



Universidad Nacional Autónoma de México

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

ESPECTROS DE FRAGILIDAD UNIFORME CONSIDERANDO
DEGRADACIÓN CÍCLICA DE RIGIDEZ PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS
DE CONCRETO REFORZADO DESPLANTADAS EN SUELOS BLANDOS DEL
VALLE DE MÉXICO

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

DÁVILA RODRÍGUEZ JONATHAN ISAAC

ASESOR:

DR. LÓPEZ RÍOS SAÚL ESTEBAN





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

FECHA: 10/04/19

Jurado asignado

Presidente: Ing. Carlos Arce León

Vocal: Dr. Darío Rivera Vargas

Secretario: Mtro. Luis Núñez Quiroz

1er. Suplente: Dr. Saúl Esteban López Ríos

2do. Suplente: Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro

Lugar donde se realizó la tesis:
Facultad de Estudios Superiores Acatlán

TUTOR DE TESIS:

Dr. Saúl Esteban López Ríos

AGRADECIMIENTOS

Agradezco mis padres, Juan Carlos Dávila Cortés, y especialmente a mi mamá Imelda Rodríguez Rojas por estar siempre a mi lado en este recorrido tan largo, que a pesar de las dificultades nunca se rindió ni dejó de creer en mí. Te amo mamá, gracias por todo tu apoyo, este trabajo es fruto de todo tu esfuerzo. Y a mis hermanos, Carlos y David, por los consejos y el apoyo en los tiempos difíciles.

Agradezco a mi tío Florentino Rodríguez Rojas por todo su apoyo durante mi formación académica, y enseñarme a apreciar la vida de una manera optimista y alegre. Gracias tío, descansa en paz.

Agradezco a mis amigos de la Facultad, Juan Carlos, Pedro, Rodrigo, y David, por los buenos momentos, consejos, aventuras, risas y su apoyo en las aulas y el servicio social; espero que nuestra amistad siempre se mantenga fuerte sin importar la distancia.

Un agradecimiento especial a mi asesor el Dr. Saúl Esteban López Ríos, quien fue mi maestro, jefe directo en la Unidad de Investigación Multidisciplinaria de la FES Acatlán, y un gran amigo en mi proceso de titulación.

Agradezco al Ing. Carlos Arce León y al M.I. Gustavo Godho, por su amistad, experiencia, calidad humana, y conocimientos en mi estancia en el Departamento de Análisis de Riesgos Naturales y Antropogénicos.

Agradezco al Dr. Darío Rivera, Dr. Mauro Niño, y M.I. Luis Núñez, por la revisión de este trabajo y el enriquecimiento de este a través de sus comentarios, su experiencia y valiosos consejos.

Agradezco al Programa de Apoyo a Proyectos de Investigación e Innovación Tecnológica (PAPIIT), por el apoyo económico para la realización de mi tesis como parte del proyecto “Desarrollo y validación de un método de diseño sísmico basado en desempeño utilizando espectros de fragilidad uniforme para estructuras a base de marcos sismorresistentes”, con clave PAPIIT-TA101617.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETIVO Y ALCANCES DE ESTA INVESTIGACIÓN.....	3
1.3 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO.....	4
CAPÍTULO 2. RESPUESTA SÍSMICA DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.	5
2.1. S1GDL CON COMPORTAMIENTO ELÁSTICO LINEAL.....	5
2.1.1 Ecuación de equilibrio dinámico de sistemas de un grado de libertad	5
2.1.2 Solución de la ecuación de equilibrio dinámico a través del método paso a paso	7
2.2. ESPECTROS ELÁSTICOS DE RESPUESTA	10
2.3. S1GDL CON COMPORTAMIENTO INELÁSTICO.....	12
2.3.1 Ecuación de equilibrio dinámico de S1GDL inelástico.....	12
2.3.2 S1GDL con comportamiento elastoplástico	13
2.3.3 Modelo histéretico de Kunnath.....	15
2.4 ESPECTROS INELÁSTICOS DE RESPUESTA	17
2.4.1 Espectros de ductilidad constante	17
CAPÍTULO 3 ESPECTROS DE DISEÑO NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO 2017.....	21

3.1. ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO	21
3.1.1. Espectros de peligro uniforme	21
3.1.2. Consideración del efecto de consolidación de los suelos blandos de la CDMX	22
3.1.3. Espectros suavizados de diseño	24
3.2. FACTORES DE REDUCCIÓN SÍSMICA	27
3.2.1. Ecuación para el cálculo de factores de reducción	27
3.2.2. Espectros inelásticos de diseño.....	29
3.3. LIMITANTES DE LOS ESPECTROS INELÁSTICOS DE DISEÑO DE LAS NTC-2017.....	30

**CAPÍTULO 4 –ESPECTROS DE FRAGILIDAD UNIFORME PARA
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO 32**

4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO UTILIZADO	32
4.2 CASOS DE ESTUDIO.....	34
4.2.1 Sitio en estudio	34
4.2.2 Registros sísmicos	34
4.2.3 Modelo de histéresis	35
4.2.4 Tasas de excedencia consideradas	35
4.3 ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME.....	36
4.3.1 EPU calculados vs EPU y Espectro de diseño de las NTC por Sismo (2017) .	36

4.4 ESPECTROS DE FRAGILIDAD UNIFORME (EFU) CON MODELO DE KUNNATH.....	38
4.4.1 EFU de pseudo-aceleración de fluencia.....	38
4.4.2 EFU calculados vs Espectro de diseño de las NTC por Sismo (2017).....	41
4.4.3 EFU de desplazamiento	44
4.4.4 Análisis de regresión de EFU	47
CONCLUSIONES.....	52
5 REFERENCIAS.....	54

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Eventos sísmicos como los ocurridos en Michoacán, México en 1985; Loma Prieta, California, 1989; Northridge, California 1994; Kobe, Japón 1995 (fig. 1.1); Jiji, Taiwán 1999; Sichuan, China (2008); Chile (2010) y, recientemente, los sismos de septiembre de 2017 en México han evidenciado la vulnerabilidad de las edificaciones a estos fenómenos naturales, repercutiendo, no solamente en pérdidas económicas sino también en pérdidas humanas. Disciplinas como la ingeniería civil y en particular el área de la ingeniería sísmica, tienen como objetivo fundamental el diseño funcional y económico de las construcciones ante los eventos sísmicos que pudiesen ocurrir durante su vida útil.



Fig. 1.1 Colapso de la autopista elevada en el centro de Kobe, Sismo de Kobe (1995).

El enfoque actual de la ingeniería sísmica juzga el desempeño de una estructura a partir del cumplimiento de un objetivo de desempeño, es decir, un conjunto de estados límite a satisfacerse ante distintos niveles de intensidad sísmica. Un estado límite es el inicio de un modo de comportamiento inaceptable de una edificación, cuyo cumplimiento se evalúa a través de un parámetro de demanda ingenieril, PDI, por ejemplo, desplazamiento, ductilidad, distorsión de entrepiso, siendo esta última la más común.

Los niveles de intensidad sísmica de diseño son representativos de eventos sísmicos probables, tanto de intensidad baja o moderada de ocurrencia frecuente, como de intensidad alta y de ocurrencia rara. Estos niveles se expresan en términos de una medida de intensidad como

aceleración máxima del terreno, velocidad máxima del terreno; pseudo-aceleración espectral en el periodo fundamental para una razón de amortiguamiento del 5%, entre otras.

La mayoría de los reglamentos nacionales e internacionales, por ejemplo, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, NTCDS (GCDMX 2017), definen un objetivo básico de desempeño para edificaciones de uso común compuesto por un estado límite de servicio y un estado límite último a satisfacerse ante demandas sísmicas moderadas e intensas, respectivamente. El estado límite de servicio se refiere a que la edificación carezca de daño estructural y presente daño no estructural bajo o incluso nulo, manteniendo de esta manera su funcionalidad ante eventos recurrentes de intensidad moderada durante su vida útil. El estado límite último se refiere a que la edificación presente daño estructural severo, incluso irreparable, pero que permita cierto grado de protección a los ocupantes del inmueble ante sismos intensos de baja probabilidad de ocurrencia.

Las demandas sísmicas prescritas en los reglamentos están dadas en el formato de espectros de diseño. Generalmente, estos se derivan de espectros de peligro uniforme, que son aquellos cuyas ordenadas corresponden a una tasa uniforme de excedencia de un nivel de intensidad en términos de pseudo-aceleración espectral. Los espectros de peligro uniforme se obtienen de la aplicación del teorema de probabilidad total sobre la respuesta sísmica de osciladores elásticos de un grado de libertad ante acelerogramas correspondientes a eventos generados en las distintas fuentes que definen la amenaza sísmica de un sitio en particular. El diseño para el estado límite último se realiza considerando ordenadas espectrales modificadas por un factor de reducción con el que se considera de manera implícita los efectos del comportamiento inelástico, que se acepta se presente ante las demandas de diseño asociadas a tal estado límite (López *et al.* 2015).

Sin embargo, en general, los factores de reducción por comportamiento inelástico dados en los reglamentos nacionales e internacionales no se obtuvieron de un análisis probabilista riguroso, es decir, del tratamiento del factor de reducción como variable aleatoria, tal como se realiza para obtener las ordenadas de los espectros de peligro uniforme. Por consiguiente, no se tiene un control adecuado de la tasa de excedencia del estado límite último, meta deseable en el contexto de la ingeniería sísmica actual basada en criterios de desempeño. (López, 2015).

Las ecuaciones dadas en las NTCDS (2017) para el cálculo de factores de reducción son una simplificación de las propuestas por Ordaz y Pérez-Rocha (1998). Estas ecuaciones, función de la ductilidad y de la razón del desplazamiento espectral con respecto al desplazamiento máximo del suelo, se derivaron de análisis de regresión no lineal del valor esperado de las respuestas de osciladores de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico ante un conjunto de registros sísmicos reales con diferentes magnitudes y distancias focales. Si bien estos acelerogramas son representativos del peligro sísmico de la Ciudad de México, el valor esperado de los factores de reducción no está asociado directamente con la tasa de excedencia de algún parámetro de demanda ingenieril y, por lo tanto, no se conoce la tasa de excedencia del estado límite último para la que se está diseñando.

Por otra parte, el modelo con comportamiento elastoplástico no es representativo del comportamiento de estructuras de concreto reforzado que presentan degradación de rigidez y resistencia ante un comportamiento cíclico. Particularmente, varios estudios muestran que las demandas de osciladores de periodo corto con degradación cíclica ante una carga dinámica pueden ser mayores en zonas con periodos cortos (FEMA, 2009), por lo que las demandas de diseño para edificios de concreto reforzado de periodo corto obtenidas de los espectros de diseño reducidos por ductilidad pudieran estar subestimadas.

En años recientes, se han realizado diversos estudios encaminados al desarrollo de espectros inelásticos de diseño cuyas ordenadas provean una tasa uniforme de excedencia del estado límite último, aspecto que es fundamental en el contexto de la ingeniería sísmica actual basada en criterios de desempeño (Avelar, 2002; Ruiz García y Miranda, 2007; Vamvatsikos y Aschheim, 2016; Niño *et al.*, 2018).

1.2 OBJETIVO Y ALCANCES DE ESTA INVESTIGACIÓN

El objetivo de esta tesis es el desarrollo de Espectros de Fragilidad Uniforme (EFU), en términos de ductilidad, para el diseño y evaluación sísmica de estructuras de concreto reforzado desplantadas en suelos blandos de la Ciudad de México, particularmente para su uso en métodos de diseño basados en desplazamientos. Estos espectros se calcularon utilizando la metodología propuesta por Niño (2018), considerando el modelo histéretico de Kunnath (1990), representativo de estructuras de concreto reforzado. Se optó por la ductilidad como PDI ya que la ductilidad de diseño de una estructura se puede definir a partir de la distorsión de entrepiso permisible para el estado límite último, a través de una formulación de desplazamientos y, por lo tanto, sería posible utilizar espectros de fragilidad uniforme en términos de ductilidad para diseñar estructuras que satisfagan una tasa de excedencia predeterminada de dicho estado límite.

Para el cálculo de los espectros de fragilidad uniforme se utilizó un conjunto de 11,000 acelerogramas sintéticos obtenido por Niño (2018) generado a partir de un registro semilla representativo de sismos de tipo subducción a través de Funciones de Green Empíricas. Los espectros de fragilidad uniforme obtenidos se compararon con los dados en las NTC por Sismo (GCDMX, 2017) y se realizó un análisis de los resultados. Asimismo, se desarrollaron ecuaciones para el cálculo rápido de los EFU para aplicaciones de evaluación o diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado.

1.3 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

En este primer capítulo se presentan los antecedentes, el objetivo y alcances de este trabajo. En el segundo capítulo, se ilustra el comportamiento sísmico de sistemas de un grado de libertad (SGDL) y el concepto de espectro de respuesta, aspectos fundamentales de este trabajo. En el capítulo 3, se aborda el tema de los espectros de diseño actuales de las NTC por Sismo (2017), los factores de reducción sísmica considerados y los espectros inelásticos correspondientes. En el capítulo 4, se presentan los espectros de fragilidad uniforme propuestos en esta tesis, usando el modelo de Kunnath (1990) derivados de un análisis probabilista y ecuaciones para su cálculo, obtenidas de análisis de regresión lineal y no lineal para el diseño de estructuras de concreto reforzado desplantas en suelos blandos.

CAPÍTULO 2. RESPUESTA SÍSMICA DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.

2.1. S1GDL CON COMPORTAMIENTO ELÁSTICO LINEAL

2.1.1 Ecuación de equilibrio dinámico de sistemas de un grado de libertad

La definición de demandas sísmicas de los reglamentos de diseño se basa en la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (S1GDL) ante movimientos del suelo generados por sismos. Un S1GDL es una estructura idealizada compuesta por una masa m concentrada en un punto, un elemento con rigidez, k , y un amortiguador viscoso con coeficiente de amortiguamiento, c , que disipa la energía de vibración (Figura 2.1).

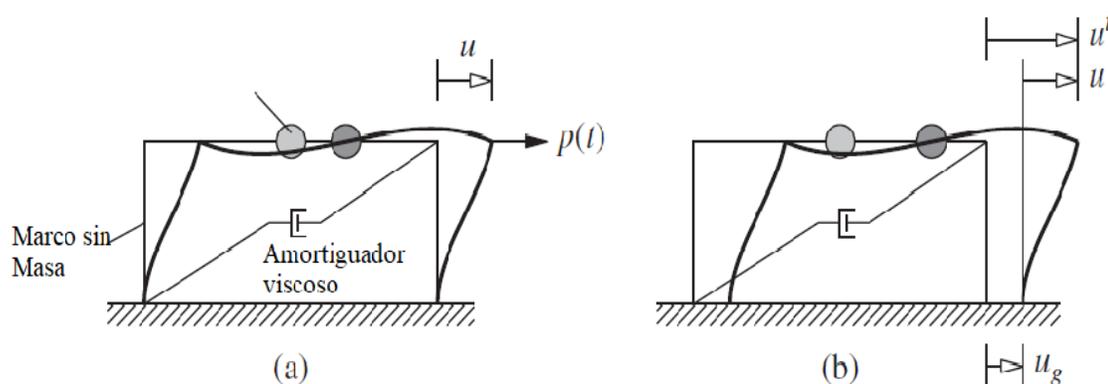


Fig.2.1 Sistema de un grado de libertad: (a) fuerza aplicada $p(t)$; (b) movimiento del terreno y estructura inducidos por un sismo, Chopra (2014).

Para el caso de un S1GDL sujeto a una aceleración en su base, \ddot{u}_g , tal como ocurre en un evento sísmico, la ecuación de equilibrio dinámico es la siguiente:

$$m(\ddot{u} - \ddot{u}_g) + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.1)$$

Donde, \ddot{u} , representa la aceleración relativa de la masa; \ddot{u}_g , es la aceleración en su base; c , coeficiente de amortiguamiento viscoso; \dot{u} , la velocidad relativa de la masa; k , es la rigidez lateral de la estructura; u , es el desplazamiento lateral. Las condiciones iniciales en la gran mayoría de los casos de análisis sísmico son $\dot{u}(0) = 0$ y $u(0) = 0$.

El primer término de la ecuación se refiere a las fuerzas de inercia, el producto de la masa por la suma de la aceleración relativa de la masa y la aceleración del suelo. El segundo término

denota las fuerzas disipativas o de amortiguamiento, que representan la disipación de energía por la que se restablece la posición original de equilibrio del sistema. El último término denota las fuerzas de rigidez lateral generadas en la estructura debidas al desplazamiento relativo de la masa con respecto al terreno.

La ecuación 2.1 se puede reescribir de la siguiente manera

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g \quad (2.2)$$

donde el término ω_n , es la frecuencia circular natural de un sistema no amortiguado en vibración libre, que es función de la masa y rigidez del sistema (2.1):

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.3)$$

El periodo natural de vibración, es decir, el tiempo en el que un oscilador en vibración libre realiza un ciclo completo de movimiento, está relacionado con la frecuencia circular a través de la ec. 2.4

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.4)$$

El término ξ representa la razón de amortiguamiento crítico, C_{CT} dada por la siguiente ecuación:

$$\xi = \frac{c}{C_{CT}} \quad (2.5)$$

dónde:

$$C_{CT} = 2\sqrt{km} \quad (2.6)$$

C_{CT} representa el coeficiente de amortiguamiento límite para el cual la ecuación 2.2 describe un movimiento oscilatorio.

2.1.2 Solución de la ecuación de equilibrio dinámico a través del método paso a paso

Para el análisis sísmico de osciladores de 1GDL la ec. 2.2 se resuelve numéricamente a través de métodos paso a paso, ya que las aceleraciones del suelo durante un evento sísmico no obedecen a función analítica alguna. Los métodos paso a paso consisten en resolver la ecuación de equilibrio dinámico en intervalos discretos de tiempo, denominados pasos, y sumar las respuestas calculadas en cada uno de ellos.

Considérese la ecuación de equilibrio dinámico de un S1GDL elástico, ec. 2.1, mostrada anteriormente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad \text{ó} \quad m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.1)$$

En los métodos paso a paso la fuerza $p(t)$ está dada por un conjunto de valores discretos $p_i = p(t_i)$, $i = 0$ a N , en intervalos de tiempo generalmente constantes, Δt (Chopra 2014):

$$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i \quad (2.7)$$

Consecuentemente, la respuesta se caracteriza en intervalos de tiempo discretos t_i , con tiempo i . Reescribiendo la ecuación en términos discretos se tiene

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + ku_i = -m\ddot{u}_{g i} \quad (2.8)$$

donde u_i , \dot{u}_i , y \ddot{u}_i representan el desplazamiento, la velocidad y la aceleración del sistema de 1GDL, respectivamente, en el instante i .

