}$  entre 0.2 y 0.8, donde este índice es confiable, además de que algunos de los parámetros que definen el  $ID_{TJ}$  se adecuan al suelo blando de la Ciudad de México y se encuentran calibrados para estructuras históricamente

estables como es el caso de sistemas de 1GDL (Arroyo 2005; Terán y Johnson 2008). Los parámetros  $a$  y  $b$  tienen valores de 1.5 y 0.75 respectivamente (Arroyo 2005).

Se calcularon espectros de índice de daño de Terán y Jirsa con la finalidad de conocer el comportamiento en términos de índice de daño de osciladores de un grado de libertad con diferente periodo de vibrar pero con resistencia de fluencia constante. Cada espectro está asociado a un solo registro sísmico.

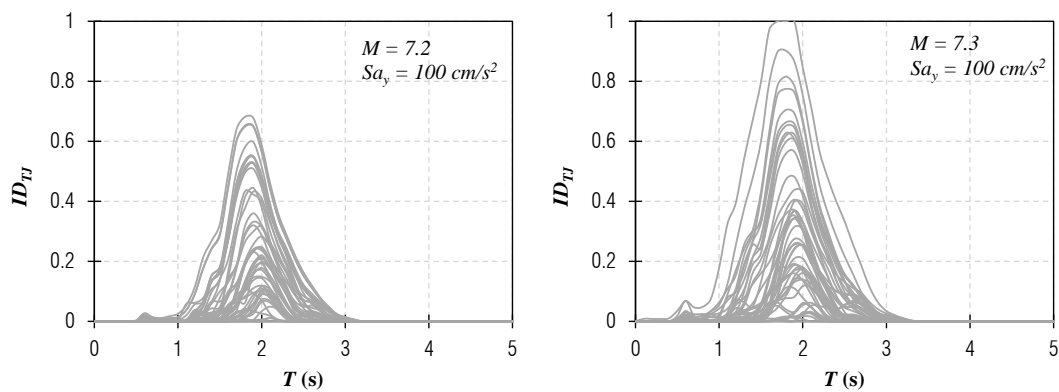
Con la finalidad de contemplar una gamma de resistencias fluencia suficiente para caracterizar todos los estados de daño posibles, se consideró una familia de osciladores con resistencia mínima de fluencia ( $Sa_y$ ) de un valor de  $10 \text{ cm/s}^2$  y como máxima  $2000 \text{ cm/s}^2$  con un incremento de resistencia de  $10 \text{ cm/s}^2$ . Los valores máximos y mínimos contemplados están asociados a la mínima y máxima aceleración espectral de los registros sísmicos sintéticos utilizados en esta tesis.

La ductilidad última del oscilador fue obtenida como la razón entre el desplazamiento último y el desplazamiento fluencia. El desplazamiento último fue asociado a una distorsión de falla de 0.03 (NTC-S 2004) mientras que la altura del oscilador fue estimada en función de su periodo de vibrar (Chopra y Goel 2000). El desplazamiento de fluencia es obtenido mediante la razón entre la resistencia de fluencia y el cuadrado de la frecuencia del oscilador.

Una vez definido el conjunto de resistencias de fluencia de estudio y el índice de daño con el cual se caracterizará la respuesta estructural en términos de este índice, se calcularon los espectros de daño correspondientes. Estos fueron obtenidos para un 5% de amortiguamiento del crítico, en un intervalo de periodos de 0.1 a 5.0 s, con un incremento de periodo de 0.1 s.

En total se obtuvieron un total de 2 millones 200 mil espectros de daño, que servirán para el análisis estadístico y probabilístico de la respuesta en términos de índice de daño.

En la Figura 2.6 se muestran de manera ilustrativa, algunos de los espectros de daño obtenidos asociados a cincuenta registros sísmicos sintéticos arbitrarios de magnitud 7.2 y 7.3 para osciladores con resistencia de fluencia de  $100 \text{ cm/s}^2$ .



**Figura 2.6.** Espectros de daño asociados a cincuenta registros sísmicos sintéticos arbitrarios de igual magnitud para una familia de osciladores de resistencia definida.

#### 2.4.4 Pérdida esperada asociada a un índice de daño

Para poder asociar el valor de índice de daño con un valor de pérdida, es necesario obtener una relación cuantitativa entre estos dos parámetros. Para ello es necesario definir umbrales de índice de daño que puedan ser asociados con un daño físico fácil de caracterizar. Algunos autores (Park *et al.* 1985; Bracci *et al.* 1989; Reinhorn *et al.* 1992; Kanno 1993; Stone y Taylor 1993; EERI 1994) han propuesto umbrales de índice de daño que puedan ser asociados a un daño visible en los elementos estructurales; sin embargo, la definición de los mismos aún tiene mucho de subjetivo.

En esta tesis, debido a las características de los espectros de vulnerabilidad uniforme que se calcularán en este ejemplo de aplicación y a la similitud que existe entre el índice de daño utilizado y el índice de daño de Park y Ang (Terán y Jirsa 2005; Bojórquez *et al.* 2009), se utilizó la caracterización propuesta por estos últimos:

**Tabla 2.1** Índice de daño en función del daño físico visible

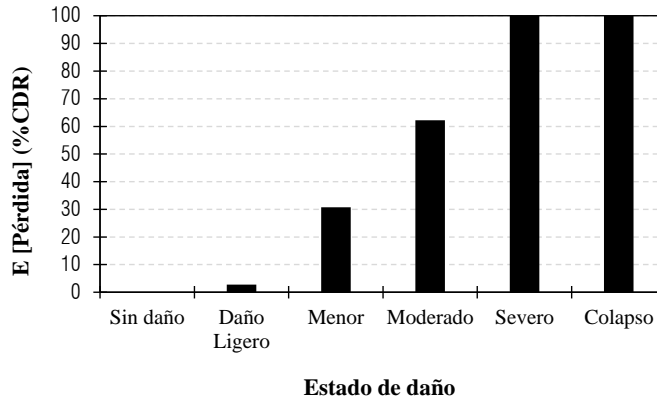
Estado de daño	Descripción	Umbral de índice de daño
Ninguno	La estructura no sufrió daños	$ID = 0.0$
Localizado	Algunas reparaciones menores en acabados. Daños exteriores.	$0.0 < ID \leq 0.10$
Menor	Las vigas presentan agrietamiento. El área dañada necesita reparación. Grietas muy importantes.	$0.10 < ID \leq 0.25$
Moderado	El acero se encuentra fluyendo en el área afectada, por lo que deberá ser reemplazado, las grietas son importantes.	$0.25 < ID \leq 0.40$
Severo	El área dañada muestra aplastamiento del concreto y exposición del acero de refuerzo	$0.40 < ID < 1.0$
Colapso	El área dañada debe ser demolida y el elemento debe ser reconstruido.	$ID \geq 1.0$

Basados en lo anterior Chacón y Paz (2016) realizaron una investigación sobre las consecuencias físicas y económicas que deja la ocurrencia de los estados de daño mostrados en la Tabla 2.1 en elementos viga y columna. En la Tabla 2.2 se muestran las acciones de reparación que se deberían llevar a cabo para volver a la estructura a su estado original además de los costos de reparación asociados.

**Tabla 2.2** Índice de daño, costo y acciones de reparación (1 viga + 2 columnas)

Umbral de índice de daño	Acciones a reparar	Costo (US \$)
$ID = 0.0$	Ninguna	\$ 0.00
$0.0 < ID \leq 0.10$	Restitución de acabados, pintura y resanado con mezcla elaborada in situ	\$ 40.00
$0.10 < ID \leq 0.25$	Evaluar el agrietamiento y la necesidad de inyección de resinas epóxicas para restituir el monolitismo del elemento, además de reponer los acabados	\$ 440.00
$0.25 < ID \leq 0.40$	Evaluar el agrietamiento y la necesidad de inyección de resinas epóxicas, se debe remplazar el recubrimiento con mortero de reparación estructural, además de los acabados	\$ 890.00
$0.40 < ID < 1.0$	Restituir el concreto desprendido con mortero de reparación estructural	\$ 1430.00
$ID \geq 1.0$	Usar concreto con puente de adherencia. Se debe considerar reemplazar el elemento estructural en su totalidad	\$ 1430.00

Con los datos que proporciona la Tabla 2.2 se puede hacer una estimación de los costos totales de recuperación normalizados al costo total de la estructura (pérdida) mediante la teoría de precios unitarios, la cual estima el costo total de una estructural a partir del precio unitario de sus elementos basándose en una extrapolación lineal. En la Figura 2.7 se puede observar la variación del estado de pérdida en función del estado de daño, según la Tabla 2.2.



**Figura 2.7** Variación del estado de pérdida según sea el estado de daño

Relacionando los estados de pérdida con la media de los umbrales de índice de daño asociados a cada estado de daño se pudo obtener una relación cuantitativa entre estas dos medidas. Dicha relación empírica provee el valor esperado de la pérdida dado un índice de daño. La ecuación (2.4) presenta la relación empírica obtenida:

$$E[\beta] = 1 - e^{-[(\alpha_1 \cdot ID) + (\alpha_2 \cdot ID^2) + (\alpha_3 \cdot ID^3)]} \quad (2.4)$$

donde  $ID$  es el índice de daño, y  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  son coeficientes libres que dan forma a la curva de regresión propuesta, dichos coeficientes, para este caso, tienen valores de  $6.17 \times 10^{-1}$ ,  $7.65 \times 10^0$  y  $-8.08 \times 10^{-2}$  respectivamente. En este caso  $E[\beta]$  es el valor esperado de la pérdida, la cual, en este ejemplo de aplicación, al no considerar la incertidumbre que existe entre la relación del daño y la pérdida asociada ( $\sigma = 0$ ), el valor esperado será igual a la pérdida en sí

En la Figura 2.8 se presenta la pérdida esperada como un porcentaje del costo de recuperación de la estructura (CDR), así como la curva de ajuste (ecuación 2.4) que describe los niveles de pérdida para valores intermedios de índice de daño. En la misma figura se puede observar que la relación entre un índice de daño y un estado de pérdida no es lineal, por lo que una representación de daño mecánica no refleja de manera directa un estado de daño o pérdida económica.

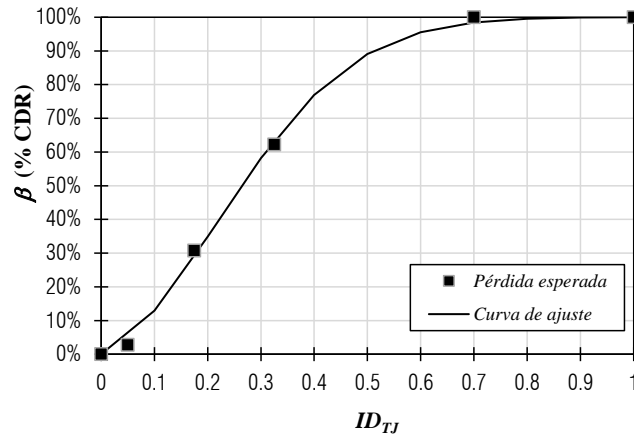


Figura 2.8 Relación obtenida entre índice de daño y pérdida

#### 2.4.5 Ajuste de una función de densidad de probabilidad a los datos observados

Se construyeron histogramas de frecuencia relativa de daño para un periodo estructural y una magnitud para cada resistencia de fluencia considerada. En la Figura 2.9 se muestran algunos histogramas de frecuencia relativa correspondientes a un oscilador de periodo estructural de 2.2s, sometido a sismos de magnitud 7.9, esto para cuatro niveles de resistencia arbitraria, se puede observar que los valores más altos de frecuencia relativa que se encuentran en valores de índice de daño cercanos a uno corresponden a osciladores de baja resistencia de fluencia y que esta tendencia se va invirtiendo en tanto la resistencia de fluencia se va incrementando.

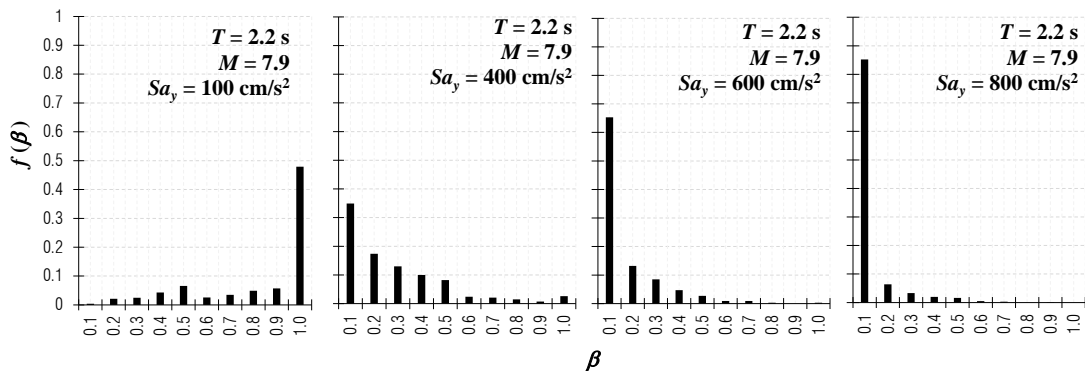


Figura 2.9. Algunos histogramas de frecuencia relativa que muestran la distribución del valor de índice de daño asociado a un periodo y una magnitud

Para poder pasar de un enfoque discreto a uno continuo, es necesario representar el comportamiento de los datos observados a una función específica, cuya variable aleatoria  $x$  sea el nivel de pérdida.

Existe una gran cantidad de formas de este tipo de funciones y la selección de alguna de ellas dependerá de que tan bien se ajuste a los datos observados en el estudio.

Dentro de estas funciones se encuentra la función de densidad de probabilidad (FDP) Beta. Esta función es muy versátil ya que puede describir una gran cantidad de eventos, además de

que se encuentra acotada para valores entre cero y uno, tal como los valores de pérdida estudiados. La expresión que define la FDP Beta es la siguiente:

$$f(x) = \frac{1}{Beta} x^{a-1} (1-x)^{b-1} \quad (2.5)$$

donde *Beta* es la función beta, los parámetros *a* y *b* definen la forma de la FDP y en general son funciones de la respuesta sísmica, con esta parametrización tenemos que *a* y *b* se pueden calcular como:

$$a = \frac{1 - (1 + c^2[x]) E[x]}{c^2[x]} \quad (2.6)$$

$$b = a \frac{1 - E[x]}{E[x]} \quad (2.7)$$

donde *c[x]* y *E[x]* es el coeficiente de variación y el valor esperado de la variable aleatoria, representada como el daño.

