



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

**FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE RESISTENCIA PARA EDIFICIOS CON**  
**ASIMETRÍA EN FLUENCIA, CON BASE EN ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD**

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
FEDERICO VALENZUELA BELTRÁN

TUTORES PRINCIPALES:  
DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. ALFREDO REYES SALAZAR, UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA

COMITÉ TUTOR:  
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. ROBERTO MELI PIRALLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SANCHEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

Ciudad Universitaria, CDMX.

Marzo 2018



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. ROBERTO MELI PIRALLA

Secretario: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

Vocal: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

1<sup>er.</sup> Suplente: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

2<sup>d o.</sup> Suplente: DR. ALFREDO REYES SALAZAR

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

**TUTORES DE TESIS:**

DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

DR. ALFREDO REYES SALAZAR

-----  
**FIRMA**

-----  
**FIRMA**

# DEDICATORIA

A mi Padre †**José Clemente Valenzuela Félix**, a quien siempre tengo presente y recuerdo con mucho cariño. Gracias por apoyarme siempre en todas las etapas de mi vida y por esos consejos y enseñanzas, las cuales me llevaron a ser una persona de bien. La vida no me pudo haber dado un mejor Padre.

A mi Madre **Manuela Beltrán Quintero**, aquella persona a quien le debo todo en la vida, gracias por tu cariño, comprensión, dedicación y apoyo en cada una de las metas que me he fijado.

A mis hermanos **José Clemente, Linda y Fabiola**, a quienes quiero y admiro mucho. La vida nos enseñó que por más difícil que sea la situación siempre estaremos para apoyarnos los unos a los otros.

A **Iliana**, por estar a mi lado todos estos años y siempre encontrar la manera de hacerme sentir mejor en tiempos difíciles. Muchas gracias por tu amor y apoyo incondicional.

# AGRADECIMIENTOS

A la **Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez**, por su valiosa guía, consejos y enseñanzas durante todos estos años. Es una persona de gran calidad técnica, y sobre todo humana, a quien admiro y respeto mucho.

Al **Dr. Alfredo Reyes Salazar**, por su amistad y el gran apoyo que siempre me ha brindado desde hace muchos años dentro y fuera de la academia.

A mis sinodales **Dr. Luis Esteva Maraboto**, **Dr. Roberto Meli Piralla** y **Dr. José Alberto Escobar Sánchez**, por sus valiosos comentarios que enriquecieron este trabajo de tesis.

A mis profesores de la Facultad de Ingeniería de la UAS, en especial al **Dr. Arturo López Barraza** y al **Dr. Edén Bojórquez Mora**, por compartir parte de sus conocimientos conmigo y sobre todo su amistad.

A mis excompañeros y ahora profesores de la UAS, **Juan Bojórquez** y **José Francisco Lizárraga**, quienes fueron las primeras personas en recibirme en la Ciudad de México, muchas gracias por su amistad y apoyo.

A mis compañeros y amigos del Instituto de Ingeniería, con quienes compartí muchos momentos, los cuales hicieron mi estancia mucho más amena. En especial a **Marco, Indira, Emilio, Edmundo, Noé, Miguel, Jorge, Rafa, Heriberto, Karen** y **Damaris**. Muchas gracias por brindarme su amistad, les deseo mucho éxito en cada una de sus metas.

Al **Dr. José Luis Camba Castañeda**, **Dr. Amador Terán Gilmore**, **Ing. Francisco García Jarque** e **Ing. Hugo Cuadros** por sus valiosos comentarios y aportaciones a este proyecto de investigación.

A la **Universidad Autónoma de Sinaloa**, mi *alma mater*, en donde despertó mi interés por estudiar un posgrado en Ingeniería Civil.

Al **Instituto de Ingeniería de la UNAM**, por permitirme el uso de sus instalaciones para la realización de este trabajo.

A la **Universidad Nacional Autónoma de México**, por permitirme pertenecer a esta máxima casa de estudios y formarme como investigador.

Al **CONACyT** por el apoyo económico brindado para la realización de mis estudios.

A la **DGAPA** de la UNAM por el apoyo a través del Programa de Apoyo a Proyectos de Investigación e Innovación Tecnológica (**PAPIIT**).

# RESUMEN

En este estudio se propone y aplica una metodología basada en un análisis de confiabilidad para obtener expresiones matemáticas simplificadas que permitan estimar factores de amplificación de resistencia para el diseño o el refuerzo de edificios de concreto reforzado que exhiben asimetría en fluencia producida por diferentes razones. Se proponen expresiones para diferentes condiciones de suelo del valle de México. Las expresiones resultantes se comparan con las que se recomendaban en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2004) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004), así como con las que se especifican en el Manual de Obras Civiles: Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-2015). La validez de las expresiones propuestas se comprueba mediante un ejemplo de aplicación a un edificio regular de concreto reforzado de 9 niveles que presenta asimetría en fluencia producto de un desplomo, cuya resistencia lateral se amplifica por los factores que aquí se proponen. El edificio se considera localizado en el suelo blando de la Ciudad de México. Los resultados indican que el edificio exhibe un desempeño sísmico y una confiabilidad similar a la de un edificio con las mismas características pero sin asimetría en fluencia. La aplicabilidad de las expresiones se examina por medio del cálculo de factores de transformación entre la respuesta estructural de sistemas simplificados y sistemas de varios grados de libertad. Finalmente, se discute el efecto del comportamiento asimétrico en fluencia en el costo total esperado de un conjunto de edificios. Las expresiones matemáticas resultantes de este estudio fueron incluidas en las Secciones 2.5 (Comportamiento Asimétrico) y 10 (Estructuras Existentes) de la nueva versión de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2017).

# ABSTRACT

A reliability-based methodology to obtain simplified mathematical expressions that allow to estimate strength amplification factors for the design or reinforcement of concrete buildings that exhibit asymmetric yielding caused by different reasons, is proposed and applied. Mathematical expressions are proposed for different soil conditions of the valley of Mexico. The resultant expressions are compared with those that were recommended by *Complementary Technical Norms for Earthquake Resistant Design (NTCDS) of Mexico City Building Code* (2004), as well as to those specified by *Manual de Obras Civiles: Diseño por Sismo (MOC-2015)*. The validity of the proposed expressions is verified through an illustrative example of a 9-story reinforced concrete building exhibiting asymmetric yielding produced by tilting, whose lateral strength is amplified by the factors proposed here. The building is considered located in the soft soil of Mexico City. Results indicate that the building exhibits a seismic performance and reliability similar to that of a building with the same characteristics but without asymmetric yielding. The applicability of the expressions is verified by means of the calculation of transformation factors between the structural response of simplified systems and multi-degree of freedom systems. Finally, the effect of asymmetric yielding behavior in the total expected cost of a set of buildings is discussed. The resultant mathematical expressions of this study were included in the Sections 2.5 (Asymmetric Behavior) and 10 (Existing Structures) of the new version of the *Complementary Technical Norms for Earthquake Resistant Design* (2017).

# FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE RESISTENCIA PARA EDIFICIOS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA, CON BASE EN ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

## CONTENIDO

<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	1
1.1 Planteamiento del Problema.....	1
1.2 Alcances .....	3
1.3. Estudios Realizados en México sobre Estructuras con Asimetría en Fluencia.....	4
1.4. Organización de la Tesis .....	6
<b>2. OBJETIVOS</b> .....	8
2.1 Objetivos Generales .....	8
2.2 Objetivos Particulares .....	9
<b>PARTE I</b> .....	11
<b>3. METODOLOGÍA PROPUESTA PARA LA PARTE I</b> .....	12
3.1. Evaluación de la Confiabilidad Estructural .....	12
3.2. Proceso de Análisis .....	13
<b>4. MODELOS ESTRUCTURALES SIMPLIFICADOS</b> .....	17
<b>5. ZONAS SÍSMICAS ANALIZADAS</b> .....	21
<b>6. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA A SISTEMAS ESTRUCTURALES UBICADOS EN LA ZONA C</b> .....	30
6.1. Mediana y Desviación Estándar de los Logaritmos de las Demandas Estructurales .....	31
6.2. Curvas de Fragilidad y de Peligro de Ductilidad .....	32
6.3. Espectros de Tasa de Excedencia Uniforme de Ductilidad ( $\mu$ -ETEU) .....	35
6.4. Espectros de Resistencia .....	39



6.5. Expresiones Matemáticas Simplificadas para Obtener los Factores de Amplificación de Resistencia ( <i>FA</i> ) .....	44
<b>7. INFLUENCIA DE LAS DIFERENTES MANERAS DE COMBINAR LOS EFECTOS SÍSMICOS ORTOGONALES EN LA ESTIMACIÓN DE LOS <i>FA</i> ....</b>	<b>48</b>
<b>8. FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE RESISTENCIA PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO DEL VALLE DE MÉXICO.....</b>	<b>54</b>
8.1 Comparación de las Expresiones Matemáticas Propuestas en este Estudio con las Especificadas en las NTCDS-2004 y en el MOC-15.....	65
<b>9. EJEMPLO DE APLICACIÓN A UN EDIFICIO DE VARIOS NIVELES Y CRUJÍAS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA .....</b>	<b>69</b>
9.1. Descripción del Edificio Reforzado con Encamisado de Concreto .....	71
9.2. Descripción del Edificio Reforzado con Compuesto Polimérico Reforzado con Fibra de Carbono (PRFC).....	74
9.3. Capacidad Lateral de los Edificios.....	78
9.4. Curvas de Peligro de Ductilidad de los Edificios .....	81
<b>10. FACTORES DE TRANSFORMACIÓN DE DUCTILIDAD ENTRE SISTEMAS SIMPLIFICADOS Y DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD .....</b>	<b>87</b>
10.1 Características de los Edificios Analizados .....	89
10.2. Factores de Transformación de Ductilidad (FTD).....	91
<b>PARTE II.....</b>	<b>93</b>
<b>11. INFLUENCIA DEL COMPORTAMIENTO ASIMÉTRICO EN EL COSTO TOTAL ESPERADO DE UN CONJUNTO DE EDIFICIOS .....</b>	<b>94</b>
11.1. Metodología para Realizar el Análisis de Costos del Conjunto de Edificios .....	95
11.2 Conjunto de Edificios Analizados .....	97
11.3 Características de los Edificios .....	99
11.4. Simulación de las Demandas Estructurales .....	101
11.5. Componentes de las Funciones de Costos .....	104
11.6 Aplicación de la Metodología a Edificios de Concreto Reforzado con Asimetría en Fluencia, y Alternativamente, sin Asimetría.....	113
<b>12. CONCLUSIONES .....</b>	<b>133</b>
<b>APÉNDICE A .....</b>	<b>145</b>
REVISIÓN DE LINEAMIENTOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA EN MÉXICO.....	145
<b>APÉNDICE B.....</b>	<b>148</b>

EQUIVALENCIA ENTRE LOS MODELOS ESTRUCTURALES .....	148
<b>APÉNDICE C</b> .....	157
NUEVOS LINEAMIENTOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON ASIMÉTRIA EN FLUENCIA DE LAS NTCDS-2017 .....	157
<b>PUBLICACIONES DERIVADAS DE ESTA TESIS</b> .....	160
<b>ANEXO 1.</b> ARTÍCULO PUBLICADO EN LA REVISTA <i>JOURNAL OF EARTHQUAKE ENGINEERING</i>	
<b>ANEXO 2.</b> ARTÍCULO PUBLICADO EN LA REVISTA <i>APPLIED SCIENCES</i>	
<b>ANEXO 3.</b> TRABAJO PUBLICADO EN LA <i>SERIE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO (I&amp;D)</i> DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM	
<b>ANEXO 4.</b> ARTÍCULO SOMETIDO PARA POSIBLE PUBLICACIÓN EN LA <i>REVISTA DE INGENIERÍA SÍSMICA</i>	
<b>ANEXO 5.</b> ARTÍCULO SOMETIDO PARA POSIBLE PUBLICACIÓN EN LA <i>REVISTA EARTHQUAKE ENGINEERING AND ENGINEERING VIBRATION</i>	

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El valle de México se compone de distintos tipos de suelo, que van desde suelo firme en la zona de lomas hasta suelo muy blando en la zona del lago. Debido a las particulares características del suelo de la Ciudad de México, las edificaciones desplantadas sobre suelos blandos generalmente presentan mayores problemas estructurales que las que se encuentran sobre suelo firme. Una de esas complicaciones es que estas pueden sufrir inclinación debido a asentamientos diferenciales, lo que conduce a tener un comportamiento de asimetría en fluencia; es decir, que la estructura presenta diferentes resistencias de fluencia en cada sentido de una misma dirección de análisis. Las estructuras simétricas en fluencia tienden a oscilar alrededor de su posición no deformada cuando se ven sujetas a excitaciones sísmicas, y sus demandas de deformación plástica tienen a contrarrestarse entre ellas. Por otro lado, las estructuras con asimetría en fluencia presentan un estado de deformación monotónicamente creciente, es decir, tienden a acumular las demandas de deformación plástica en su dirección más débil. Existen varias razones por la que una estructura puede presentar resistencias de fluencia diferentes en direcciones opuestas, por ejemplo: asimetría en las cargas verticales, estructuras con fachadas inclinadas, estructuras con elementos estructurales que respondan de manera diferente en cada sentido de la excitación sísmica, presencia de mezzanines y apéndices, desplomo de la construcción, etc. (ver Figs. 1.1a, 1.1b y 1.1c). Este comportamiento, que en lo sucesivo se referirá como “asimetría en fluencia” o “comportamiento asimétrico” puede afectar significativamente el desempeño sísmico de las edificaciones, especialmente cuando se ven sujetas a movimientos sísmicos intensos de larga duración, como los que se presentan en el suelo blando del valle de México, causados en general por temblores de subducción de magnitud elevada.

Existen varias soluciones para mejorar el comportamiento deficiente de un edificio con asimetría en fluencia. La solución dependerá de cada problema particular. Algunas soluciones pueden ser de tipo geotécnico (por ejemplo, reestablecer la verticalidad del edificio mediante excavación parcial del suelo que lo soporta para el caso de edificios con desplomo), otras de tipo estructural (reforzar la estructura usando alguna de las diversas técnicas de reforzamiento), o bien combinando ambos tipos de soluciones (García Jarque, 2017; Camba, 2017; comunicación personal).

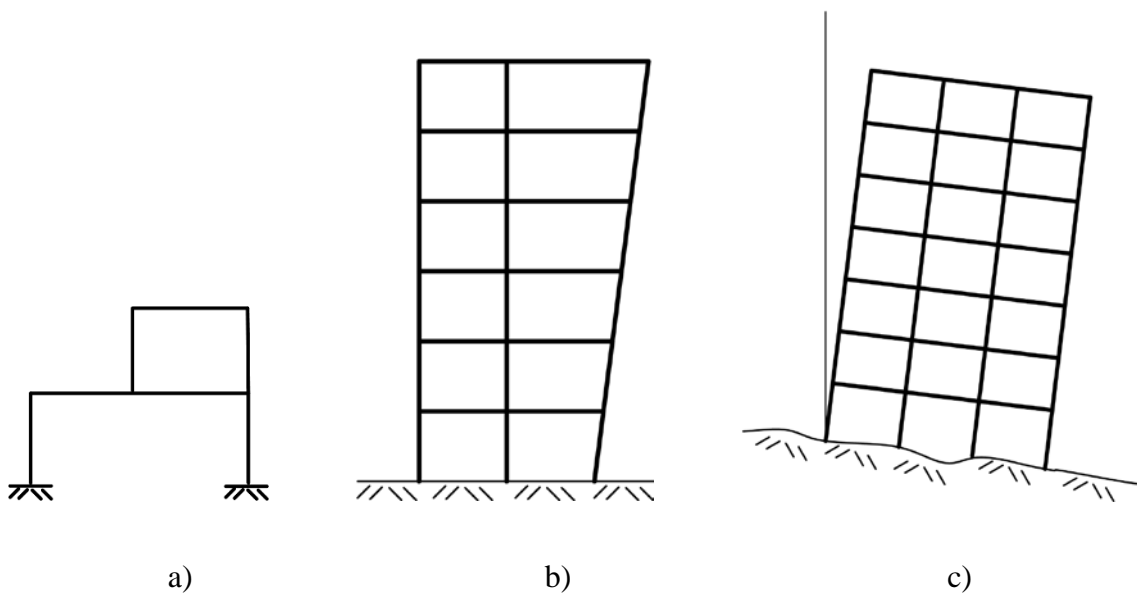


Fig. 1.1. Algunos ejemplos de estructuras con asimetría en fluencia: a) asimetría en cargas verticales, b) estructuras con fachadas inclinadas, c) estructuras con desplomo.

El presente estudio se enfoca en soluciones exclusivamente del tipo estructural. Bajo ese enfoque, una estructura que exhibe un comportamiento asimétrico en fluencia se debe diseñar (o reforzar) para soportar fuerzas sísmicas más grandes que una estructura con las mismas características, pero que no presente asimetría en fluencia. Lo anterior lleva a la necesidad de contar con factores de amplificación de resistencia (FA) del espectro de diseño sísmico con el objetivo de que la estructura con asimetría en fluencia presente un desempeño sísmico y una confiabilidad estructural similar a las de su contraparte simétrica.

El diseño estructural ha ido evolucionando con el paso de los años. Ahora, los lineamientos de diseño sísmico modernos se enfocan no solo en garantizar un desempeño satisfactorio, sino adecuados niveles de confiabilidad, reducir los daños futuros, y consecuentemente, el costo en el ciclo de vida de las estructuras (Ellingwood, 1994a, 1994b; Wen, 2001; Faber and Sorensen, 2002). Esto permite a los ingenieros estructurales diseñar para un riesgo preestablecido en las estructuras. El desarrollo de métodos de confiabilidad ha proporcionado una base más racional para el diseño de estructuras sismo-resistentes. Varios investigadores han formulado calibraciones de códigos basadas en confiabilidad (Ellingwood, 1982; Rosenblueth y Esteva, 1972), y también se han incluido en lineamientos como el RCDF, el Código Nacional de Construcciones de Canadá (NBCC, 2005), la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA 445, 2006; FEMA P-58, 2012), entre otros.