El cálculo de las respuestas se obtiene resolviendo la ecuación en cada paso de tiempo mediante métodos numéricos con los que se calculan las respuestas u_{i+1} , \dot{u}_{i+1} , y \ddot{u}_{i+1} , en un instante $i + 1$, que satisfacen la ecuación (2.9):

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (f_s)_{i+1} = -m\ddot{u}_{g i+1} \quad (2.9)$$

Existen dos tipos de métodos para resolver dicho problema: implícitos y explícitos. En los primeros, las respuestas en el tiempo $i+1$ se resuelven a partir de la consideración de equilibrio en tal instante. En los métodos explícitos dicha respuesta se calcula con base en la condición de equilibrio en el instante i . Cualquier método utilizado debe cumplir con tres requerimientos básicos (Chopra, 2014):

- 1) *Convergencia*: al disminuir el paso de tiempo, la solución numérica debe acercarse a la solución exacta
- 2) *Estabilidad*: la solución numérica debe mantenerse estable aun en presencia de errores numéricos de redondeo)

3) *Precisión:* el procedimiento numérico debe proporcionar resultados lo suficientemente cerca la solución exacta

Los métodos numéricos más utilizados para resolver la ecuación 2.9. son el método de interpolación, el método de diferencias finitas y el método de Newmark. A continuación, se describe el primero, que es el que emplea el programa que se utilizó en este trabajo para ejecutar los análisis dinámicos paso a paso.

2.1.2.1 Método de interpolación de la excitación

Este procedimiento consiste en resolver la respuesta del sistema en cada intervalo considerando a la excitación como una función lineal (ecuación 2.10). La interpolación lineal es satisfactoria en un intervalo corto de tiempo $t_i \leq t \leq t_{i+1}$, como el que se muestra en la fig. 2.2.

$$p(\tau) = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau \quad (2.10)$$

donde:

$$\Delta p_i = p_{i+1} - p_i \quad (2.11)$$

La variable τ varía de 0 a Δt_i . Para un S1GDL amortiguado sujeto a una excitación en la base, la ecuación a resolver es la siguiente:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau \quad (2.12)$$

donde $p_i = -\ddot{u}_i$ y las condiciones iniciales de la ecuación diferencial son $u(0) = u_i$ y $\dot{u}(0) = \dot{u}_i$. La respuesta $u(\tau)$ durante el intervalo de tiempo $0 \leq \tau \leq \Delta t_i$ es la suma de tres partes:

1. La vibración libre debida al desplazamiento inicial u_i , y la velocidad \dot{u} en $\tau = 0$.
2. La respuesta a la fuerza de paso p_i con condiciones iniciales nula.
3. La respuesta a la fuerza incremental $(\Delta p_i / \Delta t_i) \tau$ con condiciones iniciales nulas.

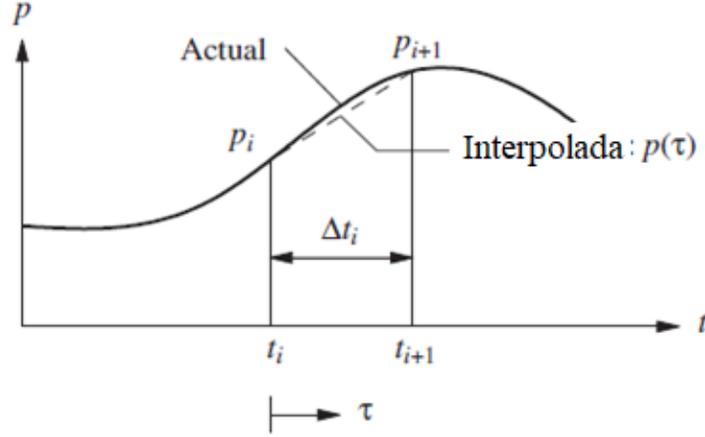


Fig.2.2 Notación para una excitación interpolada linealmente (Chopra, 2014).

Las respuestas de desplazamiento y velocidad obtenidas de la solución de la ecuación diferencial están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$u_{i+1} = Au_i + B\dot{u}_i + Cp_i + Dp_{i+1} \quad (2.13a)$$

$$\dot{u}_{i+1} = A'u_i + B'\dot{u}_i + C'p_i + D'p_{i+1} \quad (2.13b)$$

donde:

$$A = e^{\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \text{sen } \omega_D\Delta t + \text{cos } \omega_D\Delta t \right) \quad (2.14. a)$$

$$B = e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{1}{\omega_D} \text{sin } \omega_D\Delta t \right) \quad (2.14. b)$$

$$C = \frac{1}{k} \left\{ \frac{2\zeta}{\omega_n\Delta t} + e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left[\left(\frac{2\zeta^2}{\omega_D\Delta t} - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \right) \text{sin } \omega_D\Delta t - \left(1 + \frac{2\zeta}{\omega_n\Delta t} \right) \text{cos } \omega_D\Delta t \right] \right\} \quad (2.14. c)$$

$$D = \frac{1}{k} \left[1 - \frac{2\zeta}{\omega_n\Delta t} + e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{2\zeta^2 - 1}{\omega_D\Delta t} \text{sin } \omega_D\Delta t + \frac{2\zeta^2}{\omega_D\Delta t} \text{cos } \omega_D\Delta t \right) \right] \quad (2.14. d)$$

$$A' = -e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{\omega_n}{\sqrt{1-\zeta^2}} \text{sen } \omega_D\Delta t \right) \quad (2.14. e)$$

$$B' = e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\text{cos } \omega_D\Delta t - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \text{sen } \omega_D\Delta t \right) \quad (2.14. f)$$

$$C' = \frac{1}{k} \left\{ -\frac{1}{\Delta t} + e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left[\left(\frac{\omega_n}{\sqrt{1-\zeta^2}} + \frac{\zeta}{\Delta t \sqrt{1-\zeta^2}} \right) \text{sin } \omega_D\Delta t + \frac{1}{\Delta t} \text{cos } \omega_D\Delta t \right] \right\} \quad (2.14. g)$$

$$D' = \frac{1}{\Delta t k} \left[1 - e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \text{sin } \omega_D\Delta t + \text{cos } \omega_D\Delta t \right) \right] \quad (2.14. h)$$

Los coeficientes dependen de los parámetros del sistema ω_n , k , ζ , y del intervalo de tiempo $\Delta t = \Delta t_i$. Cabe señalar que es necesario restringir el tamaño del paso de tiempo Δt que permita una solución cercana a la función de excitación, proporcionando las respuestas en los intervalos de tiempo de tal manera que no se pierdan los picos de la respuesta en estudio. Este método numérico es aplicable cuando la excitación se define en intervalos de tiempo pequeños, como es el caso de un sismo, de manera tal que la interpolación lineal permite una aproximación satisfactoria a la solución real (Chopra, 2014).

2.2. ESPECTROS ELÁSTICOS DE RESPUESTA

La respuesta máxima en el tiempo de fuerzas o desplazamientos es la que más interesa para efectos de diseño. Por esta razón, la definición de las demandas de diseño en el análisis sísmico reglamentario se basa en el concepto de espectro de respuesta, que constituye, una herramienta práctica para la estimación de las máximas respuestas sísmicas a las que estará sujeta un sistema estructural.

Un espectro de respuesta se define como la gráfica de valores máximos de algún parámetro de respuesta producida por la excitación del suelo, de un conjunto de osciladores de 1GDL con periodo natural T_n , que comparten la misma fracción de amortiguamiento ζ y cierta relación fuerza-desplazamiento, ante una carga dinámica en particular. En el caso de sistemas elásticos, la relación fuerza desplazamiento es lineal. Los espectros de respuesta de mayor interés son los *espectros de desplazamiento y pseudo-aceleración*, pues son las respuestas más relevantes en el diseño sísmico (fig. 2.3).

El procedimiento para calcular un espectro elástico de respuesta se puede resumir de la siguiente manera:

1. Se selecciona la aceleración del terreno $\ddot{u}_g(t)$ para la que se construirá el espectro de respuesta.
2. Se define el rango de periodos naturales T_n , y el porcentaje equivalente de amortiguamiento ζ , para los que se requiere calcular el espectro
3. Se construye el modelo analítico de un S1GDL elástico con periodo, T_n , el primer valor del rango de periodos considerado, y razón de amortiguamiento ζ .
4. Se calcula la respuesta en el tiempo para la que se quiere construir el espectro, por ejemplo, desplazamiento.
5. Se identifica la respuesta máxima que define la ordenada espectral en ese primer periodo
6. Se repiten los pasos 3 a 5 para todos los valores T_n considerados.

En la figura 2.3 se muestra el espectro elástico de desplazamientos calculado con el procedimiento descrito para el acelerograma de la estación SCT B-1 ubicada en la alcaldía de

Coyoacán, correspondiente al sismo del 19 de septiembre de 1985 considerando una razón de amortiguamiento viscoso de 5%.

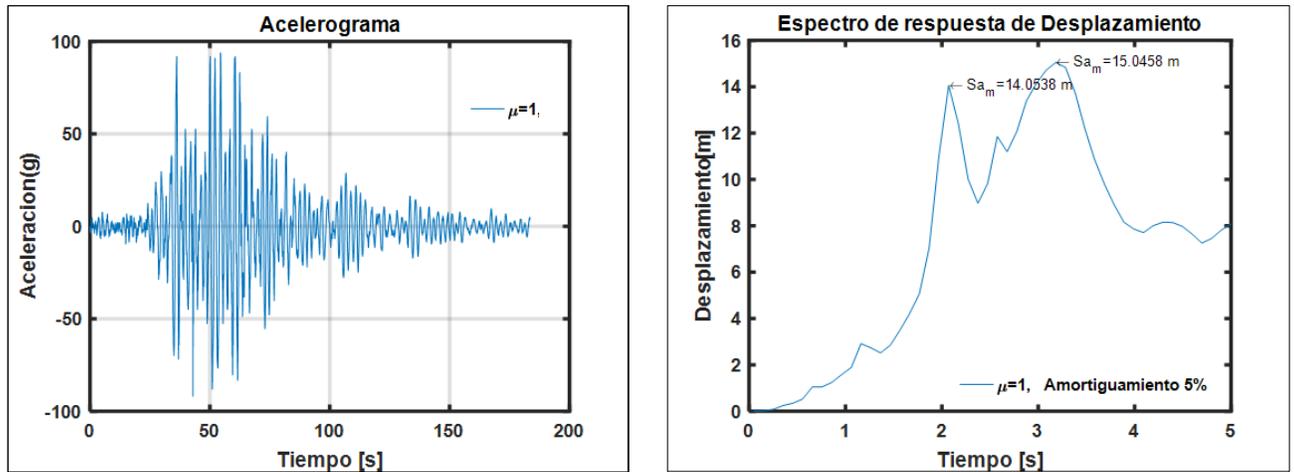


Fig. 2.3 Acelerograma obtenido del registro SCT18509.191, y su espectro elástico de respuesta de desplazamiento para una razón de amortiguamiento viscoso de 5%

La pseudo-aceleración máxima, A , de un sistema de 1GDL, con frecuencia natural ω_n , sujeto a una carga dinámica, es la fuerza de rigidez normalizada por la masa del sistema, por lo que se relaciona de manera directa con los desplazamientos a través de la ecuación 2.15.

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \quad (2.15)$$

En consistencia con la definición anterior, el cortante basal V_{bo} , o su valor máximo de la fuerza estática equivalente f_{S_o} se define como:

$$V_{bo} = f_{S_o} = mA \quad (2.16)$$

La ecuación anterior se puede reescribir de la siguiente manera:

$$V_{bo} = \frac{A}{g} w \quad (2.17)$$

donde w , es el peso de la estructura, y g la aceleración de la gravedad. La relación A/g , es lo que se conoce como *coeficiente sísmico* o *coeficiente de fuerza lateral*, que es el parámetro para el cual se definen los espectros de diseño dados en los reglamentos de diseño sísmico.

En la figura 2.4 se presentan los espectros de respuesta elásticos de pseudo-aceleración, correspondientes a las estaciones sísmicas de la SCT y Ciudad Universitaria (CU) para el sismo del 19 de septiembre 1985. En ellas se puede observar un notorio cambio en las formas espectrales

debidas al tipo de suelo (uno de terreno blando, SCT, y otro de suelo duro, CU). La estación SCT presenta pseudo-aceleraciones más altas con respecto a la estación ubicada en CU, aproximadamente 4 veces de las ordenadas espectrales de la SCT. Por otra parte, la ordenada espectral donde se presenta la máxima ordenada en la estación CU es ligeramente menor que la presente en la SCT, $T=1.9$.

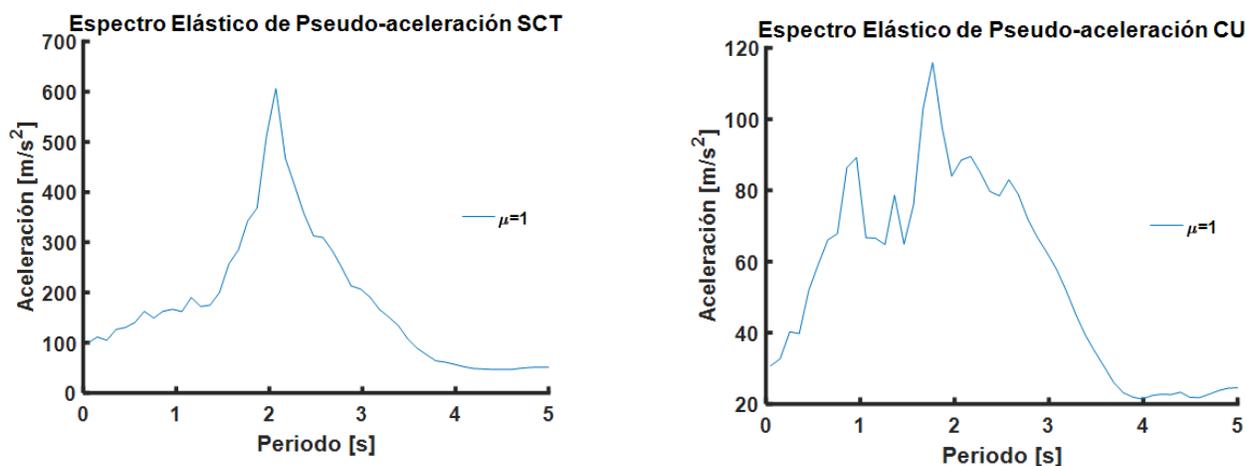


Fig. 2.4 Espectros de Respuesta elásticos de Pseudo-aceleración, amortiguamiento de 5% y ductilidad, $\mu=1$.

2.3. S1GDL CON COMPORTAMIENTO INELÁSTICO

Los reglamentos de diseño aceptan que estructuras de uso común como casa-habitación, oficinas, incurran en el rango de comportamiento inelástico, incluso hasta alcanzar un nivel de daño severo que sea irreparable, no obstante, manteniendo su estabilidad global para proveer un nivel de protección alto a los ocupantes del inmueble.

Una manera simplificada para la obtención de los espectros inelásticos es a partir, de espectros elásticos de diseño modificadas por factores de reducción por comportamiento inelástico. Estos factores relacionan los niveles de resistencia de un sistema inelástico que desarrolla una ductilidad predefinida a un sistema elástico, los cuales, en la mayoría de los casos, se derivan de estudios analíticos de osciladores inelásticos de un grado de libertad.

2.3.1 Ecuación de equilibrio dinámico de S1GDL inelástico

Para un oscilador de un grado de libertad con comportamiento inelástico sujeto a una aceleración en su base, la ecuación de equilibrio dinámico es la siguiente:

$$m(\ddot{u}) + c\dot{u} + f_s(u) = -m\ddot{u}_g \quad (2.18)$$

Donde, $f_s(u)$ es la relación fuerza-desplazamiento no-lineal del oscilador. En este caso la rigidez varía en el tiempo debido al daño del sistema. La rigidez instantánea, es decir, la rigidez tangente en un paso de tiempo se denomina K_t .

La ecuación 2.18 se puede resolver a través de una reformulación del método de interpolación paso a paso mostrado en la sección 2.1.2.1 considerando la rigidez tangente instantánea K_t del tercer término a través de la modificación de las constantes de las ecuaciones diferenciales 2.16 (Ordaz y Montoya 2005; Aydinoglu 2003) según el modelo histéretico del oscilador, el cual representa la relación fuerza-desplazamiento en el rango no lineal ante carga cíclica que se obtiene de pruebas de laboratorio de elementos o sistemas estructurales.

2.3.2 S1GDL con comportamiento elastoplástico

El modelo histéretico más simple es el elastoplástico, en el que el sistema presenta un comportamiento elástico con rigidez k , hasta que alcanza su resistencia de fluencia, f_y , o deformación a la fluencia, u_y . En la figura 2.5 se presenta la curva base, es decir, la relación fuerza-desplazamiento ante carga monótona creciente, de un sistema elastoplástico (FEMA P440A, 2009). Como se puede observar en tal figura, el sistema mantiene una fuerza constante f_y , con una rigidez de post-fluencia $k = 0$.

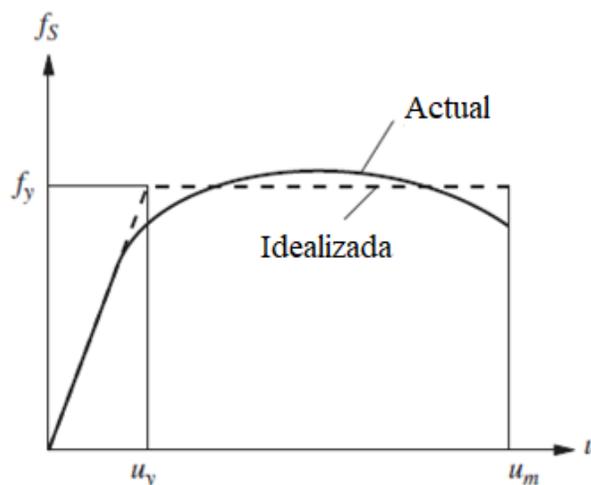


Fig. 2.5 Curva de esfuerzo-deformación durante la aplicación inicial de la carga; real e idealización elastoplástica (Chopra, 2014).

En la fig. 2.6. se ilustra un ciclo de carga, descarga y recarga de un sistema elastoplástico, donde se aprecia que la resistencia de fluencia se mantiene constante en las dos direcciones de deformación, la descarga desde un punto de la deformación máxima mantiene una pendiente paralela a la rama elástica inicial. De forma similar, la recarga desde un punto de la deformación mínima mantiene una trayectoria paralela a la rama elástica inicial. De esta forma, la relación fuerza-deformación ante carga cíclica dependerá de su trayectoria; por ejemplo, para la deformación u ,

con tiempo t , la fuerza restauradora f_s dependerá de historia de movimientos del sistema, y de si la deformación aumenta o disminuye.

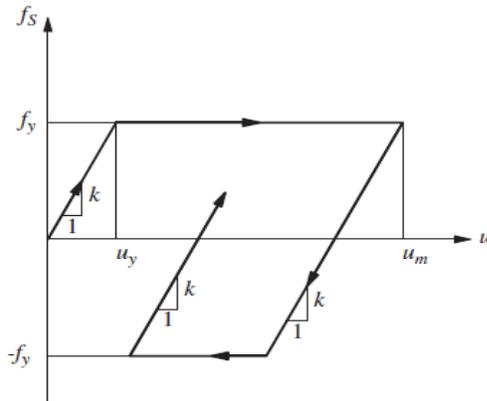


Fig. 2.6. Relación elastoplástica de fuerza-deformación (Chopra 2014).