La función beta se define como sigue:

$$Beta = \int_0^1 x^{a-1} (1-x)^{b-1} dx \quad (2.8)$$

o

$$Beta = \frac{\Gamma(a)\Gamma(b)}{\Gamma(a+b)} \quad (2.9)$$

donde  $\Gamma$  es la función Gamma, que se define como:

$$\Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} e^{-t} dt \quad (2.10)$$

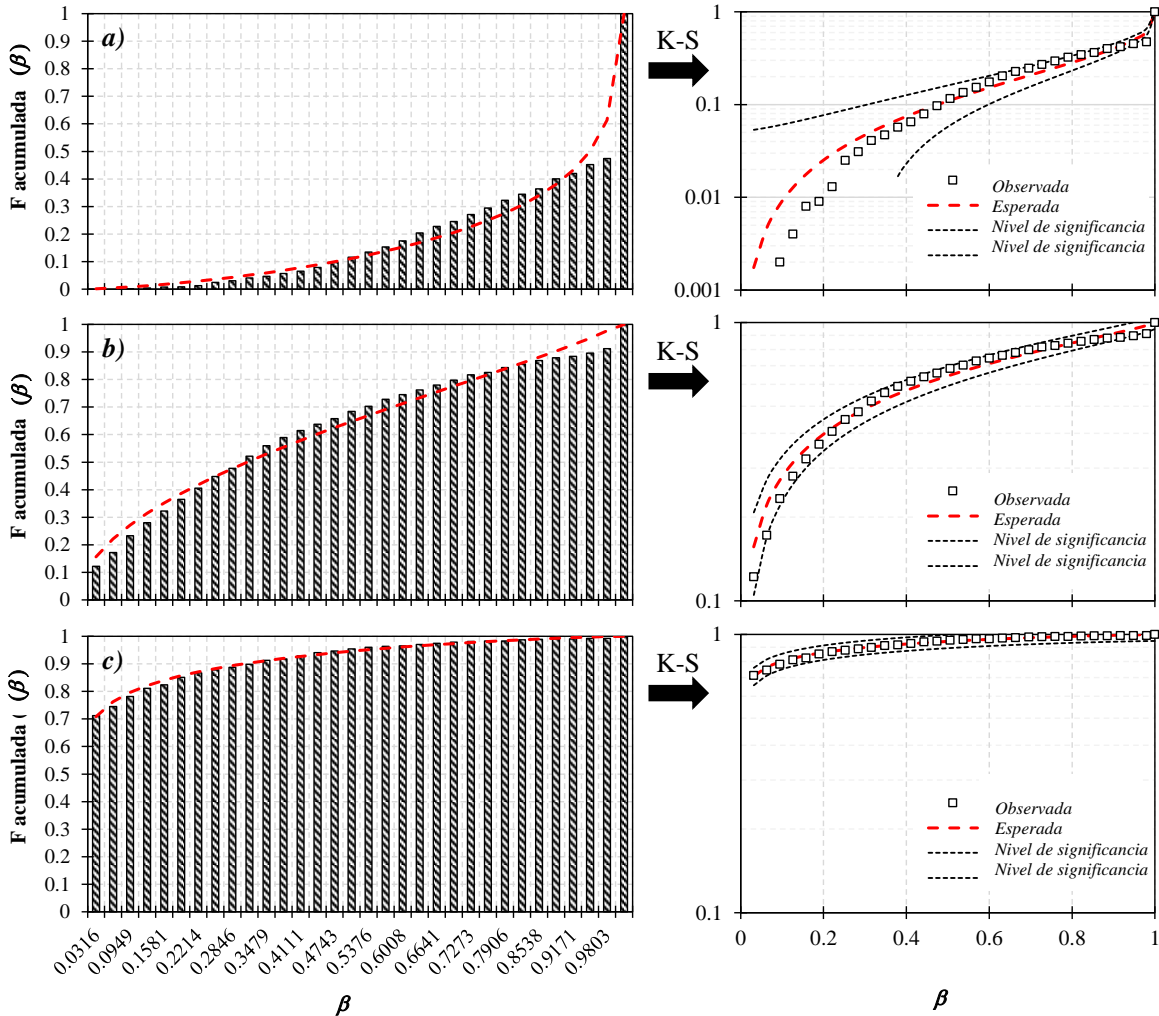
Antes de poder asignar a la FDP Beta para caracterizar el comportamiento estadístico del daño, se debe comprobar la hipótesis de que estos en verdad se ajustan a esta distribución. Para ello se realizaron pruebas de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov (K-S), resultando que la hipótesis de que los datos se ajustan a una FDP Beta es adecuada. La expresión que define una prueba de bondad K-S es la siguiente:

$$D_n = |\max(F_n(x) - F(x))| < \alpha \quad (2.11)$$

Donde  $D_n$  es el estadígrafo de la prueba,  $F_n(x)$  es la distribución observada,  $F(x)$  es la función de distribución presentada como hipótesis y  $\alpha$  es el nivel de significancia.



En la Figura 2.10 se pueden observar gráficamente algunos de los resultados de las pruebas de K-S aplicadas a datos observados de la distribución estadística obtenida en el numeral anterior. Se puede observar que los datos observados se ajustan correctamente a la FDP Beta.



**Figura 2.10.** Se muestra el diagrama de frecuencia acumulada relativa (FDPA) y su respectiva prueba bondad de ajuste Kolmogorov – Smirnov (K-S), para osciladores de  $T = 2.2$  s con resistencias normalizadas a la masa de a) 200, b) 500 y c) 1000 cm/s<sup>2</sup> para todos los registros sísmicos de magnitud 8.2 considerados

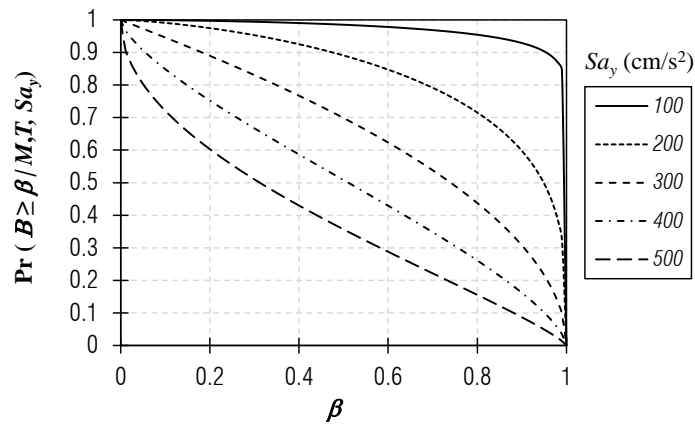
#### 2.4.6 Probabilidad de excedencia de un valor de pérdida dada una magnitud y un periodo estructural

Una vez asignada una FDP, se calculó la probabilidad de que un nivel de daño sea excedido dada una resistencia de diseño, esto como el complemento de la probabilidad de que un nivel de daño no sea excedido, en otras palabras, como el complemento de la función de distribución de probabilidad acumulada (FDPA) Beta. De esta manera el cálculo de la probabilidad de excedencia de un nivel de daño está dada por la siguiente expresión:

$$\Pr(B \geq \beta | M, T, Sa_y) = 1 - \frac{1}{Beta} \int_0^\beta B^{a-1} (1-B)^{b-1} dB \quad (2.12)$$

donde  $\Pr(B \geq \beta | M, T, Sa_y)$  es la probabilidad de que el daño aceptado sea excedido dada una magnitud, un periodo de vibrar y una resistencia de diseño.

De manera ilustrativa, en la Figura 2.11 se presentan algunas de las curvas de probabilidad de excedencia de daño obtenidas, se puede observar que la probabilidad de excedencia de daño igual a cero es uno para todos los casos de resistencia, lo cual es lógico, ya que un valor de cero representa que la estructura no ha sufrido daño alguno y evidentemente este estado siempre tenderá a ser degradado. En el otro extremo, la probabilidad de exceder un valor de uno, es cero, ya que al presentarse este valor, la estructura ya habrá colapsado, por lo que para fines de este estudio, es imposible que se dañe más. En la misma figura se puede observar que para valores intermedios, la probabilidad de excedencia de daño varía para cada resistencia de fluencia, por ejemplo, la probabilidad de que se exceda un valor de daño de 0.4 con sismos de magnitud 8.2 es igual a 0.99, 0.91, 0.77, 0.59 y 0.42 según sea la resistencia de fluencia proporcionada.



**Figura 2.11.** Probabilidad de excedencia de un valor de índice de daño para varios niveles de resistencia normalizada a la masa ( $T=2.2$ ,  $M=8.2$ )

#### 2.4.7 Cálculo de la tasa de excedencia de daño

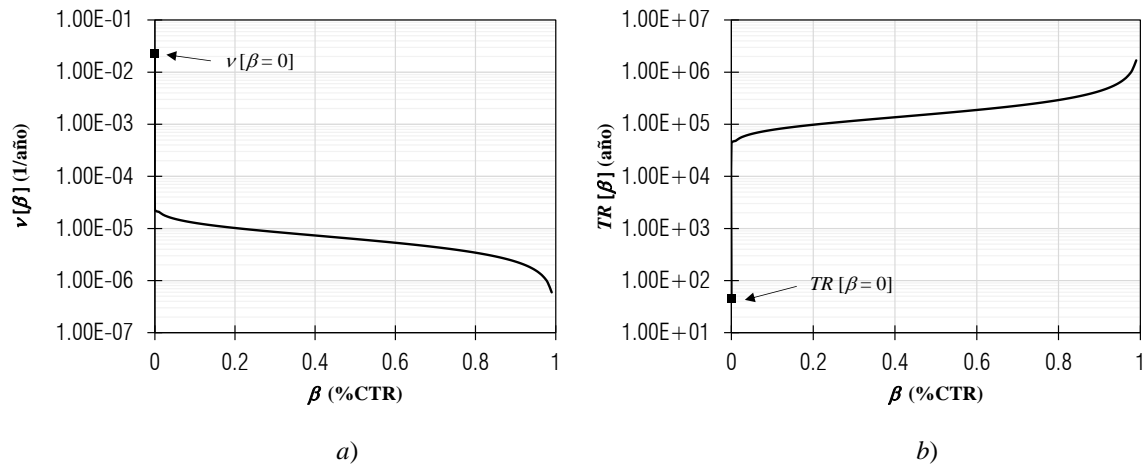
Una vez obtenida por un lado, la tasa de excedencia de magnitudes y por otro la probabilidad de excedencia de un nivel de daño, dada una resistencia de fluencia, un periodo estructural y una magnitud sísmica es posible calcular la tasa de excedencia de daño asociada a una resistencia de fluencia y aun periodo de vibrar mediante la ecuación (2.3). No obstante, debido a la concepción de este ejemplo de aplicación en la cual solo se está evaluando la sismicidad de una sola fuente sismogénica, la ecuación (2.3) se acota a solo a la ocurrencia de temblores de dicha fuente, resultando en la ecuación (2.13):

$$v(\beta) = \int_{M_o}^{M_u} -\frac{\partial \lambda(M)}{\partial M} \cdot \Pr(B > \beta | M, T, Sa_y) dM \quad (2.13)$$

La tasa de excedencia de un nivel de daño dada una resistencia de diseño y un periodo estructural, permite estimar el número medio de veces al año en que el valor de daño aceptable será excedido dado que se diseñó con un valor  $Sa_y$  una estructura de periodo  $T$ .

Esta curva es de mucha utilidad para la toma de decisiones respecto al nivel de resistencia que una estructura debería tener en función del periodo de retorno para la cual se diseñe, dado que se está aceptando un valor de daño determinado. Generalmente estructuras importantes para el funcionamiento de un país, tales como obras de infraestructura estratégicas se diseñan para una demanda de periodo de retorno alto (500, 800, 1000 años) mientras que estructuras menos importantes, son diseñadas para una demanda de periodo de retorno bajo (50, 75, 125).

En la Figura 2.12-a se muestra la curva de tasa de excedencia de daño de una estructura equivalente a un oscilador de un grado de libertad de periodo de 1 s y una resistencia de diseño  $300 \text{ cm/s}^2$ . En la Figura 2.12-b se observa la curva de periodo de retorno de daño de la misma estructura, el periodo de retorno es calculado como el inverso de la tasa de excedencia. En la misma figura se puede observar el valor de tasa de excedencia de un valor de daño igual a cero varía mucho respecto al primer valor de daño inmediato, esto se debe a que este valor de tasa de excedencia está asociado a una distribución de daño determinista en la cual el valor de daño siempre será cero, es decir que no existe dispersión alguna ( $\sigma = 0$ ), en este caso, la tasa de excedencia de daño siempre será igual a la tasa de excedencia de temblores de magnitud tal que no generen daño.

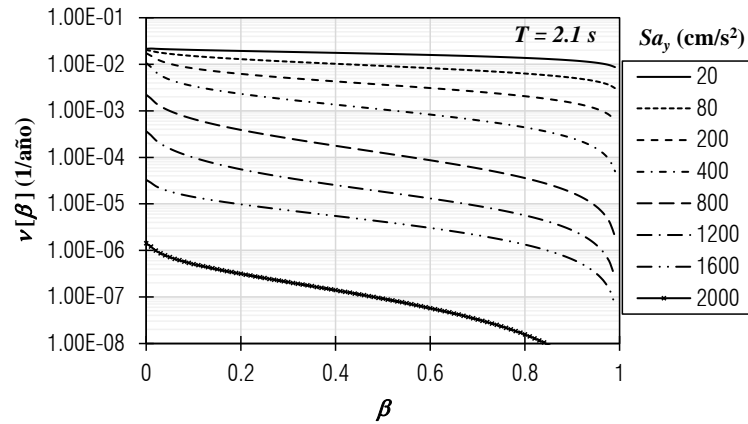


**Figura 2.12.** a) Curva de tasa de excedencia de daño aceptado y b) Curva de periodo de retorno de daño esperado ( $T=1.0 \text{ s}$ ,  $Sa_y = 300 \text{ cm/s}^2$ )

#### 2.4.8 Obtención de resistencia de diseño asociada a un valor de daño y a una tasa de excedencia

Para el cálculo de la resistencia de diseño específica, asociada a un valor de daño aceptable y a la tasa de excedencia de este, es necesario conocer la distribución de valores de tasa de excedencia de un valor de daño específico también, esto para una muestra de valores de resistencia significativa. Para ello, es necesario obtener una colección de curvas de tasa de excedencia de daño para varios valores de resistencia de diseño asociadas a un solo periodo estructural. Esto permite, que a través de interpolaciones se pueda estimar la resistencia de diseño asociada a un valor de daño y a su tasa de excedencia para este periodo estructural específico.

En la figura 2.13 se muestra una colección de curvas de tasa de excedencia de daño asociadas a varios niveles de resistencia para un solo periodo estructural



**Figura 2.13.** Curvas de tasa de excedencia de daño asociadas a varios niveles de resistencia, correspondientes al periodo estructural  $T = 2.1$  s

Para obtener la resistencia asociada a un valor de pérdida y a su tasa de excedencia es necesario ubicar el punto correspondiente a estos dentro de la gráfica que contiene la colección de curvas de tasa de excedencia de daño (por ejemplo la de la Figura 2.13), para posteriormente a través de interpolaciones entre curvas de tasa de excedencia de daño obtener la resistencia de diseño correspondiente a una curva intermedia que contenga el punto  $[\beta, v(\beta)]$  requerido.

En la Figura 2.14 se muestra una familia de curvas de tasa de excedencia de daño correspondiente al periodo de 2.1 s (Figura 2.13), además se muestra como marcador, el punto correspondiente a una pérdida del 20% con un tasa de excedencia de 0.001/año (TR = 1000 años) En este caso, si se desea conocer la resistencia de diseño que habría que proporcionarle a la estructura para que presente exactamente este nivel de riesgo, basta con interpolar entre las curvas de tasa de excedencia de daño para una resistencia de 400 y 800  $\text{cm/s}^2$  correspondientemente. Esto trae como resultado que la resistencia de diseño asociada a este nivel de riesgo es de 498  $\text{cm/s}^2$ .

Cabe aclarar que la familia de curvas mostradas en las Figuras 2.13 y 2.14 no son el total de curvas calculadas para la interpolación, solo muestran algunas de ellas con fines de visualización. En realidad se calculó una familia de curvas de tasa de excedencia de daño para resistencias de diseño de entre 10 y 2000  $\text{cm/s}^2$ , con un intervalo de 10  $\text{cm/s}^2$ , haciendo la interpolación entre curvas más exacta. Esto se puede ver en la Figura 2.15, en la cual es posible obtener una superficie cuyas variables son la pérdida, la tasa de excedencia de pérdida y la resistencia de diseño.