## **1.2 ALCANCES**

El objetivo de la Parte I de la tesis es proponer nuevos lineamientos para el diseño de estructuras con comportamiento asimétrico (o asimetría en fluencia) debido a que las expresiones que se recomiendan en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2004) y en el Manual de Obras Civiles: Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-2015) no toman en cuenta varios de los factores que son importantes en el desempeño sísmico de estructuras con asimetría en fluencia. Las expresiones resultantes de la primera parte de este estudio fueron incluidas en las NTCDS-2017.

El objetivo de la Parte II de la investigación es realizar un análisis del costo del ciclo de vida de un conjunto de edificios localizados en una región particular de la Ciudad de México. En esta parte se compara el costo total del conjunto de edificios considerados simétricos en fluencia y, alternativamente, el mismo conjunto, pero con asimetría en fluencia. Se discute el efecto que tiene la asimetría en fluencia en el costo esperado de

daños debido a los posibles eventos sísmicos que puedan ocurrir en la vida útil de las estructuras.

### **1.3. ESTUDIOS REALIZADOS EN MÉXICO SOBRE ESTRUCTURAS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA**

Existen varios estudios en la literatura en los cuales se proponen factores de modificación del espectro de diseño sísmico. Estos factores están destinados a reducir el espectro de diseño elástico debido a diferentes razones. Por ejemplo, se han propuesto diferentes métodos para calcular factores de reducción de resistencia que permiten estimar las demandas de resistencia inelástica a partir de las demandas de resistencia elásticas para estructuras localizadas en diferentes tipos de suelo (Rosenblueth, 1979; Zhai and Xie, 2006; Ruiz-García y Miranda, 2007). Otros autores han propuesto factores para reducir espectros de diseño sísmico elásticos debido a amortiguamiento (Newmark y Hall, 1982; Wu y Hanson, 1989, Ramírez *et al.*, 2000, Arroyo-Espinoza y Terán-Gilmore, 2003, Cameron y Green, 2007; Hidalgo y Ruiz, 2010; Castillo y Ruiz, 2014). Sin embargo, ninguno de los estudios mencionados propone factores de amplificación de resistencia para tomar en cuenta la influencia de la asimetría en fluencia en la respuesta estructural.

Algunas expresiones matemáticas para obtener factores que permitan amplificar la resistencia lateral de diseño de estructuras con asimetría en fluencia se introdujeron por primera vez en el RCDF en 1987; desde entonces, varios investigadores han estudiado este tema. Ruiz *et al.* (1989), usando sistemas de un grado de libertad (S1GL) con comportamiento histerético bilineal, encontraron que las demandas de ductilidad de sistemas con asimetría en fluencia sometidos a la acción de sismos de banda angosta tienden a ser mucho mayores que las correspondientes a estructuras simétricas, y propusieron expresiones para considerar dicho incremento en la demanda de ductilidad. Ruiz y Rosas (1990) dedujeron una expresión para calcular el factor esperado de amplificación de las fuerzas sísmicas de diseño para tomar en cuenta la asimetría en fluencia de las estructuras; concluyeron que la expresión obtenida era más conservadora

que los requerimientos incluidos en las NTCDS del RCDF-1987, y sugirieron que era necesaria una modificación a las normas. Ruiz (1991) estudió la influencia de la duración del movimiento sísmico en la respuesta de estructuras con asimetría en fluencia. Terán-Gilmore *et al.* (2000) estudiaron la respuesta dinámica de S1GL con asimetría en fluencia diseñados con los requerimientos del RCDF, concluyeron que para el diseño de estructuras con asimetría en fluencia era necesario tomar en cuenta factores como el comportamiento histerético y la resistencia lateral de la estructura, el contenido de frecuencias y la duración de la excitación sísmica. Terán y Arroyo (2005) a través del estudio de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto y comportamientos histeréticos con diferentes niveles de degradación, propusieron expresiones para estimar un factor de amplificación de resistencia para el diseño de estructuras sismo-resistentes con asimetría en fluencia; en su estudio emplean tres conjuntos de acelerogramas artificiales basados en las características estadísticas de tres movimientos sísmicos correspondientes a registros obtenidos en terrenos firme, intermedio y blando de la Ciudad de México. Terán Gilmore y Ruiz Martínez (2006) aplicaron las expresiones propuestas por Terán y Arroyo (2005) a un edificio de varios niveles y crujías, con asimetría en fluencia, y alternativamente sin esta, concluyeron que dichas expresiones pueden aplicarse para la evaluación y diseño de estructuras sismo-resistentes complejas, asimismo mencionan que para los casos que ellos analizaron, los efectos  $P-\Delta$  no tienen una influencia de importancia en el desempeño sísmico de dichas edificaciones.

A pesar de las importantes contribuciones mencionadas en el párrafo anterior acerca de estudios realizados sobre estructuras con asimetría en fluencia en el valle de México, todos ellos se han limitado a análisis estadísticos de S1GL sujetos a análisis sísmicos unidireccionales; además, los factores de amplificación de resistencia propuestos corresponden solo a algunos sitios del valle de México, y a la fecha no se ha considerado el nivel de asimetría de forma explícita, la influencia de dos componentes ortogonales de los movimientos sísmicos, ni se han obtenido los niveles de confiabilidad implícitos en la estimación de los factores de amplificación de resistencia. El presente estudio se enfoca desde el punto de vista de análisis de riesgo sísmico y se consideran los aspectos antes

mencionados; además, se estudian suelos con diferentes características del valle de México.

## **1.4. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS**

La investigación se divide en dos partes: en la Parte I se propone una metodología basada en un análisis de confiabilidad para estimar los factores de amplificación de resistencia para estructuras que exhiben asimetría en fluencia y se proponen expresiones matemáticas simplificadas que se pueden aplicar a diferentes condiciones del suelo del valle de México. Posteriormente, se presenta un ejemplo ilustrativo de un edificio de 9 niveles que exhibe asimetría en fluencia producto de un desplomo, en donde se emplean las expresiones propuestas y se estiman factores de transformación de ductilidad con el objetivo de validar los resultados obtenidos. En la Parte II se presenta un análisis de costos de un conjunto de edificios con asimetría en fluencia y se compara con el correspondiente a edificios simétricos, esto es con la finalidad de expresar en términos económicos el efecto perjudicial de la asimetría en fluencia en las estructuras sujetas a cargas sísmicas.

El Capítulo 1 hace una introducción del problema del comportamiento asimétrico y se mencionan los estudios que a lo largo de los años se han realizado sobre este tema. El Capítulo 2 se enfoca en exponer los objetivos generales y particulares de este estudio. En el Capítulo 3 se propone una metodología basada en confiabilidad, a partir de la cual se estiman factores de amplificación del espectro de diseño sísmico para sistemas estructurales con diferentes niveles de asimetría en fluencia. En este estudio la confiabilidad estructural se evalúa por medio de un análisis de riesgo sísmico. En los Capítulos 4 y 5 se describen los modelos estructurales que se usan en la investigación, así como las características de los registros sísmicos que se usan en los análisis. En el Capítulo 6 se aplica la metodología propuesta a sistemas estructurales localizados en suelo blando de la Ciudad de México, se hace ver la influencia de la asimetría en fluencia en el desempeño sísmico de los sistemas y se propone una expresión matemática simplificada para estimar los factores de amplificación de resistencia. En el Capítulo 7 se discute la



influencia que tienen las diferentes maneras de combinar los efectos sísmicos en el cálculo de los factores de amplificación de resistencia. Para ello se consideran dos reglas de combinación comúnmente usadas: la regla SRSS y la regla del 30%. En el Capítulo 8 se proponen expresiones matemáticas para estimar los factores de amplificación de resistencia correspondientes a diferentes tipos de suelo del valle de México. Las expresiones a las que se llega en este capítulo fueron ya incluidas en las NTCDS-2017. En el Capítulo 9 se realiza un ejemplo de aplicación de las expresiones propuestas en este trabajo a un edificio de concreto reforzado de varios niveles y crujiás que exhibe asimetría en fluencia producto de un desplomo. Se verifica que, una vez que la resistencia lateral del edificio se amplifica con las expresiones propuestas en este estudio, este exhibe un desempeño sísmico y una confiabilidad similar a las de un edificio con las mismas características pero sin asimetría en fluencia. La aplicabilidad de las expresiones matemáticas propuestas en esta investigación doctoral se comprueba en el Capítulo 10 por medio del cálculo de factores de transformación de la respuesta estructural entre sistemas simplificados y sistemas de varios grados de libertad. Los resultados obtenidos indican que, para los edificios estudiados en esta investigación, los factores de amplificación de resistencia obtenidos a partir de sistemas estructurales simplificados se pueden aplicar de manera confiable a sistemas complejos de varios grados de libertad. En la Parte II de esta investigación (Capítulo 11) se realiza un análisis del costo total esperado de un conjunto de edificios con asimetría en fluencia localizado en suelo blando de la Ciudad de México. El costo total esperado se compara con el correspondiente al mismo conjunto de edificios, pero que son simétricos en fluencia. En el Apéndice A se hace una revisión de los lineamientos sobre el diseño de estructuras con asimetría en fluencia en México que habían estado vigentes hasta la publicación de las nuevas NTCDS-2017.

# 2. OBJETIVOS

## 2.1 OBJETIVOS GENERALES

Los objetivos principales de esta investigación doctoral son los siguientes:

- **Parte I:**
  - Proponer una metodología basada en confiabilidad para estimar la resistencia lateral adicional requerida por estructuras con asimetría en fluencia, localizadas en zonas con diferentes condiciones locales del suelo. Se establece como condición que la confiabilidad sísmica de las estructuras con asimetría en fluencia reforzadas sea similar a la de las estructuras con características similares, pero simétricas en fluencia.
  - Proponer expresiones matemáticas sencillas correspondientes a factores de amplificación de la resistencia lateral de diseño de estructuras con asimetría en fluencia. Las expresiones estarán en función de las siguientes variables: nivel de asimetría en fluencia, demanda de ductilidad, periodo fundamental de vibración de la estructura, y periodo dominante del suelo. Se obtienen expresiones para diferentes tipos de terreno del valle de México.
  - Comparar las expresiones propuestas con las que se recomiendan en las NTCDS-2004 y en el Manual de Obras Civiles - Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-2015).
  - Con el fin de validar las expresiones propuestas, estas se aplican a un edificio de mediana altura, y de varios niveles y crujías, desplantado en el valle de México. El

edificio se refuerza usando dos técnicas diferentes: a) encamisado de concreto reforzado, y b) compuestos poliméricos reforzados con fibra de carbono. Se verifica que, para ambas soluciones, el edificio con asimetría en fluencia con resistencia lateral adicional (calculada a partir de usar las expresiones propuestas) exhiba un desempeño sísmico y una confiabilidad similar a la de un edificio con las mismas características, pero simétrico en su resistencia de fluencia.

- Actualizar las expresiones que se recomiendan en las Secciones 8.8 y 11 de las NTCDS (2004) por las expresiones propuestas en el presente estudio. Las expresiones que aquí se obtienen fueron incluidas en las secciones 2.5 y 10 de la nueva versión de las NTCDS (2017).

- **Parte II:**

- Realizar un análisis del costo del ciclo de vida de un conjunto de edificios localizados en una región particular de la Ciudad de México. Se comparará el costo total del conjunto de edificios considerados simétricos en fluencia y, alternativamente, el mismo conjunto, pero con asimetría en fluencia. Se expresará el efecto que tiene la asimetría en fluencia en el costo esperado de daños debido a los posibles eventos sísmicos que puedan ocurrir en la vida útil de las estructuras.

## **2.2 OBJETIVOS PARTICULARES**

Además de los objetivos anteriores, se cumplen los siguientes objetivos particulares:

- Analizar la influencia del periodo de recurrencia asociado a los espectros con tasa de excedencia uniforme en las expresiones matemáticas propuestas.
- Analizar la influencia de las reglas de combinación de efectos sísmicos en las expresiones matemáticas propuestas. Se analizan dos de las reglas de combinación

más comunes: a) la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS), y b) la Regla de combinación del 100% en una dirección y 30% en la dirección ortogonal (que es la que recomiendan las NTCDS-2004).

- Con el objetivo de validar la aplicabilidad de las expresiones propuestas, se calculan factores de transformación de ductilidad entre sistemas simplificados (con los cuales se desarrollan las expresiones obtenidas en este trabajo) y sistemas complejos de varios grados de libertad.

# PARTE I

# 3. METODOLOGÍA PROPUESTA PARA LA PARTE I

## 3.1. EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

Uno de los principales objetivos de la *Ingeniería Sísmica* es estimar los niveles de confiabilidad en las estructuras considerando las posibles intensidades de los temblores que pueden ocurrir en un sitio, durante un intervalo dado de tiempo. En los lineamientos de diseño sísmico existen varios formatos basados en confiabilidad (Ruiz, 2006), por ejemplo: a) semi-probabilístico (Rosenblueth, 1972), b) primer orden y segundos momentos (FOSM) (Cornell, 1969; Hao *et al.*, 2013; Gaxiola-Camacho *et al.*, 2017), c) diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) (Galambos y Ravindra, 1973; Basha y Babu, 2014), d) los basados en un *análisis de riesgo sísmico* (Cornell, 1996; Cornell *et al.*, 2002; Montiel y Ruiz, 2007; Baker y Gupta, 2016; Bradley *et al.*, 2015) y e) los basados en optimización (Frangopol, 1985; Esteva, 1980; Miller y Baker, 2015). En el presente estudio, la confiabilidad estructural se evalúa por medio de un *análisis de riesgo sísmico*. Usando este tipo de análisis, la confiabilidad sísmica de las estructuras se puede estimar combinando las relaciones entre las intensidades de los movimientos sísmicos y la respuesta estructural por medio de modelos de peligro sísmico (Cornell, 1968; Esteva, 1968; Bazzurro y Cornell, 1994; Cornell y Krawinkler, 2000; Deierlein, 2004). Para establecer esta relación, es común usar medidas de intensidad escalares ( $MI$ ), como la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de vibración de la estructura ( $S_a(T_1)$ ) (Shome y Cornell, 1999) y la aceleración espectral promedio en un rango de periodos de vibración,  $S_{avg}$  (Baker y Cornell, 2006). Sin embargo, hay otros enfoques para estimar la confiabilidad estructural que no se basan en  $MI$  escalares sino en vectoriales (Han y Wen, 1997; Bazzurro *et al.*, 1998; Jalayer *et al.*, 2004; Bojórquez *et al.*, 2012); sin embargo, estas están fuera del alcance de este estudio.

El objetivo principal de un *análisis de riesgo sísmico* es estimar la probabilidad condicional de exceder un cierto nivel de algún *Parámetro de Demanda Estructural (PDE)* para un nivel dado de *MI*. Se supone que un *PDE* asociado a un cierto valor de *MI*,  $y$ , sigue una distribución log-normal (Rosenblueth y Esteva, 1972; Shome y Cornell, 1999). Después, las probabilidades condicionales de exceder cierto nivel de *PDE* se combinan con la *curva de peligro sísmico* (la cual se obtiene de un análisis de peligro sísmico) asociada al sitio en estudio,  $v_{MI}$ , y al periodo fundamental de vibración del sistema estructural, con el fin de estimar la tasa media anual de excedencia,  $v$ , de un valor particular de *PDE*, correspondiente a una intensidad  $y$ ,  $v_{EDP}(y)$ , de la siguiente manera (Esteva, 1967; Cornell, 1968):

$$v_{PDE}(y) = \int_{MI} \left| \frac{dv_{MI}(mi)}{d(mi)} \right| P(PDE > y | MI = mi) d(mi) \quad (3.1)$$

donde  $P(PDE > y | MI = mi)$  es la probabilidad condicional que  $PDE > y$ , para una  $MI = mi$ .  $\left| \frac{dv_{MI}(mi)}{d(mi)} \right|$  es el valor absoluto de la derivada de la curva de peligro sísmico asociada al sitio donde se localiza la estructura y a su periodo fundamental de vibración ( $T_1$ ).

En el presente estudio se seleccionan como *MI* y *PDE* la aceleración espectral en el periodo fundamental de vibración ( $S_a(T_1)$ ) y la demanda global de ductilidad ( $\mu$ ) de las estructuras, respectivamente.

### 3.2. PROCESO DE ANÁLISIS

Los pasos por seguir en la metodología que se propone son los siguientes:

- 1) Se estima la respuesta sísmica de varios sistemas estructurales simplificados con diferentes características de coeficiente sísmico ( $c$ ), nivel de asimetría en fluencia ( $\alpha$ ), y periodo de vibración ( $T_1$ ). Para ello se realiza una gran cantidad de análisis paso a paso no lineales con el objetivo de obtener las demandas estructurales en función de la intensidad sísmica.

- 2) Una vez obtenida la demanda estructural en función de la intensidad, se calculan la mediana ( $D$ ) y la desviación estándar de sus logaritmos ( $\sigma_{\ln D}$ ).
- 3) Se obtienen *curvas de fragilidad*, usando la ec. (3.2):

$$P(PDE > y | MI = mi) = 1 - \Phi \left( \frac{\ln(y/D)}{\sigma_{\ln D}} \right) \quad (3.2)$$

donde todas las variables se han definido previamente, y  $\Phi$  representa la función de probabilidad acumulada Gaussiana.