En osciladores no-lineales sujetos a carga sísmica, el nivel de deformación inelástica máxima se mide en términos del factor de ductilidad, μ , definido como la razón entre el desplazamiento máximo del sistema, u_m , y el desplazamiento de fluencia, u_y .

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (2.19)$$

Un valor de $\mu > 1$, denota que el sistema alcanzó el rango de comportamiento inelástico y por lo tanto presenta daño. Por otra parte, un valor $\mu = 1$, indica que el sistema se mantuvo en el rango de comportamiento elástico lineal.

Comúnmente, la respuesta sísmica de sistemas inelásticos, por ejemplo, el elastoplástico, se describe utilizando como referencia la respuesta sísmica de un oscilador elástico de un grado de libertad con el mismo periodo de vibrar que el oscilador inelástico en el rango elástico y amortiguamiento, al que se le denomina sistema lineal correspondiente (Chopra, 2014), (fig. 2.7).

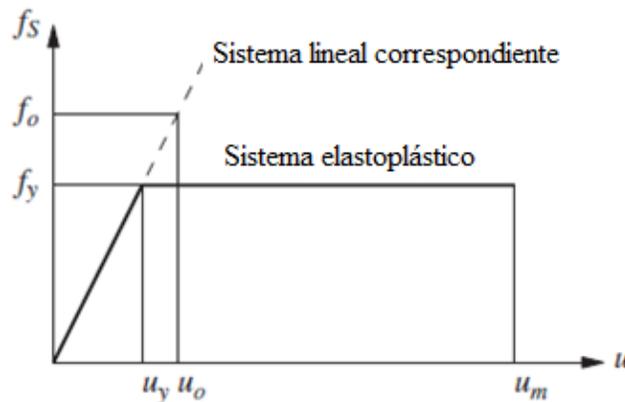


Fig. 2.7. Sistema elastoplástico y su sistema lineal correspondiente (Chopra 2014).

De acuerdo con lo anterior, la resistencia de un sistema elastoplástico se puede expresar en términos de la resistencia elástica afectada por un factor de reducción, R_y , que se define como:

$$R_y = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y} \quad (2.20)$$

donde f_0 y u_0 son la fuerza y desplazamiento máximos ante carga dinámica del sistema elástico correspondiente. f_0 se puede interpretar como la resistencia mínima requerida para que la estructura se mantenga en el rango elástico lineal durante el sismo. Por lo tanto, $R_y > 1$ indica que el oscilador presentará comportamiento inelástico en un evento sísmico. El factor de reducción dado en los reglamentos de diseño corresponde al definido en la ecuación 2.25, que en las NTC-2017 se le denomina Q' .

El modelo elastoplástico es representativo del comportamiento dinámico de estructuras de acero bien detalladas, es decir, aquellas que cumplan con las especificaciones dadas para estructuras dúctiles. Sin embargo, no es representativo de la respuesta no lineal de elementos de concreto reforzado, en donde se presenta degradación cíclica de rigidez y/o de resistencia. Si bien varios estudios muestran que la respuesta sísmica de osciladores con periodo “mediano” o “largo” y que presentan degradación cíclica es aproximadamente igual a la de osciladores no degradantes con la misma curva base, en la zona de periodos cortos la diferencia entre sus respuestas puede ser significativa (López et al 2017).

Existen diversas propuestas de modelos de histéresis que consideran los efectos de la degradación de rigidez y resistencia de elementos de concreto reforzado, p. ej. (Takeda Y Sozen 1970), Otani y Sozen (1972), Kunnath (1990), Sucuoglu (2003), Ibarra y Krawinkler modificado (2005). A continuación, se describe el modelo de Kunnath que fue el que se utilizó en esta tesis.

2.3.3 Modelo histéretico de Kunnath

Kunnath (1990) propone un modelo de histéresis con curva base bi-lineal y tres parámetros que controlan la degradación cíclica de la rigidez en la descarga, la degradación cíclica de la resistencia y el adelgazamiento del ciclo histéretico. El primer parámetro, que rige la degradación de la rigidez en la descarga, considera que cada vez el elemento sometido a una carga monotónica creciente alcanza un máximo de desplazamiento la pendiente de descarga se reduce. La nueva pendiente toma como dirección el punto localizado en la intersección de la pendiente inicial de la envolvente y una horizontal que pasa por el punto ($\text{par}1 * F_y$) como se muestra en la fig. 2.8.

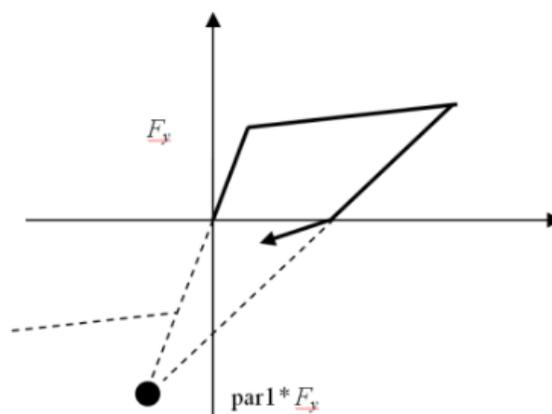


Fig. 2.8 Degradación cíclica de rigidez de descarga (Ordaz y Montoya., 2005).

El segundo parámetro controla la degradación cíclica de resistencia a través del índice de daño de Park y Ang. La pendiente de recarga en cada ciclo se orienta a un punto definido por el desplazamiento máximo más un desplazamiento δ_m el cual está definido por:

$$\delta_m = (\text{par}2)_{F_y}^{E_{H\mu}} \quad (2.21)$$

Donde, $E_{H\mu}$ es la energía histerética y F_y es la resistencia de fluencia (Fig. 2.9).

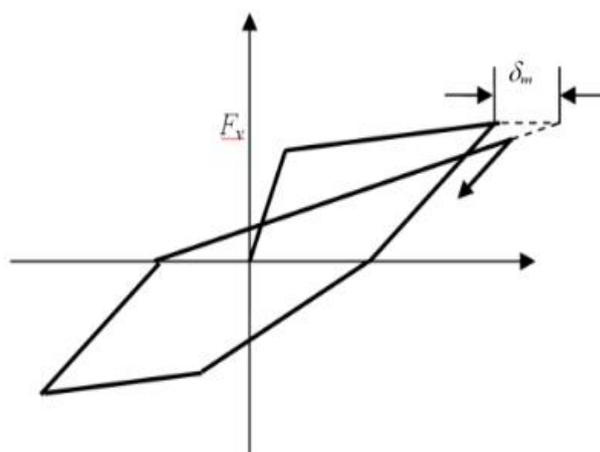


Fig. 2.9 Degradación cíclica de resistencia (Ordaz y Montoya., 2005).

El tercer parámetro controla el estrechamiento de los lazos histeréticos, a través del cual la pendiente de recarga se dirige al punto de intersección de la pendiente de descarga del desplazamiento máximo con una línea horizontal que pasa por $(\text{par}3 * F_y)$. Esta última pendiente se mantiene constante hasta alcanzar el desplazamiento, x_c , a partir del cual la recarga apunta con dirección al desplazamiento máximo (Fig. 2.10)

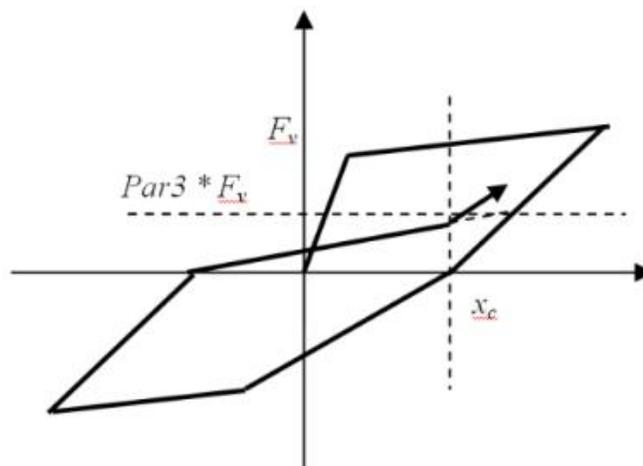


Fig. 2.10 Estrechamiento del ciclo histéretico (Ordaz y Montoya., 2005).

En esta tesis, cuyo objetivo es el desarrollo de espectros de fragilidad uniforme para estructuras bien detalladas de concreto reforzado, se utilizó el modelo de Kunnath (1990) que permite caracterizar este tipo de elementos a través de un modelo simple que depende de unos cuantos parámetros de sencilla definición.

2.4 ESPECTROS INELÁSTICOS DE RESPUESTA

De manera análoga a como se realiza para osciladores elásticos, es posible construir espectros inelásticos de respuesta, gráficas de la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad de distinto periodo, con cierto modelo de comportamiento inelástico y una razón de amortiguamiento viscoso en particular. Por lo tanto, para su construcción se requiere de más parámetros que los espectros elásticos. Existen dos tipos principales de espectros inelásticos: espectros de desplazamiento de fluencia constante y espectros de ductilidad constante (Chopra, 2014). Estos últimos son el tipo que se usan en el diseño sísmico y se describirán a continuación.

2.4.1 Espectros de ductilidad constante

Como se mencionó, en sistemas inelásticos el nivel de deformación se mide generalmente en términos de la ductilidad μ . Los espectros de ductilidad constante se definen como la respuesta o resistencia máxima asociada a un nivel de ductilidad, μ , de un oscilador inelástico de un grado de libertad. Veletsos *et al.* (1960), desarrollaron una propuesta para la elaboración de espectros de respuesta para sistemas elastoplásticos, cuya base es fundamental para estudiar la respuesta sísmica y el diseño inelástico en las estructuras.

Para su cálculo, es necesario realizar un procedimiento iterativo, ya que no es posible conocer de antemano la respuesta de un sistema con resistencia a la fluencia arbitraria y, por lo

tanto, la ductilidad resultante, ante una carga dinámica en particular. El procedimiento para su cálculo es el siguiente (Chopra, 2014):

1. Obtener el movimiento del terreno $\ddot{u}_g(t)$ del acelerograma.
2. Establecer un coeficiente de amortiguamiento, ζ , para el espectro en estudio.
3. Seleccionar un valor para T_n .
4. Determinar la respuesta del desplazamiento lateral $u(t)$ del sistema con T_n y ζ igual a los valores seleccionados. Obtenido el valor de $u(t)$, se calcula la deformación máxima u_0 y la fuerza máxima $f_0 = ku_0$.
5. Calcular la respuesta $u(t)$ de un sistema elastoplástico con los mismos valores de T_n y ζ , como su resistencia a la fluencia $f_y = \bar{f}_y f_0$, donde $\bar{f}_y < 1$. A partir de $u(t)$ se calcula la deformación máxima u_m y el factor de ductilidad (ec. 2.19), mediante la ecuación 2.22. Se repiten los pasos anteriores con la finalidad de tener múltiples valores de \bar{f}_y que cubran los puntos de ductilidad de interés.
6. Para un valor de μ , determinar el valor de \bar{f}_y mediante el paso 5, y la metodología empleada para el cálculo de la resistencia a la fluencia para una ductilidad especificada, explicado con anterioridad dentro de este capítulo. Para casos donde existan varios valores de \bar{f}_y correspondientes para un valor de μ , se tomará el valor más grande de \bar{f}_y .
7. Determinar las ordenadas espectrales correspondientes al valor de \bar{f}_y obtenido del paso anterior.
8. Repetir los pasos del 3 al 6 para un intervalo de T_n resultante en espectro para el valor μ elegido en el paso 6.
9. Repetir los pasos del 3 al 8 para varios valores de μ .

$$\frac{u_m}{u_0} = \mu \bar{f}_y = \frac{\mu}{R_y} \quad (2.22)$$

En la figura 2.11 se presentan los espectros de desplazamiento provenientes de las estaciones sísmicas de Ciudad Universitaria (CU) y la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT-B1), con registros sísmicos CUIP8509.191 y SCT18509.191 para el sismo del 19 de septiembre de 1985. En ellas se puede observar que las formas espectrales muestran una amplificación conforme aumenta la ductilidad, siendo 2 la ductilidad con mayor cambio en las ordenadas espectrales cercanas al periodo predominante, $T_n=2.05$ segundos. En el caso la pseudo-aceleración, las formas espectrales muestran una consistencia más uniforme para los espectros calculados con registros obtenidos en la estación SCT (fig. 2.11b) que en la de CU (fig. 2.11a). Sin embargo, las demandas máximas de desplazamiento en la estación SCT, están claramente definidas a partir de 2 segundos.

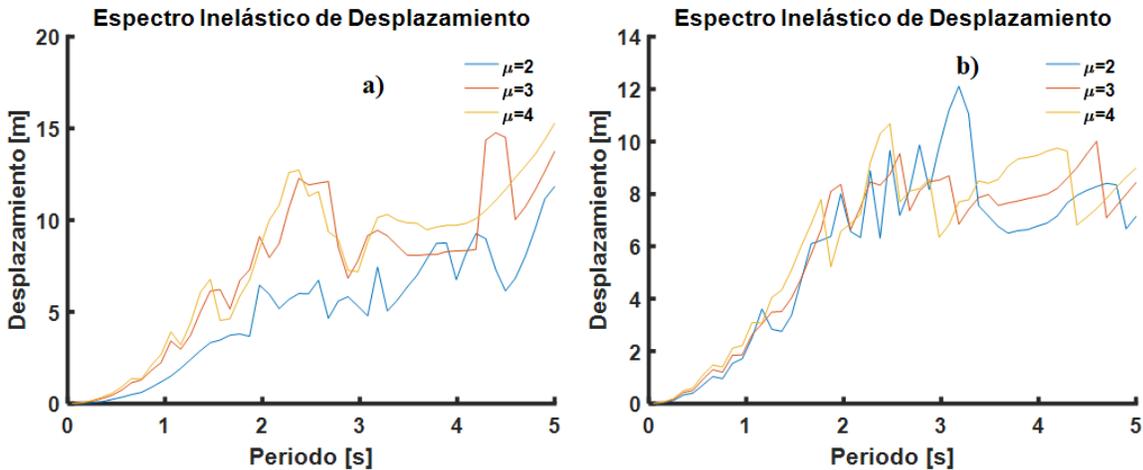


Fig. 2.11 Espectros inelásticos de desplazamiento: a) Estación en CU; b) Estación STC-B1, 19 de septiembre 1985, Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.

De manera similar a los espectros elásticos, en sistemas inelásticos existe una relación directa entre pseudo-aceleración de fluencia A_y y desplazamiento de fluencia, u_y . Por lo tanto, a partir de espectros de pseudo-aceleración de fluencia es posible obtener los espectros de desplazamiento máximo, o viceversa, mediante las siguientes relaciones:

$$u_m = \mu u_y \quad (2.23)$$

$$u_y = \frac{f_y}{k} = \left(\frac{T_n}{2\pi}\right)^2 A_y \quad (2.24)$$

$$u_m = \mu \left(\frac{T_n}{2\pi}\right)^2 A_y \quad (2.25)$$

En la figura 2.12 se presentan espectros inelásticos de respuesta de pseudo-aceleración calculados conforme al procedimiento descrito en los párrafos anteriores, donde se observa una notoria variación en el tamaño de sus ordenadas espectrales de pseudo-aceleración, asociadas a las condiciones del suelo de tipo blando (SCT) y duro (CU). Las demandas presentadas en la estación SCT, dadas las condiciones del suelo, muestran una disminución de su periodo donde se presenta la ordenada máxima, $T=1.15$ segundos, y un aumento del periodo en la estación CU, $T=2.05$ segundos, cuyas demandas máximas de desplazamiento en la estación SCT son aproximadamente al doble de las correspondientes a la estación de CU.

La relación entre la resistencia a la fluencia y la ductilidad son parámetros que indican el nivel de comportamiento inelástico o la resistencia mínima para que este se comporte de manera elástica (Chopra, 2014). Por lo tanto, es posible diseñar estructuras sismorresistentes aumentando su resistencia, o aumentando su ductilidad, o en su defecto la combinación de ambas, de acuerdo

con un nivel de daño aceptado, razón por la cual los espectros de diseño se definen a partir de tales parámetros.

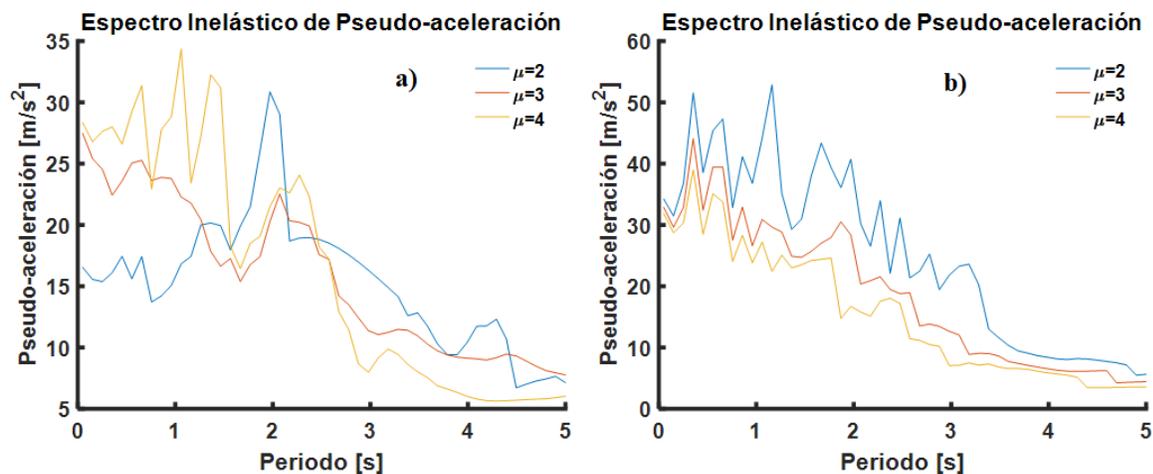


Fig. 2.12 Espectros inelásticos de pseudo-aceleración: a) Estación en CU; b) Estación STC-B1, 19 de septiembre 1985, Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.

CAPÍTULO 3 ESPECTROS DE DISEÑO NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO 2017

3.1. ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO

3.1.1. Espectros de peligro uniforme

Los espectros elásticos de diseño son una herramienta básica para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño y deformaciones laterales en las estructuras, ya que es necesario contar con estimaciones de aceleraciones o desplazamientos que se pudieran generar en estructuras desplantadas en determinado sitio (Ordaz, 2016). Los espectros elásticos de diseño utilizados en la actualidad se obtienen de un análisis estadístico o probabilístico de espectros de respuesta calculados para distintos acelerogramas sísmicos representativos de la amenaza sísmica de un sitio en particular. Esto se debe a que existe una gran variabilidad en la respuesta sísmica de un oscilador de un grado de libertad, y de cualquier estructura, ante distintas demandas sísmicas, por lo que es necesario considerar dicha variabilidad en el diseño sísmico.