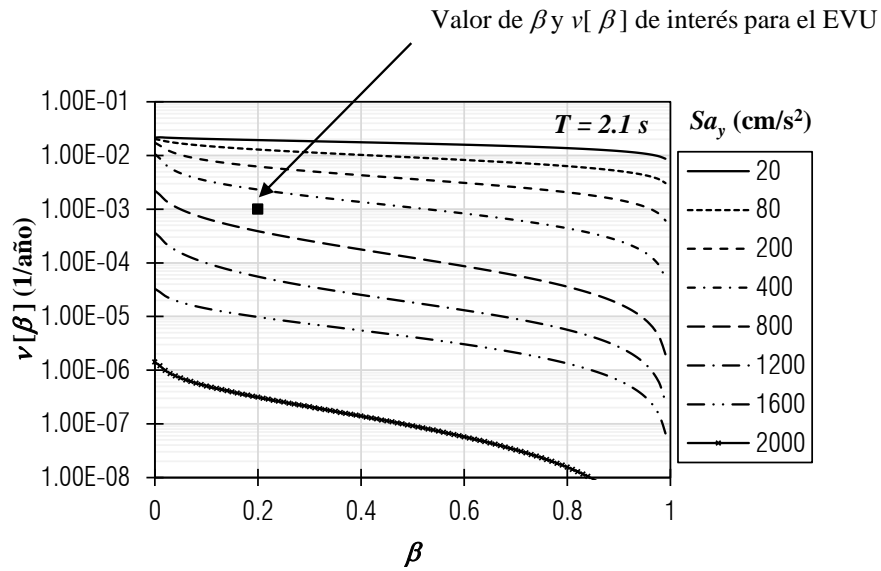


Figura 2.14. Curvas de tasa de excedencia de daño asociadas a varios niveles de resistencia, correspondientes al periodo estructural  $T = 2.1$  s (líneas) y punto de riesgo aceptable (marcador)

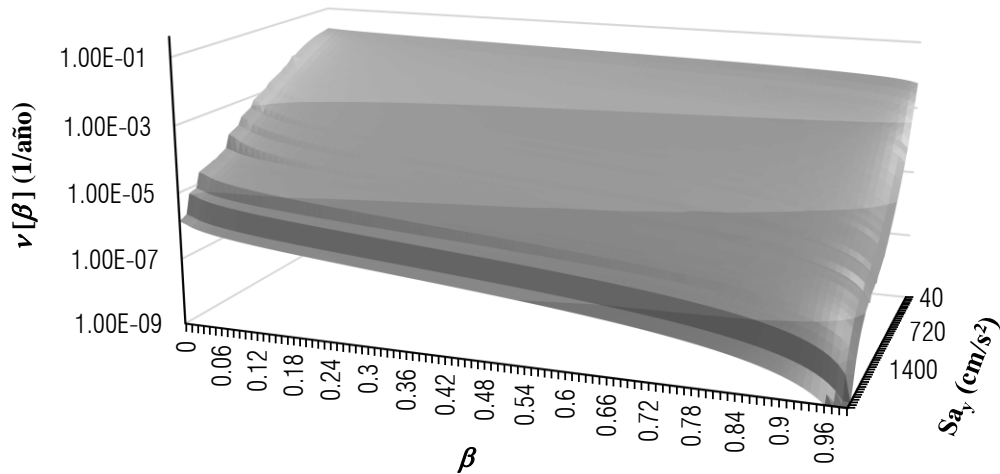


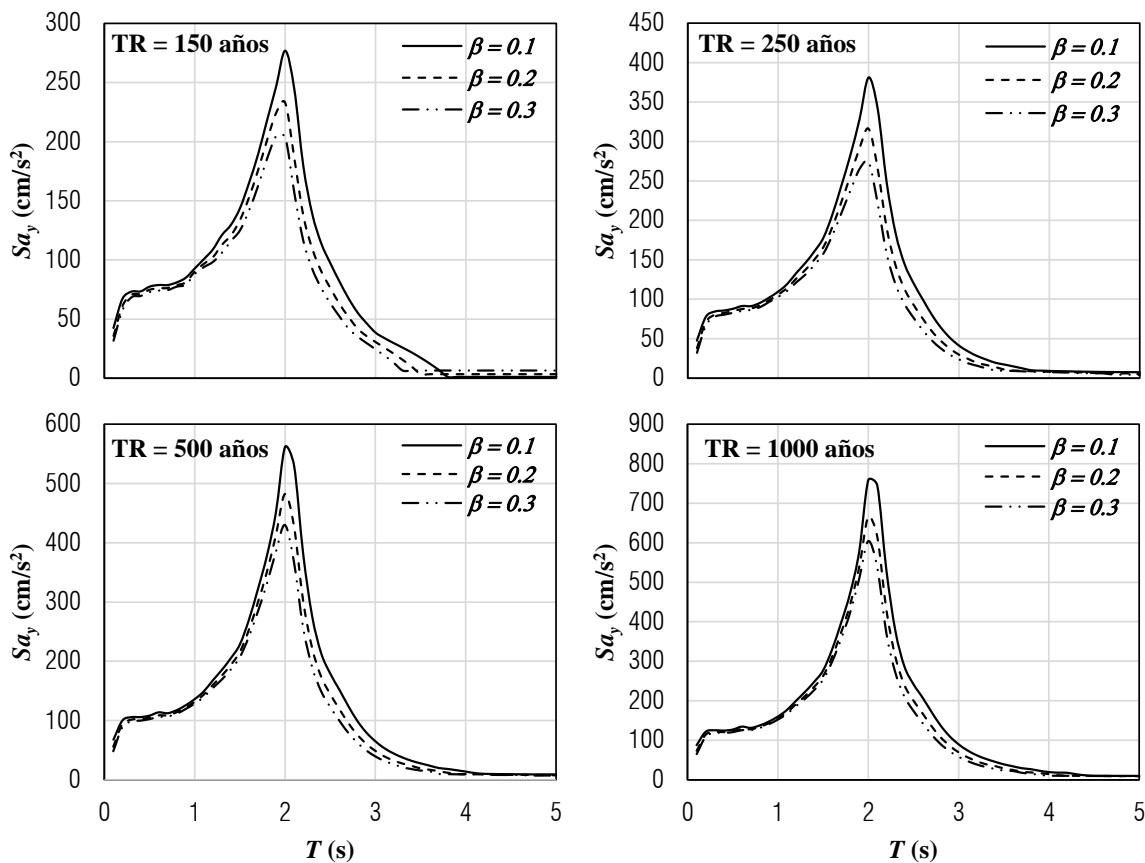
Figura 2.15. Superficie de curvas de tasa de excedencia de pérdida para un periodo de vibrar de  $T = 2.1$  s

#### 2.4.9 Obtención de espectros de vulnerabilidad uniforme

Para la obtención de un espectro de vulnerabilidad uniforme es necesario realizar el paso mostrado en el numeral anterior en las curvas de tasa de excedencia de daño correspondientes a los periodos de vibrar que contendrá el EVU. Así pues se seleccionará un solo nivel de pérdida, y una sola tasa de excedencia de daño, y se realizará la interpolación correspondiente en las familias de curvas de tasa de excedencia de daño de varios periodos de vibrar. El resultado será un espectro de resistencias de diseño asociadas a la misma pérdida y a la tasa de excedencia de esta, llamado espectro de vulnerabilidad uniforme.

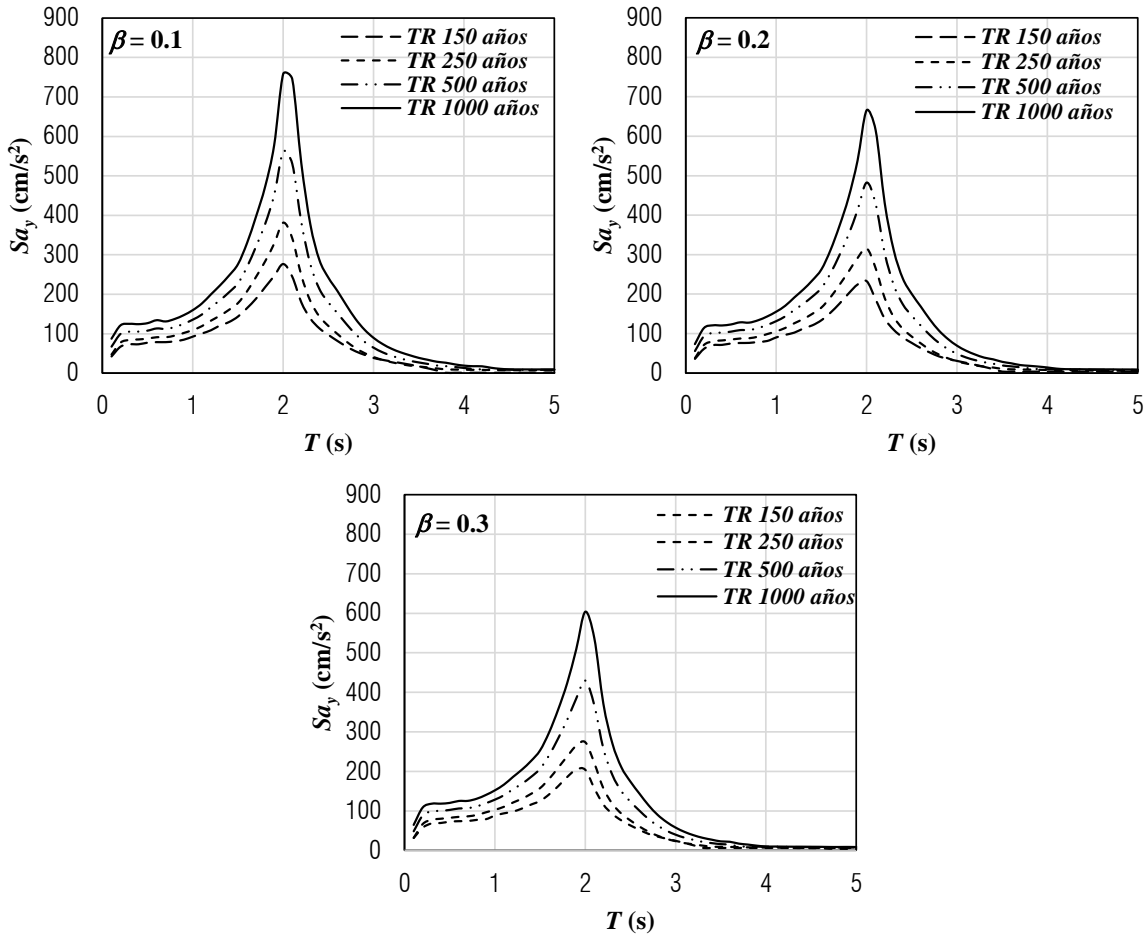
Dichos espectros serán de utilidad en el diseño sísmico de estructuras ya que proporcionan información explícita de la pérdida esperada en una ventana de tiempo preestablecida tras diseñar con un nivel de resistencia.

En la Figura 2.18 se presentan algunos espectros de vulnerabilidad uniforme, los cuales están asociados a tres diferentes niveles de pérdida y cuatro distintos periodos de retorno. Estos espectros corresponden solo a sismos provenientes de la Brecha de Guerrero y son útiles solo para el sitio SCT. Se puede observar cómo la elección del daño o pérdida aceptable impacta directamente sobre las ordenadas espectrales. Se puede observar que a mayor pérdida las ordenadas espectrales decrecen, es decir la resistencia de diseño tenderá a ser menor entre mayor sea el valor de pérdida aceptable, lo cual es lógico. Se puede observar además, que la variación entre las ordenadas espectrales en periodos cortos es muy pequeña, esto se puede deber entre otras cosas a la selección del modelo histerético de comportamiento, el cual subestima la respuesta en estructuras rígidas. Otra causa es la variación que existe en la relación del daño y su valor de pérdida, la cual no es lineal en estos valores de pérdida (0.1, 0.2 y 0.3), lo que provoca que para pequeñas variaciones en el daño físico, la pérdida económica asociada crezca más rápido.



**Figura 2.18.** Espectros de vulnerabilidad para varios niveles de daño esperado ( $\beta = 0.1$ ,  $\beta = 0.2$  y  $\beta = 0.3$ ) y periodos de retorno ( $TR = 150$ ,  $TR = 250$ ,  $TR = 500$  y  $TR = 1000$  años)

En la Figura 2.19 se muestran los mismos EVU de la Figura 2.18 pero ordenados de tal manera que sea más sencillo comparar sus valores según sea su periodo de retorno. Se puede observar que para presentar un daño específico, la selección del periodo de retorno impacta sustancialmente en las ordenadas espectrales, lo cual parece lógico ya que un sismo de mayor periodo de retorno tiene niveles de demanda sísmica mayores que uno de menor periodo de retorno, haciendo que la resistencia de diseño asociada crezca y viceversa.



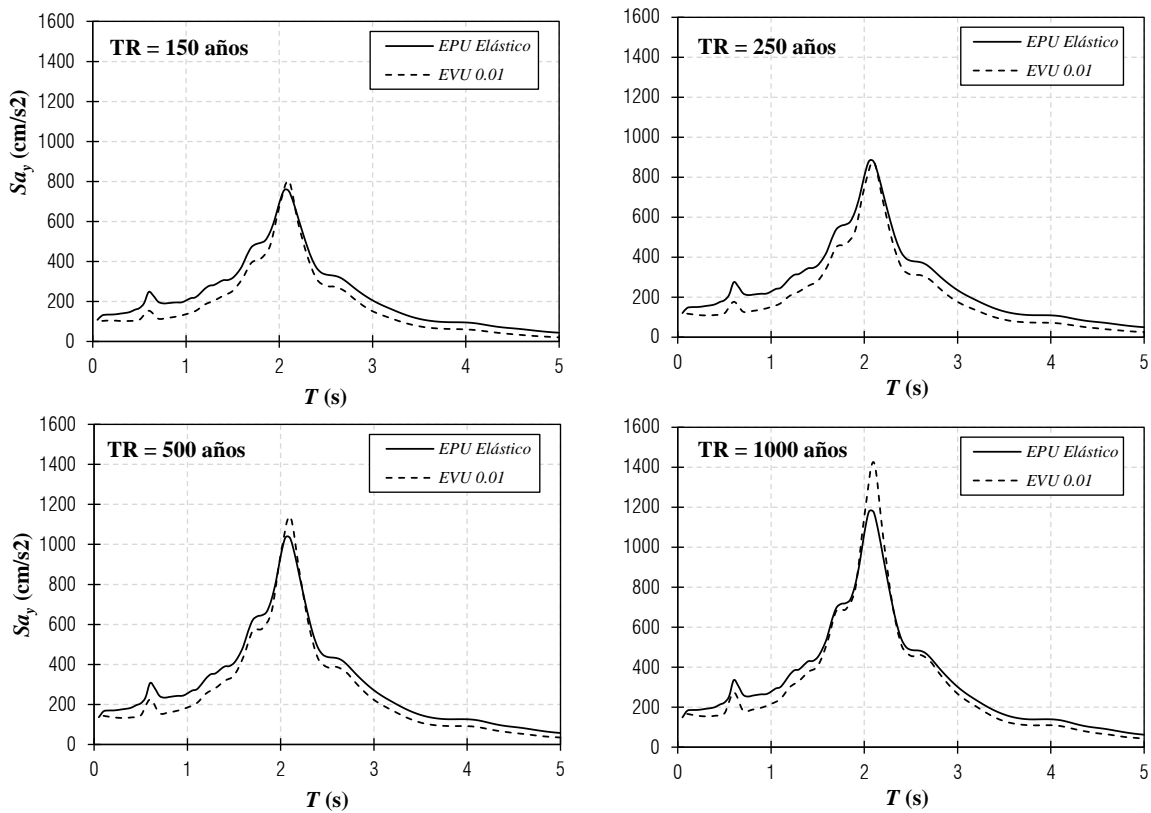
**Figura 2.19.** Espectros de vulnerabilidad para varios niveles de daño esperado ( $\beta = 0.1$ ,  $\beta = 0.2$  y  $\beta = 0.3$ ) y periodos de retorno ( $TR = 50$ ,  $TR = 250$ ,  $TR = 500$  y  $TR = 1000$  años)

Por otro lado, se realizó un análisis comparativo en los valores extremos del daño esperado del espectro de vulnerabilidad uniforme, es decir cuando el daño esperado tiende a cero (espectro de peligro uniforme elástico) y cuando el daño esperado es igual a la unidad. Esto con la finalidad de tener un punto de referencia sobre los resultados obtenidos.