- 4) Se calculan *curvas de peligro de ductilidad (CPD)* usando la ec. (3.1) para sistemas estructurales simétricos, y alternativamente, para sistemas con diferentes niveles de asimetría en fluencia.
- 5) Con base en las *curvas de peligro de ductilidad* correspondientes a un gran número de sistemas estructurales con diferentes características, se obtienen *espectros de tasa de excedencia uniforme de ductilidad ( $\mu$ -ETEU)* correspondientes a varios valores de tasa media anual de excedencia. Con el objetivo de mostrar explícitamente el incremento en la demanda de ductilidad esperada de sistemas con asimetría en fluencia con respecto a sistemas simétricos, se calculan cocientes entre los  $\mu$ -ETEU correspondientes a sistemas con asimetría en fluencia con respecto a los asociados a sistemas simétricos.
- 6) En el siguiente paso se obtienen espectros de resistencia ( $ER$ ) para sistemas estructurales tanto simétricos como asimétricos en fluencia. Los  $ER$  se calculan a partir de los  $\mu$ -ETEU usando un proceso de interpolación lineal, el cual se describe a detalle en la Sección 6.4.
- 7) Con la finalidad de cuantificar la resistencia lateral adicional requerida por los sistemas con asimetría en fluencia de manera que se logre una confiabilidad



estructural y un desempeño sísmico equivalentes a sus contrapartes simétricos, se calculan relaciones entre los  $ER$  de sistemas estructurales con diferentes niveles de asimetría en fluencia con respecto a sistemas simétricos, como sigue:

$$R_{ER} = \frac{c[ER(T_1, \nu, \mu, \alpha)]}{c[ER(T_1, \nu, \mu, \alpha=0)]} \quad (3.3)$$

donde el numerador de la ec. 3.3 representa el coeficiente sísmico asociado a un sistema estructural con un determinado nivel de asimetría en fluencia y el denominador representa el coeficiente sísmico asociado a un sistema con las mismas características, pero simétrico en fluencia. Por lo tanto, el parámetro  $R_{ER}$  cuantifica el factor por el cual se debe amplificar el coeficiente sísmico de diseño de un sistema con asimetría en fluencia para que este exhiba un desempeño sísmico y una confiabilidad similar a la de su contraparte simétrica. En este paso, se analiza la influencia del periodo de recurrencia asociado a los espectros de resistencia con tasa de excedencia uniforme y como este influye en el desarrollo de las expresiones propuestas.

- 8) Se ajusta una expresión matemática simplificada a las relaciones del parámetro  $R_{ER}$  obtenidos en el paso 7, para ello se utiliza el método de *mínimos cuadrados*. La expresión propuesta resulta función del nivel de asimetría de los sistemas, de la relación entre su periodo fundamental de vibración con respecto al periodo dominante del suelo, y de la demanda de ductilidad de los sistemas. Las expresiones matemáticas resultantes se comparan con las que se recomiendan en las NTCDS-2004 y el MOC-15. Además, se analiza la influencia de la forma de combinar los efectos sísmicos en las dos direcciones ortogonales en las expresiones matemáticas propuestas. Para ello, se consideran dos de las reglas de combinación más comunes: 1) la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS), y b) la Regla de combinación del 100% en una dirección y en 30% en la dirección ortogonal (esta última es la que recomiendan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2004)).

- 9) Se repiten los pasos 1 a 8 para varias zonas del valle de México con diferentes periodos dominantes (abarcando desde suelo firme hasta suelo muy blando). Las expresiones matemáticas resultantes para cada zona se comparan entre sí para evaluar la influencia del periodo dominante del suelo en los factores de amplificación de resistencia. A partir de lo anterior, se establecen reglas generales para toda la región (en este caso para todo el valle de México).
  
- 10) Finalmente, se verifica la eficiencia de las expresiones matemáticas propuestas mediante un ejemplo de aplicación a un edificio de concreto reforzado que exhibe asimetría en fluencia. La resistencia lateral adicional del edificio se suministrará considerando dos técnicas alternativas de refuerzo: 1) encamisado de concreto de los elementos estructurales, y 2) refuerzo con polímero reforzado con fibra de carbono (PRFC).
  
- 11) Con el objetivo de validar la aplicabilidad de las expresiones propuestas, se estiman factores de transformación de ductilidad entre sistemas simplificados y sistemas complejos de varios grados de libertad.
  
- 12) En la segunda parte de la investigación doctoral se incluye un análisis de costos de un conjunto de edificios localizados en una zona de la Ciudad de México. El costo total esperado del conjunto de edificios se estima considerándolos simétricos, y alternativamente, asimétricos en fluencia. A partir de los resultados obtenidos, se pretende cuantificar, en términos económicos, el impacto negativo que tiene el comportamiento asimétrico en el desempeño de los edificios.

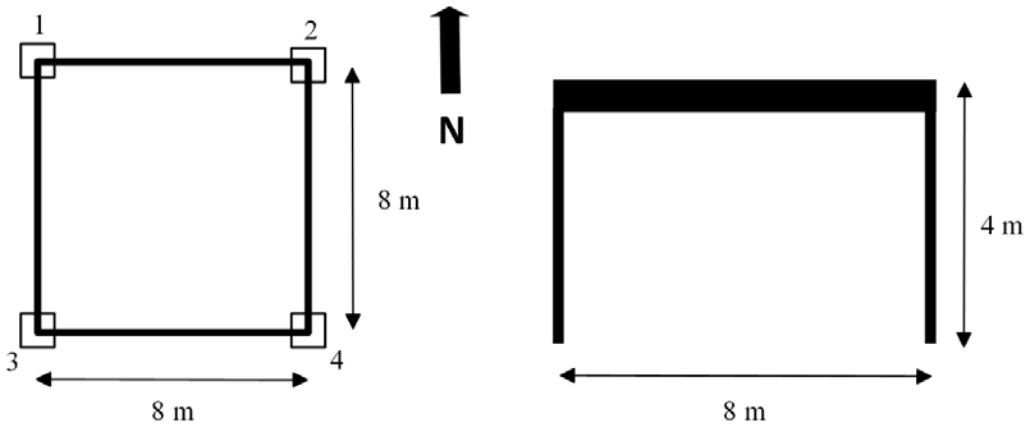
## 4. MODELOS ESTRUCTURALES SIMPLIFICADOS

Los modelos estructurales simplificados que se usan en este estudio son modelos tridimensionales que presentan solamente un grado de libertad traslacional en cada dirección ortogonal (N-S y E-W), como se muestra en la Fig. 4.1a. Los sistemas estructurales se consideran simétricos tanto en resistencia como en geometría. Toda la masa de los sistemas se concentra en la losa. El comportamiento histerético de los elementos estructurales se modela como bi-lineal con 1% de rigidez post-elástica. Aunque se reconoce que algunas estructuras pueden presentar comportamiento estructural con degradación de rigidez y de resistencia, este efecto queda fuera del alcance del presente estudio. Sin embargo, según los estudios de Terán-Gilmore *et al.* (2000) y Terán-Gilmore y Arroyo-Espinoza (2005), los resultados correspondientes a un modelo bilineal sin degradación (como los que se usan en este trabajo) son más conservadores que los correspondientes a sistemas estructurales con comportamiento degradante. Se debe notar que los modelos estructurales que se usan aquí no son estrictamente sistemas de un grado de libertad (S1GL) ya que se pueden desarrollar fuerzas axiales en las columnas ante la acción de la excitación sísmica. El parámetro que cuantifica el nivel de asimetría en fluencia en los sistemas estructurales se denota como  $\alpha$ , y se puede definir como el desplomo del sistema estructural ( $\delta$ ) en una dirección (producto de un asentamiento diferencial en solo dos columnas, por ejemplo, en las columnas 2 y 4 de la Fig. 4.1a) dividido entre su altura ( $L$ ), como se indica en la Fig. 4.1b ( $\alpha = \delta/L$ ). Esta inclinación provoca un comportamiento de asimetría en fluencia (la resistencia de fluencia se hace más pequeña en la dirección de la inclinación que en la dirección opuesta) cuando los sistemas estructurales se someten a la acción de excitaciones sísmicas, como se muestra en la Fig. 4.2.

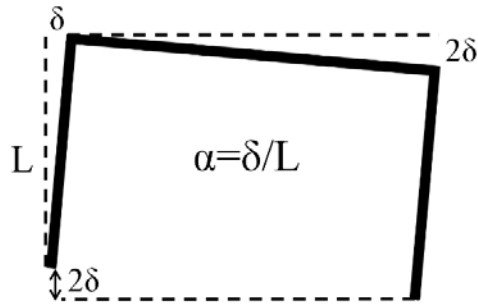
Es importante mencionar que el parámetro  $\alpha$  que cuantifica el nivel de asimetría en fluencia y el modelo tridimensional que se consideran en este estudio son equivalentes al que se ha definido en los trabajos de Ruiz *et al.* (1989) y Terán y Arroyo (2005), y los resultados son válidos para cualquier causa que provoque un comportamiento de asimetría en fluencia, como se demuestra en el *Apéndice B*; es decir, el nivel de asimetría puede deberse al desplomo de la estructura o bien a otras causas como se muestra en la Fig. 1.1. La suposición anterior es válida solamente para sistemas estructurales en los cuales los efectos P- $\Delta$  no sean importantes. Es decir, el parámetro  $\alpha$  también puede definirse como (ver Fig. 4.2):

$$\alpha_{sd} = \frac{V_y^- - V_y^+}{2W} \quad (4.1)$$

donde  $V_y^-$  y  $V_y^+$  son los cortantes basales de fluencia en las direcciones fuerte y débil de la estructura, respectivamente;  $W$  es el peso total de la estructura a nivel de desplante y  $\alpha_{sd}$  es el parámetro de asimetría para una estructura sin desplomo.



a) Planta y elevación



b) Definición del parámetro  $\alpha$

Fig. 4.1. Características de los modelos estructurales analizados en este estudio.

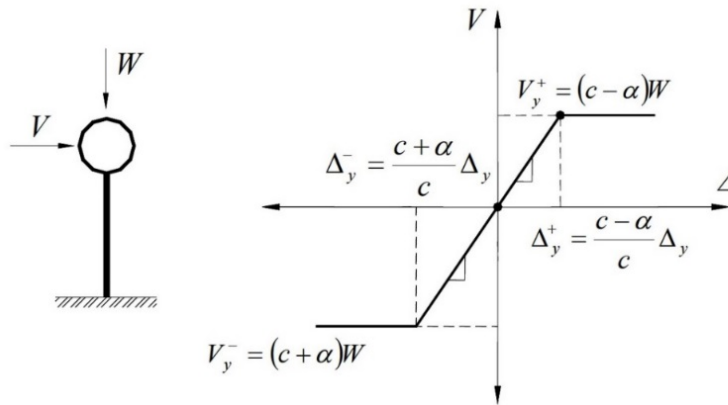


Fig. 4.2. Modelo de un grado de libertad sin desplomo y con asimetría en fluencia (Terán y Arroyo, 2005).

Cuando una estructura se somete a una deformación lateral monótonicamente creciente, el endurecimiento por deformación de sus elementos estructurales y el hecho de que no todos fluyen al mismo tiempo, produce un pendiente post-elástica positiva cuando no se consideran los efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ); sin embargo, cuando se consideran dichos efectos, los momentos secundarios producidos por las cargas gravitatorias tienden a contrarrestar la fluencia gradual y el endurecimiento por deformación, lo que resulta en una pendiente post-elástica cercana a cero para deformaciones en el intervalo de interés (Terán-Gilmore *et al.*, 2000). En el presente estudio los efectos  $P-\Delta$  se consideran de

manera implícita, asignando una pendiente post-elástica igual a 1% en el modelo histerético de los elementos estructurales. Es importante mencionar que esta suposición es válida solamente para edificios que exhiban efectos  $P-\Delta$  moderados. El estudio de estructuras con efectos  $P-\Delta$  excesivos que pueden producir una pendiente post-elástica negativa está fuera del alcance del presente estudio.

# 5. ZONAS SÍSMICAS ANALIZADAS

Con el objetivo de proponer expresiones matemáticas simplificadas para varias condiciones de suelo del valle de México, este se dividió en 7 zonas de acuerdo con su periodo dominante ( $T_s$ ), como se resume en la Tabla 5.1. El periodo dominante de las zonas seleccionadas varía entre aproximadamente 0.5 s para la Zona A (suelo firme), y 3.5 s – 4 s para la Zona G (suelo muy blando). El periodo dominante de una determinada zona se define aquí como el periodo donde el espectro *promedio* elástico de pseudo-aceleración alcanza su valor máximo. Para dar una idea de los periodos dominantes del suelo ( $T_s$ ) en el valle de México, en la Fig. 5.1 se presenta un mapa publicado por Martínez-González *et al.* (2015). En el presente estudio, se seleccionaron decenas de movimientos sísmicos registrados en diferentes estaciones del valle de México, cuyas características principales se presentan en la Tabla 5.2. Los registros sísmicos seleccionados corresponden a eventos de subducción ocurridos en el Pacífico Mexicano, con magnitud mayor o igual a 6.9 ( $M \geq 6.9$ ).

Tabla 5.1 Clasificación del valle de México de acuerdo al periodo dominante del suelo

Zona	Intervalo de periodos (s)	Periodo dominante $T_s$ (s)
A	$T_s \leq 0.5$	0.62
B	$0.5 < T_s \leq 1.0$	0.96
C	$1.0 < T_s \leq 1.5$	1.41
D	$1.5 < T_s \leq 2.0$	1.98
E	$2.0 < T_s \leq 2.5$	2.55
F	$2.5 < T_s \leq 3.0$	3.03
G	$3.0 < T_s \leq 4.0$	3.61





Tabla 5.2 Características de los registros sísmicos usados en este estudio

Estación	Coordenadas epicentrales		Magnitud	Fecha	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	Periodo dominante	
	Lat	Long				E-W	N-S
RIDA	18.22	102.76	6.9	97-01-11	7.82	0.61	0.59
DR16	16.60	99.40	6.9	89-04-25	22.85	0.99	0.61
DR16	17.90	103.00	6.9	97-01-11	10.11	0.61	0.64
IMPS	16.31	98.88	7.3	95-09-14	24.78	0.70	0.63
IMPS	18.09	102.86	6.9	97-01-11	16.24	0.81	0.69
CHAS	18.02	101.56	7.3	95-09-14	7.93	0.56	0.30
EO30	16.60	99.40	6.9	89-04-25	17.15	0.76	0.66
CO47	16.60	99.40	6.9	89-04-25	12.97	1.01	0.52
CO47	16.31	98.88	7.3	95-09-14	13.00	0.58	0.55
SXVI	17.88	102.15	7.3	81-10-25	15.15	0.15	0.19
SXVI	18.08	102.94	8.1	85-09-19	41.63	0.77	0.58
COYS	16.31	98.88	7.3	95-09-14	17.61	0.64	1.02
PII6	16.31	98.88	7.3	95-09-14	11.30	0.58	0.88
FJ74	16.31	98.88	7.3	95-09-14	10.07	0.70	0.36
CS78	16.31	98.88	7.3	95-09-14	12.45	0.63	0.75
LV17	16.60	99.40	6.9	89-04-25	32.10	1.06	1.16
ES57	16.60	99.40	6.9	89-04-25	17.88	0.98	0.79
ES57	16.31	98.88	7.3	95-09-14	24.07	0.82	0.84
AU46	16.60	99.40	6.9	89-04-25	20.97	0.95	0.87
AU46	16.31	98.88	7.3	95-09-14	17.77	0.81	0.78
AU46	18.09	102.86	6.9	97-01-11	6.92	0.95	0.91
AO24	16.31	98.88	7.3	95-09-14	30.02	1.03	1.00
AO24	18.09	102.86	6.9	97-01-11	8.91	1.07	1.01
DX37	16.60	99.40	6.9	89-04-25	30.80	1.10	1.06
DX37	16.31	98.88	7.3	95-09-14	15.35	0.87	1.02
DX37	18.09	102.86	6.9	97-01-11	13.02	1.06	0.96
JC54	16.60	99.40	6.9	89-04-25	22.57	1.02	1.10
JC54	16.31	98.88	7.3	95-09-14	25.73	0.86	1.22
JC54	18.09	102.86	6.9	97-01-11	18.27	1.00	1.10
TACY	18.08	102.94	8.1	85-09-19	24.40	0.74	0.81
TACY	18.02	101.48	7.6	85-09-21	10.05	0.85	0.79
GR27	16.60	99.40	6.9	89-04-25	41.21	0.79	0.89
GR27	18.09	102.86	6.9	97-01-11	14.16	0.78	0.75
GC38	16.31	98.88	7.3	95-09-14	1.59	1.74	1.59
GC38	18.09	102.86	6.9	97-01-11	1.54	1.70	1.54
DFRO	18.09	102.90	6.9	97-01-11	1.28	1.32	1.28
DFRO	16.60	99.40	6.9	89-04-25	1.20	1.25	1.20
DFRO	16.31	98.88	7.3	95-09-14	1.38	1.29	1.38

Tabla 5.2 Características de los registros sísmicos usados en este estudio (continuación)