Específicamente, los espectros elásticos de diseño para la Ciudad de México se derivaron de espectros de peligro uniforme, es decir, aquellos cuyas ordenadas están asociadas a una probabilidad de excedencia en determinado periodo. Los espectros de peligro uniforme propuestos en las NTC-201, se calcularon mediante el procedimiento propuesto por Esteva (1970), para periodos de retorno de 250 años (Ordaz, 2016). Primero se calcularon las curvas de tasas de excedencia de intensidad sísmica, para periodos entre 0 y 5 segundos para la estación Ciudad Universitaria (CU), considerando los efectos ponderados de las diversas fuentes sísmicas del Valle de México. Posteriormente, se obtuvieron las funciones de amplificación espectral, $F_i(T)$ para más de 100 sitios instrumentados en la Ciudad de México, mediante la siguiente ecuación:

$$F_i(T) = \frac{1}{m_i} \sum_{k=\tilde{n}}^{m_i} \frac{S_{sok}(T)}{S_{ook}} \quad (3.1)$$

donde, m_i es el número de sismos registrados simultáneamente en una estación i , y CU. $S_{a_{ik}}(T)$, y $S_{a_{ok}}(T)$, corresponden a las ordenadas espectrales registradas en i , y CU, para un evento k (figura 3.1).

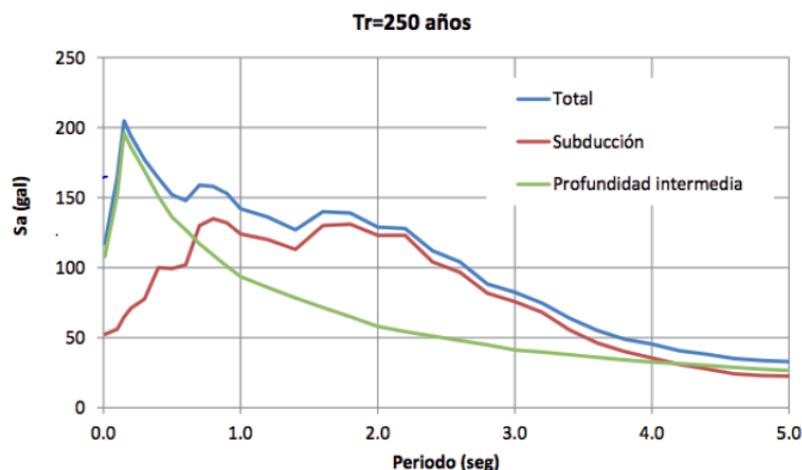


Fig.3.1 Espectros de peligro uniforme para $T=250$ años, para la estación CU, Ordaz (2016).

Las funciones de amplificación espectral para los demás puntos de la ciudad se calcularon mediante el procedimiento de interpolación propuesto por Pérez y Rocha *et al.* (1999). A partir de las tasas de excedencia y las funciones de amplificación espectral, se calculó el espectro de peligro uniforme para cada uno de los 1600 sitios mediante la siguiente ecuación (Esteva, 1970).

$$V_i [Sa(T)] = V_0 \left[\frac{Sa(T)}{F_j(T)} \right] \quad (3.2)$$

donde $V_i [Sa(T)]$ corresponde a la tasa de excedencia de aceleración $Sa(T)$ en un sitio j ; $V_0 \left[\frac{Sa(T)}{F_j(T)} \right]$, es la tasa de excedencia de $Sa(T)$ en la estación ubicada en Ciudad Universitaria.

La ecuación 3.2 se basa en las siguientes dos hipótesis (Ordaz, 2016):

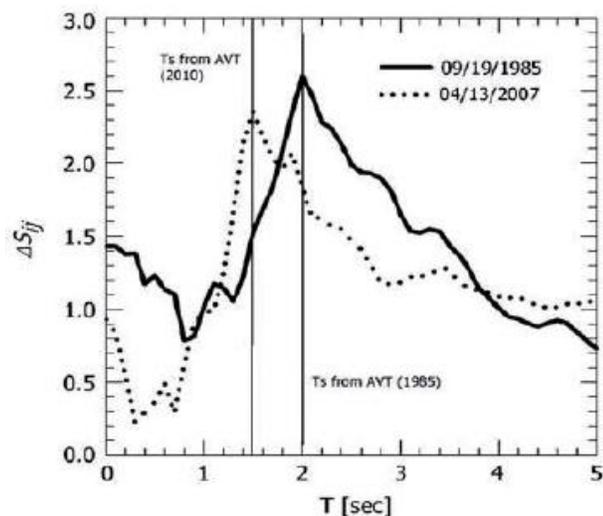
1. La función de amplificación espectral, $F_j(T)$, debe ser constante de temblor a temblor.
2. $F_j(T)$, debe ser un valor determinista, es decir, que no exista incertidumbre.

Si bien las hipótesis anteriores no se cumplen rigurosamente, se considera que la ecuación 3.2 proporciona resultados razonables.

3.1.2. Consideración del efecto de consolidación de los suelos blandos de la CDMX

Por otra parte, el drenaje existente de agua en la Ciudad de México ha ocasionado la rigidización de los suelos blandos de la Ciudad de México y, por lo tanto, una modificación de sus propiedades dinámicas que debe tomarse en cuenta en la definición de los espectros de diseño (Arroyo *et al.* 2013). En la figura 3.2 se muestran las funciones de transferencia $F_i(T)$ de los sismos del 19 de septiembre de 1985 y del 13 de abril de 2007 registrados en la estación de la

Secretaria de Comunicaciones y Transportes, SCT, localizada en suelo blando, donde se observa la variación del cambio en el periodo predominante del terreno. Según Arroyo *et al.* (2013), todos los sitios de suelo blando se convertirán en suelos de transición a largo plazo.



*Fig. 3.2 Variación de la función de amplificación, $F_j(T)$, para diferentes eventos sísmicos registrados en la estación SCT. Las líneas verticales son los periodos predominantes de vibrar obtenidos de prueba de vibración ambiental, Arroyo *et al.* (2013)*

El cambio del periodo dominante de los sitios de terreno blando implica un cambio en sus funciones de amplificación espectral y, consecuentemente, un cambio en los espectros de peligro uniforme. En la figura 3.3 se muestran espectros de peligro uniforme para distintos años (líneas continuas) asociados a un periodo de retorno de 250 años, calculados como el producto de los EPU de terreno firme por las funciones de amplificación correspondientes al sitio (Ordaz, 2016). El espectro de diseño actual se definió como la envolvente de los espectros de peligro uniforme calculados para los años 2010 y 2100 para un periodo de retorno de 250 años, considerando así el efecto más desfavorable en el tiempo para cualquier periodo estructural.

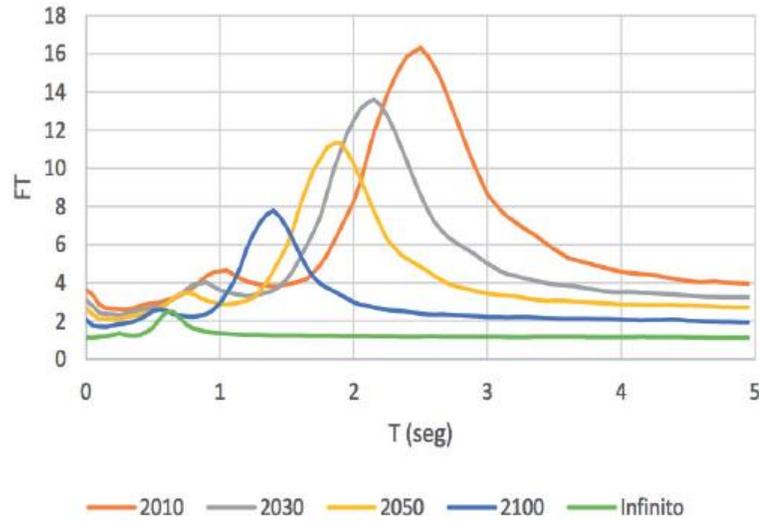


Fig. 3.3 Evolución de las funciones de amplificación espectral con el tiempo para un sitio de la Ciudad de México, Ordaz (2016).

3.1.3. Espectros suavizados de diseño

Dada la variabilidad de las formas espectrales de las envolventes de los EPU, se definieron espectros de diseño suavizados para las NTC por Sismo (2017) a través del ajuste de las envolventes a la ecuación 3.3, la misma función utilizada en las NTC por Sismo (2004).

$$\frac{S_a(T)}{g} = \begin{cases} a_0 + (c - a_0) \left(\frac{T}{T_a}\right) & \text{si } T < T_a \\ c & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ c \left[k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 \right] \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

Donde:

a_0 , es la aceleración máxima del terreno

c , es la ordenada espectral máxima

T_a y T_b , son los periodos característicos del espectro

k , es el cociente del desplazamiento máximo del suelo al desplazamiento espectral máximo,

$$k = \frac{D_{max}}{Sd_{max}} \quad (3.4)$$

que caracteriza la caída de las ordenadas espectrales a medida que aumenta el periodo. Para espectros de diseño de terreno firme $k \geq 1$ y para espectros de diseño de suelos muy blandos $k=0$. D_{max} y Sd_{max} se pueden estimar a partir de los parámetros del espectro a través de las ecuaciones siguientes:

$$D_{max} = \frac{ckT_b^2}{4\pi^2} \quad (3.5)$$

$$Sd_{max} = \frac{cT_b^2}{4\pi^2} \quad (3.6)$$

De acuerdo con conceptos básicos de dinámica estructural, el espectro elástico de desplazamiento de diseño se puede obtener a través de la ecuación 3.7.

$$Sd(T) = \begin{cases} \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \left[a_0 + (c - a_0) \left(\frac{T}{T_a}\right) \right] & \text{si } T < T_a \\ c \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ c \left(\frac{T_b}{2\pi}\right)^2 \left[k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 \right] & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (3.7)$$

En la figura 3.4 se presentan los espectros de diseño elásticos de pseudo-aceleración, sin reducción por sobrerresistencia, correspondientes a las estaciones sismológicas de Ciudad Universitaria (CU) y SCT. Se puede observar claramente en tales figuras diferencias significativas entre ambos espectros debidas a las condiciones del terreno. La estación SCT se ubica en suelo blando, razón por la cual las demandas son altas y la meseta del espectro se localiza en periodos largos, $T_a=1.7$ s, $T_b= 2.2$ s. Por otra parte, la estación CU se ubica en suelo duro, por lo que las ordenadas son considerablemente menores, aproximadamente un tercio de las ordenadas del espectro de SCT, y la meseta se localiza en periodos más cortos, $T_a=0.35$ s $T_b= 1.38$ s.

En la figura 3.5 se presentan los espectros de desplazamiento correspondientes, donde se muestra que, para el rango de periodos considerado, no se define una región de iguales desplazamientos en el espectro de la estación SCT, localizada en suelo blando. En cambio, en el espectro de desplazamientos de CU, correspondiente a suelo duro, dicha región está claramente definida a partir de 2 s. Por otra parte, la demanda máxima de desplazamientos en la estación SCT es aproximadamente 5 veces mayor a la correspondiente a la estación CU.

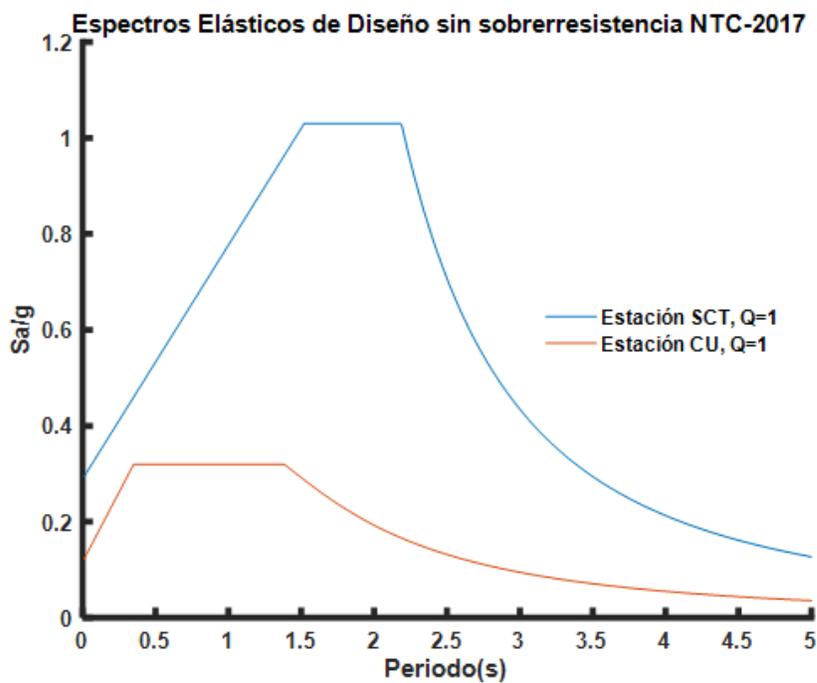


Fig. 3.4 Espectros elásticos de diseño sin reducción por sobrerresistencia de las NTC por Sismo 2017 correspondientes a dos estaciones sísmológicas: a) SCT; b) CU.

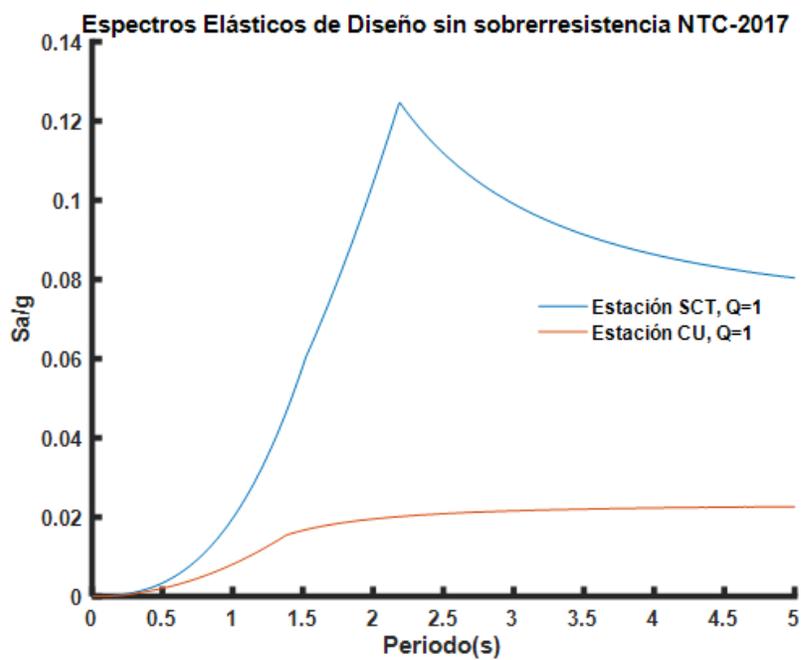


Fig. 3.5 Espectros elásticos de diseño en términos de desplazamiento sin reducción por sobrerresistencia correspondientes a dos estaciones sísmológicas: a) SCT; b) CU.

Como se mencionó, en la filosofía actual de diseño sísmico se acepta que las edificaciones de uso común presenten daño ante demandas sísmicas intensas de baja probabilidad de ocurrencia buscando evitar su colapso global. Esto se debe a que resulta antieconómico diseñar un inmueble para que se comporte elásticamente ante un evento sísmico poco probable del cual no se tiene la certeza que ocurra durante la vida útil de la estructura. Por esta razón, se utilizan espectros inelásticos para el diseño de tales edificaciones para satisfacer el estado límite último ante tales demandas.

3.2. FACTORES DE REDUCCIÓN SÍSMICA

3.2.1. Ecuación para el cálculo de factores de reducción

Los espectros inelásticos de diseño, T vs Sa/g , de los reglamentos de diseño se calculan a partir de la reducción de las ordenadas del espectro elástico de diseño mediante un factor de reducción por comportamiento inelástico. En las NTC por Sismo (2017), las ecuaciones para el cálculo de dichos factores son una versión simplificada de la ec. 3.8, propuesta por Ordaz y Pérez-Rocha (1998), en la que se establece que el factor de comportamiento es función del cociente entre el desplazamiento espectral, $Sd(T)$, y el desplazamiento máximo del suelo, D_{max} .

$$Q'(T, Q) = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{Sd(T)}{D_{max}}} \quad (3.8)$$

Donde, Q , es la resistencia necesaria para limitar las demandas de ductilidad, Q' , se define como resistencia necesaria para lograr una demanda de ductilidad, $C(T, Q)$.

Esta formulación se derivó a partir de análisis de regresión no lineal del valor esperado de respuestas de osciladores de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico, calculadas para un número considerable de registros de sismos reales de magnitudes entre 5.2 y 8.1, y distancias focales entre 16 y 550 km.

La expresión simplificada de las NTC por Sismo (2017) (Ec. 3.9), definida para las mismas regiones espectrales del espectro elástico de diseño, se obtuvo a partir de las siguientes consideraciones (Ordaz, 2016):

a) Se consideró una variación lineal entre $Q'=1$ para $T=0$ y $Q'=Q'_{max}$ para $T=T_a$, con lo que se define el primer tramo de la ecuación. Q'_{max} (Ec. 3.10) es el máximo valor de Q' del espectro en

cuestión que se presenta para $T=T_b$, donde T_b es el periodo característico del espectro elástico de diseño asociado a su desplazamiento espectral máximo

- b) Se fijó $Q' = Q'_{max}$ para el intervalo comprendido entre los periodos característicos T_a y T_b .
- a) El tercer tramo se definió a través de la sustitución de las ecuaciones 3.5 y 3.7, en esta última la correspondiente al tercer tramo, en la ecuación 3.8.

$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \left(\frac{T}{T_a}\right) & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{p}{k}} & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (3.9)$$

Donde T , es el periodo estructural, k , es la rigidez del sistema estructural, Q , es la resistencia necesaria para limitar las demandas de ductilidad, Q' , se define como la resistencia necesaria para lograr una demanda de ductilidad, $C(T, Q)$, y p , es un coeficiente en función del periodo característico y el periodo natural.

$$p = k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2$$

$$Q'_{max} = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \quad (3.10)$$

En la figura 3.6 se muestran las gráficas de factor de reducción para las estaciones CU y SCT correspondientes a ductilidades de diseño $Q=2, 3$ y 4 . Se puede observar que los factores de reducción de la estación SCT, localizada en suelo blando, son mayores que los de CU, tendencia consistente con los resultados de estudios de respuesta dinámica de osciladores sujetos a demandas características de suelos del Valle de México (Ruiz-García y Miranda, 2003). Por otra parte, para suelos duros $k \geq 1$ y el factor de reducción es igual a Q desde el periodo característico, T_b , es decir, se cumple la regla de igual desplazamientos, a partir del inicio de la tercera región espectral. En cambio, en suelo blando se observa que el valor de Q' tiende a Q para periodos muy largos, que también es una característica común en suelos blandos con periodos de suelo mayores a 2 s en el Valle de México (Ordaz, 2016).