Para el caso de que el valor de daño es igual a uno los valores de ordenadas espectrales adquirirían un valor que tienden a cero para todos los casos, es decir, para que la estructura siempre colapse ante cualquier registro sísmico, la resistencia deberá ser cercana a cero, lo cual parece lógico, aunque físicamente imposible. Para el caso en que el valor de daño sea cero, se sabe que las ordenadas espectrales resultantes tendrán que ser similares a las del espectro de peligro

uniforme elástico (EPU) de la fuente de estudio; sin embargo, debido a que en el proceso de cálculo se utilizan formas funcionales que se indeterminan a ser evaluadas en un valor de daño igual cero, para tener un punto de comparación se eligió un valor daño cercano a cero. En la Figura 2.20 se muestran las comparaciones entre los espectros de vulnerabilidad uniforme con daño esperado igual 0.01 y el espectro de peligro uniforme elástico de la fuente sísmica seleccionada para varios periodos de retorno.

En la misma figura se puede observar que para algunos valores de las ordenadas espectrales, el EVU subestima las aceleraciones proporcionadas por el EPU, esto puede ser debido principalmente a que el daño propuesto no es exactamente igual a cero. No obstante, esta comparación nos permite pensar que las aproximaciones en las ordenadas espectrales para este valor extremo de daño son buenas.



**Figura 2.20** Se muestra una comparación entre el EPU elástico de la fuente sísmica elegida y un EVU con valor esperado de daño cercano a cero para periodos de retorno de 1000, 500, 250 y 150 años respectivamente

Hay que recordar para poder elaborar espectros de diseño se deben considerar todas las fuentes sísmicas que afectan al sitio de estudio, esto para poder contemplar todos los posibles escenarios en todas sus formas posibles. En este estudio solo se contempla una fuente sísmica por lo que no se podrían usar directamente en el diseño sismo resistente. Además los espectros de diseño deben tomar en cuenta el efecto de la sobrerresistencia estructural y la concentración de demandas de ductilidad en los entrepisos de sistemas de múltiples grados de libertad.



Los EVU aquí calculados son para estructuras cuyo comportamiento sea equivalente a sistemas de un grado de libertad, así que para diseñar una estructura de múltiples grados de libertad utilizando la resistencia lateral correspondiente al periodo de vibrar de la estructura en un EVU, será necesario modificar esta resistencia lateral, ya que se podrían presentar demandas de ductilidad de entrepiso mayores a las del sistema equivalente de un grado de libertad (Santa Ana 1999). Estas modificaciones quedan fuera del alcance de esta tesis.

Se ha observado que la sobrerresistencia que pudiera presentar una estructura, es factor importante dentro del diseño, ya que las modificaciones estructurales resultantes de un diseño sísmico basado en desempeño modifican notablemente la curva de capacidad considerada en el diseño inicial. Para considerar el efecto de la sobrerresistencia se han desarrollado factores de reducción por sobrerresistencia (Miranda 1997; Miranda *et al.* 1999; Santa Ana y Miranda 2000; entre otros) y por el efecto de múltiples grados de libertad que pudieran ayudar a tomar en cuenta los efectos antes mencionados.

Las posibles reducciones que se pudieran aplicar a los espectros aquí obtenidos quedan fuera del alcance de esta tesis, ya que su propio estudio requiere de mayor investigación y es deseable que en futuros trabajos se profundice más sobre el tema.

Como se pudo observar los EVU proporcionan la demanda de resistencia de diseño para que la estructura que se esté diseñando presente o exceda un determinado nivel de daño cada cierta cantidad de tiempo, para su cálculo es necesario llevar a cabo un cálculo estadístico y probabilístico de todos los valores de daño asociados a una resistencia y a una magnitud sísmica.

## 2.5 Espectro de pérdida anual esperada constante

Los espectros que se proponen en esta tesis tienen como objetivo principal sentar las bases para un criterio de diseño basado en riesgo sísmico; conceptualizado como las consecuencias económicas que deja la ocurrencia de un movimiento sísmico sobre una o varias estructuras.

Otra manera de poder conceptualizar el diseño sísmico basado en riesgo es a través de espectros construidos a través de un único parámetro cuantificador de este; el cual permita a las entidades encargadas de la toma de decisiones, contar con información esencial para la gestión de riesgos futuros.

Una de estos parámetros es la pérdida anual esperada (PAE) la cual es calculada como la suma del producto entre las pérdidas esperadas para determinado evento y la probabilidad de ocurrencia de dicho evento en un periodo de un año, para todos los eventos estocásticos considerados. Esta indica el costo que debe ser pagado anualmente para cubrir las pérdidas esperadas en un evento futuro, que en este caso está expresado como un porcentaje del valor de reposición. La PAE se puede obtener como:

$$PAE = \sum_{i=1}^N FA_i \beta_i \quad (2.14)$$

donde  $PAE$  es la pérdida anual esperada  $FA_i$  es la frecuencia anual de ocurrencia de un evento sísmico que cause un nivel de pérdida  $\beta_i$ , y  $\beta_i$  es la pérdida media asociada a dicho evento sísmico.

La frecuencia anual de ocurrencia puede ser obtenida a través de la tasa de excedencia de magnitudes como la diferencia entre la tasa de excedencia de una magnitud  $M$  menos la tasa de excedencia de un temblor de magnitud  $M+\Delta M$ .

$$FA_i = \lambda(M_i) - \lambda(M_i + \Delta M) \quad (2.15)$$

donde  $\lambda(M_i)$  es la tasa de excedencia de un temblor de magnitud  $M$ ,  $\lambda(M+\Delta M)$  es la tasa de excedencia de un temblor e magnitud muy cercana a  $M$ .

Así pues a través del análisis estadístico de los valores de pérdida asociados a una magnitud y de la utilización de la expresión (2.14) es posible construir espectros de PAE constante.

Como un ejemplo, es posible calcular los espectros de PAE constante asociados a la fuente sísmica y al sitio de estudio del ejemplo de aplicación mostrado anteriormente. Recordando, en este caso se analizaron magnitudes entre 7.2 y 8.2 con un incremento de magnitud de 0.1, con un total de mil registros sísmicos por magnitud. Además se obtuvieron espectros de pérdida asociados a cada uno de los registros sísmicos utilizados.

El cálculo de la frecuencia anual de ocurrencia de sismos de determinada magnitud se obtuvo con la ecuación (2.15), utilizando, al tasa de excedencia de magnitudes calculada en el punto 2.4.2 de este capítulo, con un  $\Delta M$  de 0.1, debido a que los sismos utilizados en este estudio tienen este incremento de magnitud como mínimo.

Por otro lado el cálculo del valor esperado de pérdida asociada a una magnitud sísmica, a una resistencia de diseño y aun periodo de vibrar fue obtenido del análisis estadístico de los resultados obtenidos en el punto 2.4.5.

Una vez calculada la PAE mediante la ecuación (2.14) utilizando la información descrita anteriormente, para cada periodo estructural y cada resistencia analizada es posible construir una tabla como la se muestra a continuación.

**Tabla 2.3** Valores de PAE asociados a un periodo de vibrar y a una resistencia de diseño específica

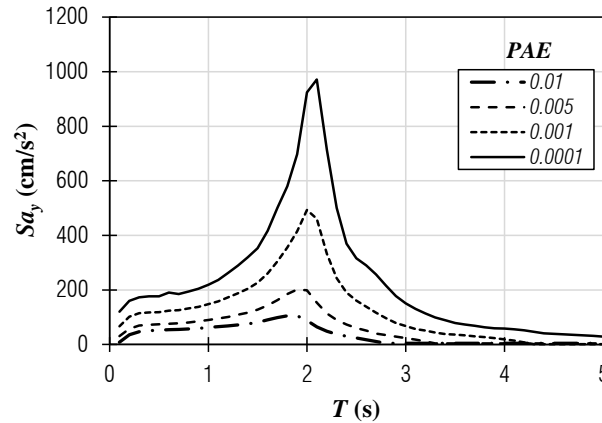
	$Sa_{y1}$	$Sa_{y2}$	---	$Sa_{yi-1}$	$Sa_{yn}$
$T_1$	$PAE_{1,1}$	$PAE_{1,2}$	---	$PAE_{1,i-1}$	$PAE_{1,n}$
$T_2$	$PAE_{2,1}$	$PAE_{2,2}$	---	$PAE_{2,i-1}$	$PAE_{2,n}$
---	---	---	---	---	---
$T_{i-1}$	$PAE_{i-1,1}$	$PAE_{i-1,2}$	---	$PAE_{i-1,i-1}$	$PAE_{i-1,n}$
$T_n$	$PAE_{n,1}$	$PAE_{n,2}$	---	$PAE_{n,i-1}$	$PAE_{n,n}$

Con los valores contenidos en la Tabla 2.3 es posible calcular la resistencia de diseño asociada a una PAE específica para un periodo de vibrar determinado. Para ello basta con seleccionar el periodo de vibrar de interés e interpolar entre valores de PAE, el valor de resistencia de diseño asociada a este valor de PAE específico.

Una vez obtenido el valor de resistencia asociado a un valor específico de PAE para un periodo determinado, basta con repetir el proceso para todos los periodos de vibrar deseados, manteniendo el mismo valor de PAE de interés. Graficando el valor de periodo contra la

resistencia de diseño asociado a un mismo valor de PAE, es posible obtener un espectro de diseño sísmico con PAE uniforme.

En la Figura 2.21 se presentan algunos espectros de PAE constante, asociados a 4 valores de PAE.



**Figura 2.21** Espectros de PAE constante, correspondientes a cuatro valores distintos de PAE

En la Figura 2.20 se puede observar que la selección de un costo anual de reparación aceptable impacta sustancialmente en las ordenadas espectrales de diseño, así pues mientras menor sea el costo anual aceptable, las ordenadas espectrales crecerán, lo cual es lógico, ya que si se desea que las reparaciones sean mínimas, la estructura deberá ser más resistente.

Como un ejemplo, si se desea construir una edificación la cual tiene un costo de recuperación de 100 millones de pesos, se deberá decidir qué nivel de riesgo sísmico se desea aceptar en el momento de diseño utilizando el espectro de la Figura 2.20, así pues se puede decidir si se construirá con un costo de reparación anual esperado de 1 millón de pesos, 500 mil pesos, 100 mil pesos o 10 mil pesos (0.01, 0.005, 0.001 o 0.0001 de PAE, respectivamente), esta decisión deberá ser tomada, basados en un análisis costo – beneficio.

Como conclusión, el diseño por riesgo, sin duda, es el futuro de del diseño sísmico de edificaciones, ya que las decisiones normalmente son tomadas en ambientes económicos o de seguridad de vidas, en las que la selección de riesgo aceptable es crucial. Por lo que contar con información orientada a esta toma de decisiones desde el momento del diseño estructural es vital. Los espectros aquí desarrollados son un esfuerzo para brindar este tipo de información a los diseñadores o tomadores de decisiones, se espera que futuros estudios puedan refinar los cálculos aquí propuestos, minimizando la incertidumbre que existe en muchas de las hipótesis aquí planteadas.

# **CAPÍTULO 3: VALIDACIÓN DE LOS ESPECTROS DE VULNERABILIDAD UNIFORME**



## CAPÍTULO 3

# VALIDACIÓN DE LOS ESPECTROS DE VULNERABILIDAD UNIFORME

### 3.1 Objetivo

El presente capítulo tiene como objetivo validar los espectros de vulnerabilidad uniforme mediante la comparación entre el daño aceptado en el momento de diseñar una estructura (utilizando EVU), contra el daño resultante de evaluar dicha estructura (ya diseñada) mediante una metodología para la evaluación del comportamiento sísmico. Los resultados de dicha comparación pueden dar una idea de la aproximación que los EVU proporcionan al estimar el daño esperado desde el momento del diseño estructural.

### 3.2 Introducción

Para ilustrar la implementación de los espectros de vulnerabilidad uniforme (EVU) se presenta un ejemplo de su uso del diseño sísmico de estructuras. Dicho ejemplo consta del diseño sísmico de un marco de concreto equivalente a un sistema de un grado de libertad, para posteriormente llevar a cabo una evaluación del comportamiento sísmico a través de análisis dinámicos en el rango no lineal.

Una vez diseñada la estructura del marco utilizando EVU, se procederá a realizar una revisión del desempeño sísmico, primero, mediante una evaluación sencilla utilizando la tasa de excedencia de intensidades y la curva de vulnerabilidad del marco propuesto, para después mediante la metodología propuesta por el Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) para la evaluación del comportamiento sísmico (Cornell y Krawinkler 2000; Moehle *et al.* 2005; Bazzurro *et al.* 2006), cuyo resultado principal en la obtención de la tasa de excedencia de daño. Se espera que el daño resultante de la evaluación sea aproximado al daño propuesto en el proceso de diseño.

### 3.3 Características y diseño de la estructura propuesta

Para el diseño sísmico de la estructura propuesta se realizó un análisis dinámico modal espectral, utilizando un EVU con un periodo de retorno de 475 años asociado a un daño esperado del 10 %.

Las cargas introducidas al modelo son solo las correspondientes al peso propio de la estructura, las cuales incluyen el peso propio de columnas, trabe y losa.

Las resistencias de los elementos estructurales a los diferentes modos de falla serán consideradas iguales a los elementos mecánicos derivados del análisis estructural correspondiente, esto debido a que las metodologías para el cálculo de resistencias contenidas en reglamentos o códigos contienen implícitamente un incremento de resistencia a la nominal,

adicionando efectos de sobrerresistencia en los elementos estructurales, este sería una fuente de incertidumbre que queda fuera de los alcances de este estudio.

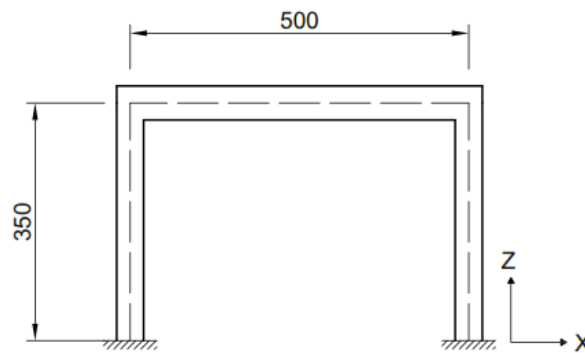
### 3.3.1 Características básicas del modelo

En la Tabla 3.1 se muestran algunas de las características básicas de los materiales que conforman el marco de estudio.

**Tabla 3.1** Características mecánicas básicas de los materiales utilizados en el modelo

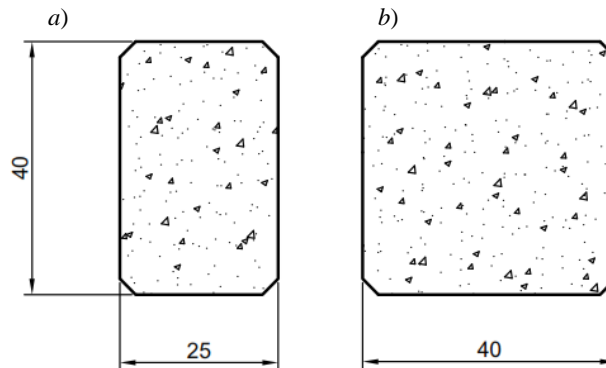
Material	Módulo de elasticidad ( $E$ ) [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo a la compresión ( $f'c$ ) [kg/cm <sup>2</sup> ]	Peso volumétrico [ton/m <sup>3</sup> ]
Concreto	221359	250	2.4

En la Figura 3.1 se muestra una vista en elevación para la dirección longitudinal del marco analizado, dicha dirección es la única que se analizará en este ejemplo. Las dimensiones fueron elegidas basados en que estas son cotidianas en los marcos de construcciones comunes.



**Figura 3.1.** Vista en elevación en dirección del modelo propuesto (acot. en cm)

En la Figura 3.2 se muestran las secciones propuestas para los elementos estructurales, dichas secciones fueron elegidas basadas en criterios empíricos, al igual que las dimensiones de la estructura, mostradas en la figura anterior.