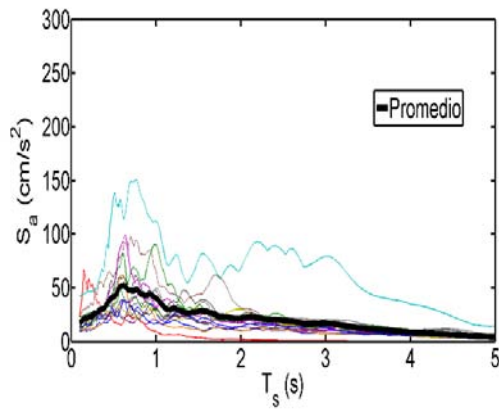
Estación	Coordenadas epicentrales		Magnitud	Fecha	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	Periodo dominante	
	Lat	Long				E-W	N-S
SI53	16.60	99.40	6.9	89-04-25	1.36	1.29	1.36
IB22	16.60	99.40	6.9	89-04-25	1.41	1.36	1.41
IB22	16.31	98.80	7.3	95-09-14	1.40	1.57	1.40
CH84	16.31	98.88	7.3	95-09-14	1.42	1.34	1.42
CH84	18.09	102.86	6.9	97-01 -11	1.35	1.35	1.35
MI15	18.09	102.86	6.9	97-01 -11	1.47	1.34	1.47
MI15	16.31	98.88	7.3	95-09-14	1.28	1.45	1.28
SI53	18.09	102.86	6.9	97-01 -11	1.27	1.25	1.27
VG09	17.91	103.04	6.9	97-01-11	23.22	2.47	2.35
VG09	18.74	104.67	7.3	95-10-09	13.75	2.31	2.28
TL08	16.60	99.40	6.9	89-04-25	47.55	2.18	2.01
TL08	16.31	98.88	7.4	95-09-14	28.91	1.97	2.05
TL08	17.91	103.04	6.9	97-01-11	13.04	2.17	2.44
GA62	16.60	99.40	6.9	89-04-25	45.43	2.15	2.11
GA62	16.31	98.88	7.2	95-09-14	26.08	2.02	1.96
GA62	18.74	104.67	7.3	95-10-09	11.70	2.20	1.80
GA62	17.90	103.00	6.9	97-01-11	19.99	2.48	2.11
AL01	16.31	98.88	7.2	95-09-14	35.20	1.59	1.90
AL01	16.60	99.40	6.9	89-04-25	37.52	2.10	2.09
TL55	16.60	99.40	6.9	89-04-25	31.11	2.21	2.00
TL55	16.31	98.88	7.2	95-09-14	19.52	1.91	1.99
LI58	18.74	104.67	7.3	95-10-09	13.11	2.12	2.10
LI58	17.90	103.00	6.9	97-01-11	22.12	2.16	2.42
CO56	16.31	98.88	7.2	95-09-14	45.42	2.30	2.17
CO56	18.74	104.67	7.3	95-10-09	19.05	2.28	2.18
CO56	17.90	103.00	6.9	97-01-11	20.84	2.24	2.21
CJ03	16.60	99.40	6.9	89-04-25	37.68	1.71	2.19
CJ03	16.31	98.88	7.2	95-09-14	26.09	1.67	2.00
CJ03	18.74	104.67	7.3	95-10-09	15.04	1.99	1.85
CJ03	17.91	103.04	6.9	97-01-11	16.19	2.05	1.89
CJ04	16.31	98.88	7.2	95-09-14	27.08	1.98	2.00
CJ04	18.74	104.67	7.3	95-10-09	14.75	1.99	1.85
CJ04	17.90	103.00	6.9	97-01-11	16.65	2.04	1.68
SCT2	16.60	99.40	6.9	89-04-25	39.98	2.07	2.19
SP51	16.60	99.40	6.9	89-04-25	39.06	2.12	2.27
SP51	16.31	98.88	7.2	95-09-14	32.51	2.08	2.00
SP51	18.74	104.67	7.3	95-10-09	11.11	2.03	2.08
SP51	17.91	103.04	6.9	97-01-11	18.41	2.16	2.04

Tabla 5.2 Características de los registros sísmicos usados en este estudio (continuación)

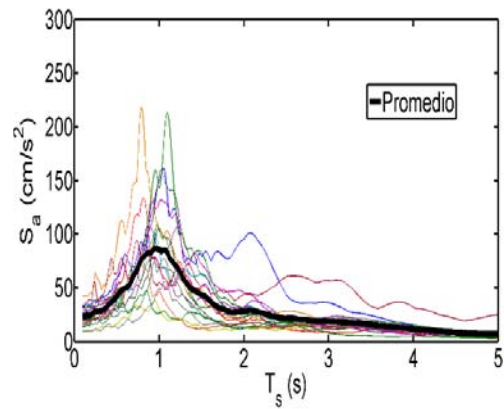
Estación	Coordenadas epicentrales		Magnitud	Fecha	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	Periodo dominante	
	Lat	Long				E-W	N-S
BO39	16.60	99.40	6.9	89-04-25	43.59	2.93	2.49
BO39	16.30	98.88	7.3	95-09-14	36.50	2.85	2.22
BO39	17.90	103.04	6.9	97-01-11	26.26	2.70	2.55
BL45	17.91	103.04	6.9	97-01-11	19.95	2.55	2.31
XP06	18.70	104.67	7.3	95-10-09	24.94	2.75	2.35
XP06	17.90	103.04	6.9	97-01-11	28.72	2.62	2.46
DFVG	16.60	99.40	6.9	89-04-25	38.91	2.80	2.32
BA49	18.74	104.67	7.5	95-10-09	16.47	2.72	2.80
BA49	17.91	103.04	6.9	97-01-11	19.44	2.61	2.39
VM29	18.70	104.70	7.5	95-10-09	17.76	2.70	2.45
VM29	17.90	103.00	6.9	97-01-11	25.57	2.65	2.65
MY19	16.60	99.40	6.9	89-04-25	27.81	2.57	2.58
MY19	16.31	98.90	7.3	95-09-14	26.13	2.81	2.73
CA59	16.60	99.40	6.9	89-04-25	49.98	3.13	3.17
CA59	16.31	98.88	7.2	95-09-14	29.28	3.02	3.08
CA59	18.74	104.67	7.3	95-10-09	23.53	2.81	2.95
CA59	17.90	103.00	6.9	97-01-11	26.24	2.74	2.87
JA43	16.60	99.40	6.9	89-04-25	36.35	3.08	3.00
JA43	16.30	98.90	7.2	95-09-14	23.83	3.10	2.84
JA43	18.70	104.70	7.3	95-10-09	11.06	2.91	2.38
AP68	16.60	99.41	6.9	89-04-25	26.46	3.30	3.10
AP68	16.31	98.88	7.2	95-09-14	23.51	3.18	3.15
AP68	18.74	104.67	7.3	95-10-09	12.76	3.29	3.18
AP68	17.91	103.01	6.9	97-01-11	24.21	3.39	3.48
CDAO	16.31	98.88	7.2	95-09-14	26.21	2.84	3.03
XO36	17.90	103.00	6.9	97-01-11	26.95	3.07	3.40
AR14	16.31	98.88	7.2	95-09-14	26.97	3.28	1.97
AR14	18.74	104.67	7.3	95-10-09	10.49	3.37	3.65
DM12	16.60	99.40	6.9	89-04-25	23.00	1.38	3.93
DM12	16.30	98.90	7.2	95-09-14	23.25	3.66	1.74
DM12	18.70	104.70	7.3	95-10-09	18.46	3.61	3.68
DM12	17.90	103.00	6.9	97-01-11	30.47	3.64	3.58
UNKS	18.74	104.67	7.3	95-10-09	12.88	2.95	3.58
TLAS	18.74	104.70	7.3	95-10-09	10.04	3.70	3.82

Las Figuras 5.2 y 5.3 muestran los espectros de pseudo-aceleración para 5% del amortiguamiento crítico, correspondientes a las componentes E-W y N-S de las 7 zonas

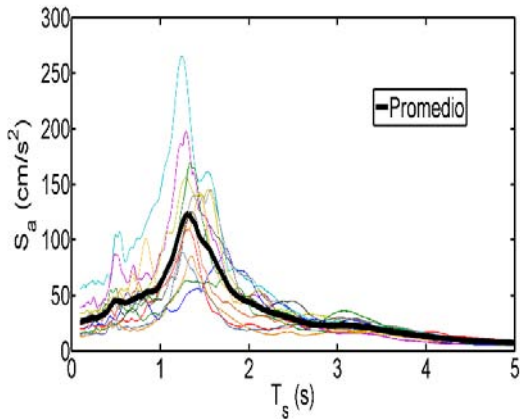
(A, B, C, D, E F y G), respectivamente. En las figuras también se grafican las ordenadas del *espectro promedio*, el cual se representa con una línea gruesa. Los valores máximos del espectro promedio (los cuales se toman como el periodo dominante de cada una de las zonas consideradas) se presentan en la tercera columna de la Tabla 5.1. En las Figs. 5.2 y 5.3, se puede observar que para las Zonas A y B, las formas espectrales no están claramente definidas alrededor de un solo periodo de vibración; sin embargo, para las zonas C a G, los picos espectrales están agrupados alrededor del periodo dominante del suelo. El cambio en las formas espectrales se puede atribuir a los efectos de la fuente como la magnitud y el contenido de frecuencias, así como al periodo dominante del suelo (Ordaz *et al.*, 1996).



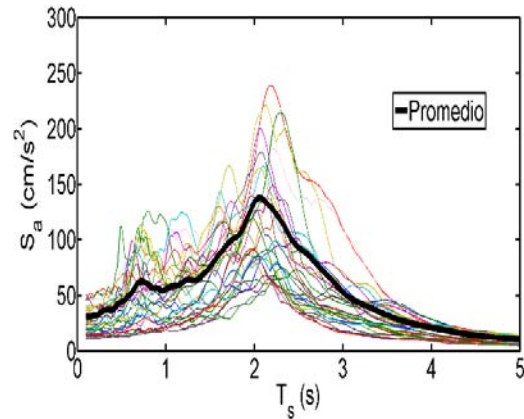
a) Zona A



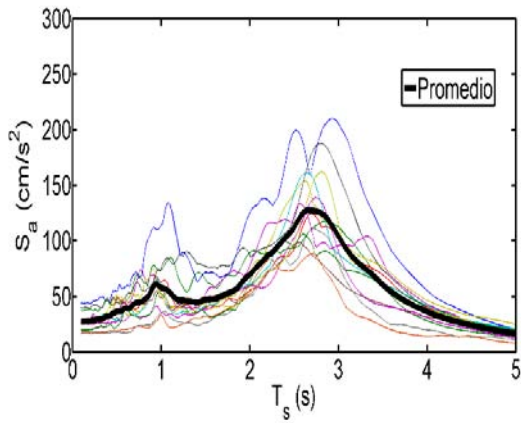
b) Zona B



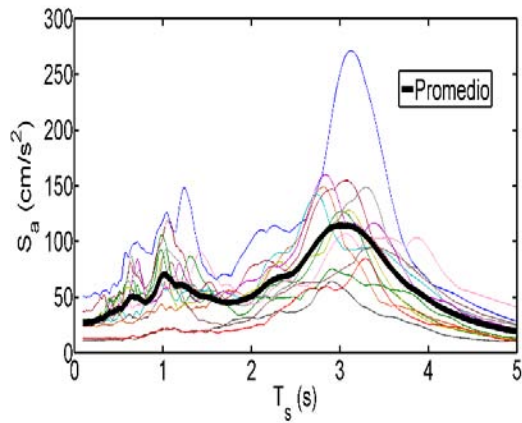
c) Zona C



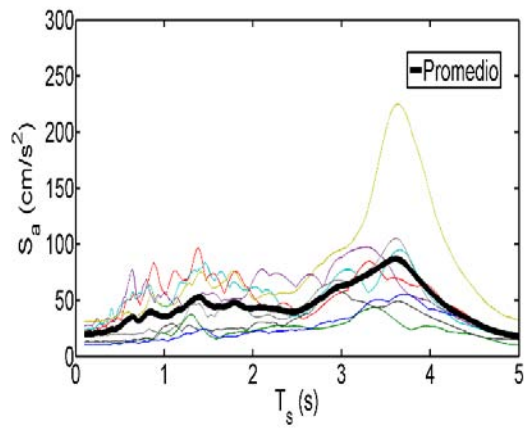
d) Zona D



e) Zona E

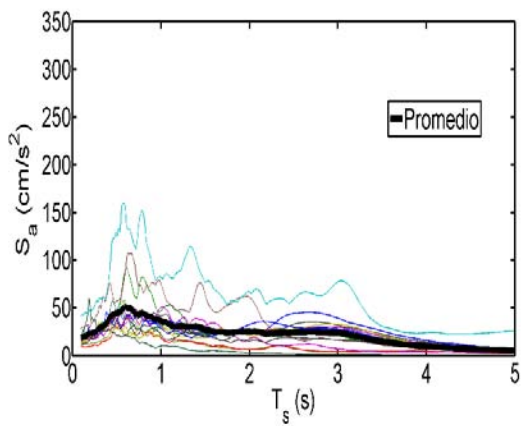


f) Zona F

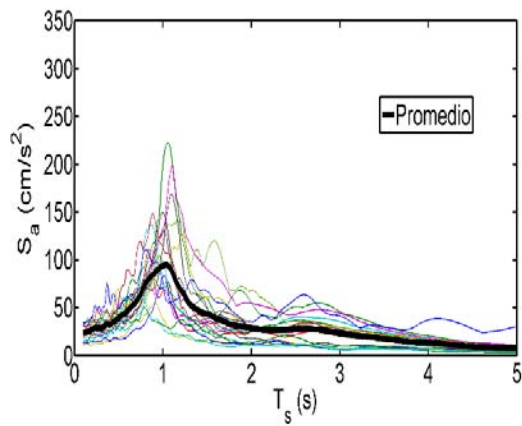


g) Zona G

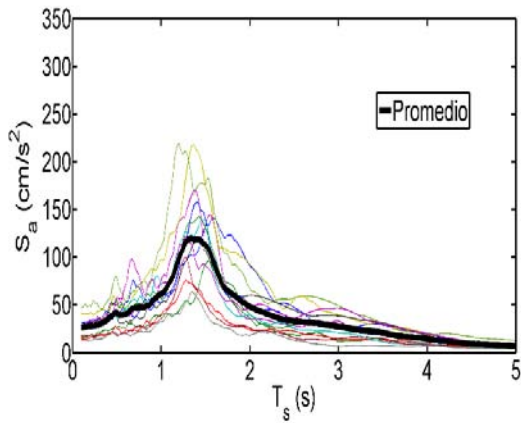
Fig. 5.2 Espectros de respuesta de pseudo-aceleración para la componente E-W de los registros sísmicos.



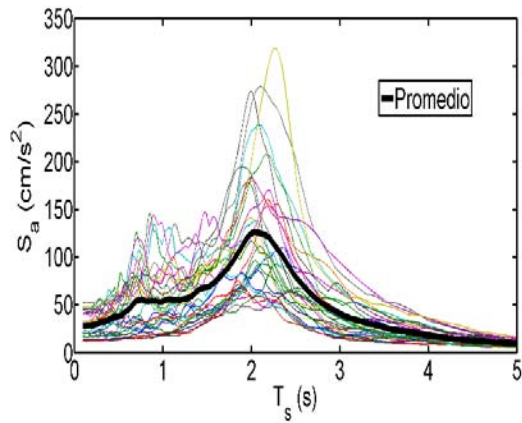
a) Zona A



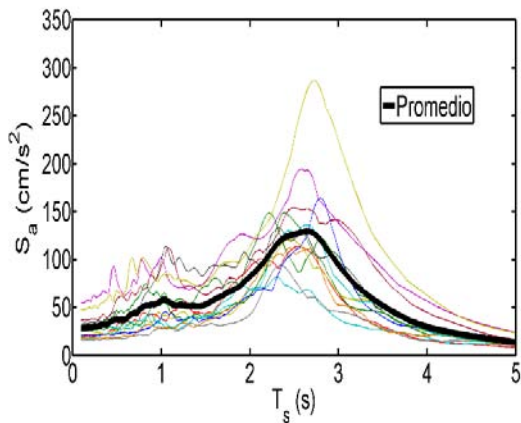
b) Zona B



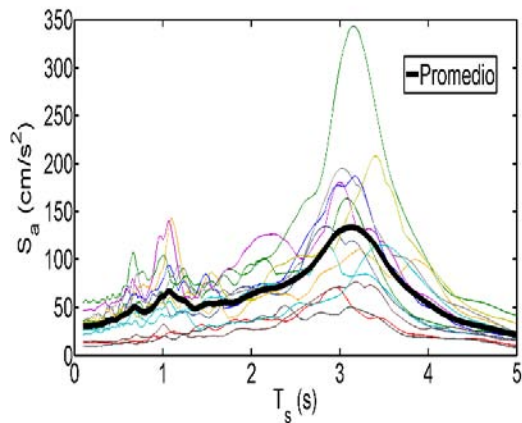
c) Zona C



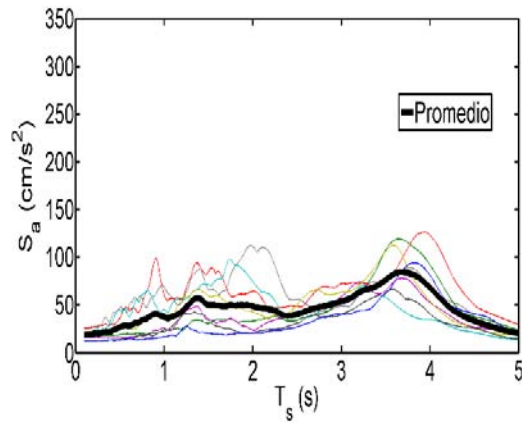
d) Zona D



e) Zona E



f) Zona F



g) Zona G

Fig. 5.3 Espectros de respuesta de pseudo-aceleración para la componente N-S de los registros sísmicos.

Las componentes  $E-W$  y  $N-S$  de los registros sísmicos se escalan en términos de la aceleración espectral en el periodo fundamental de la vibración de la estructura, usando la *media cuadrática*, de la siguiente manera:

$$S_a = \sqrt{\frac{S_{aEW}^2 + S_{aNS}^2}{2}} \quad (5.1)$$

donde  $S_{aEW}$  y  $S_{aNS}$  son las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración asociadas al periodo fundamental de vibración del sistema estructural considerado, para 5% del amortiguamiento crítico, correspondientes a las componentes  $E-W$  y  $N-S$ , respectivamente. En este estudio, los registros sísmicos se escalaron para valores de  $S_a/g$  entre 0.1 y 1.4.

## 6. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA A SISTEMAS ESTRUCTURALES UBICADOS EN LA ZONA C

En este estudio la demanda global de ductilidad de los sistemas estructurales se considera como el *parámetro de demanda estructural (PDE)* de interés. Primeramente, se obtiene la demanda de ductilidad de los sistemas en las direcciones E-W y N-S ( $\mu_x$ ,  $\mu_y$ ), considerando la acción simultánea de las dos componentes horizontales de los registros sísmicos. Para ello, se divide el máximo desplazamiento horizontal del centro de masas de los sistemas estructurales en cada una de las direcciones horizontales ( $d_x$ ,  $d_y$ ) entre el desplazamiento de fluencia,  $d_y$ , el cual se estima por medio de un análisis estático no lineal (“pushover”). La demanda global de ductilidad de los sistemas se toma como el mayor de los valores calculados en cada una de las dos direcciones horizontales, como se indica en la ec. 6.1:

$$\mu = \max(\mu_x, \mu_y) \quad (6.1)$$

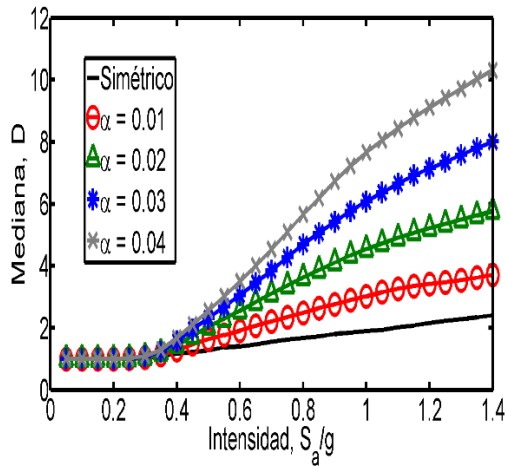
donde  $\mu_x$  y  $\mu_y$  representan a las demandas de ductilidad calculadas en las direcciones  $X$ , correspondiente a la dirección E-W y  $Y$ , correspondiente a la dirección N-S, respectivamente.