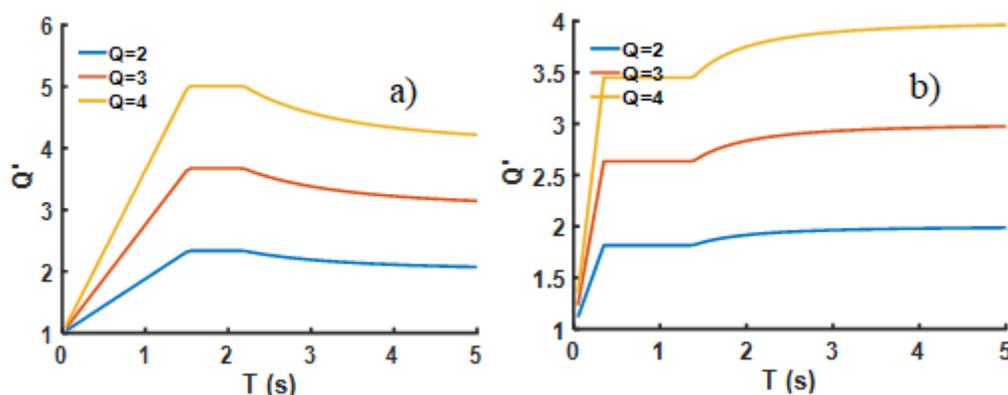


Fig. 3.6 Factores de reducción por ductilidad de las NTC por Sismo (2017) correspondientes a dos estaciones sismológicas: a) SCT; b) CU.

3.2.2. Espectros inelásticos de diseño

Los espectros inelásticos de diseño, T vs Sa/g , de las estaciones sismológicas en cuestión, obtenidos de la división de las ordenadas del espectro elástico por los factores de reducción correspondientes, se muestran en las figuras 3.7. Se puede observar en esta figura que las formas de los espectros inelásticos presentan mayores diferencias a las del espectro elástico a medida que la ductilidad aumenta. Se observa también la gran diferencia entre las ordenadas de los espectros inelástico y las del espectro elástico, así como una mayor distorsión de las formas espectrales en la estación SCT, de suelo blando.

Por otra parte, los espectros inelásticos de desplazamiento (Fig. 3.8) de ambas estaciones tienen formas significativamente diferentes entre sí, particularmente a partir de T_b , debido al efecto del parámetro k . En la estación SCT los desplazamientos espectrales inelásticos son ligeramente mayores a los elásticos en periodos menores a aproximadamente 1.2 segundos, y en periodos mayores es lo contrario. En cambio, los desplazamientos espectrales inelásticos de la estación CU son mayores en todas las zonas espectrales. Asimismo, se identifica claramente una región de igual desplazamientos a partir de 2 segundos en el espectro de CU, tendencia que no se presenta hasta periodos de 4 segundos en el de SCT.

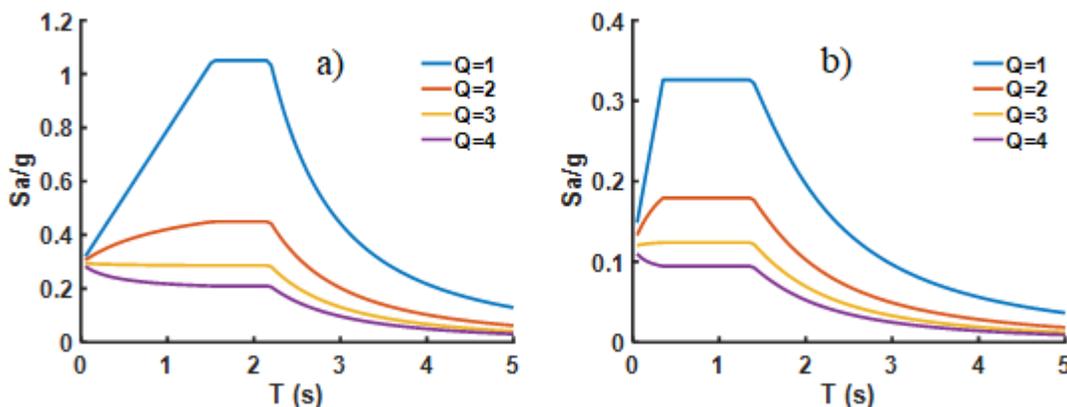


Fig. 3.7 Espectros elásticos e inelásticos de diseño de las NTC por Sismo (2017) correspondientes a dos estaciones sismológicas: a) SCT; b) CU.

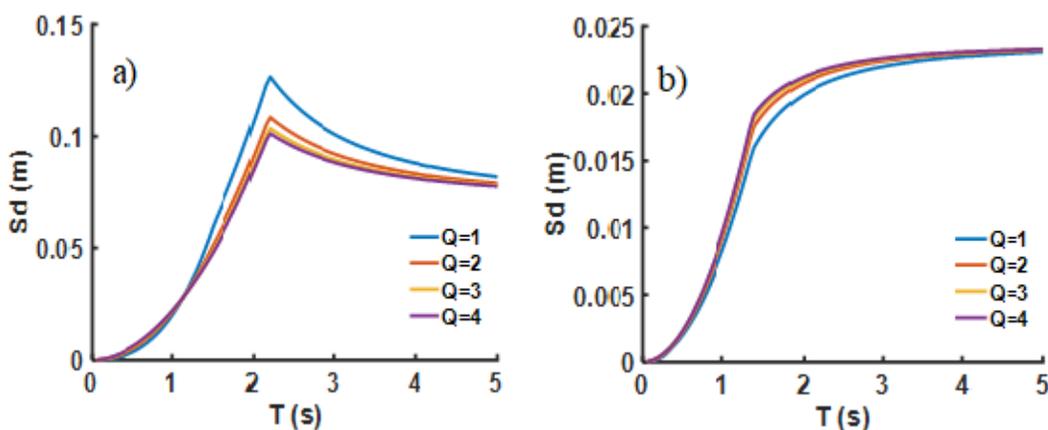


Fig. 3.8 Espectros elásticos e inelásticos de diseño en términos de desplazamiento de las NTC por Sismo (2017) correspondientes a dos estaciones sismológicas: a) SCT; b) CU.

3.3. LIMITANTES DE LOS ESPECTROS INELÁSTICOS DE DISEÑO DE LAS NTC-2017

Dada su formulación, a diferencia de los espectros elásticos de diseño, los espectros inelásticos de las NTC por Sismo (2017) no están asociados a una tasa de excedencia del estado límite en cuestión. Los espectros de diseño elásticos se derivan de espectros de peligro uniforme, cuyas ordenadas están asociadas a un periodo de retorno (pseudo-aceleración espectral) de 250 años, la aplicación del teorema de probabilidad total sobre las demandas de sistemas de 1SGDL ante acelerogramas representativos de la amenaza sísmica de la CDMX, considerando el efecto ponderado de sismos probables de distintas magnitudes de las fuentes sísmicas consideradas. Por

esta razón, el diseño de una estructura con dicho espectro elástico sin ninguna reducción implica considerar implícitamente una tasa de excedencia de fluencia de 250 años en su diseño.

Sin embargo, las ecuaciones para el cálculo de factores de reducción propuestos por Ordaz y Pérez Rocha (1998) proporcionan solamente valores esperados de factores de reducción de demandas sísmicas del Valle de México. Por lo tanto, tales factores de reducción son deterministas y, por consiguiente, los espectros inelásticos de diseño de las NTC por Sismo (2017), obtenidos de la reducción de los espectros elásticos de diseño a través de dichos factores de reducción, no están asociadas a una tasa de excedencia específica del estado límite considerado.

Por este motivo, en este trabajo se calcularon espectros de fragilidad uniforme, es decir, espectros cuyas tasas de excedencia están asociadas directamente con la excedencia del estado límite último, obtenidos de un tratamiento probabilístico riguroso, con la finalidad de tener una mejor definición de demandas sísmicas para la evaluación y diseño de estructuras de concreto reforzado para suelos blandos. En el siguiente capítulo se presenta el procedimiento utilizado para su cálculo que es propuesto por Niño (2018), los espectros obtenidos junto con una descripción de sus características y una comparativa con los espectros inelásticos de diseño de las NTC por Sismo (2017); además se presenta una propuesta de ecuaciones obtenidas de análisis de regresión para el cálculo rápido de dichos espectros.

CAPÍTULO 4 –ESPECTROS DE FRAGILIDAD UNIFORME PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO UTILIZADO

El procedimiento propuesto por Niño (2018) para el cálculo de espectros de fragilidad uniforme consiste en aplicar el teorema de probabilidad total y simulaciones de Monte Carlo directamente sobre algún parámetro de respuesta estructural, por ejemplo, distorsión, ductilidad, índice de daño, calculados para un conjunto de acelerogramas representativos de la amenaza sísmica de la CDMX, considerando el efecto ponderado de sismos probables de distintas magnitudes de las fuentes sísmicas consideradas. El procedimiento se puede desglosar en los pasos siguientes:

$$v(Sa_{yd}) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_u} \frac{d\lambda_i(M)}{dx} P(Sa_{yd} > Sa_y | M, L_i) \quad (4.1)$$

1. Se define la amenaza sísmica para el sitio en cuestión tomando en consideración las distintas fuentes. Para ello se propone contar con un conjunto grande de registros sísmicos para realizar una caracterización probabilística apropiada. Una de las maneras de lograr esto es a través del procedimiento de simulación sísmica basado en funciones de Green Empíricas propuesto por Niño (2018). Dicho procedimiento se basa en la hipótesis de que registros sísmicos de pequeña magnitud contienen información sobre el origen, la trayectoria de propagación y los efectos de sitio de sismos de mayor magnitud y, por lo tanto, usarse para generar registros sintéticos de sismos de gran magnitud (Hartzell, 1978).
2. Se estima el valor esperado de la magnitud para un evento sísmico próximo. Se consideraron los temblores de tipo subducción originados en la fuente de Guerrero, debido a que los periodos de retorno entre cada sismo ocurridos en esta fuente sísmica, no muestran una distribución exponencial, que influya en el peligro de la Ciudad de México, ya que solo se producen temblores con magnitudes de ocurrencia constantes. Para ello se usó el modelo del temblor característico (Jara y Rosenblueth, 1988), en el cual, el valor esperado se calcula mediante la siguiente expresión:

- a. $E(M|T00) = \max(M_0, D + F * Ln(T00)) \quad (4.2)$

- b. Donde $E(M|T00)$ es el valor esperado de la magnitud del futuro evento, transcurridos T00 años desde la última ocurrencia de un temblor característico de

magnitud $M > M_0$, M_0 es la magnitud umbral, D y F son parámetros de variación de la magnitud esperada con el tiempo.

3. Se calcula la tasa de excedencia para las magnitudes de los sismos que son característicos de la zona en estudio, como se expresa en la ecuación 4.2.

$$a. \lambda(M) = \lambda_0 \left[1 - \phi \left(\frac{M - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right] k \quad M_u > M > M_0 \quad (4.3)$$

$$b. k = \frac{1}{\left[\phi \left(\frac{M_U - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) - \phi \left(\frac{M_0 - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right]} \quad (4.4)$$

$$c. \lambda(M) = 0 \quad M \geq M_U$$

- d. donde M_U = Máxima magnitud que se puede generar en una provincia tectónica, k , factor de normalización, de forma que, la integral bajo la curva de la distribución normal estándar sea igual a la unidad. Φ , denota la distribución normal estándar, σ_M , es la desviación estándar de las magnitudes. λ_0 , está definida como la inversa de la mediana del tiempo entre eventos con magnitud $M > M_0$:

4. Se calcula la función de densidad de probabilidad de magnitudes con la siguiente ecuación.

$$a. f_M(M) = \frac{1}{\lambda_0} * \frac{d\lambda(M)}{dM} \quad (4.5)$$

5. Se calculan espectros inelásticos de respuesta, de ductilidad constante, μ_d , periodo, T , vs pseudo-aceleración de fluencia, S_{ay} , para el conjunto de registros seleccionado. El modelo histéretico a utilizar debe ser representativo del comportamiento real de las estructuras.
6. Se determina para cada periodo de los espectros la probabilidad condicional de que la resistencia lateral en términos de S_{ay} sea menor a la resistencia necesaria, S_{ayd} , para desarrollar μ_d , que es equivalente a la probabilidad condicional de que la ductilidad, μ , exceda una ductilidad μ_d , $P(S_{ayd} > S_{ay} | M, L_i)$.
7. Se estima la fragilidad sísmica en términos de ductilidad, como la tasa de excedencia del estado límite considerado en términos de μ_d , para cada uno de los osciladores con periodo, T , de los espectros de respuesta calculados, mediante la siguiente ecuación 4.1.
 - a. Donde L_i , es la distancia del sitio donde se originó el evento a la i -ésima fuente sísmica; M , representa a la magnitud sísmica; $\lambda(M)$, es la tasa de excedencia de magnitudes de las fuentes sísmicas de interés.

8. Se definen los espectros de fragilidad uniforme a partir de las curvas de fragilidad sísmica calculadas, tomando para cada periodo la resistencia Say_d , asociada a la tasa de excedencia deseada, está a su vez depende de la zona sísmica en que se encuentre (fig.4.1).

4.2 CASOS DE ESTUDIO

Utilizando el procedimiento de Niño (2018) descrito en la sección anterior se calcularon, en este trabajo se calcularon espectros de fragilidad uniforme para un sitio de suelo blando en el Valle de México y empleando un rango de magnitudes consistente con el estado límite último.

4.2.1 Sitio en estudio

Utilizando el procedimiento de Niño (2018) descrito en la sección anterior, se calcularon espectros de fragilidad uniforme para un sitio definido. Dicho sitio pertenece a la zona IIIc de la zonificación sísmica dada en las NTC por Sismo (2017) y tiene un periodo de suelo de 1.7 segundos, por lo tanto, se considera representativo de suelos blandos de la CDMX con periodos de suelo entre 1.5 y 2 segundos.

En la figura 4.1 se muestra la zonificación de de la CDMX, para la deducción de los factores de reducción sísmica.

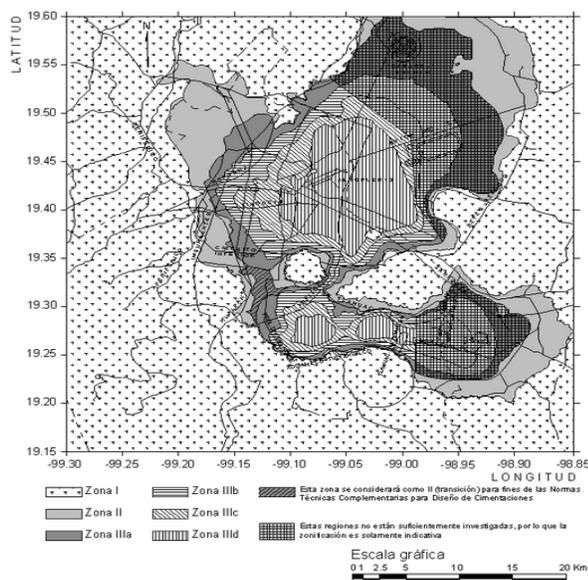


Figura 4.1 Zonificación de la Ciudad de México para fines de diseño sísmico, NTC por Sismo (2017).

4.2.2 Registros sísmicos

Como amenaza sísmica se utilizó un conjunto de registros sintéticos obtenido por Niño (2018), mediante simulación sísmica basado en funciones de Green empíricas. La semilla utilizada

fue el acelerograma de la componente EW registrada en la estación sísmica SCT-B1 del sismo del 19 de abril de 1989, evento de tipo subducción generado en las costas de Guerrero, asumiendo implícitamente que este tipo de eventos son los que dominan el peligro sísmico de sitios de suelo blando de la Ciudad de México para el estado límite último, hipótesis razonable para estructuras con periodo mediano o largo. El conjunto está constituido por 11,000 registros sísmicos, 1,000 por cada una de las magnitudes (11 para este estudio), con intervalos de 7.2 a 8.2, con incrementos de 0.1. El rango de magnitudes corresponde a aquellas que generan daños severos en las estructuras según Niño (2018).

4.2.3 Modelo de histéresis

Los espectros de fragilidad uniforme se calcularon para ductilidades $\mu=2, 3, 4$, correspondientes a los valores de Q establecidos en las NTC por Sismo (2017), y razones de amortiguamiento viscoso de 2% y 5%. Se utilizó el modelo de Kunnath (1990), representativo de estructuras de concreto reforzado. Para este modelo, se consideró una curva base bilineal, rigidez de post-fluencia de 0, y valores de 2, 0.1 y 100 de los parámetros que caracterizan la rigidez de descarga, degradación cíclica de resistencia y estrechamiento de lazos de histéresis, respectivamente, representativos de estructuras bien detalladas de concreto reforzado, es decir aquellas que cumplen con los requerimientos de estructuras dúctiles dados en las NTC por Sismo (2017).

4.2.4 Tasas de excedencia consideradas

Los espectros de fragilidad uniforme se calcularon para periodos de retorno 5000, 2500, 2000, 1000, 750, 500, 250 y 125 años. Este rango comprende los periodos de retorno de los espectros de peligro uniforme de las NTC por Sismo (2004) y las NTC por Sismo (2017), 125 y 250 años, respectivamente, y el periodo de retorno de 5000 corresponde al máximo aceptable para colapso recomendado por el ASCE 7 (2010).

Asimismo, para caracterizar el peligro sísmico del sitio en cuestión, se calcularon los espectros de peligro uniforme para los mismos periodos de retorno y amortiguamientos con la misma ecuación, ya que un espectro de peligro uniforme se puede considerar un espectro de fragilidad uniforme asociado a $\mu=1$. Esto se puede identificar del análisis de la expresión 4.6, para $\mu=1$ esta se convierte en la ecuación de peligro sísmico propuesta por Esteva (1968).

$$v(a) = \sum_{i=1}^{Nf} \int_{M_0}^{M_u} -\frac{d\lambda(M)}{dM} Pr(A > a | M, R) dM \quad (4.6)$$

(Esteva, 1968).

En las secciones siguientes se presentan los espectros calculados y se realiza un análisis de sus características y tendencias, además de una comparativa con los espectros de diseño de las NTC por Sismo (2017).

4.3 ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME

En la Figura 4.2 se muestran los espectros de peligro uniforme calculados por medio del software desarrollado por el equipo de Niño *et al.* (2018). Las formas de los espectros son típicas de señales de banda angosta como los acelerogramas de eventos sísmicos de tipo subducción registrados en sitios de suelo blando del Valle de México. Se presenta una marcada amplificación de la demanda sísmica en el espectro elástico en $T=2.05$ segundos, correspondiente al periodo predominante del registro semilla utilizado en la simulación. Se observa también que las formas espectrales no varían significativamente con el periodo de retorno.