**Figura 3.2** Secciones de los elementos estructurales, a) trabe y b) columnas (acot. en cm)

### 3.3.2 Cargas

En la Tabla 3.2 se muestra una relación entre las dimensiones de los elementos estructurales que conforman el marco con su respectivo peso volumétrico, de dicha relación resultan las cargas muertas introducidas al modelo.

**Tabla 3.2** Análisis de cargas muertas

Elemento estructural	Peso volumétrico (t/m <sup>3</sup> )	$d$ (m)	$b$ (m)	$L$ (m)	$w$ (ton)
Trabe	2.40	0.40	0.25	5.00	1.20
Columna x2	2.40	0.40	0.40	3.50	1.34
Losa	2.40	0.20	2.50	5.00	3.00

### 3.3.3 Características dinámicas

En la Tabla 3.3 se presentan las características dinámicas de la estructura de estudio, dichas características permiten estimar la pseudo-aceleración espectral con la cual será demandada la estructura que se diseña.

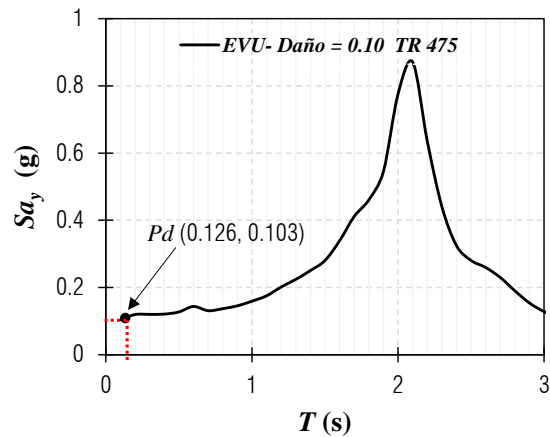
**Tabla 3.3** Características dinámicas

Masa, $m$ (kg-s <sup>2</sup> /cm)	Rigidez, $k$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Periodo, $T$ (s)	Frecuencia, $\omega$ (1/s)
5.67	14098	0.126	49.87

### 3.3.4 Espectro de diseño

En el método de diseño convencional, el espectro de diseño correspondiente se reduce por un factor  $Q'$  que es función del factor de comportamiento sísmico  $Q$  y del periodo del suelo  $T_s$  (NTC-S, Apéndice A). Al elegir un factor de comportamiento diferente a la unidad se acepta que la estructura tendrá un cierto nivel de daño después de la ocurrencia de un sismo; no obstante, esta metodología no provee de un valor claro de la magnitud que tendrá de dicho daño, es en este punto donde los EVU hacen su contribución, proporcionando un valor explícito del daño aceptado en un determinado periodo de retorno. En esta parte del diseño el espectro de diseño reducido por  $Q'$  será sustituido por un EVU con un nivel de daño controlado.

En el ejemplo de para la validación de los EVU, el daño propuesto es de un 10% en un periodo de retorno de 475 años, este espectro corresponde a sismos raros (SEAOC 1995). El espectro correspondiente a estas condiciones fue obtenido utilizando la metodología propuesta, dicho espectro se muestra en la Figura 3.3. Con fines de visualización del periodo estructural y la pseudo-aceleración de diseño correspondiente, en la Figura 3.3 el valor máximo del periodo contemplado fue reducido a 3 segundos. Se puede observar que de las características dinámicas de la estructura y del EVU de diseño, que las coordenadas del punto de diseño ( $Pd$ ) corresponden a un periodo de 0.126 s y a una pseudo-aceleración de 0.103 g.



**Figura 3.3.** Espectro de diseño considerando como fuente sísmica la brecha de Guerrero con periodo de retorno de 475 años asociado a un daño del 10%

### 3.3.5 Elementos mecánicos y momentos de fluencia en elementos estructurales

En la Tabla 3.4 se muestran los elementos mecánicos máximos derivados de un análisis dinámico modal para la estructura de estudio.

**Tabla 3.4** Elementos mecánicos máximos presentados debido a la acción sísmica

Elemento	Extremo	Cortante (ton)	Momento flexionante (ton-m)	Fuerza Axial (ton)
Trabe	-	0.1450	0.3323	-0.2864
Columna	Inferior	0.2864	-0.3323	-0.1450
	Superior	0.2864	0.6412	-0.1450

Como se menciona anteriormente, recurrir a un proceso de diseño formal añadiría incertidumbres extras al proceso de evaluación, debido a lo anterior, los momentos actuantes derivados del análisis estructural se considerarán iguales a los momentos resistentes de las secciones que componen la estructura de estudio. En la Tabla 3.5 se presentan los valores correspondientes:

**Tabla 3.5** Momentos resistentes de las secciones propuestas ante carga sísmica

Elemento	Extremo	My (+)	My (-)
Trabe	-	0.3323	0.3323
Columna	Inferior	0.6412	0.6412
	Superior	0.3323	0.3323





### 3.4 Evaluación de la respuesta sísmica

En la siguiente parte de proceso de validación, se llevará a cabo una comparación entre el daño esperado que se estima desde el proceso de diseño contra el daño esperado resultante de una análisis de comportamiento sísmico, ya diseñada la estructura. Para ello se procederá a utilizar dos formas para la evaluación del daño esperado, primero utilizando la curva de tasa de excedencias de intensidades y la curva de vulnerabilidad de la estructura y posteriormente mediante el cálculo de la tasa de excedencia de daño propuesta por el PEER (Cornell y Krawinkler 2000; Moehle *et al.* 2005; Bazzurro *et al.* 2006). Se espera que la tasa de excedencia del daño esperado sea aproximada a la que la del espectro de diseño (EVU) provee.

### 3.5 Estimación de la tasa de excedencia de daño relacionando la de tasa de excedencia de intensidades y la función de vulnerabilidad

Para llevar a cabo esta inspección es necesario, por un lado conocer la tasa de excedencias de intensidades sísmicas y por otro la curva de vulnerabilidad de la estructura que se está analizando. Como ya se ha mencionado, la curva de tasa de excedencias de intensidades proporciona el número de veces medio que una medida de intensidad es excedida cada cierta cantidad de tiempo, mientras que la curva de vulnerabilidad proporciona el valor del daño esperado en la estructura dada una intensidad sísmica. Si se relaciona la intensidad necesaria para provocar un cierto valor de daño esperado con la tasa de excedencia de dicha intensidad, se puede estimar de manera rápida (sí se conocen estos dos parámetros previamente) la tasa de excedencia de dicho daño esperado.

A continuación se muestra el proceso de cálculo de ambas curvas para llevar a cabo la estimación de la tasa de excedencia del daño propuesto mediante este método.

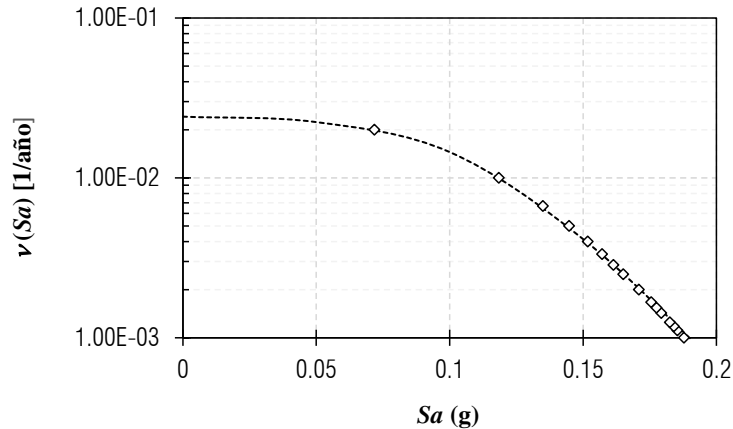
#### 3.5.1 Cálculo de la curva de tasa de excedencia de intensidades

Uno de los resultados de un PSHA (ver capítulo 1) es la curva de tasa de intensidades, generalmente esta curva es obtenida mediante la evaluación de la ecuación (2.1), la cual fue definida en el capítulo 2. A partir del cálculo de curvas de tasa de excedencias de pseudo-aceleraciones para varios periodos estructurales se pueden construir espectros de peligro uniforme elásticos, los cuales proporcionan ordenadas espectrales en términos de pseudo-aceleración con la misma tasa de excedencia en un periodo de tiempo determinado (ver capítulo 2).

En esta tesis para el cálculo de la tasa de excedencias de intensidades del sitio de estudio, se realizó un proceso inverso al anteriormente descrito, es decir, a partir de espectros de peligro uniforme obtenidos para la zona de interés y asociados a la fuente sísmica de estudio (Niño y Ayala 2008), se obtuvieron los valores de tasa de excedencia de intensidad asociados al periodo fundamental de la estructura analizada.

Este proceso se realizó seleccionando el periodo de vibrar de la estructura analizada en un EPU de tasa de excedencia conocida, para conocer la ordenada espectral correspondiente a ese periodo y esa tasa de excedencia, este proceso se repite utilizando un EPU con una tasa de excedencia diferente, hasta tener una colección de puntos que describa la curva de tasa de excedencia de intensidades asociada al periodo de vibrar de la estructura.

En la Figura 3.4 se muestra la curva de tasa de excedencias de intensidades resultante de llevar a cabo el proceso anteriormente descrito, los marcadores representan la colección de puntos obtenidos y la línea punteada es la curva de ajuste.



**Figura 3.4.** Curva de tasa de excedencia de intensidades correspondiente a la fuente sísmica de estudio asociada a un periodo estructural de  $T = 0.126s$  en SCT.

### 3.5.2 Cálculo de la curva de vulnerabilidad de la estructura de estudio

Para la obtención de la curva de vulnerabilidad (ver capítulo 3) de la estructura que se está analizando es necesario conocer la respuesta no lineal de la misma ante la sismicidad de la zona. Para ello se realizaron análisis dinámicos no lineales con la finalidad de obtener el desempeño de la estructura de estudio ante la acción de una muestra representativa de acelerogramas provenientes de la fuente sísmica de estudio para la zona de análisis.

#### *Análisis dinámico incremental*

El análisis dinámico incremental (IDA, por sus siglas en inglés) (Vamvatsikos y Cornell 2002) consiste en una serie de análisis dinámicos no lineales paso a paso de la estructura ante la acción de uno o varios registros sísmicos escalados a varios niveles de intensidad. Es una herramienta que permite estimar el comportamiento de las estructuras bajo intensidades sísmicas crecientes, dicho comportamiento comúnmente puede estar expresado en términos de desplazamientos laterales o cortante basal, ambos como función de la intensidad sísmica. Los valores máximos en la historia de desplazamientos, distorsiones o fuerza cortante que resulten de esta serie de análisis contra la intensidad máxima del registro es la llamada curva IDA.

Los acelerogramas utilizados para el cálculo de las curvas IDA fueron una muestra del total de acelerogramas sintéticos generados para la zona de estudio. La finalidad de esta parte del proceso de evaluación, es someter a la estructura de estudio a la sismicidad total generada por la Brecha de Guerrero dentro de la zona de estudio para conocer su respuesta dinámica no lineal.

En la literatura existen varias expresiones para la estimación del tamaño de muestras de poblaciones finitas. El cálculo del tamaño de la muestra se realizó con la ecuación (4.1) debido a que los parámetros que utiliza permiten tener un mayor control del error esperado.

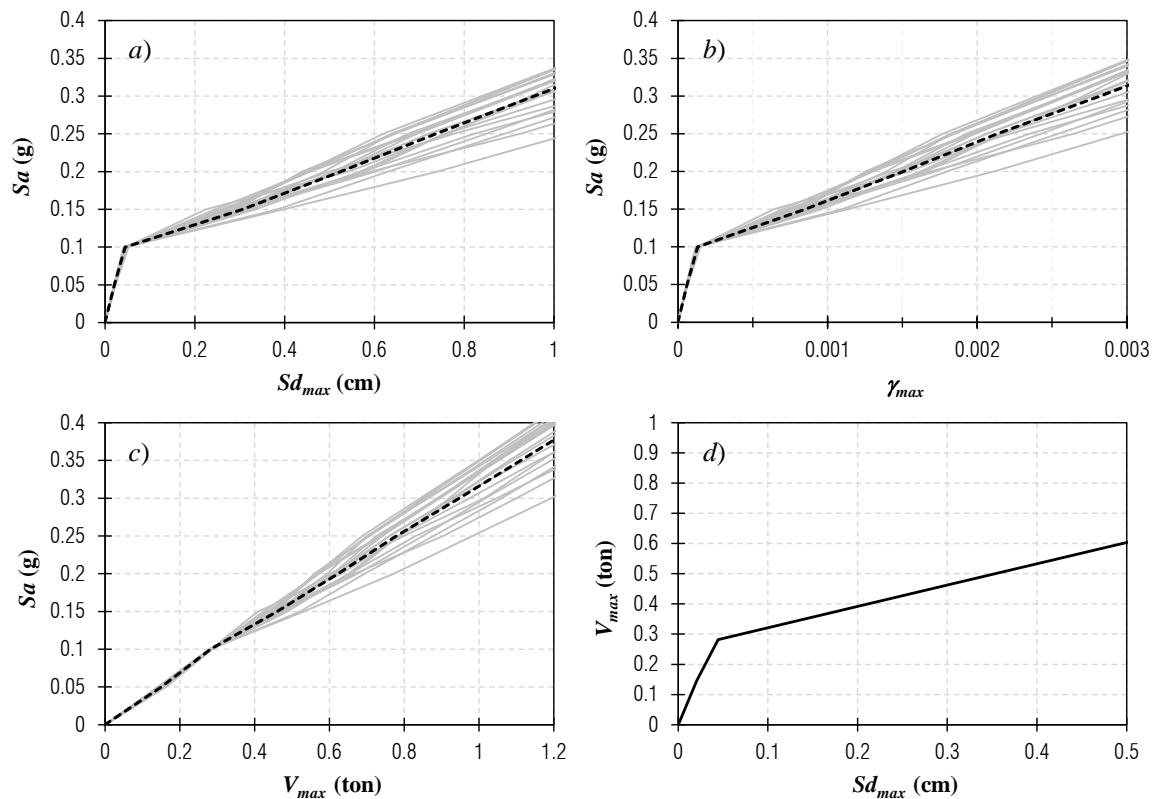
$$n = \frac{N(0.5\alpha_c)^2}{1 + [E(N-1)]} \quad (3.1)$$

donde  $N$  es el tamaño total de la población,  $E$  es el error esperado y  $\alpha_c$  es el inverso de la distribución de probabilidad  $t$  de Student de dos colas aplicada al nivel de confianza determinado.

En el caso de este ejercicio, los parámetros que definen la ecuación el tamaño de la población son: 11 mil registros sísmicos como tamaño de la población, el error esperado aceptable fue de un 4% mientras que el nivel de confianza deseado fue del 95 %. Con dichos valores dicha muestra consistió en una selección aleatoria de 52 registros sísmicos por magnitud, resultando en un total de 572 registros sísmicos.

El proceso de cálculo de los análisis dinámicos no lineales paso a paso de realizó mediante el programa Drain 2Dx de la Universidad de Berkeley (Prakash *et al.* 1993).

De manera ilustrativa, en la Figura 3.5 se muestran algunas de las 572 curvas IDA obtenidas para la estructura de estudio asociadas a diferentes parámetros, a) desplazamientos, b) distorsiones, c) cortante basal, y d) la curva de dinámica de comportamiento sísmico de la estructura. Se muestran en líneas grises curvas IDA correspondientes a registros arbitrarios y en línea negra punteada el valor medio correspondiente al total de curvas IDA calculadas.