Con el fin de ilustrar la metodología, esta se aplica primeramente a sistemas estructurales localizados en una sola zona (Zona C; correspondiente a  $1s \leq T_s < 1.5s$ ), y posteriormente, se amplía a todas las zonas del valle de México que se listan en la Tabla 5.1.

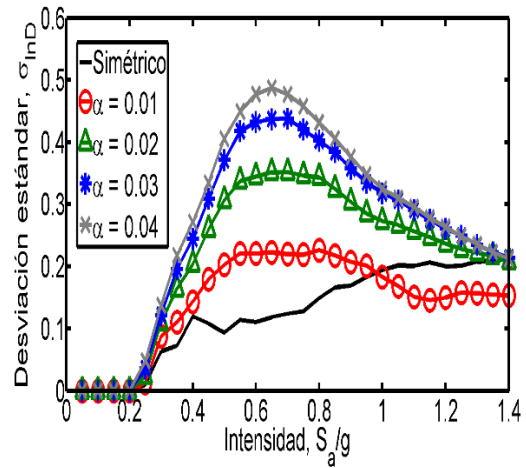


## 6.1. MEDIANA Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LOS LOGARITMOS DE LAS DEMANDAS ESTRUCTURALES

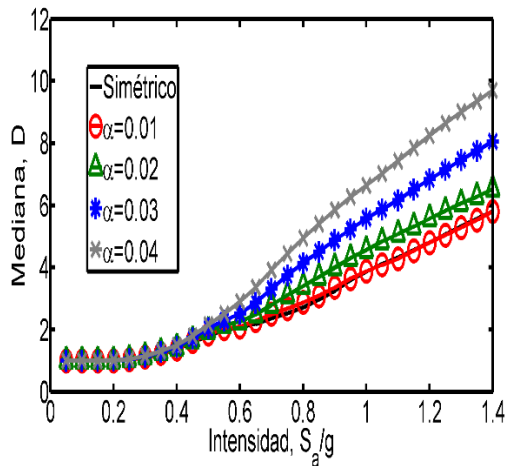
Con el fin de obtener la mediana y la desviación estándar de los logaritmos de las demandas de ductilidad se realizaron cientos de análisis sísmicos paso a paso no lineales, usando el programa Ruaumoko3D (Carr, 2011). Los sistemas se analizaron considerando diferentes características de coeficiente sísmico ( $c$ ), periodo de vibración ( $T_1$ ), y nivel de asimetría ( $\alpha$ ). Como ejemplo, la Fig. 6.1 presenta las medianas y desviaciones estándar de los logaritmos de las demandas para sistemas diseñados con  $c = 0.35$  y suponiendo varios valores de  $\alpha$ , correspondientes a periodos de vibración de  $T_1 = 1.4$  s (Figs. 6.1a y 6.1b), el cual es cercano al periodo dominante del suelo de la zona en estudio; y para un periodo  $T_1 = 2.4$ s (Figs. 6.1c y 6.1d), el cual está alejado del periodo dominante del suelo. En las figuras se puede observar que la mediana de la demanda de ductilidad se incrementa con la intensidad sísmica, como se esperaba. Además, se puede observar que para el sistema con  $T_1 = 1.4$  s (Fig. 6.1a), las demandas de ductilidad se incrementan significativamente cuando el nivel de asimetría en fluencia ( $\alpha$ ) de los sistemas aumenta. Por otra parte, el incremento en la demanda de ductilidad con el valor de  $\alpha$  del sistema con  $T_1 = 2.4$  s (Fig. 6.1c) es mucho menor. Con base en lo anterior y a partir del análisis de un gran número de sistemas estructurales se deduce que el incremento en la demanda de ductilidad global de sistemas con asimetría en fluencia es mucho mayor que aquella correspondiente a sistemas simétricos especialmente para sistemas cuyo periodo fundamental de vibración es cercano al periodo dominante del suelo. Por otra parte, la desviación estándar (Figs. 6.1b y 6.1d) no muestra una tendencia clara con la intensidad sísmica; sin embargo, en general, ésta es mayor cuando el nivel de asimetría de los sistemas aumenta, y presenta una mayor variabilidad para sistemas con periodo de vibración cercano al periodo dominante del suelo.



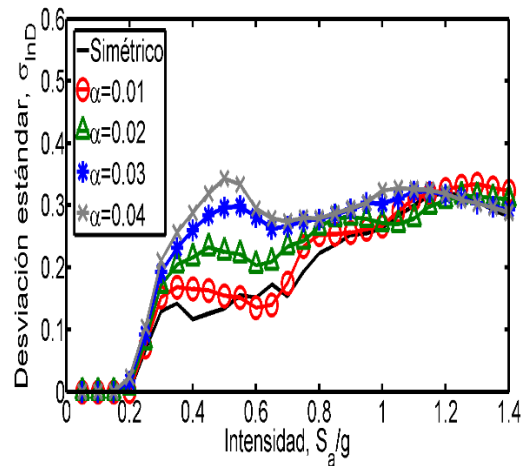
a) Mediana,  $T_1 = 1.4$  s



b) Desviación estándar,  $T_1 = 1.4$  s



c) Mediana,  $T_1 = 2.4$  s



d) Desviación estándar,  $T_1 = 2.4$  s

Fig. 6.1 Mediana y desviación estándar de los logaritmos de las demandas de ductilidad para sistemas estructurales con diferente periodo de vibración,  $c = 0.35$ , y valores de  $\alpha = 0.01, 0.02, 0.03$  y  $0.04$ .

## 6.2. CURVAS DE FRAGILIDAD Y DE PELIGRO DE DUCTILIDAD

En esta sección se obtienen curvas de fragilidad y de peligro de ductilidad (*CPD*) usando las ecs. (3.2) y (3.1), respectivamente. Las curvas se calcularon para un amplio intervalo de valores de  $c$ ,  $T_1$  y  $\alpha$ ; sin embargo, debido a que las observaciones generales son similares

para la mayoría de los casos, la discusión se presenta solamente para un sistema estructural con las siguientes características:  $c = 0.35$ ,  $T_1=1.4$  s suponiendo diferentes valores de  $\alpha$ . La Fig. 6.2 muestra las curvas de fragilidad para el sistema estructural con las características mencionadas, y para valores de demanda de ductilidad de 2, 3 y 4. Las curvas se presentan para la versión simétrica del sistema (Fig. 6.2a) y para una versión con asimetría en fluencia caracterizada por  $\alpha = 0.02$  (Fig. 6.2b). Se observa que la probabilidad de excedencia de un determinado valor de la demanda de ductilidad es mayor conforme el nivel de asimetría en fluencia del sistema aumenta. Por ejemplo, de la Fig. 6.2a (sistema simétrico), la probabilidad de excedencia para un sistema con  $\mu = 4$  es prácticamente cero para cualquier valor de la intensidad sísmica; por otra parte, para el sistema con asimetría en fluencia (Fig. 6.2b), la probabilidad de excedencia del mismo valor de ductilidad es aproximadamente de 50% para una intensidad sísmica de 0.90g. Estos resultados ilustran el hecho que los sistemas con asimetría en fluencia exhiben un desempeño sísmico inferior (en términos de la demanda global de ductilidad) que sistemas simétricos con las mismas características.

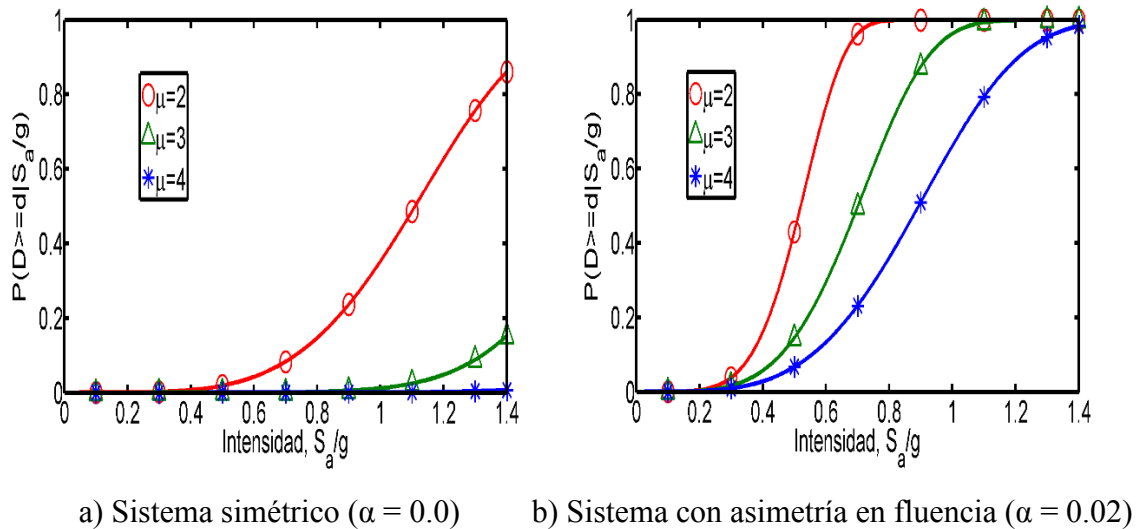


Fig. 6.2 Curvas de fragilidad para sistemas con diferentes niveles de asimetría en fluencia.

Las Figs. 6.3a y 6.3b muestran las *CPD* para sistemas con diferentes valores de  $\alpha$ . Las *CPD* representan la demanda de ductilidad esperada de los sistemas correspondiente a un valor dado de la *tasa media anual de excedencia* ( $\nu$ ). La Fig. 6.3a corresponde a un sistema con  $T_1 = 1.4s$  (que es muy cercano al periodo dominante del suelo en donde se supone ubicado el sistema, ver Fig. 5.2c y 5.3c), y la Fig. 6.3b corresponde a un sistema con  $T_1 = 2.4s$  (el cual está alejado del periodo dominante del suelo). Ambos sistemas estructurales tienen una resistencia lateral caracterizada por  $c = 0.35$ . En las figuras se puede observar que, para un valor dado de la tasa anual de excedencia, la demanda de ductilidad esperada se incrementa conforme aumenta el nivel de asimetría en fluencia de los sistemas. Este incremento es más significativo para sistemas con periodo de vibración cercano al periodo dominante del suelo. Por ejemplo, para el sistema con  $T_1 = 1.4s$  (Fig. 6.3a), y para valores de la tasa anual de excedencia de 0.008, 0.004, 0.002, y 0.001 (correspondientes a periodos de retorno  $T_r = 125, 250, 500,$  y  $1000$  años, respectivamente), las demandas de ductilidad esperada de sistemas con asimetría en fluencia son mucho mayores a las correspondientes a sistemas simétricos.

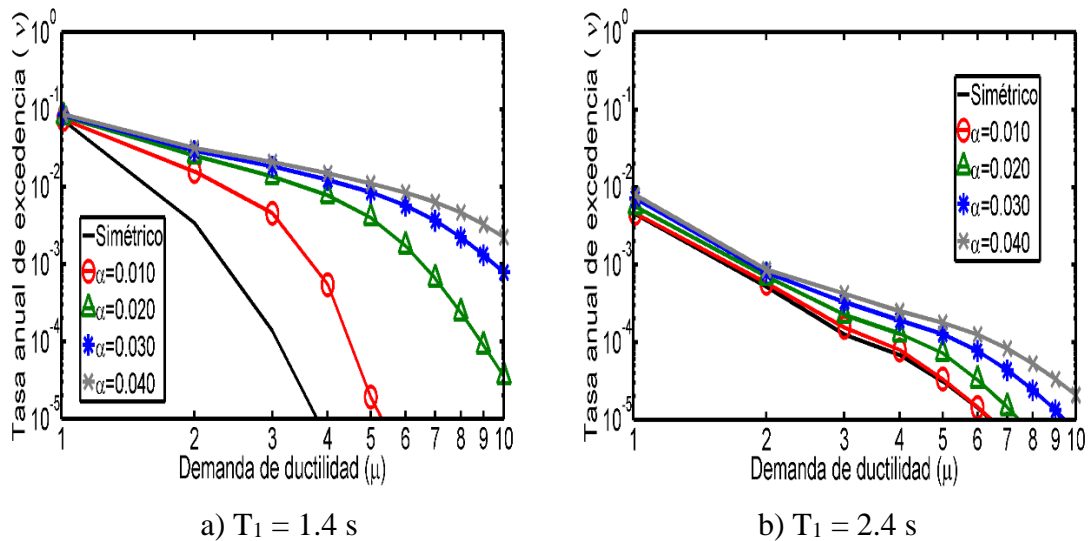
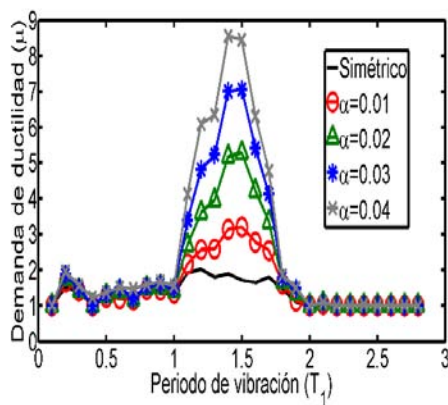


Fig. 6.3 Curvas de peligro de ductilidad para sistemas estructurales con diferentes periodos de vibración.

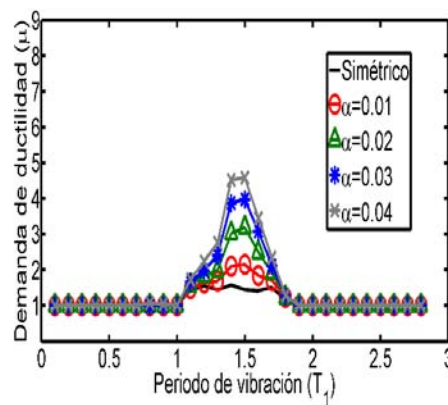
Por otra parte, para sistemas con periodo de vibración alejado del periodo dominante del suelo (Fig. 6.3b), la demanda de ductilidad es casi la misma sin importar el nivel de asimetría en fluencia del sistema, para todos los valores de  $\nu$  considerados. Los resultados anteriores indican que el efecto de la asimetría en fluencia es mucho más perjudicial para sistemas con periodos de vibración cercanos al periodo dominante del suelo, y tal efecto es mucho menor para sistemas con periodos de vibración alejados de este.

### 6.3. ESPECTROS DE TASA DE EXCEDENCIA UNIFORME DE DUCTILIDAD ( $\mu$ -ETEUE)

Una vez obtenidas las curvas de peligro de ductilidad para sistemas con diferentes valores de  $c$ ,  $T_1$  y  $\alpha$ , el siguiente paso es obtener, a partir de estas curvas, los Espectros de Tasa de Excedencia Uniforme de ductilidad ( $\mu$ -ETEUE) correspondientes a valores dados de tasa anual de excedencia. A partir de este tipo de graficas se puede deducir de manera cuantitativa el incremento en la demanda de ductilidad esperada de sistemas con asimetría en fluencia con respecto a sistemas simétricos, además de la influencia de la resistencia lateral de los sistemas en tal incremento. Las Figs. 6.4a-6.4d muestran los  $\mu$ -ETEUE obtenidos para sistemas con distintos niveles de resistencia lateral ( $c=0.3, 0.4, 0.5$  y  $0.6$ , respectivamente), asociados a una tasa anual de excedencia igual a  $0.008$ .



a)  $c = 0.30$



b)  $c = 0.40$

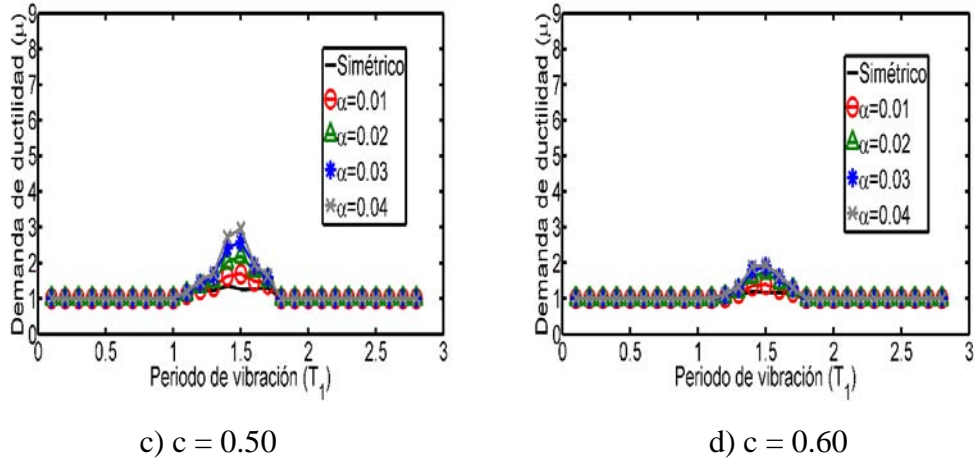


Fig. 6.4 Espectros de tasa de excedencia uniforme de ductilidad para sistemas con diferente resistencia lateral.