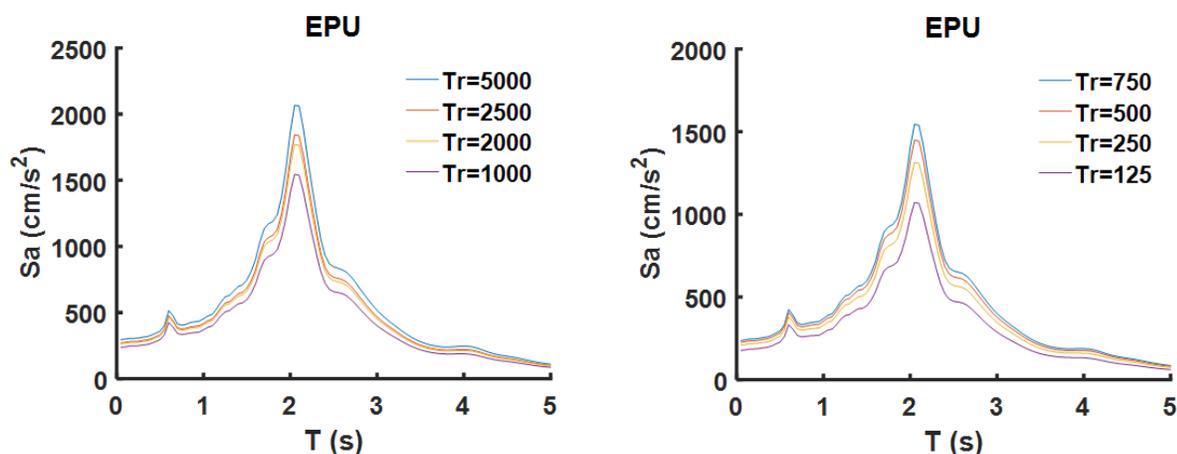


Fig.4.2 EPU de Pseudo-aceleración para los periodos de retorno, $Tr=125 - 5000$ años.

4.3.1 EPU calculados vs EPU y Espectro de diseño de las NTC por Sismo (2017)

Con la finalidad de comparar el peligro sísmico resultante del conjunto de acelerogramas sintético utilizado con el de las NTC por Sismo (2017), en la Fig. 4.3, se presenta una comparativa entre los espectros de peligro uniforme calculados en este trabajo con los dados por SASID (GCDMX 2017) para el sitio SCT considerando un periodo de retorno $T=250$ años y una razón de amortiguamiento viscoso del 5%.

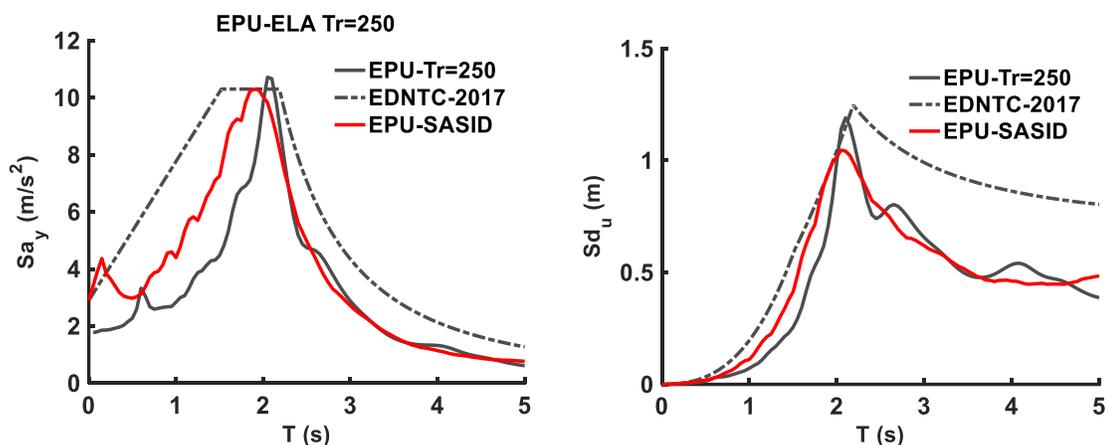


Figura 4.3. Comparativa entre los EPU (espectros de peligro uniforme) de pseudo-aceleración y desplazamiento calculados para periodos de retorno, Tr , de 250 años, los EDNTC-2017 (espectros de diseño de las Normas Técnicas Complementarias 2017), y el EPU de SASID.

Como se puede observar, en estas figuras se presentan diferencias significativas entre las ordenadas de pseudo-aceleración entre ambos espectros en la zona de periodos menores al periodo predominante del suelo. Tales diferencias se pueden atribuir a que: 1) se consideraron solamente eventos sísmicos de tipo subducción de fuente lejana y no de tipo intra-placa de fuente cercana, los cuales contribuyen significativamente al peligro sísmico en esa región espectral (Singh, 2015); 2) no se consideró el fenómeno de consolidación del suelo en la definición de los espectros.

Asimismo, el periodo donde se presenta la ordenada máxima del EPU de las NTC por Sismo (2017) es $T=1.9$ segundos, ligeramente menor al periodo donde se localiza la ordenada máxima en los EPU calculados, $T=2.05$ segundos. Esto se puede deber también al efecto de los sismos intra-placa en el peligro sísmico y a que el acelerograma utilizado como semilla en la simulación corresponde a un evento sísmico ocurrido en 1989 y, por lo tanto, no refleja el cambio en las propiedades del suelo causado por el efecto de la consolidación progresiva de los suelos blandos de la Ciudad de México ocurrida en los años siguientes.

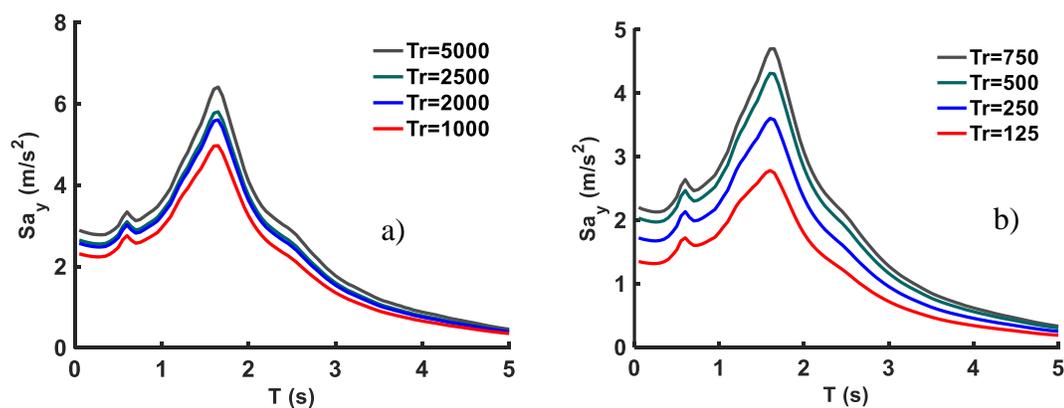
Por otra parte, para periodos mayores a $T=2$ segundos, existe una correspondencia adecuada entre las ordenadas espectrales de los EPU calculados y de los EPU de las NTC por Sismo (2017), tendencia que es consistente con el hecho de que el peligro sísmico de esta región espectral está dominado por eventos de tipo subducción.

4.4 ESPECTROS DE FRAGILIDAD UNIFORME (EFU) CON MODELO DE KUNNATH.

4.4.1 EFU de pseudo-aceleración de fluencia

Los espectros de fragilidad uniforme calculados en este trabajo con el modelo de Kunnath (1990) para razones de amortiguamiento viscoso del 5% se muestran en la Fig. 4.4. Como se puede observar en esta figura, existe una amplificación significativa, aunque no tan marcada como en los espectros de peligro uniforme, en la vecindad de los periodos donde se presenta la ordenada máxima. Por otra parte, estos periodos difieren del periodo predominante de la señal $T=2.05$ segundos, y son más cortos a medida que la ductilidad aumenta; sus valores son $T=1.65$ segundos, 1.35 segundos y 1.20 segundos, para $\mu=2, 3$ y 4, respectivamente.

En las figuras a y b, se muestra los espectros de fragilidad uniforme para periodos de retorno entre 5000 y 125 años, y ductilidad del 2%. Las formas espectrales conservan su forma espectral para todas las ductilidades, siendo el periodo de $T=1.8$ segundos la máxima pseudo-aceleración. Para las figuras c y d, se encuentra un aumento de la respuesta entre $T=0$ segundos y $T=1$ segundos, y una pequeña reducción del periodo predominante $T=1.4$ segundos. Las figuras e y f, al igual que las c y d, muestran un incremento en sus formas entre los periodos $T=0$ segundos y $T=1$ segundos, como además de una reducción de su periodo predominante, cercano a $T=1$ segundos.



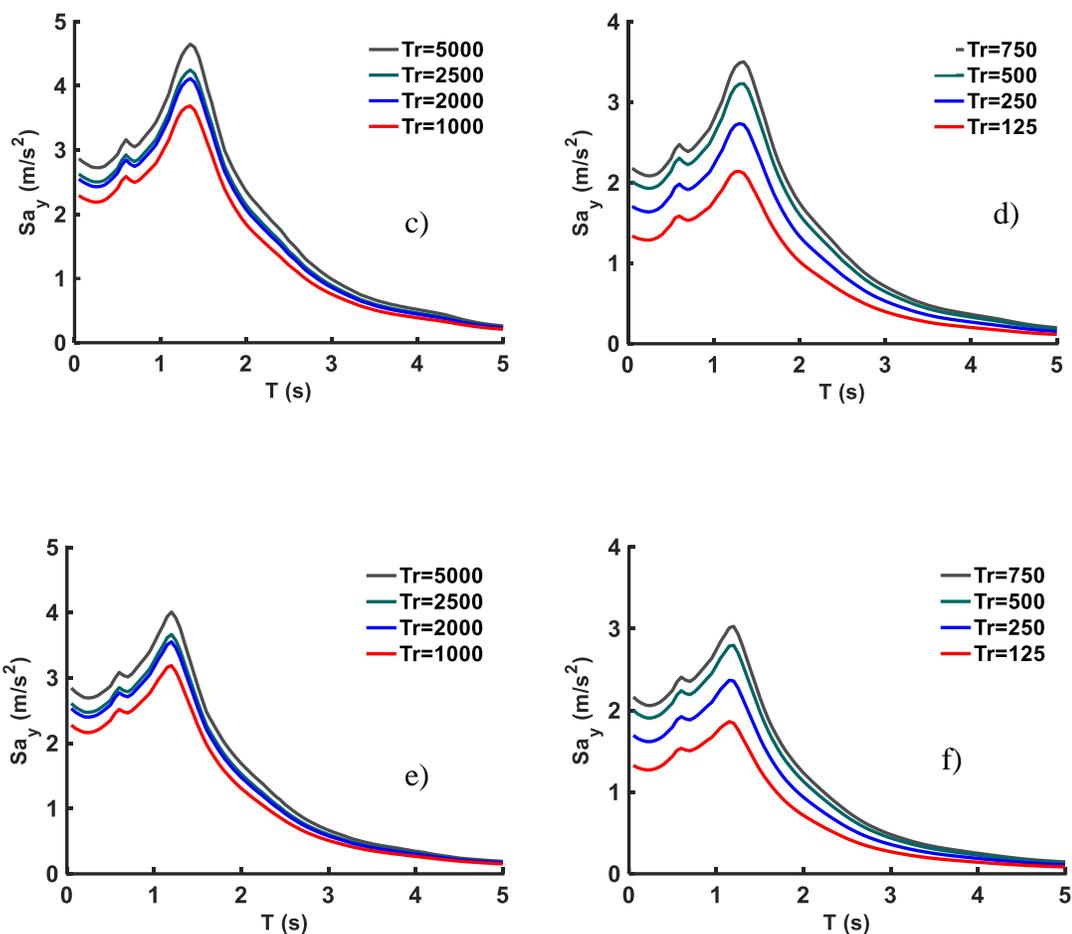


Fig.4.4 Espectro de Pseudo-aceleración con modelo de Kunnath para ductilidades $\mu=2, 3$ y 4 ; tasas de retorno $T_r=125-5000$ años.

Como se mencionó anteriormente, los factores de reducción, Q' , de las NTC por Sismo (2017) se obtuvieron de osciladores de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico. En López *et al.* (2018) se presentan espectros de fragilidad uniforme calculados con dicho modelo. Con la finalidad de comparar los espectros de fragilidad uniforme con el modelo de Kunnath calculados en este trabajo con aquellos con modelo elastoplástico, en la figura 4.5 se una comparativa entre ambos. Como se puede observar, las ordenadas espectrales asociadas al modelo elastoplástico presentan una amplificación significativamente menor a las correspondientes al modelo de Kunnath, razón por la cual los valores de estas últimas son considerablemente mayores en periodos anteriores y cercanos al periodo predominante del espectro.

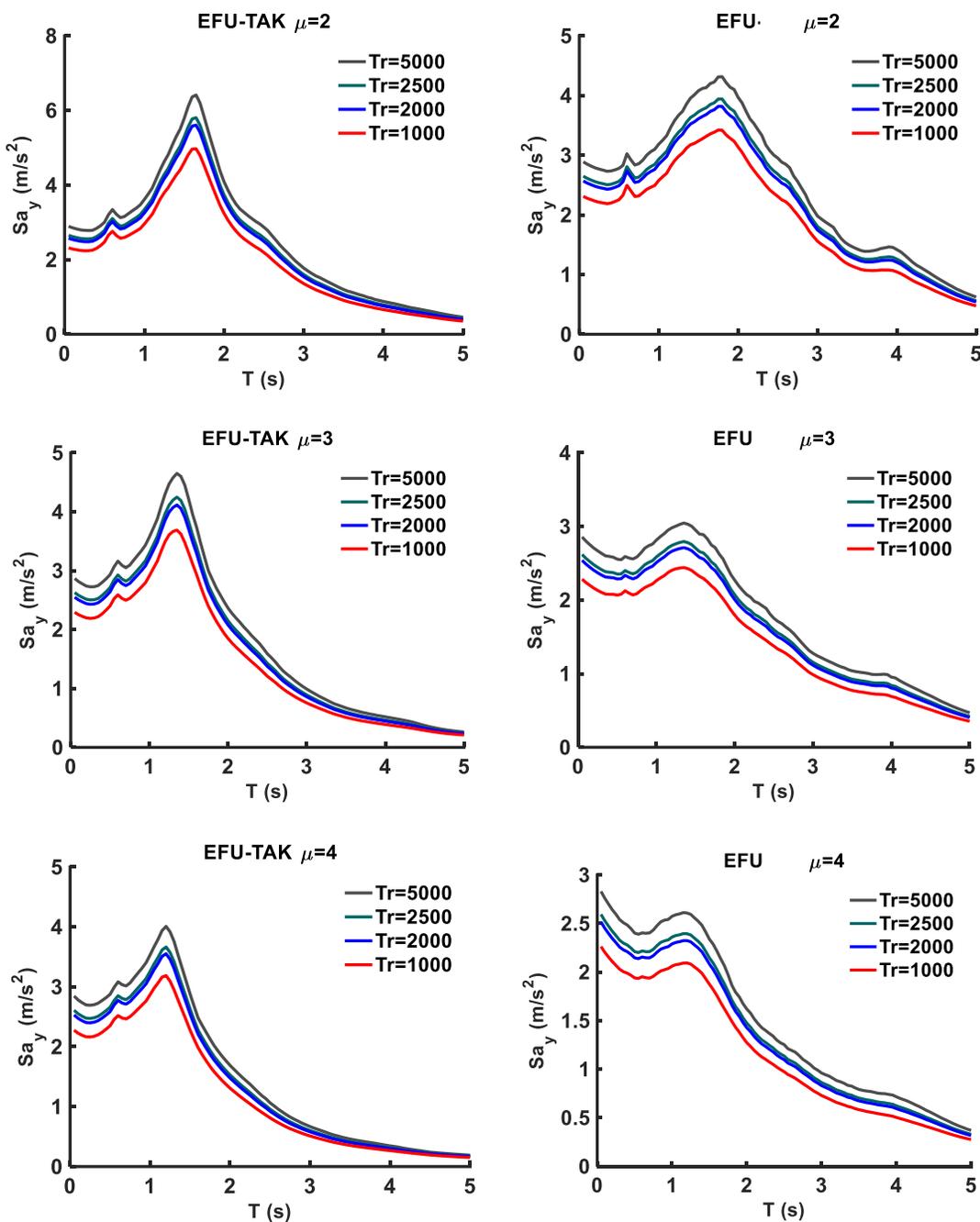


Fig. 4.5 EFU de pseudo-aceleración con modelo elastoplástico $\mu = 2, 3$ y 4 , para los periodos de retorno $T_r = 125-5000$ años.

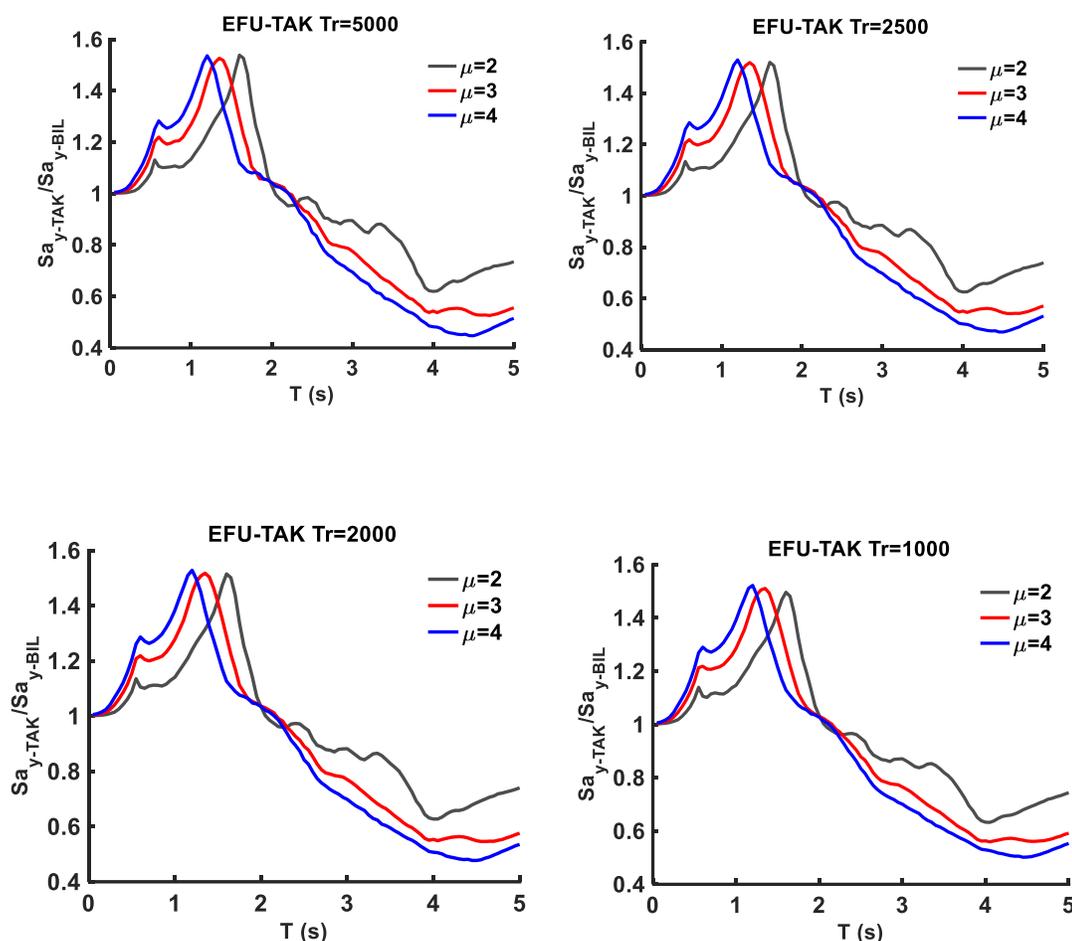


Fig. 4.6 Razones de ordenadas espectrales del EFU con modelo de Kunnath a las del EFU con modelo elastoplástico para periodos de retorno $T_r=5000-1000$ años.