**Figura 3.5.** Algunas curvas IDA obtenidas que relacionan a) desplazamientos vs intensidad, b) cortante basal vs intensidad, c) distorsión vs intensidad y d) curva dinámica de comportamiento sísmico

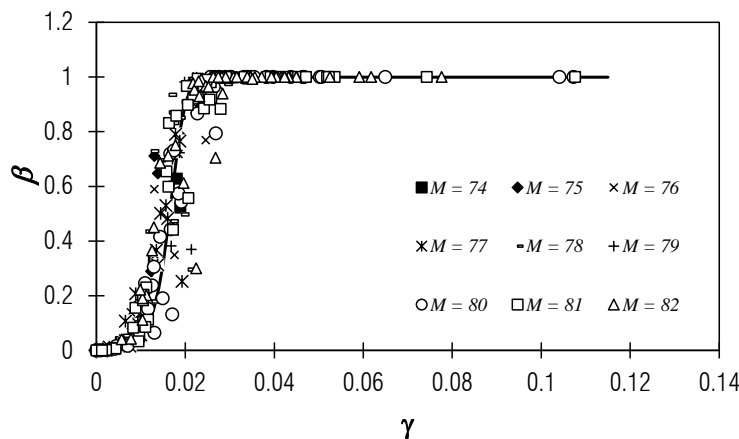
### Nivel de daño asociado a un parámetro de desempeño

El nivel de daño se puede medir en función del desempeño de una estructura, dicho desempeño puede estar parametrizado, por ejemplo, por los desplazamientos laterales o angulares o por las distorsiones asociadas a dichos desplazamientos.

Se debe resaltar que el daño en una estructura es un fenómeno multiparamétrico que posee además diversas incertidumbres ajenas al mismo diseño estructural y que tratar de caracterizarlo con un solo parámetro de desempeño generaría ineludiblemente en diferente medida distintos niveles de dispersión en los resultados. Aunado a esto, muchos autores (Kircher *et al.* 1997; Calvi 1999; Panagiotakos y Fardis 2001; Lagomarsino y Giovanazzi 2002; FEMA 2012; Vielma *et al.* 2014) han propuesto utilizar las distorsiones de entrepiso como el mejor parámetro para cuantificar el daño sísmico de manera práctica y sencilla, lo cual resulta muy conveniente al utilizar curvas IDA.

El nivel de daño comúnmente se caracteriza por umbrales cualitativos (Kircher *et al.* 1997; Calvi 1999; Panagiotakos y Fardis 2001; Lagomarsino y Giovanazzi 2002; FEMA 2012; Vielma *et al.* 2014) (sin daño, leve, moderado, severo, completo, *etc.*) que están relacionados a una gama de diferentes niveles de distorsión que caracterizan a dicho umbral; sin embargo, estos umbrales al ser cualitativos, no proporcionan información numérica al ingeniero que pudiera serle útil para posteriores análisis. Debido a lo anterior en este trabajo se propone el uso de índices de daño en primera instancia, para después asociar un nivel de pérdida, esto para poder caracterizar los distintos niveles de daño asociados a la distorsión resultante de los análisis IDA, sustituyendo un valor cualitativo por uno cuantitativo que será de mayor utilidad en la evaluación del comportamiento sísmico.

Para poder relacionar un valor de distorsión con un valor de pérdida, se realizó un proceso de ajuste a una función uniparamétrica utilizando como datos de entrada la pérdida asociada (ver capítulo 3) a los 572 registros sísmicos utilizados en el IDA para la estructura de estudio, resultando en una expresión empírica que relaciona la distorsión de entrepiso con un estado de pérdida. En la Figura 3.6 se puede observar la dispersión de los datos y la curva de ajuste correspondiente.



**Figura 3.6.** Daño *vs* distorsión asociada (marcadores) y curva de ajuste correspondiente (línea continua) asociada a una estructura de periodo  $T = 0.126s$  y  $Sa_y = 0.103g$

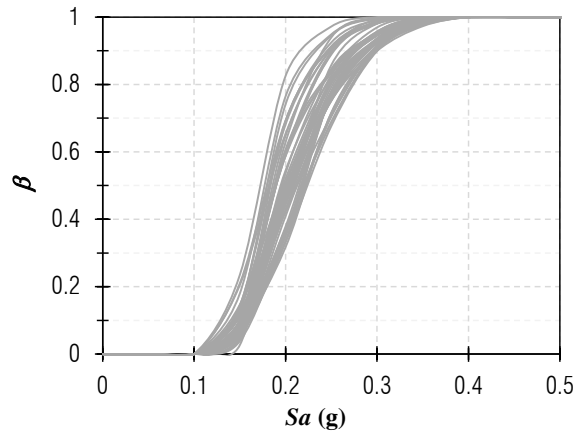
La expresión resultante que describe a la curva de ajuste es la siguiente:

$$\beta = \frac{\alpha_1 \cdot \gamma^{\alpha_2}}{\alpha_3^{\alpha_2} + \gamma^{\alpha_2}} \quad (3.2)$$

donde  $\gamma$  es el nivel distorsión,  $\beta$  es el nivel de pérdida.  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  y  $\alpha_3$  son coeficientes libres que dan forma a la función, con valores de  $1.03 \times 10^0$ ,  $4.22 \times 10^0$  y  $1.52 \times 10^{-3}$  respectivamente.

### ***Función de vulnerabilidad***

Para el cálculo de la función de vulnerabilidad (ver capítulo 1) se relacionaron los dos tipos de curvas obtenidas anteriormente, por un lado la curva IDA de distorsión contra intensidad y por otro la curva de daño contra distorsión, resultando en una curva que relaciona directamente el daño contra la intensidad sísmica. En la Figura 3.7 se muestran algunas curvas  $\beta$ - $S_a$  para la estructura analizada.



**Figura 3.7.** Se muestran algunas curvas que relacionan el daño vs pseudo-aceleración cada una asociadas a algunos registros sísmicos arbitrarios.

La función de vulnerabilidad resulta entonces del análisis estadístico de los resultados para la totalidad de la muestra elegida, obteniendo así la variación del valor esperado y la desviación estándar de un nivel de daño dado un valor de intensidad sísmica. En la Figura 3.8 se muestra la función de vulnerabilidad obtenida para la estructura de estudio.

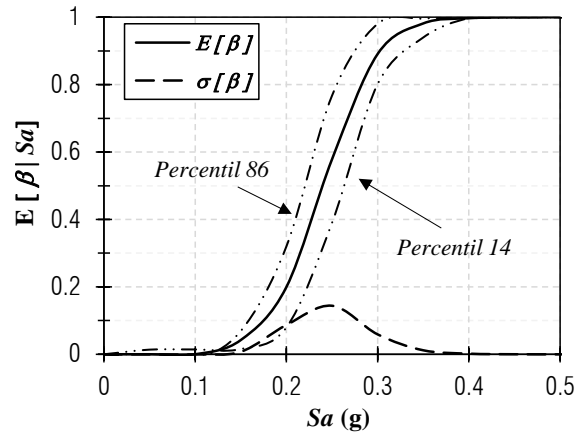


Figura 3.8. Curva de vulnerabilidad sísmica de la estructura analizada

### 3.5.3 Estimación de la tasa de excedencia de daño esperado

Para llevar a cabo esta estimación basta con relacionar la intensidad asociada a un valor de daño en la función de vulnerabilidad con la tasa de excedencia de dicha intensidad en la curva de tasa de excedencia de intensidades. En la Figura 3.9 se muestra de manera gráfica lo descrito anteriormente, utilizando las curvas obtenidas para la estructura que se está analizando.

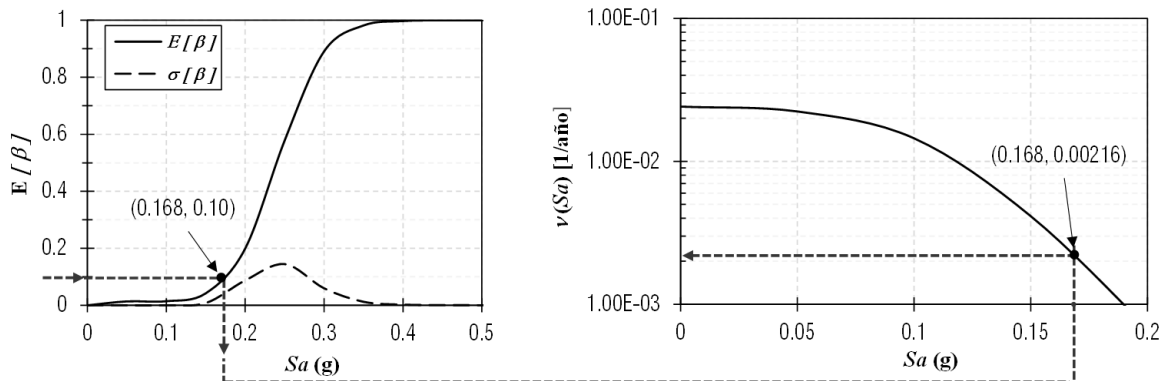


Figura 3.9. Proceso de estimación de la tasa de excedencia de daño utilizando la función de vulnerabilidad y la curva de tasa de excedencia de intensidades

Como se puede observar en la figura anterior, para el caso del marco propuesto, la pseudo-aceleración necesaria para tener un daño esperado de 0.1 es de 0.168g (obtenido de la curva de vulnerabilidad), trasladando este valor a la curva de tasa de excedencia de intensidades, sabemos que dicha intensidad tiene una tasa de excedencia de 0.00216 veces por año o lo que corresponde a un periodo de retorno de 463 años. Comparando estos resultados con las estimaciones que proporciona el EVU con el que se diseñó la estructura, podemos concluir que son bastante buenas ya que el EVU estima un daño del 10% cada 475 años mientras que utilizando la función de vulnerabilidad y la tasa de excedencia de intensidades este daño se estima cada 463 años lo que resulta en un error del 2.6%.

Este primer proceso de verificación es bastante rápido y sencillo de realizar conociendo la función de vulnerabilidad de la estructura de estudio y la tasa de excedencia de intensidades que la afectará durante su vida útil; empero, tiene la carencia de que al utilizar solo el valor esperado del daño se está dejando de lado la incertidumbre asociada.

Para considerar la incertidumbre que tiene el valor del daño asociado a una intensidad sísmica en el proceso de validación se utilizó la metodología que propone el PEER, para la evaluación sísmica.

### 3.6 Estimación de la tasa de excedencia de daño mediante la propuesta del PEER

En esta tesis, para el proceso de validación de los EVU propuestos, se utilizará una metodología propuesta por PEER para la evaluación del comportamiento sísmico de la estructura propuesta. Con el fin de tener un antecedente de la misma, se presentan a continuación algunas de sus generalidades.

#### 3.6.1 Generalidades de la evaluación del comportamiento sísmico PEER

La evaluación sísmica propuesta por PEER (Cornell y Krawinkler 2000; Moehle *et al.* 2005) es una evaluación práctica del desempeño sísmico de una estructura como la probabilidad de que un edificio presente un determinado nivel de daño. Los resultados obtenidos permiten estimar de manera racional la posibilidad de ocupación de un edificio después de un terremoto (nivel de daño) ya que actualmente esta inspección se realiza mediante una inspección visual y la decisión subsecuente se puede tornar muy subjetiva.

La metodología para la estimación del desempeño sísmico propuesta en PEER (Bazzurro *et al.* 2006) permite estimar la tasa de excedencia de un determinado estado de daño, o de un determinado estado de pérdida, a través de relacionar principalmente la tasa de excedencia de una medida de intensidad, con la probabilidad de excedencia de un parámetro de interés dada esta medida de intensidad, dicho parámetro puede estar representado por el daño estructural o una pérdida económica.

La metodología propuesta en PEER parte de la premisa de que los resultados de una evaluación del desempeño sísmico estructural pueden ser representados mediante un vector de variables de decisión ( $DV$ ). Estas variables pueden ser por ejemplo: a) la tasa anual de excedencia de pérdida económica o b) la tasa anual de excedencia de uno o más estados límite, como podría ser el caso del daño esperado. La cuantificación de estas variables es el principal objetivo de esta evaluación.

El procedimiento de este análisis implica la expansión o desagregación de la tasa de excedencia de las variables de decisión en términos de una medida del daño ( $DM$ ) y una medida de intensidad ( $IM$ ), una manera simplificada de esta desagregación se expresa como sigue:

$$DV = \iint G(DV | DM) dG(DM | IM) d\lambda(IM) \quad (3.3)$$

Donde  $G(DV | DM)$  es la probabilidad de que el vector de decisión exceda un valor específico dada una medida de daño;  $G(DM | IM)$  es la probabilidad de que una medida de

daño sea excedida dada una medida de intensidad y  $\lambda(IM)$  es la tasa de excedencia de intensidades que afecta la zona de estudio.

La probabilidad de que una de una medida de daño sea excedida, dada una medida de intensidad puede ser calculada mediante análisis estructurales en el rango no lineal, dichos análisis se deberán realizar bajo la demanda de múltiples acelerogramas los cuales deben ser capaces de representar la sismicidad de una determinada zona de estudio. Mientras que la tasa de excedencia de intensidades es comúnmente calculada mediante un análisis probabilista de peligro sísmico (PSHA).

En el caso de este estudio el vector decisión debe proporcionar información explícita sobre la tasa de excedencia del daño directamente, siendo ahora este parámetro la variable de decisión, por lo que la ecuación (3.3) se puede simplificar a lo siguiente:

$$DM = \iint (DM | IM) d\lambda(IM) \quad (3.4)$$

En el caso de esta tesis  $G(DM | IM)$  está expresado como la probabilidad de excedencia de un nivel de daño o pérdida asociada a una intensidad sísmica. Así pues, la función de vulnerabilidad contiene toda la información necesaria para describir la distribución de probabilidad de un nivel de daño dada una intensidad, por lo que es útil para la determinación del parámetro.

### 3.6.2 Probabilidad de excedencia de un nivel de daño dada una intensidad, $G(DM|IM)$

La función de vulnerabilidad representa la variación de los dos primeros momentos estadísticos del daño dada una intensidad sísmica, los cuales son suficientes para conocer la densidad de probabilidad de un determinado nivel de daño dado que ocurrió una demanda sísmica.

La densidad de probabilidad del daño se ajusta a una distribución de probabilidad Beta, con parámetros  $a$  y  $b$  (ver capítulo 2). En la Figura 3.10-a se muestra la función de vulnerabilidad correspondiente a la estructura de estudio (calculada previamente en el apartado 3.5.2) del presente capítulo, se indican en la misma, los valores del daño esperado, el cual debe de corresponder al daño preestablecido en el EVU de diseño ( $E[\beta] = 0.1$ ) y la desviación estándar asociada, mientras que en la Figura 3.10-b se muestra la densidad de probabilidad del daño dada una mediada de intensidad, la cual fue construida con los dos primeros momentos estadísticos indicados en la Figura 3.10-a.

Una vez obtenida la densidad de probabilidad completa del daño asociado a una demanda sísmica, es posible calcular la probabilidad de excedencia de un nivel de daño determinado como el complemento de la función de distribución de probabilidad Beta (ecuación, 2.12). En la Figura 3.11 se presenta la curva de probabilidad de excedencia obtenida para un nivel de daño esperado de 0.10 con una desviación estándar de 0.037. Estos valores fueron mostrados en la Figura 3.10 previamente.