A partir de las figuras 6.4a, 6.4b, 6.4c y 6.4d se puede verificar de manera clara lo que ya se ha concluido anteriormente: el efecto de la asimetría en fluencia en la demanda de ductilidad esperada está relacionado a la resistencia lateral del sistema. Por ejemplo, para los sistemas con menor resistencia lateral ( $c = 0.30$ , Fig. 6.4a), se puede observar que existe un incremento importante en la demanda de ductilidad de sistemas asimétricos en fluencia en comparación a sistemas simétricos en el intervalo de periodos de vibración cercanos al periodo dominante del suelo; además, para sistemas con periodos de vibración alejados de este, existe también un incremento considerable en la demanda de ductilidad. Por otra parte, el efecto de la asimetría en fluencia en los sistemas con mayor resistencia lateral ( $c = 0.60$ , Fig. 6.4d) solamente es significativo en la zona donde el periodo de vibración es cercano al periodo dominante del suelo, mientras que, para sistemas con periodo de vibración alejado de este, el efecto de la asimetría en fluencia es casi despreciable. Para cuantificar numéricamente tal incremento, se obtuvieron relaciones de los  $\mu$ -ETEUs correspondientes a sistemas con asimetría en fluencia,  $\mu[\mu - ETEU(T_1, \nu, \alpha)]$ , con respecto a sistemas simétricos,  $\mu[\mu - ETEU(T_1, \nu, \alpha = 0)]$ , mediante la ec. (6.2):

$$R_{\mu-ETEUs} = \frac{\mu[\mu - ETEU(T_1, \nu, \alpha)]}{\mu[\mu - ETEU(T_1, \nu, \alpha = 0)]} \quad (6.2)$$

En la Fig. 6.5 se muestran los valores calculados del parámetro  $R_{\mu\text{-ETEU}}$  para los mismos casos que se muestran en la Fig. 6.4. Se puede observar que para los sistemas con  $c = 0.30$ , la demanda de ductilidad de sistemas con asimetría en fluencia es 5 veces mayor que aquella correspondiente a los simétricos, mientras que para los sistemas con  $c = 0.60$  tal incremento es solamente de 1.8 veces, esto representa una diferencia importante, la cual puede ser aún mayor para sistemas con una menor resistencia lateral.

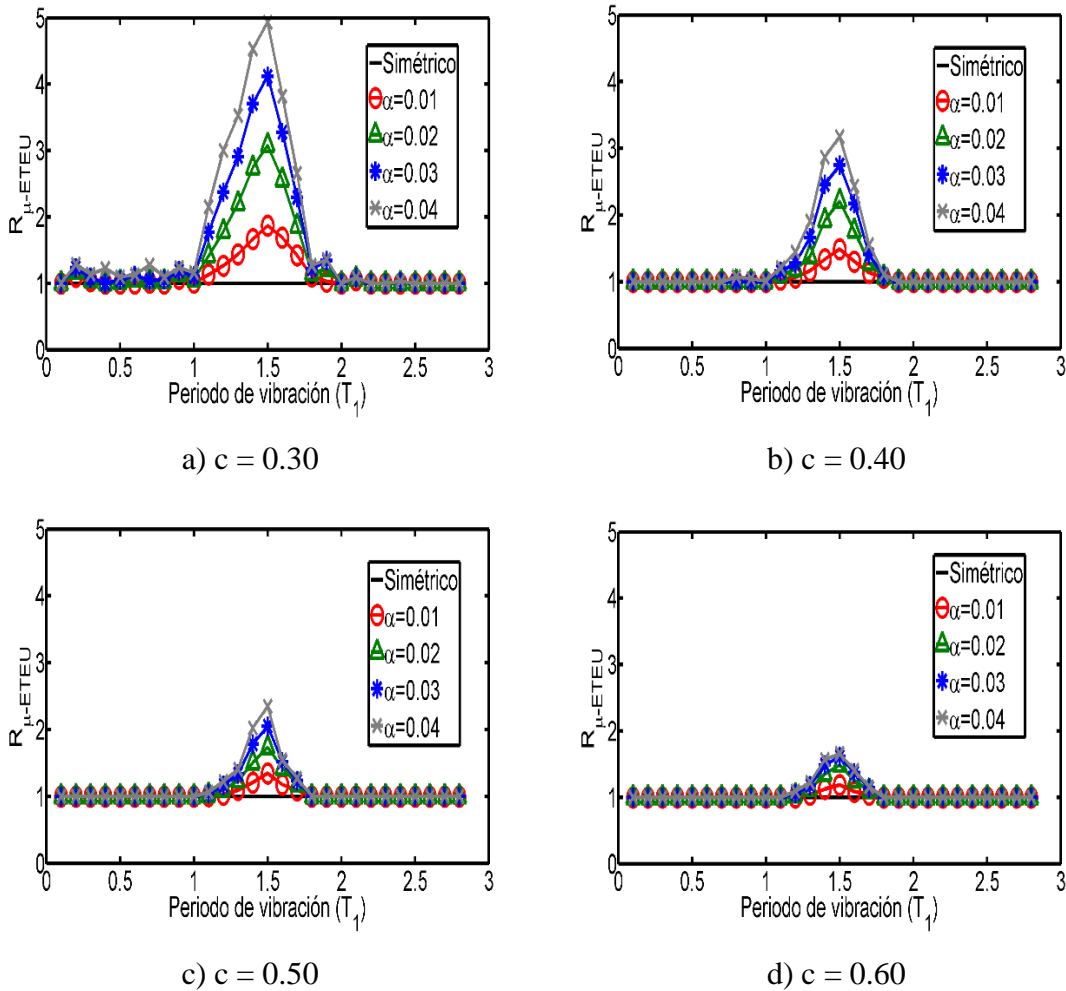
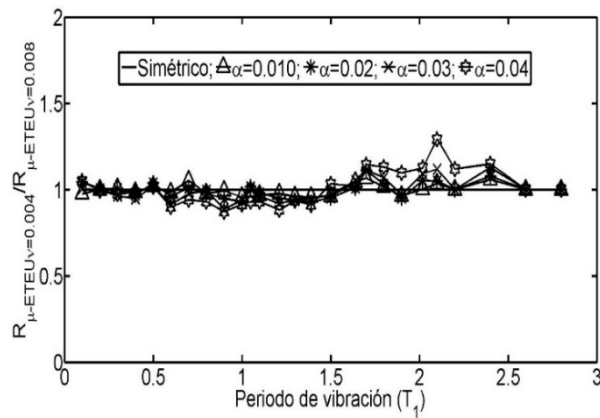


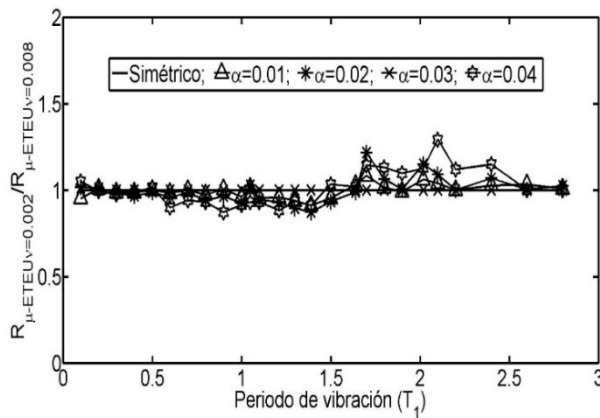
Fig. 6.5 Parámetro  $R_{\mu\text{-ETEU}}$  para sistemas con diferente resistencia lateral.

Los resultados anteriores corresponden a  $\mu\text{-ETEU}$  calculados para un valor de la tasa anual de excedencia  $\nu = 0.008$  (correspondiente a un periodo de recurrencia de 125 años). Obviamente, la demanda de ductilidad esperada de los sistemas será mayor conforme el

valor de  $\nu$  disminuya (aumente el periodo de retorno); sin embargo, las *relaciones* entre los  $\mu$ -ETEU de sistemas con asimetría en fluencia y aquellos de sistemas simétricos, se mantienen prácticamente constantes, sin importar el valor de  $\nu$  para el cual fueron calculadas. Para evidenciar esto, se estimó el parámetro  $R_{\mu\text{-E TEU}}$  para varios valores de  $\nu$  y se calcularon los cocientes  $R_{\mu\text{-E TEU}\nu=0.004} / R_{\mu\text{-E TEU}\nu=0.008}$ ,  $R_{\mu\text{-E TEU}\nu=0.002} / R_{\mu\text{-E TEU}\nu=0.008}$ , y  $R_{\mu\text{-E TEU}\nu=0.002} / R_{\mu\text{-E TEU}\nu=0.004}$ , las cuales se presentan en la Fig. 6.6 para sistemas con  $c = 0.30$ . En la figura se puede observar que los valores son cercanos a la unidad en todos los casos, lo cual indica que el incremento en la demanda de ductilidad de sistemas con asimetría en fluencia con respecto a sistemas simétricos es independiente del valor de la *tasa anual de excedencia* que se elija. Lo anterior se publicó en un artículo por Valenzuela-Beltrán *et al.*, 2018 (Ver Anexo 1).

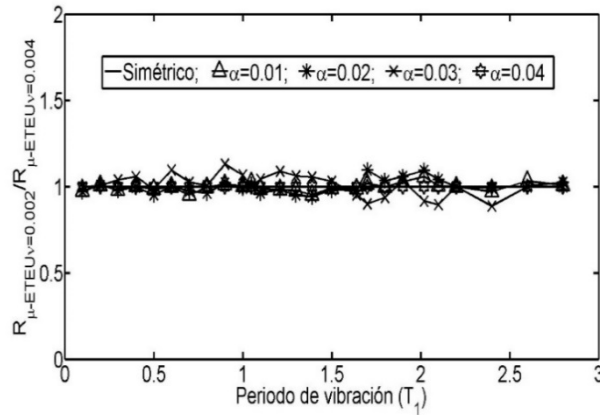


a)  $\mu\text{-E TEU}_{\nu=0.004} / \mu\text{-E TEU}_{\nu=0.008}$



b)  $\mu\text{-E TEU}_{\nu=0.002} / \mu\text{-E TEU}_{\nu=0.008}$





c)  $\mu$ -ETE $U_{v=0.002} / \mu$ -ETE $U_{v=0.004}$

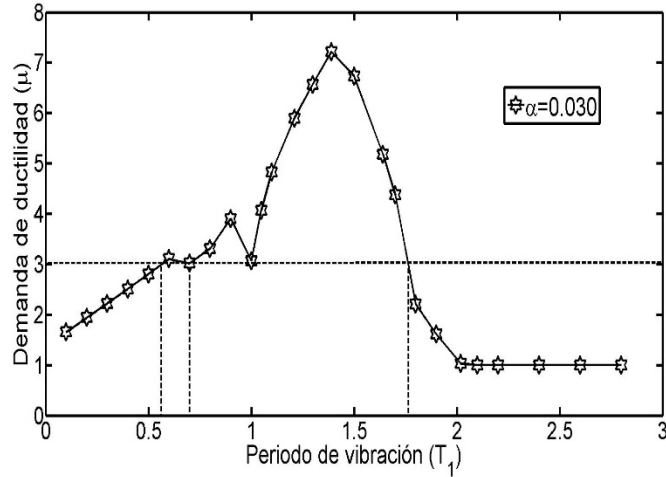
Fig. 6.6 Relaciones entre  $\mu$ -ETE $U$  correspondientes a diferentes valores de  $v$ .

## 6.4. ESPECTROS DE RESISTENCIA

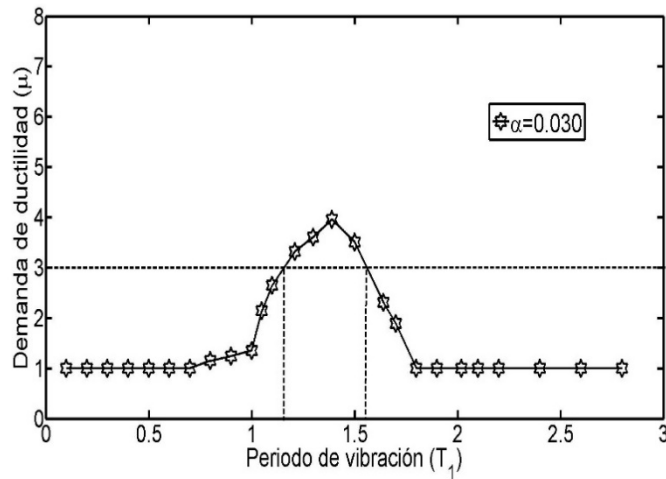
Una estructura sismo-resistente con asimetría en fluencia requiere diseñarse para una mayor resistencia lateral que la correspondiente a una estructura simétrica; por lo tanto, es necesario definir un factor de amplificación ( $FA$ ) de resistencia que permita obtener la resistencia lateral con la que deben diseñarse las estructuras con asimetría en fluencia de tal manera que la confiabilidad de ambas sea similar. Con el fin de estimar los  $FA$ , se obtuvieron espectros de resistencia (asociados a un coeficiente sísmico) para sistemas estructurales con diferentes niveles de asimetría. Para ello, fue necesario proponer el siguiente procedimiento de interpolación:

Primeramente, se selecciona del  $\mu$ -ETE $U$  un valor de la demanda global de ductilidad esperada, y por medio de interpolación lineal, se obtienen los valores correspondientes de  $T_1$  y  $c$ . Este proceso se muestra gráficamente en la Fig. 6.7 para dos sistemas con diferentes valores de resistencia lateral ( $c = 0.20$  y  $0.30$ ), y  $\alpha = 0.03$ . Se puede observar en la figura que la línea horizontal correspondiente a un valor de ductilidad global  $\mu = 3$  intercepta al  $\mu$ -ETE $U$  correspondiente al sistema con  $c = 0.20$  (Fig. 6.7a) en tres valores de  $T_1$ : 0.55,

0.70, y 1.77 s; mientras que para el sistema con  $c = 0.30$  (Fig. 6.7b), los correspondientes valores son  $T_1 = 1.17$  y 1.54 s.



a)  $c = 0.20$



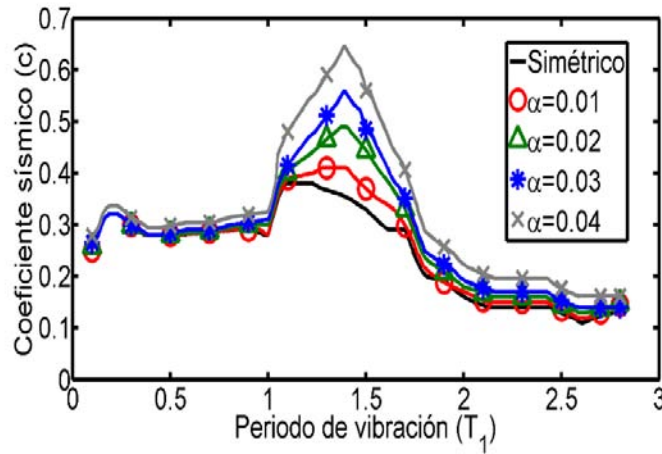
b)  $c = 0.30$

Fig. 6.7 Procedimiento de interpolación para obtener los Espectros de Resistencia ( $ER$ ).

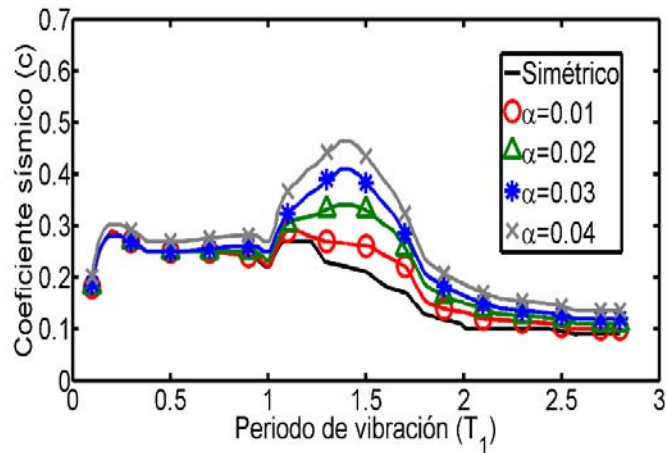
El procedimiento se aplica a los  $\mu$ -ETEUs calculados para todos los valores de coeficiente sísmico considerados ( $0.05 \leq c \leq 0.70$ ), para diferentes valores de la demanda de ductilidad esperada, y para todos los valores de  $\alpha$  de interés. Esto resultará en un conjunto de datos

$T_1$  vs  $c$  para cada valor de la demanda de ductilidad esperada (ver Fig. 6.8). Estos conjuntos de datos se denotarán en lo sucesivo como *Espectros de Resistencia (ER)*.

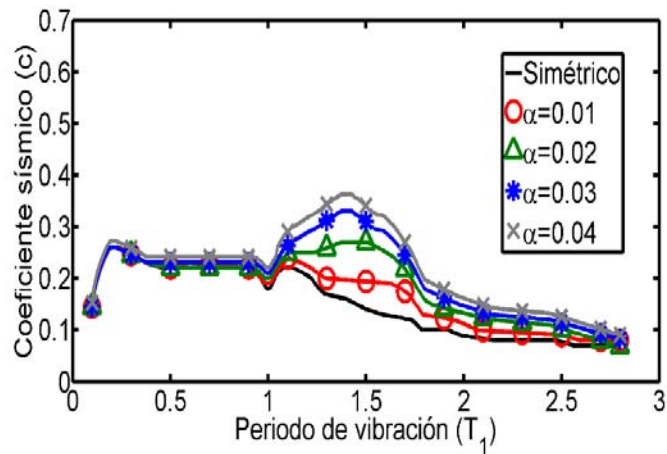
Los *ER* se utilizarán para cuantificar la resistencia adicional requerida por sistemas con asimetría en fluencia para lograr un desempeño sísmico y una confiabilidad similar al de los respectivos sistemas simétricos, en términos de la demanda global de ductilidad. Tal incremento de resistencia depende del periodo fundamental de vibración del sistema estructural y de su nivel de asimetría en fluencia. Las Fig. 6.8a-6.8c muestran los *ER* para valores de la demanda global de ductilidad de 2, 3 y 4, respectivamente. Solo se presentan los resultados correspondientes a  $v = 0.008$ , debido a que como se mencionó en la sección anterior, el incremento en la demanda de ductilidad de los sistemas con asimetría en fluencia con respecto a sistemas simétricos es independiente de la tasa anual de excedencia.



a)  $\mu = 2$



b)  $\mu = 3$



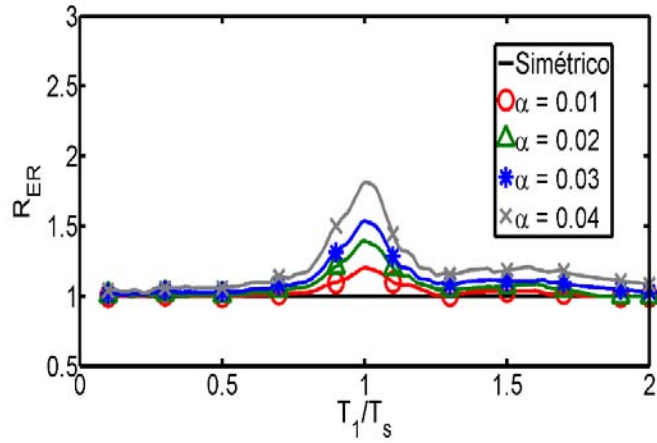
c)  $\mu = 4$

Fig. 6.8 Espectros de resistencia para diferentes valores de demanda de ductilidad, Zona C.