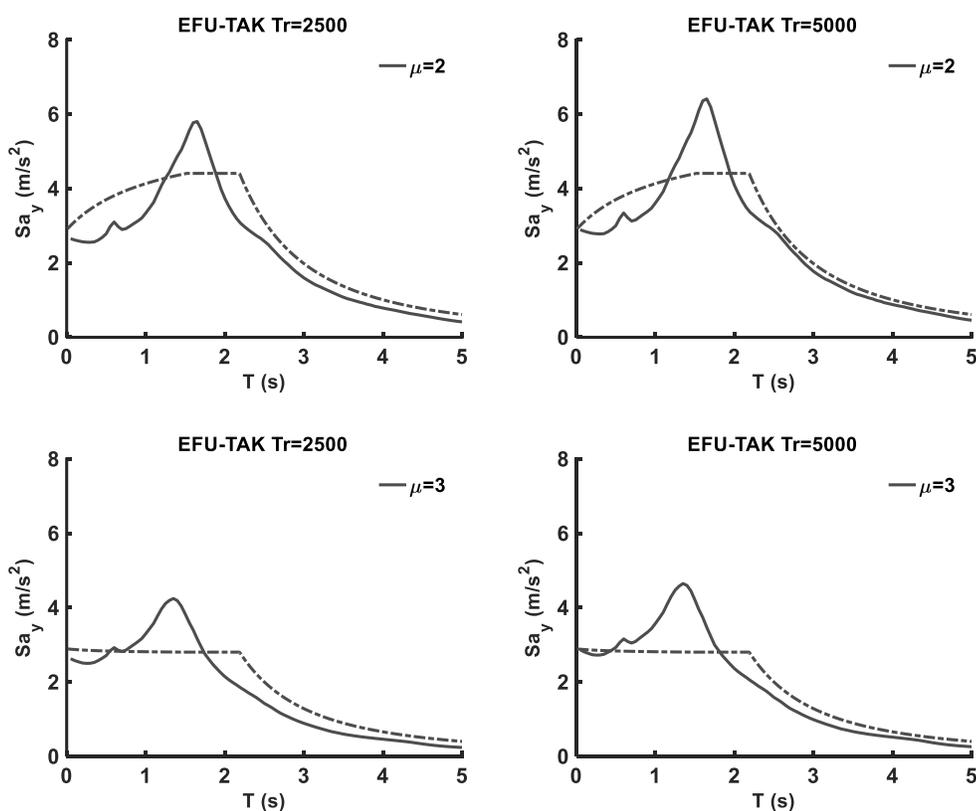
Estas diferencias obtenidas entre ordenadas espectrales de ambos modelos son consistentes con los resultados de estudios anteriores que muestran que las respuestas máximas de osciladores con periodo corto y cierta curva base que presentan degradación cíclica de rigidez y/o resistencia son mayores que las de osciladores con la misma curva base sin degradación (FEMA, 2009). Esta tendencia se atribuye a que los osciladores con periodo corto están sujetos a más ciclos de carga que los de periodo mediano o largo y, por lo tanto, presentan mayor degradación cíclica (Miranda y Ruiz-García, 2002).

4.4.2 EFU calculados vs Espectro de diseño de las NTC por Sismo (2017)

Con la finalidad de comparar los espectros de fragilidad uniforme calculados en este trabajo con los espectros inelásticos de diseño de los NTC por Sismo (2017), en la figura 4.7 se ilustra la comparativa. Cabe señalar que para que la comparativa fuese consistente, se presentan los espectros

inelásticos de diseño sin reducción por sobrerresistencia, ya que en el cálculo de los EFU se consideró solo la incertidumbre en la acción sísmica solamente y no la de las propiedades estructurales, como lo es precisamente la sobrerresistencia. Se observa que las ordenadas espectrales de pseudo-aceleración del EFU con modelo de Kunnath son considerablemente mayores a las del espectro de las NTC por Sismo (2017) en la vecindad del periodo predominante del espectro. En la zona de periodos mayores a 2.5 s las ordenadas del espectro asociadas al periodo de retorno de 5000 años se aproximan a las del espectro inelástico de diseño de las NTC por Sismo (2017).

Como se mencionó en la sección 4.2.4, el periodo de retorno de 5000 años representa al máximo aceptable por colapso en el ASCE 7 (2010). Esto significa que el periodo de retorno del estado límite último, asociado a prevención de colapso, es grande, ya que el periodo de retorno de ASCE 7 (2010) corresponde a colapso global o local del sistema.



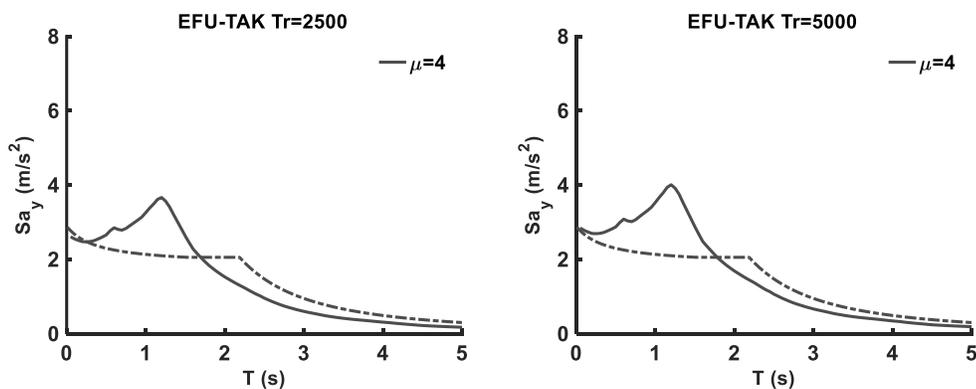
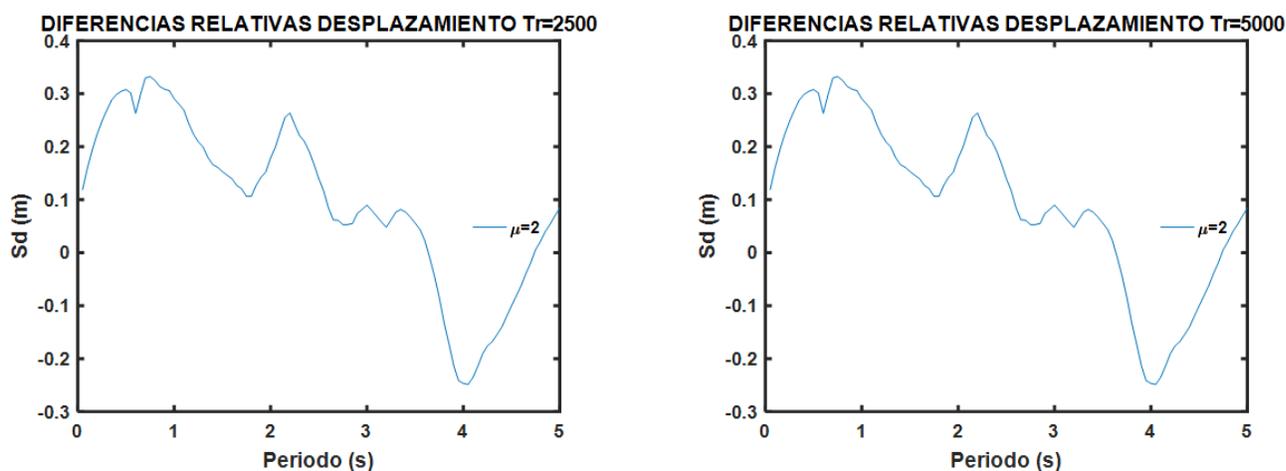


Fig.4.7 Comparativa entre los EFU de pseudo-aceleración con modelo de Kunnath para ductilidades $\mu=2,3$ y 4 ; Periodos de retorno $T_r=2500$ y 5000 años, y espectros de diseño de las NTC-2017.

En la figura 4.8 se muestran las diferencias relativas entre los EFU calculados en este trabajo para periodos de retorno de 2500 y 5000 con los espectros de diseño de las NTC por Sismo (2017). Las diferencias relativas máximas correspondiente al EFU con $T_r=2500$ años son de 35%, 40% y 75% para $\mu=2,3$ y 4 , respectivamente; los correspondientes al EFU con $T_r=5000$ años son de 40%, 60% y 85%. En cambio, en periodos mayores al periodo característico T_b , del espectro de diseño de las NTC por Sismo (2017), las ordenadas de este son mayores a las del EFU, diferencia que se incrementa a medida que la ductilidad es mayor.



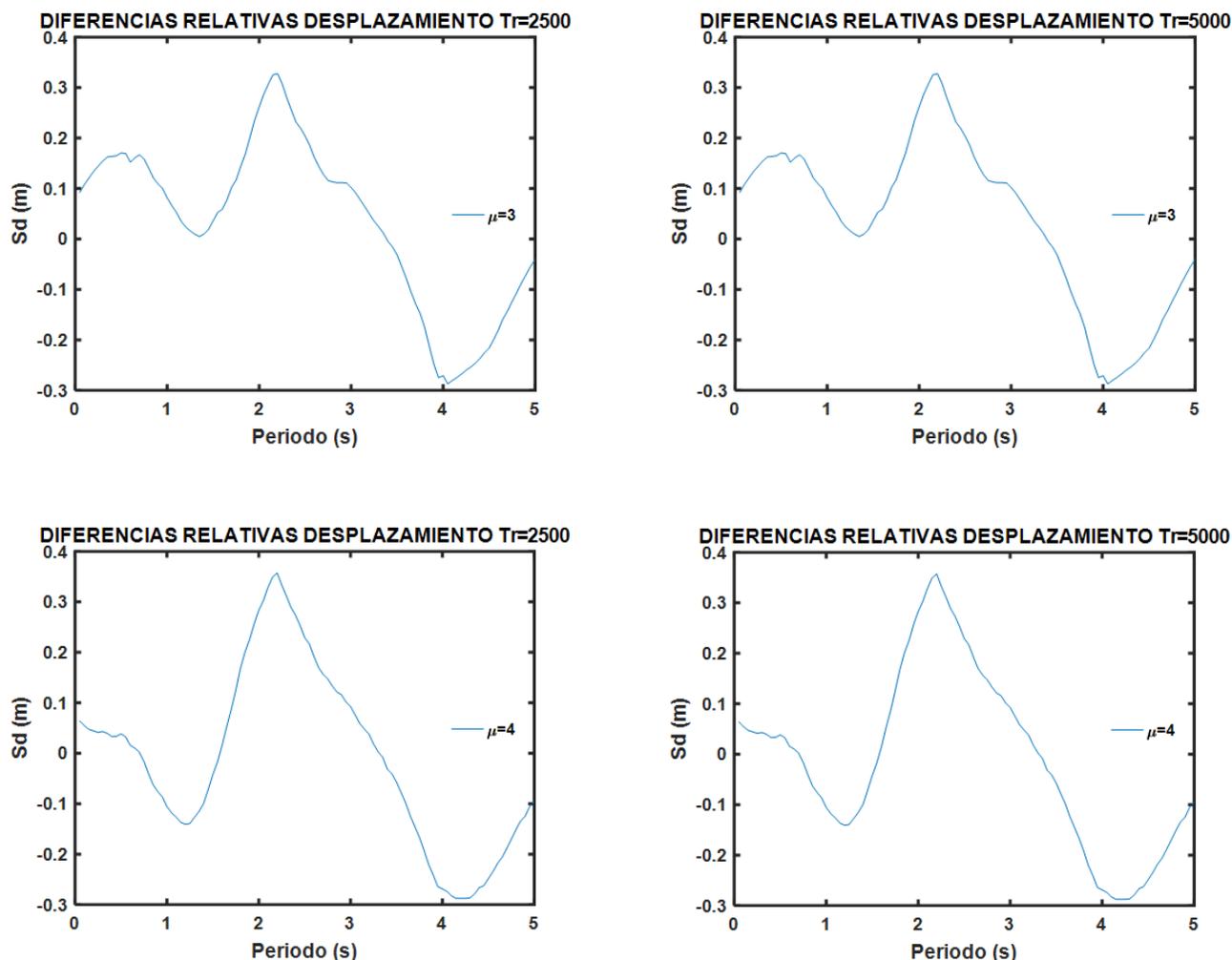


Fig.4.8 Valores relativos entre los EFU de pseudo –aceleración con modelo de Kunnath para ductilidades $\mu= 2,3$ y 4; Periodos de retorno $T_r=2500$ y 5000 años, y espectros de diseño de las NTC por Sismo (2017).

Estos resultados muestran que es posible que las demandas de diseño del reglamento actual para periodos menores y cercanos al periodo donde se presenta la máxima ordenada pudieran estar subestimados considerablemente, y ligeramente sobreestimados en la zona de periodos largos. Por esta razón, sería razonable definir espectros inelásticos de diseño específicos para estructuras de concreto reforzado y para todo tipo de específico de estructuras.

4.4.3 EFU de desplazamiento

Dadas las ventajas de los métodos de diseño basados en desplazamientos sobre los métodos de diseño basados en fuerzas como el estipulado en la NTC por Sismo (2017), se calcularon los EFU de desplazamiento para los periodos de retorno de 1000, 2000, 2500 y 5000 años para su uso en métodos de diseño basados en desplazamientos (Fig. 4.9).

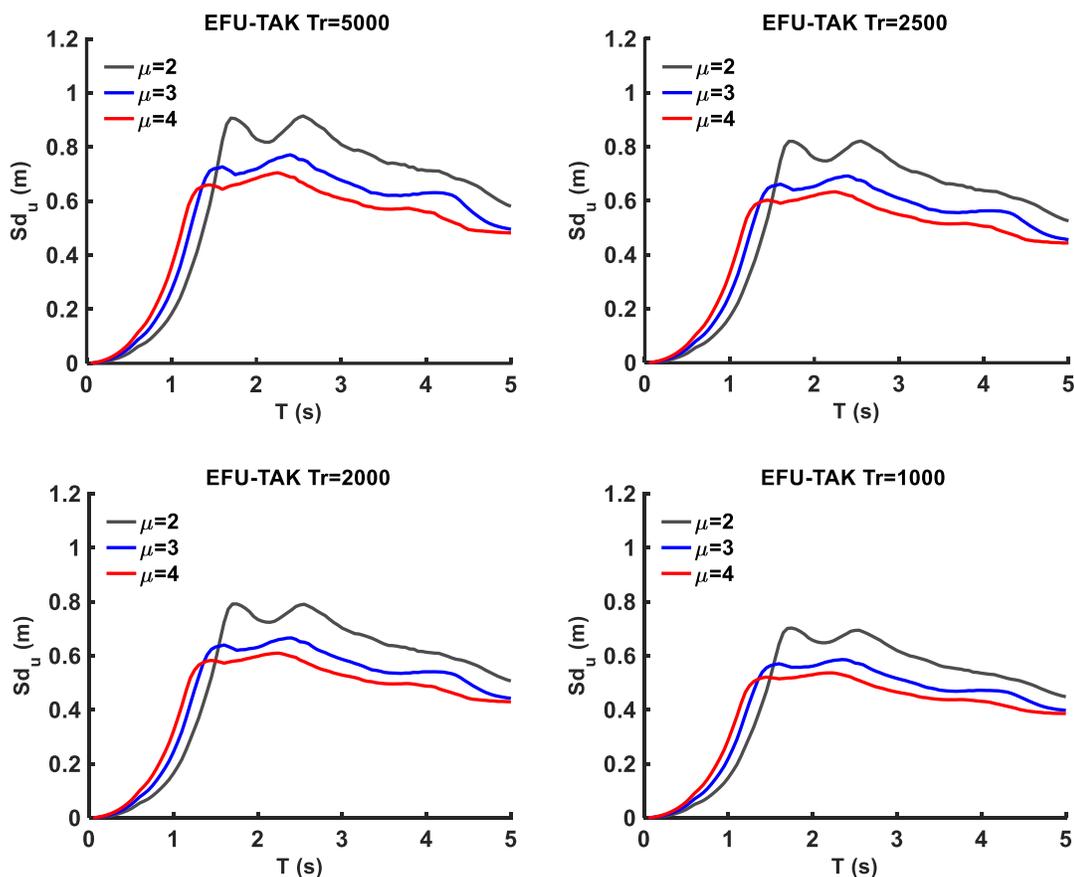


Fig.4.9 EFU de desplazamiento con modelo de Kunnath para ductilidades $\mu=2,3$ y 4 ; Periodos de retorno $T_r=5000$ a 1000 años.

En la figura 4.10 se presenta una comparativa con los espectros de desplazamiento calculados con el modelo elastoplástico. Como se observa en tales figuras, los espectros de desplazamiento con el modelo de Kunnath presentan una forma mas regular que los correspondientes al modelo elastoplástico. Evidentemente, las tendencias de estos espectros son las mismas que en el modelo elastoplástico; para periodos menores y cercanos al predominante del espectro las demandas de desplazamiento son mayores para el modelo de Kunnath que para el elastoplástico y en periodos largos es lo contrario.