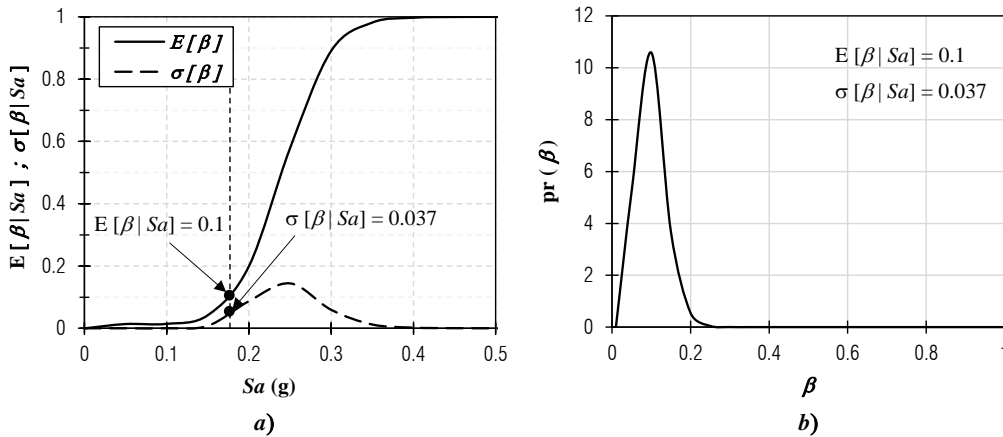


Figura 3.10. a) Curva de vulnerabilidad de la estructura analizada, se indica en valor esperado de daño y la desviación correspondiente y b) densidad de probabilidad de daño asociada a estos dos momentos estadísticos

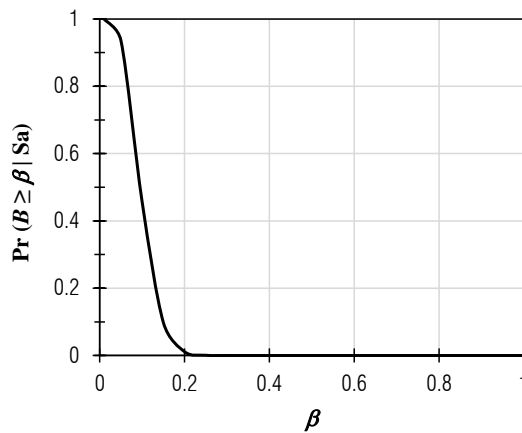


Figura 3.8. Curva de probabilidad de excedencia de daño dado un valor de intensidad sísmica

El parámetro  $G(DM | IM)$  es la probabilidad de que una medida de daño sea excedida dado que ocurrió una medida de intensidad, esto es equivale al cálculo de la probabilidad de excedencia de un valor de daño dada una intensidad sísmica obtenida en este numeral por lo que se puede concluir que para este caso:

$$G(DM | IM) = Pr(B \geq \beta | Sa) \quad (3.5)$$

### 3.6.3 Probabilidad de ocurrencia de una medida de intensidad, $d\lambda(IM)$

Una vez obtenida la probabilidad de excedencia de un nivel de daño dada una medida de intensidad, es necesario conocer la tasa de ocurrencia de esa intensidad.

La probabilidad de ocurrencia un valor exacto de intensidad de una variable continua, por definición es cero; sin embargo, es posible conocer la probabilidad de que la variable aleatoria se encuentre entre las vecindades del valor de interés. Si el intervalo entre las vecindades del valor

de interés es de tamaño diferencial, se puede conocer la tasa de ocurrencia de una determinada intensidad como la derivada de la tasa de excedencia de intensidades. Así pues, dado que la medida de intensidad utilizada en este ejemplo de validación es la pseudo-aceleración espectral, la tasa de ocurrencia de un nivel de intensidad puede ser calculada directamente de la curva de tasa de excedencia de intensidades obtenida en el numeral 3.5.1 como:

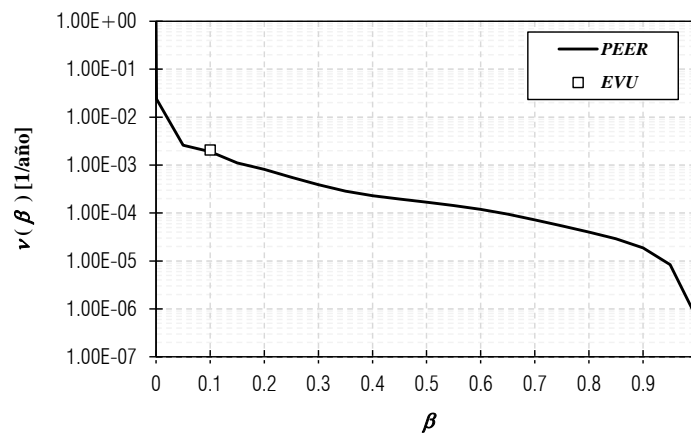
$$d\lambda(IM) = \left| \frac{dv(y)}{dy} \right| \quad (3.6)$$

### 3.6.4 Tasa de excedencia de daño, DV

Una vez obtenida la tasa de ocurrencia de intensidades y la probabilidad de excedencia de un nivel de daño aceptado dada una intensidad sísmica, se puede calcular el vector de decisión propuesto por el PEER, el cual, en el caso de este ejemplo de validación está representado como la tasa de excedencia de daño, la cual se obtiene con la ecuación (3.4).

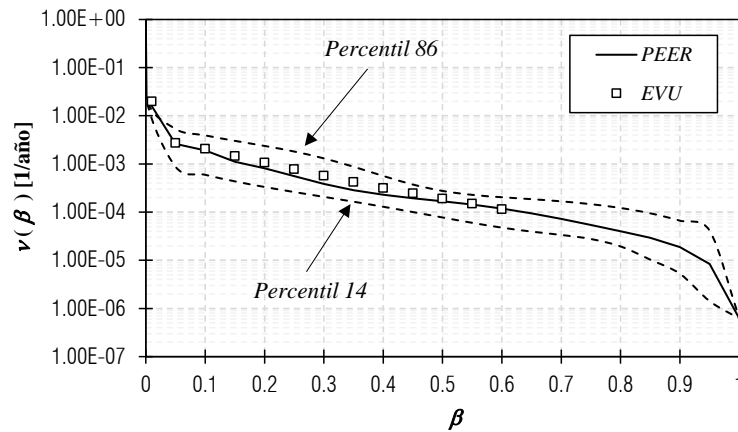
La ecuación (3.4) se resolvió para varios niveles de intensidad sísmica, con la finalidad de obtener la curva de tasa de excedencia de daño de la estructura analizada. Esta curva presenta el número de veces medio que una medida de daño es excedida anualmente, y es una manera de representar los resultados de la evaluación sísmica propuesta por el PEER.

En la Figura 3.9 se presenta la curva de tasa de excedencia de daño obtenida para la estructura de estudio (línea continua) y la tasa de excedencia del daño asociada al daño aceptado en el proceso de diseño utilizando EVU, el cual es de 0.1. Se puede observar que la tasa de excedencia del nivel de daño aceptado en el proceso de diseño es aproximada a la tasa de excedencia obtenida del proceso de evaluación sísmica (de la estructura ya diseñada) propuesta por el PEER. Se puede observar que la estructura se diseñó para que presentará un daño del 0.1 cada 475 años (tasa de excedencia de 0.0021), y se observa también que al evaluar sísmicamente esta estructura con la metodología propuesta por el PEER, se obtiene como resultado que dicha estructura tendrá en promedio un daño mayor o igual cada 526 años (tasa de excedencia de 0.0020), lo que se traduce en una diferencia del 9.0 %.



**Figura 3.9.** Tasa de excedencia de daño considerada en el proceso de diseño usando EVU (marcador) y tasa de excedencia de daño obtenida después de diseñada (línea continua)

Con el fin de evaluar el nivel de aproximación que proporcionan los EVU para diferentes niveles de daño aceptado, se procedió a realizar el proceso de validación descrito en este capítulo para la misma estructura pero utilizando EVU asociados a diferentes niveles de daño. En la Figura 3.10 se pueden observar los resultados correspondientes a la tasa de excedencia de daño utilizando EVU en el proceso de diseño (marcadores), y la curva de tasa de excedencia de daño obtenida mediante la metodología propuesta por el PEER (línea continua), se muestran también las curvas asociadas a los percentiles 14 y 86 (líneas punteadas). En la misma figura se puede observar que los valores estimados por el EVU en el proceso de diseño, son consistentes con la curva de tasa de excedencia de daño obtenida con la metodología propuesta por el PEER. Esto quiere decir que el EVU estima de manera muy aproximada el daño que presentará la estructura cada cierto periodo de retorno desde el proceso inicial de diseño. Cabe aclarar que en la Figura 3.10 los valores de daño obtenidos con el uso de EVU no superan el valor de 0.60 debido a que la magnitud necesaria para generar una intensidad tal que provoque un daño mayor en la misma estructura no se podría generar en la fuente de estudio debido al tamaño de la fuente sísmica analizada.



**Figura 3.10.** Tasas de excedencia de daño asociadas a varios niveles de daño considerados en el proceso de diseño usando EVU (marcadores) y tasa de excedencia de daño obtenida después de diseñada (línea continua)

Como se pudo observar en este proceso de validación, el uso de EVU proporciona buenas aproximaciones al estimar el daño que tendrá la estructura que se diseña, cada cierto periodo de tiempo (periodo de retorno). Esto permitirá al diseñador establecer de manera explícita durante la concepción de la estructura el nivel de daño deseado durante la vida útil de la estructura.

# CONCLUSIONES



## CONCLUSIONES

En el capítulo 1 se presentaron algunas definiciones y antecedentes de la amenaza sísmica en México, así como los diferentes enfoques en que se puede tratar. Se observó que el manejo de la amenaza sísmica actualmente se realiza de manera probabilista ya que la ocurrencia de sismos es un fenómeno tan complejo, que si bien no es una variable aleatoria, esta complejidad hace que el fenómeno se maneje como tal. La sismicidad es un tema muy vasto y complejo que se tiene que seguir estudiando y quizá en un futuro deje de estudiarse de una manera probabilista para darle un trato más físico, pero hasta entonces debido al insuficiente conocimiento que se tiene del tema es la mejor manera de darle un trato científico al tema. Además se presentaron algunos conceptos relacionados con el análisis del daño en las estructuras, se pudo observar que no existe una definición consensuada acerca del mismo, lo que provoca que su estudio se vuelva muy subjetivo. Finalmente se pudo concluir que aún falta mucho por estudiar en la cuantificación del daño estructural, ya que actualmente existen bastantes formas y expresiones para el cálculo del mismo, lo que refleja claramente que aún se le da un trato bastante subjetivo. No cabe duda que los temas presentados en este capítulo son de mucha importancia en el diseño sísmico de estructuras y que por sí solos son temas muy amplios que requieren estudios más detallados.

En el capítulo 2 se presentó la metodología propuesta en esta tesis para el desarrollo de espectros de vulnerabilidad uniforme, los cuales en el futuro pueden ser de ayuda en el diseño sísmico de estructuras. Esta metodología está basada principalmente en el modelo probabilista de amenaza sísmica, obteniendo por un lado la tasa de excedencia de magnitudes de una fuente sísmica dada para después calcular la probabilidad de ocurrencia de cada magnitud considerada. Por otro lado se estudió de manera estadística y probabilista la respuesta estructural en términos de daño de una amplia gama de osciladores de un grado de libertad con diferentes características dinámicas, esto ante un catálogo de acelerogramas sintéticos generados provenientes de una fuente sísmica para una zona determinada. Se pudo observar que la respuesta en términos de daño está directamente influenciada por la energía histerética disipada para la mayoría de los osciladores estudiados, pero los desplazamientos (y/o distorsiones) son los que dominan la respuesta en osciladores de periodo corto con poca resistencia lateral. Al realizar los análisis estadísticos y probabilistas correspondientes se pudo llegar a la concepción de espectros cuyas ordenadas proporcionan la resistencia normalizada a la masa que se tendría que proporcionar a un oscilador de un grado de libertad para esperar un determinado nivel de daño, con tasa de excedencia constante. Se presentó un ejemplo de aplicación de la metodología propuesta aplicada a una sola fuente sísmica, se obtuvieron espectros asociados a un nivel de daño esperado para varios periodos de retorno, estos espectros proporcionan la resistencia necesaria que habría que proporcionar a una estructura construida en el sitio SCT para presentar un nivel de daño específico, si solo fuera afectada por sismos provenientes de la brecha de Guerrero. Los espectros consideran el daño esperado desde la concepción de la estructura, lo cual permite tomar decisiones anticipadas que impactaran en la vida útil de la estructura que se diseña.

En el capítulo 3 se presentó una validación de los EVU obtenidos, esto con la finalidad de mostrar el uso de los espectros de propuestos en el diseño sísmico de estructuras y al mismo tiempo evaluar la aproximación de los espectros propuestos en la estimación del daño esperado

en un determinado periodo de retorno, para esto se propuso diseñar la estructura de un marco de concreto equivalente a un sistema de un grado de libertad con la finalidad cumplir los objetivos propuestos en el capítulo, una vez diseñado el marco se procedió a realizar una evaluación del desempeño sísmico a través de análisis dinámicos no lineales para después obtener la tasa de excedencia de daño del marco analizado. Una vez obtenidos estos resultados se pudieron comparar con los resultados que estiman los espectros propuestos en esta tesis, pudiendo observar que ambos resultados son muy aproximados entre sí. Por un lado se pudo discurrir que el nivel de daño esperado cada cierto periodo de tiempo que estiman los espectros propuestos es bastante aproximado al calculado mediante una evaluación sísmica formal. Estos resultados sugieren que el uso de los espectros de vulnerabilidad uniforme provee resultados aceptables a los de otros análisis post-diseño, haciéndolos confiables para la estimación del daño esperado desde el proceso de diseño.

Los espectros propuestos en esta tesis proveen una manera racional de considerar el daño de manera explícita desde el inicio del proceso de diseño ya que muchas de las evaluaciones de desempeño sísmico generalmente se realizan después de concluido, esto posibilita una toma de decisiones anticipada y mejor fundamentada, lo que permitiría ahorrar recursos financieros y temporales. El uso de espectros de vulnerabilidad uniforme proveen de información explícita al ingeniero del daño que tendría su estructura, ya que actualmente ningún reglamento de construcciones contempla de manera explícita el nivel de daño que implican las reducciones en los espectros de diseño. Sin embargo, se debe reconocer que la metodología propuesta aún posee muchas incertidumbres que deberán de ser mitigadas en estudios posteriores.

No cabe duda que el estudio del daño en las estructuras es un tema bastante interesante y complejo el cual requiere de un desarrollo aún más detallado y que deberá de actualizarse conforme las investigaciones en las que se basa vayan avanzando. Se espera que estudios futuros complementen lo aquí aportado y amplíen los alcances que se definieron, esto permitirá tener mejores estimaciones del daño en cualquier tipo de estructura ante cualquier amenaza sísmica.

## REFERENCIAS

- Aguilar, R. y Mora, P., 2007. Sobre resistencia global en función de la deriva máxima de piso. In *II Congreso de Ciencia y Tecnología*. Pichincha, Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército, pp. 1 – 9.
- Anderson, J., Quass R., Chen Q., Almora D., Vázquez R., Velazco, J. Pérez, C. y Castro, G., 1996. Characteristics of earthquakes in Mexican subduction zone on strong motion accelerograms. In *Proceedings of XI World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, México.
- Arroyo, D., 2005. *Demandas de energía histerética en osciladores elastoplásticos. Soluciones teóricas y aplicaciones*. Ph. D., Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Arroyo, D. y Terán, A., 2002. Strength reductions factors to account for low cycle fatigue. In *7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Boston, EUA.
- Avelar, C., Ayala, G. y de León, A.D., 2003. Design spectra determination for performance based seismic design. In *Proceedings of the IX International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*. Amsterdam, Holanda, pp. 899–906.
- Ayala, G. y Basilio, I., 2002. Diseño sísmico por desempeño de marcos de edificios altos. In *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Guadalajara, Jalisco.
- Ayala, G. y Sandoval, P., 1999. Procedimiento de diseño sísmico por desempeño. In *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Guadalajara, Jalisco: CDROM, pp. 1136–1145.
- Baker, J.W., 2011. Conditional mean spectrum: Tool for ground motion selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), pp.322–331.
- Bazzurro, P., Cornell C.A., Menun C., Motahari, M. y Luco, N., 2006. *Advanced seismic assessment guidelines*, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Bojórquez, E., Terán A. Bojórquez J. y Ruiz S., 2009. Consideración explícita del daño acumulado en el diseño sísmico de estructuras a través de factores de reducción de resistencia por ductilidad. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 62(80), pp.31–62.
- Boommer, J. y Acevedo, A.B., 2004. The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8, pp.43–91.
- Boommer, J., Scott, S.G. y Sarma, S.K., 1998. Time-history representation of seismic hazard. In *11th European Conference on Earthquake Engineering*. Balkema, Rotterdam.
- Boore, D.G., 1983. Stochastic simulation of high- frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra. *Bulletin Seismological Society of America*, 73, pp.1865–1894.
- Borzi, B., Calvi, G. Elnashai A., Faccioli E. y Boommer J., 2001. Inelastic spectra for displacement-based seismic design. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(1), pp.47–61.
- Borzognia, Y. y Bertero, V. V., 2003. Damage Spectra: Characteristics and Applications to Seismic Risk Reduction. *Journal of Structural Engineering*, 129(10), pp.1330–1340.
- Borzognia, Y. y Bertero, V. V., 2001. Improved shaking and damage parameters for post-earthquake applications. In *Proceedings of SMIP01 Seminar on Utilization of Strong Motion Data*. pp. 1–22.
- Bracci, J.M., Reinhorn J., Mander, J. y Kunnath, S., 1989. *Deterministic model for seismic damage evaluation of RC Structures*, Technical Report NCEER-89-0033, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York.