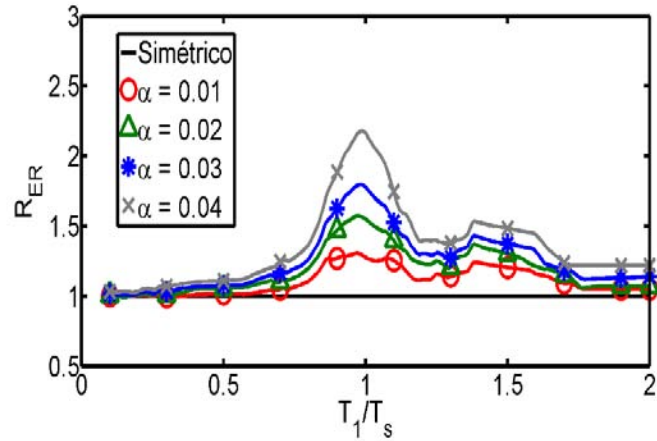
Se puede observar en la Fig. 6.8, que consistente con los resultados presentados anteriormente, el requerimiento de resistencia de sistemas con asimetría en fluencia es más importante en el intervalo de periodos de vibración que son cercanos al periodo dominante del suelo, así como para valores altos de la demanda de ductilidad.

Para expresar numéricamente ese incremento de resistencia, en lo que sigue se obtienen relaciones entre los  $ER$  de sistemas con asimetría en fluencia con los correspondientes a sistemas simétricos. Estas relaciones se representan por medio del parámetro  $R_{ER}$ , y se

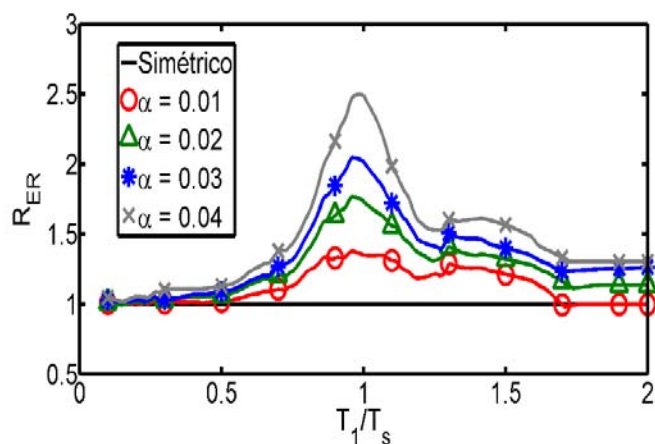
calculan por medio de la ec. 3.3. Los valores calculados del parámetro  $R_{ER}$  se presentan en la Figs. 6.9a-6.9c. Se puede notar en estas figuras que los valores de  $R_{ER}$  dependen significativamente de los siguientes parámetros: el periodo de vibración de los sistemas, el valor de  $\alpha$ , y la demanda de ductilidad. En las figuras se observa que los valores máximos obtenidos para esta zona varían entre 1.8 y 2.5 para ductilidades de 2 y 4, respectivamente.



a)  $\mu = 2$



b)  $\mu = 3$



c)  $\mu = 4$

Fig. 6.9 Valores del parámetro  $R_{ER}$  correspondientes a demandas de ductilidad de 2, 3 y 4, Zona C.

A partir de lo anterior, se puede concluir que el requerimiento adicional de resistencia de sistemas con asimetría en fluencia con respecto a sistemas simétricos es muy importante en algunos casos, particularmente cuando los sistemas estructurales reúnen las siguientes características: 1) periodo fundamental de vibración cercano al periodo dominante del suelo, 2) baja resistencia lateral, y 3) alta demanda de ductilidad.

## 6.5. EXPRESIONES MATEMÁTICAS SIMPLIFICADAS PARA OBTENER LOS FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE RESISTENCIA (FA)

Con base en los resultados correspondientes a los  $R_{ER}$  se ajustó una expresión matemática para estimar los factores de amplificación de resistencia, usando el *método de mínimos cuadrados*. La forma general de las expresiones matemáticas propuestas en este estudio es una extensión de la resultante de la investigación de Terán-Gilmore y Arroyo Espinoza (2005), la cual se basó en un *análisis de tipo estadístico* de la respuesta de S1GL sujetos a varios registros sísmicos artificiales *uni-direccionales*. En dicho estudio, los S1GL se idealizaron con una relación fuerza-deformación asimétrica (Ruiz y Rosas, 1990), y los factores de amplificación de resistencia se calcularon de acuerdo con un criterio de *daño*

constante usando el índice de daño de Park y Ang (1985). A diferencia del estudio de Terán-Gilmore y Arroyo Espinoza (2005), las expresiones propuestas en el presente estudio se basan en un *análisis de confiabilidad y riesgo sísmico* que estima la probabilidad anual de excedencia de un parámetro de demanda estructural (*PDE*), utilizando 7 conjuntos de registros acelerográficos correspondientes a las zonas en las que se dividió el valle de México. Además, las expresiones están en función de la demanda de ductilidad del sistema ( $\mu$ ), del nivel de asimetría ( $\alpha$ ), y de la relación entre el periodo fundamental del sistema y el periodo dominante del suelo ( $T_1/T_s$ ). La expresión resultante para la Zona C es como sigue:

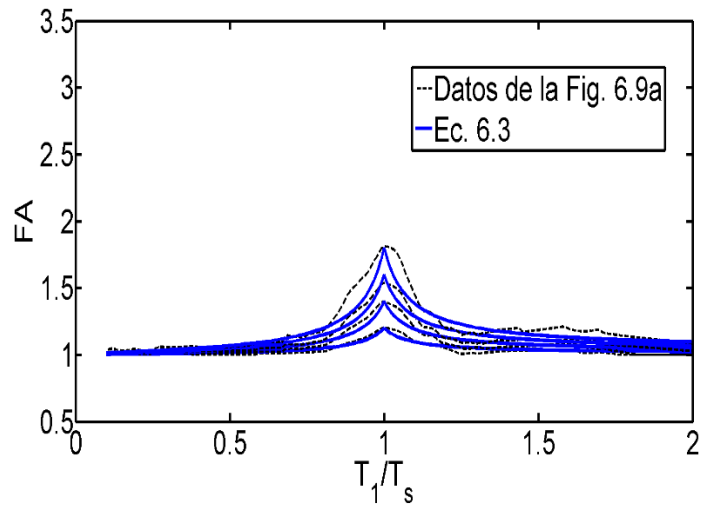
$$FA = \frac{a\left(\frac{T_1}{T_s}\right)^b}{c + \left|\frac{T_1}{T_s} - 1\right|} + d \quad (6.3)$$

donde los valores de  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  para la Zona C se presentan en la Tabla 6.1.

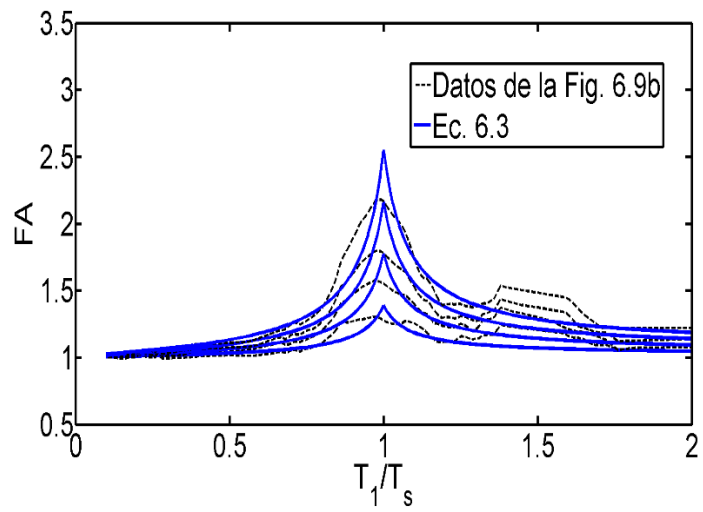
Tabla 6.1 Parámetros involucrados en la ec. 6.3 correspondientes a la Zona C

$a$	$1.5\alpha\mu - 1.4\alpha$
$b$	$0.7$
$c$	$0.08$
$d$	$1$

Las Fig. 6.10a, 6.10b, y 6.10c muestran que la ec. 6.3 se ajusta con buena aproximación a los valores del parámetro  $R_{ER}$ . Es importante mencionar que los valores de los parámetros de la Tabla 6.1 podrían ser más complejos al introducir un mayor número de variables, y consecuentemente, representar de mejor manera los datos obtenidos de los análisis; sin embargo, se considera que la expresión matemática antes propuesta (ec. 6.3) cae dentro de un contexto de diseño sísmico práctico y conduce a resultados suficientemente precisos.



a)  $\mu = 2$



b)  $\mu = 3$



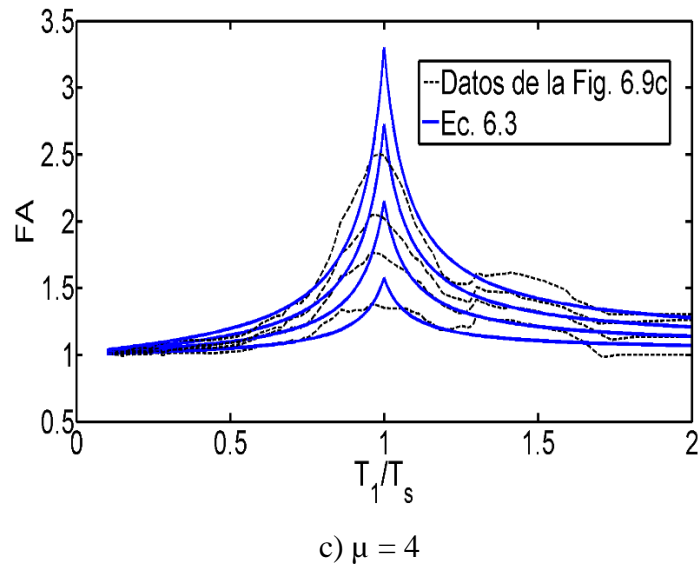


Fig. 6.10 Comparación entre los factores de amplificación de resistencia obtenidos con la ec. 6.3 con los obtenidos del análisis.

# 7. INFLUENCIA DE LAS DIFERENTES MANERAS DE COMBINAR LOS EFECTOS SÍSMICOS ORTOGONALES EN LA ESTIMACIÓN DE LOS *FA*

Los resultados que se presentaron en la sección anterior se obtuvieron de análisis sísmicos en los que se consideraron las dos componentes horizontales de los movimientos sísmicos actuando de manera simultánea, y la demanda de ductilidad global de los sistemas se obtuvo como el máximo de los valores calculados en cada una de las direcciones horizontales (ver ec. 6.1), que en lo sucesivo se le llama  $\mu_{\max 2D}$ .

Cuando se considera un análisis bi-direccional (2D), la manera de combinar las respuestas estructurales puede dar lugar a diferentes resultados. Con el objetivo de estudiar la influencia de la combinación de las demandas estructurales en la estimación de factores de amplificación de resistencia para estructuras con asimetría en fluencia, la metodología (Sección 3.2) se repitió para el mismo caso que se ilustró en la Sección 6 (Zona C), pero considerando dos conocidas reglas de combinación de efectos sísmicos: a) *La Regla Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS)*, y b) *La Regla del 30% (Rosenblueth y Contreras, 1977)*, las cuales se expresan de la siguiente manera:

Regla SRSS:

$$\mu_{SRSS} = \sqrt{\mu_x^2 + \mu_y^2} \quad (7.1)$$

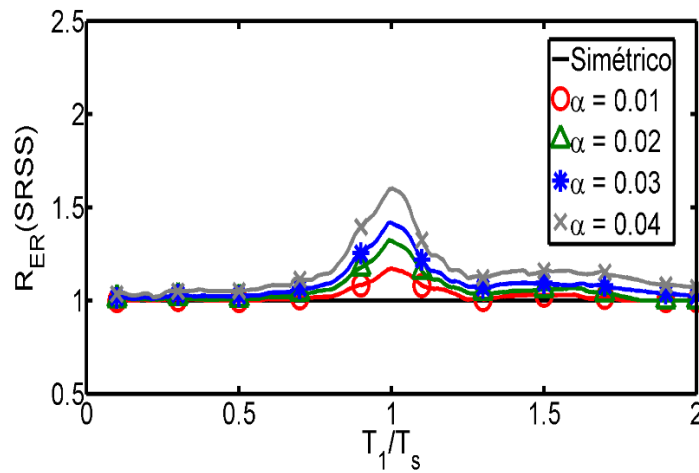
Regla del 30%:

$$\mu_1 = \mu_x + 0.30\mu_y \quad (7.2)$$

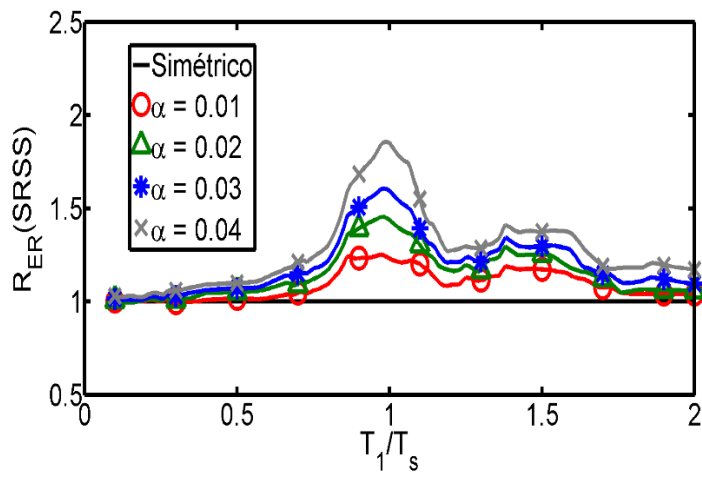
$$\mu_2 = 0.30\mu_x + \mu_y \quad (7.3)$$

$$\mu_{30\%} = \max(\mu_1, \mu_2) \quad (7.4)$$

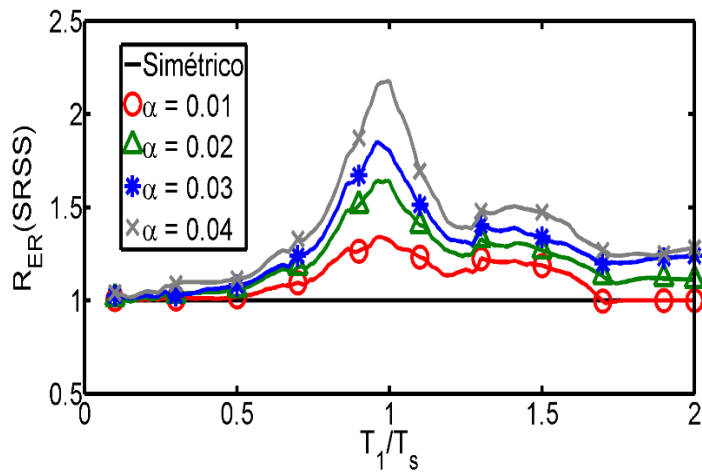
En las Figs. 7.1 y 7.2 se presentan los valores del parámetro  $R_{ER}$  obtenidos para las reglas de combinación *SRSS* y *Regla del 30%*, respectivamente, para valores de ductilidad iguales a 2, 3, y 4, todos asociados a una tasa anual de excedencia  $\nu = 0.008$ . En las figuras se puede observar que los valores son muy similares entre las dos reglas de combinación para todos los valores de la demanda de ductilidad estudiados. Por otra parte, se deduce que los valores que se obtuvieron cuando se considera la máxima demanda de las dos direcciones ortogonales (Fig. 6.9) son ligeramente más conservadores que los correspondientes a las reglas de combinación *SRSS* y *Regla del 30%*.