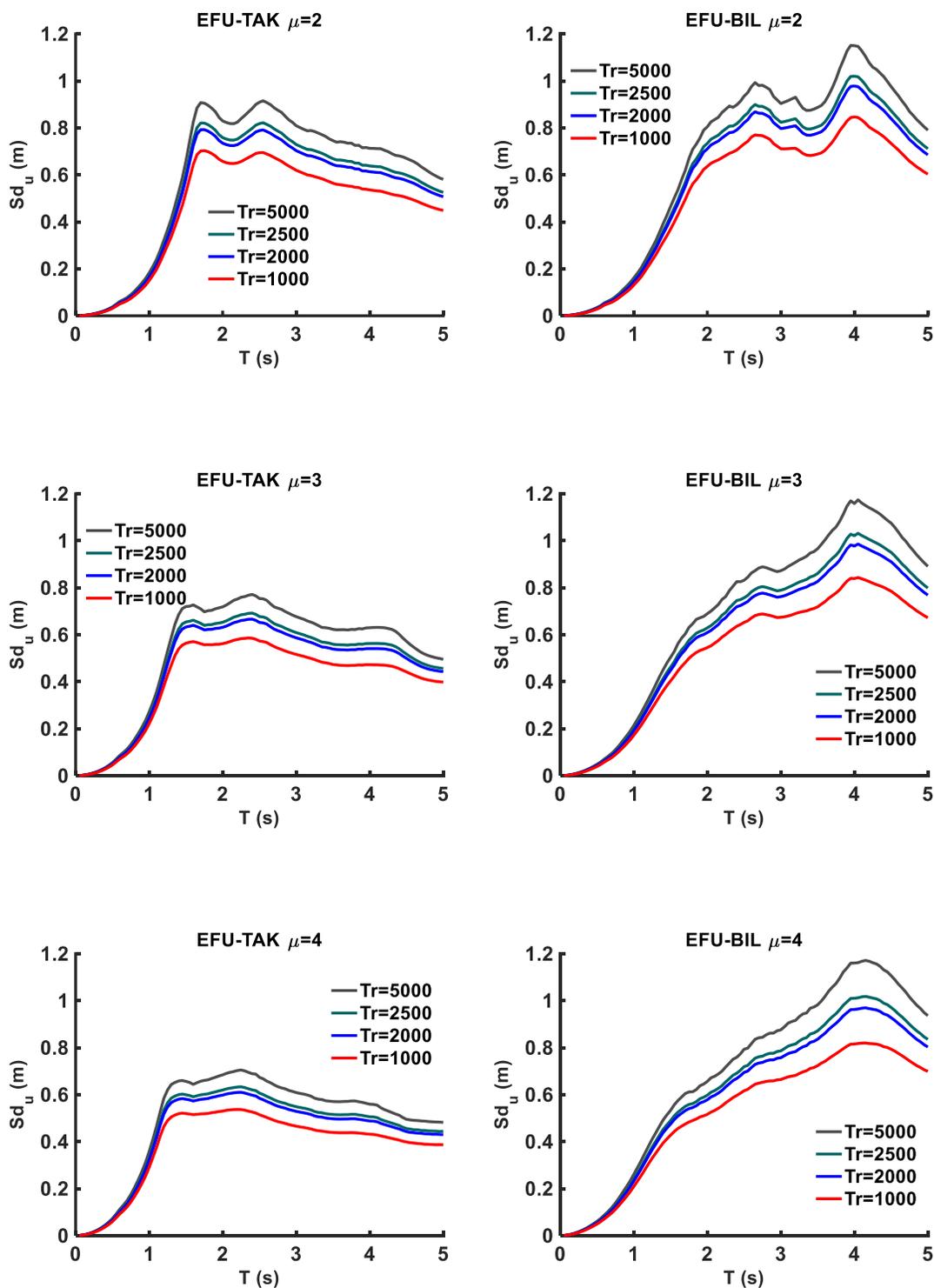


Fig.4.10 Comparativa de EFU de desplazamiento con modelo de Kunnath vs EFU de desplazamiento para modelo elastoplástico para ductilidades $\mu=2,3$ y 5 ; y periodos de retorno 1000, 2000 y 5000 años.

4.4.4 Análisis de regresión de EFU

Para contar con ecuaciones de diseño que puedan utilizarse para fines de diseño y evaluación de estructuras de concreto reforzado considerando el estado límite último, se desarrollaron ecuaciones simples a través de análisis de regresión lineal y no lineal realizados en MATLAB (2016) de los EFU calculados con el modelo de Kunnath para los periodos de retorno de 2500 y 5000 años.

Se eligió una función racional conformada por polinomios de tercer y cuarto grado, en el numerador y denominador, respectivamente, dependiente del periodo y la ductilidad (ec. 4.7.). Se eligió esta función al ser relativamente sencilla y con un grado de correspondencia alto como se verá más adelante. A continuación, se expresa la siguiente función, dada que resultó ser la más simple y con un grado de aproximación aceptable.

$$Sa_y(T, \mu) = (\alpha_0 + \alpha_1 m + \alpha_2 m^2 + \alpha_3 m^3) / (1 + \beta_1 T + \beta_2 T^2 + \beta_3 T^3 + \beta_4 T^4) \quad (4.7)$$

Para determinar los valores de los coeficientes de la eq. 4.7, primero, para un periodo de retorno dado, se ajustaron las funciones racionales mediante regresión no lineal a cada uno de los espectros correspondientes a las ductilidades consideradas tomando como variable independiente el periodo solamente. De este primer análisis se obtuvieron los coeficientes de la función racional correspondientes a cada espectro. Posteriormente, se realizó un análisis de regresión lineal para ajustar ecuaciones lineales a dichos coeficientes en función de la ductilidad.

Para el modelo de Kunnath y periodos de retorno de 5000 años, las ecuaciones de los coeficientes son:

$$\alpha_1(\mu) = -4.0054 - 0.4830(\mu - 2) \quad (4.8)$$

$$\alpha_2(\mu) = -1.8052 + 0.5161(\mu - 2) \quad (4.9)$$

$$\alpha_3(\mu) = -0.1846 - 0.0588(\mu - 2) \quad (4.10)$$

$$\beta_1(\mu) = -0.016 - 0.0017(\mu - 2) \quad (4.11)$$

$$\beta_2(\mu) = 0.0095 + 0.0024(\mu - 2) \quad (4.12)$$

$$\beta_3(\mu) = -0.0028 - 0.0017(\mu - 2) \quad (4.13)$$

$$\beta_4(\mu) = 0.0005 + 0.0008(\mu - 2) \quad (4.14)$$

Para el modelo de Kunnath y periodo de retorno de 2500 años:

$$\alpha_1(\mu) = -3.6175 - 0.378(\mu - 2) \quad (4.15)$$

$$\alpha_2(\mu) = 1.6093 + 0.4183(\mu - 2) \quad (4.16)$$

$$\alpha_3(\mu) = -0.1651 - 0.05(\mu - 2) \quad (4.17)$$

$$\beta_1(\mu) = -0.0152 - 0.001(\mu - 2) \quad (4.18)$$

$$\beta_2(\mu) = 0.0086 + 0.0012(\mu - 2) \quad (4.19)$$

$$\beta_3(\mu) = -0.0024 - 0.0009(\mu - 2) \quad (4.20)$$

$$\beta_4(\mu) = 0.0004 + 0.0006(\mu - 2) \quad (4.21)$$

En la tabla 4.1 y 4.2 se presentan los valores de los coeficientes resultantes para los distintos niveles de ductilidad considerados.

Tabla 4.1*Pseudo-aceleración para distintos valores de ductilidad, $T=2500$ años.*

	Periodo de retorno 2500 años			
$\alpha_1(\mu)$	-3.2395	-3.6175	-3.9955	-4.3735
$\alpha_2(\mu)$	1.191	1.6093	2.0276	2.4459
$\alpha_3(\mu)$	-0.1151	-0.1651	-0.2151	-0.2651
$\beta_1(\mu)$	-0.0142	-0.0152	-0.0162	-0.0172
$\beta_2(\mu)$	0.0074	0.0086	0.0098	0.011
$\beta_3(\mu)$	-0.0015	-0.0024	-0.0033	-0.0042
$\beta_4(\mu)$	-0.0002	0.0004	0.001	0.0016

Tabla 4.2*Pseudo-aceleración para distintos valores de ductilidad, $T=5000$ años.*

	Periodo de retorno 5000 años			
$\alpha_1(\mu)$	-3.5224	-4.0054	-4.4884	-4.9714
$\alpha_2(\mu)$	-1.864	-1.8052	-1.7464	-1.6876
$\alpha_3(\mu)$	-0.1258	-0.1846	-0.2434	-0.3022
$\beta_1(\mu)$	-0.0143	-0.016	-0.0177	-0.0194

$\beta_2(\mu)$	0.0071	0.0095	0.0119	0.0143
$\beta_3(\mu)$	-0.0011	-0.0028	-0.0045	-0.0062
$\beta_4(\mu)$	-0.0003	0.0005	0.0013	0.0021

Los resultados de este análisis de regresión lineal y no lineal se observan en las fig.4.11 donde se muestran los EFU calculados con las ecuaciones 4.7-4.21, en los cuales se aprecia una aproximación aceptable entre ambas para todos los modelos. En la tabla 4.3 se presentan los resultados de los coeficientes de determinación, R^2 , y los residuos relativos máximos, $e_{\text{máx}}$, resultantes de estos ajustes, los cuales se encuentran dentro de un rango de 0.99 y 1.0, y los segundos entre 0.05 y 0.21, por lo que se puede concluir que la ecuación propuesta se aproxima eficazmente a las ordenadas de los espectros de fragilidad uniforme.

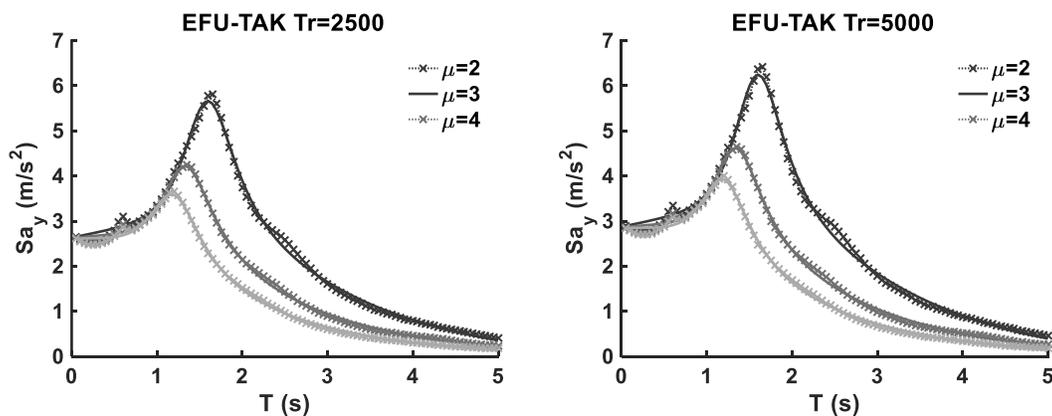


Fig. 4.11 EFU con modelo de Kunnath para $T_r=2500$ y 5000 años, obtenidos del análisis probabilístico (línea punteada) y calculadas con la ec. 4.7 (línea continua).

Tabla 4.3

Coefficientes de determinación y errores máximos relativos de los ajustes de EFU con modelo de Kunnath y distintos valores de ductilidades μ .

	μ	2	3	4
EFU- Tr=2500	R²	0.996	0.997	0.998
	e_{rmax}	0.134	0.125	0.211
EFU- Tr=2500	R²	0.996	0.998	0.989
	e_{rmax}	0.135	0.120	0.220

CONCLUSIONES

Debido a la necesidad de contar con demandas sísmicas de diseño consistentes con el enfoque de la filosofía actual de ingeniería sísmica, en este trabajo se calcularon espectros de fragilidad uniforme en términos de ductilidad, es decir, espectros cuyas ordenadas están asociadas a una tasa de excedencia específica de ductilidad para suelos blandos del Valle de México. El uso de estos espectros, particularmente en aplicaciones de métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos, permitirá diseñar estructuras a satisfacer una tasa de excedencia del estado límite último, ya que es posible relacionar directamente la ductilidad de diseño con la distorsión permisible correspondiente. A partir del análisis de los espectros calculados y su comparativa con los espectros de diseño de las NTC por Sismo (2017) se derivaron las siguientes conclusiones:

Al comparar los EPU con los propuestos en las NTC por Sismo (2017), se ha encontrado que existe una variación considerable para periodos menores a 2.05 segundos. Este resultado es razonable, ya que en este trabajo solo se consideraron eventos sísmicos de fuentes de subducción y no sismos de falla normal. Por otra parte, no se tomó en cuenta el efecto de la consolidación progresiva de los suelos blandos de la CDMX.

Asimismo, se presentaron ampliaciones de las ordenadas espectrales de los EFU calculados con el modelo de Kunnath y una disminución de los periodos donde se presentaba la máxima ordenada conforme se incrementaba la ductilidad, $T=2.05$ y $T=1.9$ segundos. Esto se debe a que osciladores rígidos con comportamiento histéretico degradante están sujetos a más ciclos de carga, y por tanto a un mayor grado de degradación en la rigidez que los osciladores flexibles.

Si bien no se consideraron eventos sísmicos de fuentes intra-placa ni el efecto de la consolidación para el cálculo de los espectros, los resultados obtenidos indican que las demandas de diseño del reglamento vigente para estructuras de concreto pudiesen estar subestimado para periodos menores y/o cercanos al periodo predominante del suelo.

En este trabajo se derivaron ecuaciones para el cálculo rápido de EFU para el diseño de estructuras dúctiles de concreto reforzado a partir de análisis de regresión lineal y no lineal de los EFU calculados con el modelo de Kunnath para $Tr= 5000$ y 2500 años. Estos espectros proporcionan una demanda de diseño razonable para estructuras flexibles desplantadas en sitios de suelos blandos del Valle de México con periodos cercanos a 2 segundos.

Es importante resaltar que el periodo de retorno de los espectros inelásticos de diseño de las NTC por Sismo (2017), $Tr=250$ años, está asociado a la prevención de colapso. Sin embargo, comparado con el periodo de retorno de colapso de 50 años, de ASCE 7-10, resulta ser un poco alto.

Es necesario que en estudios posteriores se calculen espectros para otros tipos de suelo de la CDMX considerando fuentes sísmicas intra-placa y locales, además del efecto de la consolidación progresiva de los suelos blando y el efecto de interacción suelo-estructura.

Una de las ventajas para la evaluación o el diseño de estructuras de concreto reforzado utilizando espectros de fragilidad uniforme calculados en este trabajo, es el conocimiento del comportamiento inelástico, ya que estos provienen de un análisis estadístico real, y no de la deducción empírica de dicho comportamiento a partir de espectros elásticos modificados por factores de reducción sísmica, Q' , como los propuestos en las NTC por Sismo (2017).

5 REFERENCIAS

Arroyo, D., Ordaz, M., Ovando, E., Guasch, J.C., Lermo, J., Pérez, C., Alcántara, L., Ramírez, M. (2013). **“Evaluation of the change in dominant periods in the lake-bed zone of Mexico City produced by ground subsidence through the use of site amplification factors”**, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 44, 54-66.

Avelar C, Ayala A y de León AD (2002), **“Design spectra determination for performance based seismic design”** Proceedings of the IX Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP. Rotterdam: Millpress; 899-890.

Aydinoglu, M. (2003). **“An incremental response spectrum analysis based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation”**. Bulletin of Earthquake Engineering, 1(1), 3-36.

ASCE 7-10 (2010), **“Minimum design loads and other structures”**, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

Ayala AG, Castellanos H y López S (2012) **“A displacement-based seismic design method with damage control for RC buildings”**. Earthquakes and Structures 3(3): 414-434.

Chopra, A. (1995), **“Dynamics of structures: theory and applications to Earthquake engineering”**, Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, Nueva Jersey.

Esteva L. (1968), **“Bases para la formulación de diseño sísmico”**, Tesis doctoral, Facultad de ingeniería, UNAM.

Esteva, L. (1970), **“Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería”**, Serie Azul 246, Instituto de Ingeniería, UNAM.

FEMA P440A (2009) **“Effects of strength and stiffness degradation on seismic response”**, FEMA, preparado por el Applied Technology Council for the Building Seismic Safety Council, published by the Federal Emergency Management Agency, P440A.

GDF (2004), **“Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y normas técnicas complementarias”**, Diario Oficial de la Federación, México

Hartzell, S. (1978), **“Earthquake aftershocks as Green’s functions”**, Geophys.Res. Lett. 5, 1–4.

Ibarra, L. F., Medina, R. A. and Krawinkler, H. (2005), **“Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration”**. Earthquake Engng. Struct. Dyn., 34: 1489-1511. doi:10.1002/eqe.495

Jara J.M., y Rosenblueth E. (1988), **“Probability distribution of times between subduction earthquakes”**, Earthquake Spectra, 4(3); pp. 499-529.

Kunnath S., Reinhorn A. y Park Y. (1990), **“Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures”**, Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 7, pp 996-1017.

Lopez, SE. Ayala, AG. y Adam, C. (2015), **“A novel displacement-based seismic design method for framed structures considering P-Delta induced dynamic instability”**, Bulletin Earthquake Eng 13:1227-1247.

López, SE. (2015), **“A displacement-based seismic design method for framed structures involving sidesway-collapse prevention”**, Tesis doctoral, Facultad de ingeniería, UNAM.

López, SE. Niño, MP. Godho, GA. (2018),” **“Espectros de fragilidad uniforme para diseño sísmico de estructuras en sitios de suelo blando del valle de México”**, Memorias del XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Campeche, México.

MATLAB & Simulink 2016b, (2016), The MathWorks, Inc., Natick, Massachusetts, United States.

Miranda, E. y Ruiz-García, J. (2002),” **“Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites”**. Engineering Structures 1271-1281.

Niño M, Ayala AG y López SE. (2018) **“Uniform fragility spectra for the performance-based seismic design of structures considering variabilities in structural properties”**, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 47:8, 1742-1754

Niño M, Ayala AG y Ordaz M. (2018) **“Ground-Motion Simulation by the Empirical Green’s Function Method with a Source Defined by Two Corner Frequencies and a Two-Stage Summation Scheme”**, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 108, No. 2, pp. 901–912, April 2018, doi: 10.1785/0120170184.

NTC por Sismo (2017), **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”**, Diario Oficial de la Federación, México.

Ordaz, M. y Pérez-Rocha, LE. (1998). **“Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach”**, Earthquake Engng. Struct. 27: 889–901.

Ordaz, M. (2016). **“Normas de diseño por sismo en México DF: algunas novedades interesantes”**, ALTERNATIVAS, ISSN 1390-1915, Vol. 17, N°. 3, págs. 106-115.

Ordaz, M., Montoya, C. (2005), **“DEGTRA A4 Version 9.3”**, Programa de análisis espectral de señales, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Otani, Shunsuke. (1981). **“Hysteresis models of reinforce concrete for earthquake response analysis”**, Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo, Series B. 36. 407-441.

Pérez-Rocha, L E; Ordaz Schroeder, Reinoso Angulo, E. (1999). **“Interpolación espacial de las amplificaciones dinámicas del terreno en el valle de México”**, Revista de Ingeniería Sísmica, Núm. 80, enero-junio, 2009, pp. 85-112, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. México.

Ruiz-García, J y E Miranda (2003), **“Evaluación de los Factores de Reducción de Resistencia por Ductilidad para Estructuras de Mampostería Cimentadas en Terreno Firme”**, Revista de Ingeniería Sísmica, 69, 1-23.

Ruiz-García, J. y Miranda, E., (2006). **“Inelastic displacement ratios for evaluation of structures built on soft soil sites”**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35: 679-694

Ruiz-García J. y Miranda E. (2007), **“Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performance-based design”**. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 36:1235–1254.

Singh, SK & Ordaz, M & Pérez-Campos, X e Iglesias, A. (2015), **“Intraslab versus Interplate Earthquakes as Recorded in Mexico City: Implications for Seismic Hazard”**, Earthquake Spectra. 31(2) 795-812.

Sucuoglu, Haluk & Yazgan, Ufuk. (2003), **“Energy-based hysteresis and damage models for deteriorating systems”**, Earthquake Engng. Struct. Dyn., 33: 69-88. doi:[10.1002/eqe.338](https://doi.org/10.1002/eqe.338)

T. Takeda, M. A. Sozen, and N. N. Nielsen (1970), **“Reinforced concrete response to simulated earthquake”**, Journal of Structural Division, vol. 96, no. 12, pp. 2257–2273.

Vamvatsikos, D., Kazantki, A. y Ascheim, M. (2016) **“Performance Based Seismic Design: Avant Garde and Code Compatible Approaches”**, ASCE-ASME J. Risk Uncertainty Eng. Syst., Part A: Civ. Eng.

Veletsos, A. S. & Newmark, N. M., 1960. **“Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions”**. Tokyo, Japan, s.n.