- Calvi, G.M., 1999. A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 3(3), pp.411–438.
- Carballo, J.E. y Cornell, C.A., 2000. *Probabilistic seismic demand analysis: spectrum matching and design*, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- CENAPRED, 2001. Características del impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en México en el período 1980-99. *CENAPRED*, p.105.
- Chacón, R. y Paz, I., 2016. *Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana*. M. Sc. Thesis, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chan, S., Ruiz Gómez, S.E. y Montiel, M., 2005. Escalamiento de acelerogramas y mínimo número de registros requeridos para el análisis de estructuras. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (7), pp.1–24.
- Cheok, G.C., Stone, W.C. y Kunnath, S.K., 1998. Seismic response of precast concrete frames with hybrid connections. *ACI Structural Journal*, 95(5), pp.527–539.
- Chopra, A.K., 1995. *Dinámica de estructuras* 4th ed., Pearson Education.
- Chopra, A.K. y Goel, R.K., 2000. Building Period Formulas for Estimating Seismic Displacements. *Earthquake Spectra*, 16(2), pp.533–536.
- Christopoulos, C., Pampanin, S. y Nigel, M.J., 2008. Performance-Based Seismic Response of Frame Structures Including Residual Deformations. Part I: Single-Degree of Freedom Systems. *Journal of Earthquake Engineering*, 7(1), pp.97–118.
- Collins, K.R., Wen, Y.K. y Foutch, D.A., 1995. *Investigation of alternative seismic design procedures for standard buildings*, Urbana, Illinois: Civil Engineering Studies.
- Connor, J.J., Wada, A., Iwata, M. y Huang, Y., 1997. Damage-controlled structures. I: Preliminary design methodology for seismically active regions. *Journal of Structural Engineering*, 123(4), pp.423–431.
- Consenza, E. y Manfredi, G., 1996. Seismic desing based on low cycle fatigue criteria. In *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Acapulco, México.
- Cornell, C.A., 1968. Engineering seismic risk analysis. *Bulletin Seismological Society of America*, 58(5), pp.1583–1606.
- Cornell, C.A. y Krawinkler, H., 2000. Progress and challenges in seismic performance assessment. *PEER Center News*, 3(2), pp.1–4.
- D., G. y Vanmarcke, E.H., 1976. *SIMQKE: A Program for artificial motion generation*, Cambridge, MA.
- Douglas, J., 2016. *Ground motion prediction equations 1964-2016*, Strathclyde, United Kingdom: Department of Civil and Enviromental Engineering, University of Strathclyde Glasgow.
- EERI, 1994. Expected seismic performance of buildings. *Publication Number SP-10*.
- Esteva, L., 1967. Criterios para la construcción de espectros para diseño sísmico. In *3er Simposio Panamericano de Estructuras*. Caracas, Venezuela.
- Fajfar, P., 1992. Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23, pp.523–537.
- Fajfar, P. y Krawinkler, H., 1997. Seismic desing methodologies for the next generation codes. In *Proceedings of International Conference at Bled, Slovenia*. Rotterdam/Brookfield.
- Farrow, K. y Kurama, Y., 2003. SDOF demand index relationships for performance-based design. *Earthquake Spectra*, 19(4), pp.799–838.



- FEMA, 2012. *Seismic Performance Assessment of Buildings*, FEMA.
- Fu, Q. y Menun, C., 2006. Residual Displacement caused by fault-normal near-field ground motions. In *8th U.S. National Conference Earthquake Engineering*. San Francisco, CA.
- García, D., ., 2004. Inslab earthquakes of Central Mexico: Q, source spectra, and stress drop. *Bulletin Seismological Society of America*, 94(3), pp.789–802.
- Ghosh, S. y Collins, K.R., 2002. Application of uniform hazard energy spectra in reliability-based seismic design. In *7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Boston, EUA.
- Gobierno del Distrito Federal, 2004a. *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo*, Mexico, Distrito Federal: Gobierno del Distrito Federal.
- Gobierno del Distrito Federal, 2004b. *Reglamento de construcciones para el Distrito Federal*, Mexico, Distrito Federal: Gobierno del Distrito Federal.
- Hartzell, S., 1978. Earthquake aftershocks as Green's functions. *Geophysical Research Letter*, 5(1), pp.1–4.
- Ibarra, L., 2005. *Global collapse of frame structures under seismic excitations*. Ph. D. Dissertation, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, CA.
- Iemura, H., 1980. Earthquake failure criteria of deteriorating hysteretic structures. In *VII World Conference on Earthquake Engineering*. Istanbul, Turkey, pp. 81–88.
- Jaimes, M., 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*, 10(5), pp.1–16.
- Jara, J. y Rosenblueth, E., 1988. Probability distribution of time between characteristic subduction earthquakes. *Earthquake Spectra*, 4, pp.499–529.
- Jing, J., Ye, L.P. y Quian, J.R., 2003. Inelastic seismic response of lumped mass MDOF systems based on energy concept. *Engineering Mechanics*, 20(3), pp.31–37.
- Joyner, W. y Boore, D.G., 1986. On simulation large earthquakes by Green's function addition of smaller earthquakes. *American Geophysical Monograph*, 37, pp.269–274.
- Kanno, R., 1993. *Strength, deformation and seismic resistance of joints between steel beams and reinforced concrete columns*. Ph. D. Cornell University, Ithaca, NY.
- Kircher, C., Nassar A., Kutsu O. y Holmes W., 1997. Development of building damage functions for earthquake loss estimation. *Earthquake Spectra*, 13(4), pp.663–682.
- Kohrs-Sansorny, C., Courboux F., Bour M. y Deschamps A., 2005. A two-stage method for ground-motion simulation using stochastic of small earthquakes. *Bulletin Seismological Society of America*, 95(4), pp.1387–1400.
- Krawinkler, H. y Zohrei, M., 1983. Cumulative damage in steel structure subjected to earthquake ground motions. *Computers and Structures*, (16), pp.531–541.
- Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. y Lobo, R.K., 1992. *IDARC version 3.0: a program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures*,
- Lagomarsino, S. y Giovanazzi, S., 2002. *WP4- Vulnerability assesment of current buildings: I level methodology for vulnerability assesment of current buildings and guidelines for implementation. RISK-UE project: and advanced approach to earthquake risk escenarios with application ti different*,
- Lin, T., Haselton, C. y Baker, J.W., 2013. Conditional spectrum-based ground motion selection. Part I: Hazard consistency for risk-based assessments. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(11), pp.1549–1568.

- Loth, C. y Baker, J.W., 2015. Rational design spectra for structural reliability assessment using the response spectrum method. *Earthquake Spectra*, 31(4), pp.2007–2026.
- Luco, N., Ellingwood, B., Hamburger R., Hooper J., Kimball J. y Kircher C., 2007. Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States. In *Structural Engineering Association of California 2007 Convention Proceedings*. California, Estados Unidos, pp. 1–13.
- MacRae, G.A. y Kawashima, K., 1997. Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, pp.701–716.
- McGuire, R.K., 2007. Probabilistic seismic hazard analysis: Early history. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37(3), pp.329–338.
- Mehanny, S.S. y Deierlein, G.G., 2000. *Modeling of assessment of seismic performance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams*.
- Meli, R. y Bazán, E., 1999. *Diseño Sísmico De Estructuras*, Limusa.
- Mendoza, E., Díaz, O. y Esteva, L., 1995. Consistent-reliability spectra for some nonlinear SDOF systems. *Journal of Earthquake Engineering*, pp.417–422.
- Miranda, E., 1997. Strength reduction factors in performance - based design. In *Proceedings of the symposium to honor Vitelmo V. Bertero*. pp. 125–132.
- Miranda, E., Ordaz, M. y Reinoso, E., 1999. Algunas consideraciones sobre los nuevos reglamentos mexicanos de construcción de diseño por sismo. In *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Morelia, Michoacán, pp. 1061–1070.
- Moehle, J., Stojadinovic B., Der Kiureghian A. y Yang T., 2005. An application of PEER Performance-Based Earthquake Engineering Methodology. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, pp.2–5.
- Moehle, J., 1992. Displacement-based of RC structures subjected to earthquakes. *Earthquake Spectra*, 8(3), pp.403–428.
- Naeim, F., Alimoradi, A. y Pezeshk, S., 2004. Selection and scaling of ground motion time histories for structural design using genetic algorithms. *Earthquake Spectra*, 20(2), pp.413–426.
- Nakashima, M., Saburi, K. y Tsuji, B., 1996. Energy input and dissipation behaviour of structures with hysteretic dampers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(5), pp.483–496.
- Niño, M., 2008. *Desarrollo y aplicación de espectros de peligro uniforme en la evaluación y diseño sísmico de estructuras basados en el desempeño*. Facultad de Ingeniería, Phd Tesis. UNAM.
- Niño, M. y Ayala, G., 2008. Effects of uncertainties in structural properties on the uniform hazard spectra used in the performance based seismic design of structures. In *X International Conference of Structural Safety and Reliability*. Osaka, Japón.
- Niño, M., Ayala, G. y Torres, R., 2004. Uniform hazard spectra for the performance based design of structures. In *Proceedings of the XIII WCEE*. Vancouver, Canadá.
- Nishenko, S. y Singh, S.K., 1987. The Acapulco-Ometepec, Mexico earthquake of 1907-1982: evidence for a variable recurrence history. *Bulletin Seismological Society of America*, 77(4), pp.1359–1367.
- Ordaz, M., 2008. *Relaciones entre curvas de fragilidad, matrices de probabilidad y funciones de vulnerabilidad*, México, DF.
- Ordaz, M., 1997. Sismicidad y riesgo sísmico. In *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. pp. 143–163.

- Ordaz, M., Arboleda, J. y Singh, S.K., 1995. A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquake. *Bulletin Seismological Society of America*, 85(6), pp.1635–1647.
- Ordaz, M., Miranda, E. y Reinoso, E., 1999. Sistema experto para la evaluación de pérdidas por sismo en México. In *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Morelia, Michoacán, pp. 982–991.
- Otani, S., 1981. Hysteresis models of reinforce concrete for earthquake response analysis. *Journal of Faculty of Engineering*, 36(2), pp.407–441.
- Panagiotakos, T. y Fardis, M., 2001. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal*, 98(2), pp.135–148.
- Park, R. y Paulay, T., 1976. *Reinforced concrete structures*, Nueva York, EUA: John Wiley y Sons.
- Park, Y., Ang, A. y Wen, Y.K., 1985. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*, I(4), pp.740–757.
- Pettinga, D., Pampanin S., Christopoulos, C y Priestley N., 2006. Accounting for Residual Deformations and Simple Approaches To Their Mitigation. In *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Geneva, Switzerland, pp. 1–10.
- Prakash, V., Powel, G. y Campbell, S., 1993. Drain 2Dx.
- Priestley, M. y Park, R., 1987. Strength and ductility of RC bridge columns under seismic loading. *Structural Journal ACI*, 84(1), pp.285–336.
- Reinhorn, A.M., Kunnath, S.K. y Mander, J.B., 1992. Seismic design of structures for damage control. *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, pp.63–76.
- Reinoso, E. y Jaimes, M., 2009. Criterios para obtener acelerogramas de diseño en sitios afectados por varias fuentes sísmicas. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 18(81), pp.1–18.
- Riddell, R. y Newmark, N.M., 1979. *Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes*,
- Ridell, R. y Garcia, J.E., 2002. Hysteretic energy spectrum and earthquake damage. In *7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Boston, EUA.
- Rivera, J., 2007. Design Approach Based on UAFR Spectra for Structures with Displacement-Dependent Dissipating Elements. *Earthquake Spectra*, 23(2), pp.417–439.
- Rodriguez, M.E., 2015. Evaluation of a proposed damage index for a set of earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(8), pp.1255–1270. Available at: h.
- Rodriguez, M.E. y Padilla, D., 2009. A damage index for the seismic analysis of reinforced concrete members. *Journal of Earthquake Engineering*, 13(3), pp.364–383.
- Ruiz, J. y Miranda, E., 2005. *Performance-Based Assessment of Existing Structures Accounting for Residual Displacements*, Satanford, California.
- Santa Ana, P., 1999. Factores de reducción de resistencia lateral en sistemas de varios grados de libertad. In *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Morelia, Michoacán, pp. 1041–1050.
- Santa Ana, P. y Miranda, E., 2000. Strength reduction factors for multi – degree – of freedom systems. In *Memorias del XII World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, Nueva Zelanda.
- SEAOC, 1995. *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, Sacramento, CA.

- Sewell, T. y Cornell, C.A., 1987. Prerequisites for the use of artificial accelerograms. In *14 Regional Seminar on Earthquake Engineering*. Sidney, Australia.
- Shinozuka, M., Feng M., Lee J. y Naganuma T., 2000. Statistical Analysis of Fragility Curves. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), pp.1224–1231.
- Shome, N., Cornell C.A., Bazzurro P. y Carballo J., 1998. Earthquakes, records and nonlinear responses. *Earthquake Spectra*, 14(3), pp.469–500.
- Shome, N. y Cornell, C.A., 1999. *Probabilistic seismic hazard demand analysis of nonlinear structures*,
- Silva, W., Gregor, N. y Darragh, B., 1999. *Near fault motions*, Report for PGyE PEER.
- Singh, S.K., Rodriguez, M.E. y Esteva, L., 1983. Statistics of small earthquakes and frequency of occurrence of large earthquakes along the mexican subduction zone. *Bulletin Seismological Society of America*, 73, pp.1779–1796.
- Song, J.K. y Pincheira, J., 2000. Spectral displacement demands of stiffness- and strengthdegrading systems. *Earthquake Spectra*, 16(4), pp.817–851.
- Stone, W.C. y Taylor, A.W., 1993. Seismic performance of circular bridge columns designed in accordance with AASHTO/CALTRANS standards. *NIST Building Science Series 170*.
- Terán, A., 1996. *Performance-based earthquake-resistant design of framed buildings using energy concepts*. Ph. D. Universidad de California, Berkeley.
- Terán, A. y Jirsa, J., 2005. A Damage Model for Practical Seismic Design That Accounts for Low Cycle Fatigue. *Earthquake Spectra*, 21(3), pp.803–832.
- Terán, A. y Johnson, M., 2008. Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: La resistencia lateral de diseño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 78, pp.23–46.
- Vamvatsikos, D. y Cornell, C.A., 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), pp.491–514.
- Vielma, J., Alfaro, A. y Barrios, A., 2014. Determinación de curvas de fragilidad mediante análisis incremental dinámico. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, 11(1), pp.135–154.
- Williams, M.S. y Sexsmith, R.G., 1995. Seismic damage indices for concrete structures: A state of the art review. *Earthquake Spectra*, pp.319–349.
- Youngs, R.R. y Coppersmith, K.J., 1985. Implication of fault slip rates and earthquakes recurrence models to probabilistic seismic hazard estimates. *Bulletin Seismological Society of America*, 75(4), pp.939–964.