a)  $\mu = 2$

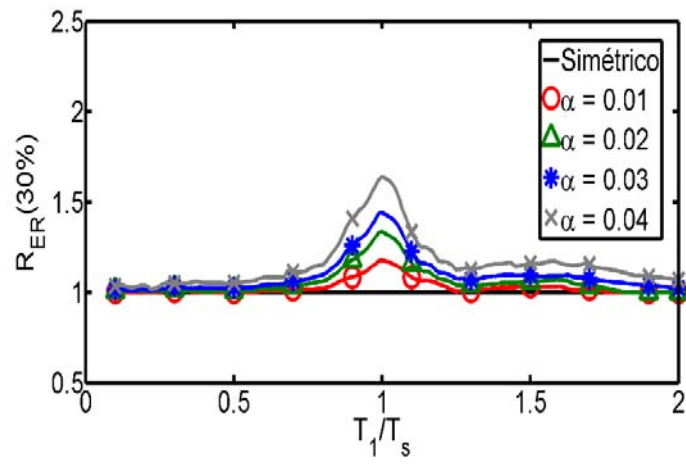


b)  $\mu = 3$

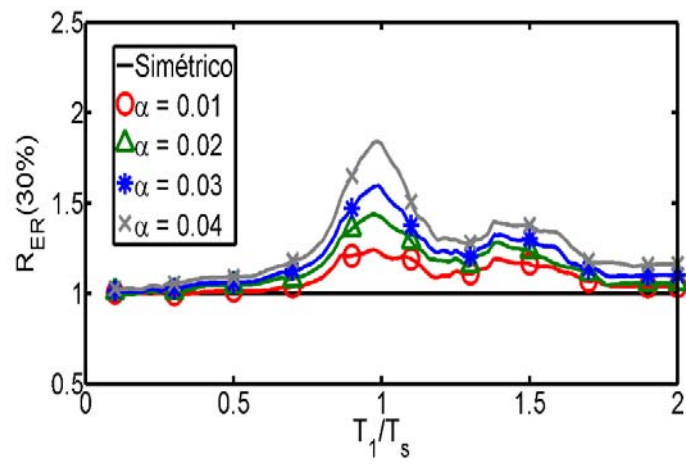


c)  $\mu = 4$

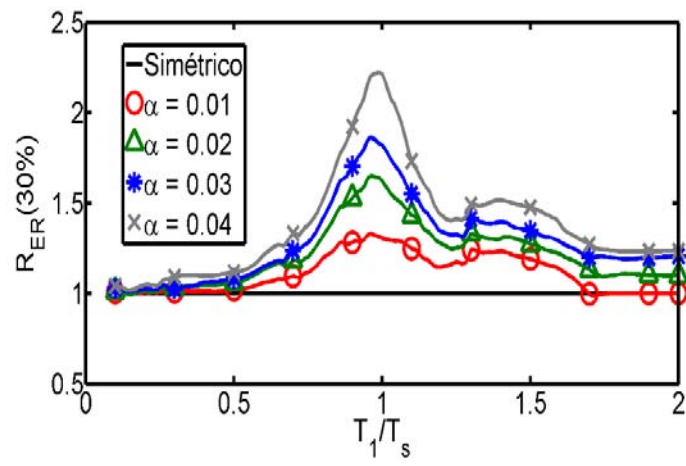
Fig. 7.1 Valores del parámetro  $R_{ER}$  correspondientes a la Regla de Combinación SRSS.



a)  $\mu = 2$



b)  $\mu = 3$



c)  $\mu = 4$

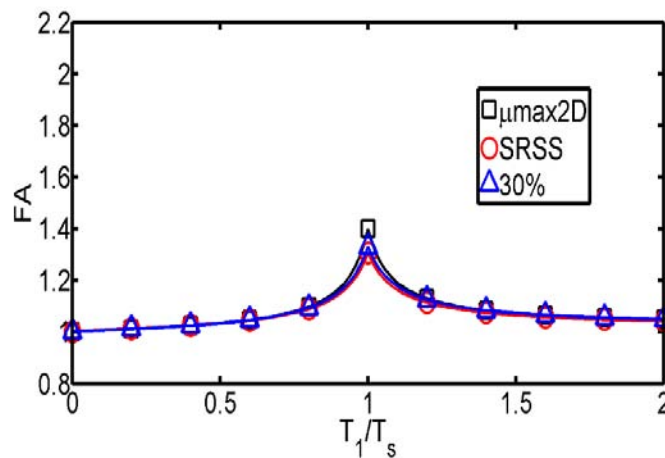
Fig. 7.2 Valores del parámetro  $R_{ER}$  correspondientes a la Regla de Combinación del 30%.

Se ajustaron los parámetros de la forma matemática dada por la ec. 6.3 a los valores del parámetro  $R_{ER}$  que se presentan en las Figs. 7.1 y 7.2. Los resultados del ajuste se muestran en la Tabla 7.1 junto con los obtenidos anteriormente para  $\mu_{\max 2D}$  (Tabla 6.1).

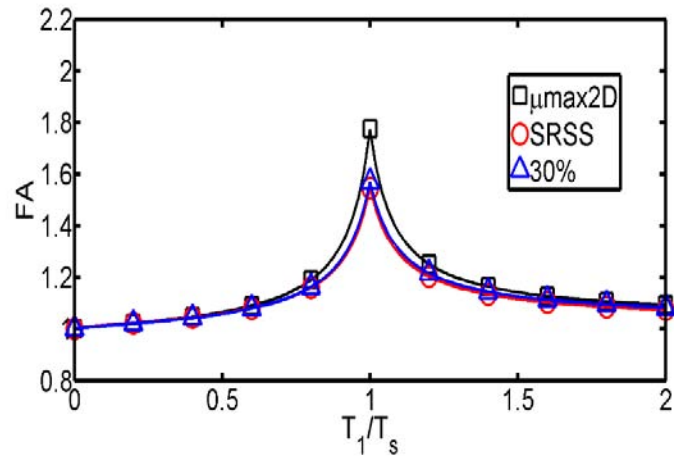
Tabla 7.1 Valores de los parámetros involucrados en la ec. 6.3, considerando varias reglas de combinación de los efectos sísmicos

Parámetro	$\mu_{\max 2D}$	SRSS	30%
$a$	$(1.5\mu - 1.4)\alpha$	$(1.2\mu - 0.87)\alpha$	$(1.2\mu - 0.75)\alpha$
$b$	0.7	0.6	0.7
$c$	0.08	0.1	0.1
$d$	1	1	1

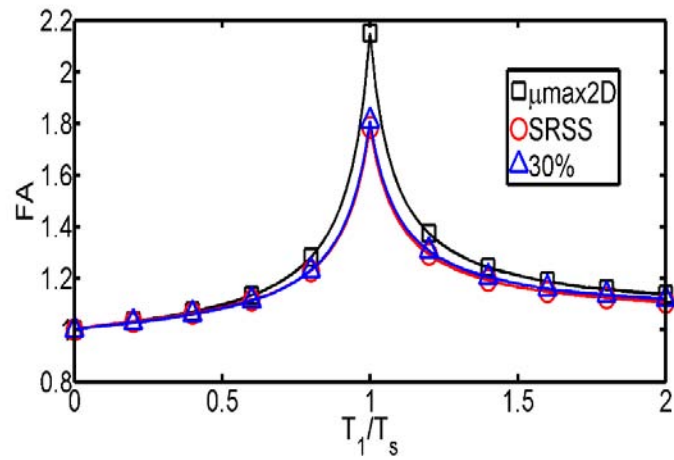
En la Fig. 7.3 se presentan los valores de los factores de amplificación obtenidos para las tres reglas ( $\mu_{\max 2D}$ , SRSS y 30%), para  $\alpha = 0.02$  y varios valores de la demanda de ductilidad. Se puede observar que los valores obtenidos con las reglas de combinación SRSS y 30% son muy similares entre sí para todos los valores de ductilidad considerados. Se puede notar que los factores de amplificación asociados a  $\mu_{\max 2D}$  son los más conservadores para todos los valores de ductilidad, así como para todas las relaciones  $T_1/T_s$  consideradas. Además, estos se vuelven más conservadores conforme aumenta la demanda de ductilidad. Es importante mencionar que estas observaciones se mantienen para otros valores de  $\alpha$  (nivel de asimetría) de los sistemas estructurales.



a)  $\mu = 2$



b)  $\mu = 3$



c)  $\mu = 4$

Fig. 7.3 Comparación entre los FA obtenidos con diferentes reglas de combinación de efectos sísmicos, para varios valores de ductilidad, y  $\alpha = 0.01$ .

Con base en los resultados anteriores, en lo sucesivo, los factores de amplificación de resistencia correspondientes a distintas zonas del valle de México se obtienen tomando como demanda estructural la máxima de las ductilidades estimadas en cada una de las dos direcciones ortogonales ( $\mu_{\max 2D}$ ).

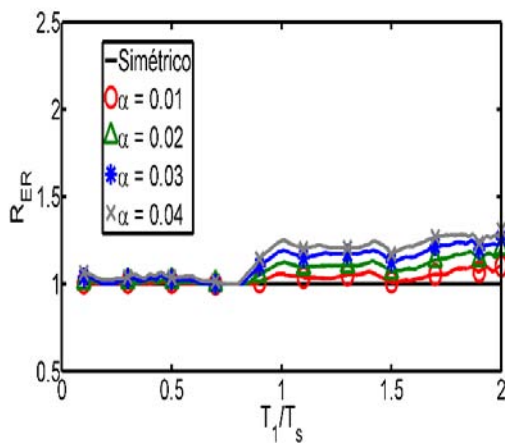
# 8. FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE RESISTENCIA PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO DEL VALLE DE MÉXICO

La metodología ilustrada en la Sección 6 se aplicó a estructuras con asimetría en fluencia, ubicadas en las diferentes zonas en las que se dividió el valle de México (ver Tabla 5.1). Las Figs. 8.1, 8.2 y 8.3 muestran relaciones  $R_{ER}$  para las Zonas A, B, C, D, E, F y G, correspondientes a valores de la demanda de ductilidad de 2, 3, y 4, respectivamente. El eje horizontal de las figuras representa la relación entre el periodo fundamental de vibración de los sistemas estructurales y el periodo dominante del suelo (el cual se definió como el valor de  $T_s$  asociado al máximo valor del espectro de respuesta promedio de pseudo-aceleración para cada zona, ver Figs. 5.2 y 5.3), correspondiente a la zona considerada; mientras que en el eje vertical se grafica el parámetro  $R_{ER}$ , el cual representa la resistencia adicional requerida por sistemas con asimetría en fluencia para lograr un desempeño sísmico y una confiabilidad estructural, en términos de la demanda global de ductilidad, equivalente a sus contrapartes simétricas en fluencia. Se presentan solamente los resultados asociados a una tasa media anual de excedencia  $\nu = 0.008$ , debido a que como se comentó antes, el incremento en la demanda de ductilidad, y consecuentemente, el requerimiento de resistencia lateral de estructuras con asimetría en fluencia es sensiblemente independiente del valor de la tasa media anual de excedencia seleccionado (Valenzuela-Beltrán *et al.*, 2018).

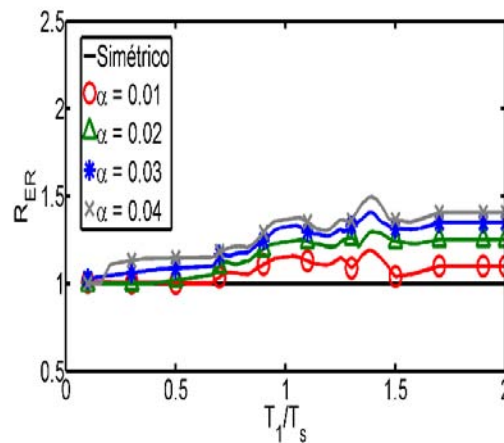


También, es importante comentar que en las Zonas *A* y *B* (suelo firme) no existe un periodo dominante del suelo; sin embargo, aquí se consideró así con el objetivo de dar un tratamiento similar (del manejo de datos) al de las demás zonas.

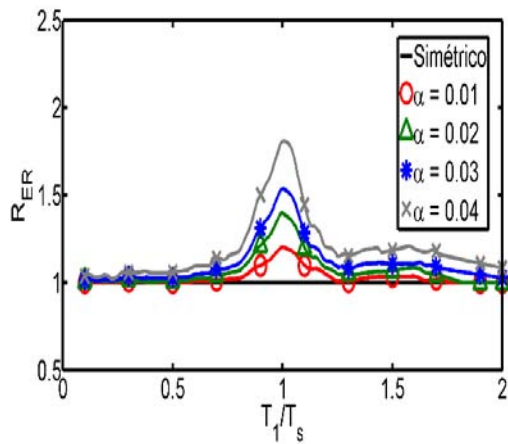
Se puede notar en las figuras que los valores del parámetro  $R_{ER}$  son mucho menores para las Zonas *A* y *B* que para las Zonas *C*, *D*, *E*, *F* y *G*, en donde el efecto de la asimetría en fluencia es más importante. Esto indica que el efecto de la asimetría en fluencia es, en general, mayor en suelos blandos que en suelos firmes; no obstante, esto no siempre se cumple, especialmente para relaciones  $T_1/T_s$  alejadas de la unidad. Por otro lado, se observa que para las Zonas *A* y *B* las formas de las gráficas son casi constantes para valores de  $T_1/T_s$  mayores que 1; sin embargo, para las demás zonas, el requerimiento de resistencia alcanza su valor máximo donde el periodo del sistema estructural es cercano al periodo dominante del suelo ( $T_1/T_s \approx 1$ ) y disminuye conforme la relación  $T_1/T_s$  se aleja de la unidad. Además, se puede notar que el valor del parámetro  $R_{ER}$  es significativamente mayor conforme aumenta la ductilidad de los sistemas; esto es, que el efecto de la asimetría en fluencia es más perjudicial en sistemas estructurales con una baja resistencia lateral. En resumen, las Figs. 8.1 a 8.3 indican que, en general, el efecto de la asimetría en fluencia es más perjudicial para sistemas estructurales localizados en suelos blandos, que tengan una baja resistencia lateral, y que presenten un periodo fundamental de vibración cercano al periodo dominante del suelo donde se ubican.



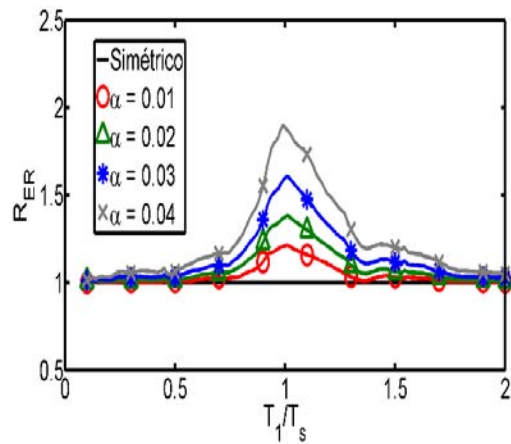
a) Zona A



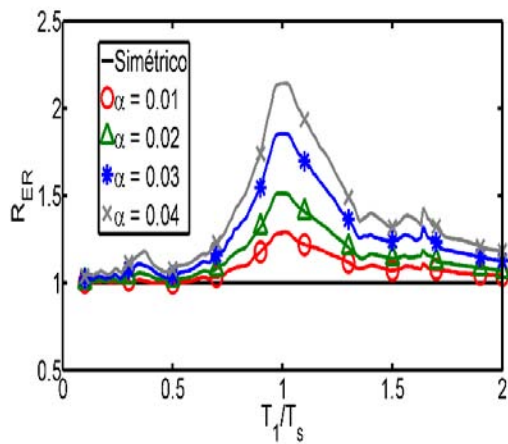
b) Zona B



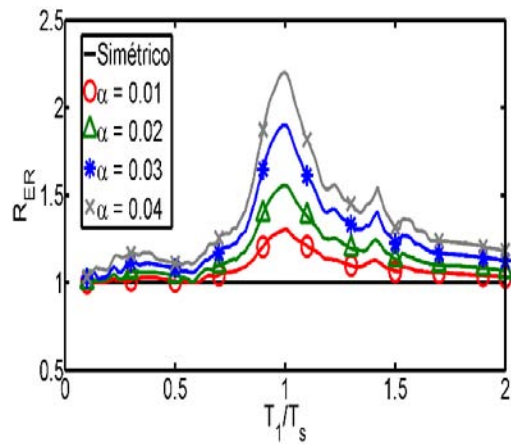
c) Zona C



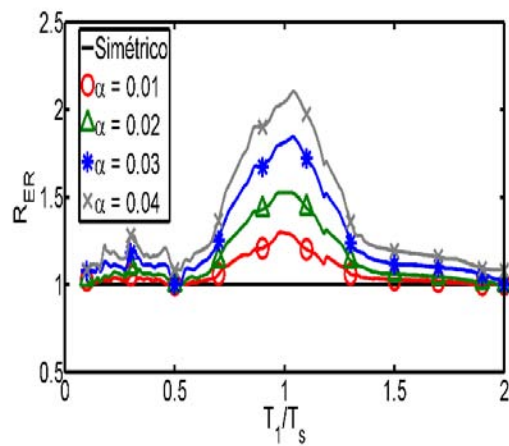
d) Zona D



e) Zona E

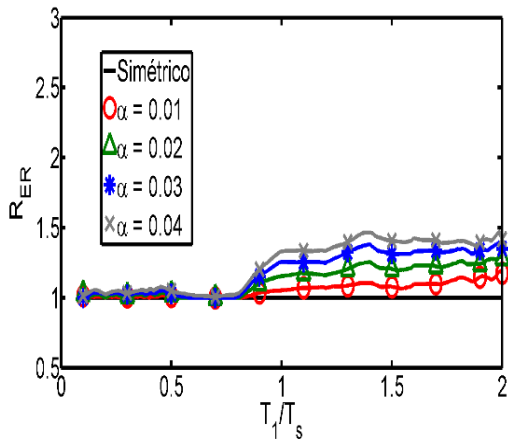


f) Zona F

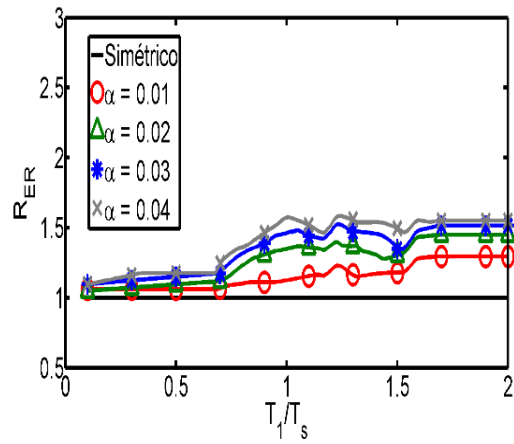


g) Zona G

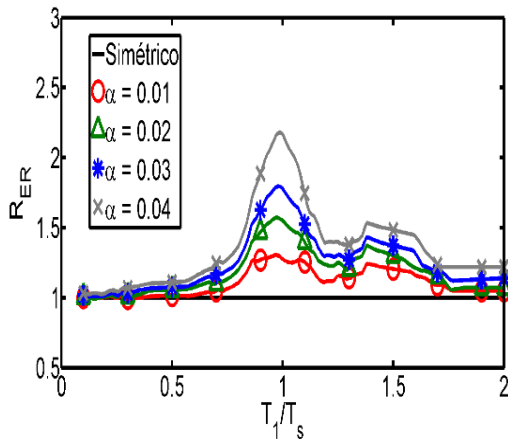
Fig. 8.1 Parámetro  $R_{ER}$  correspondiente a las 7 zonas consideradas en este estudio, para diferentes valores de  $\alpha$ , y  $\mu = 2$ .



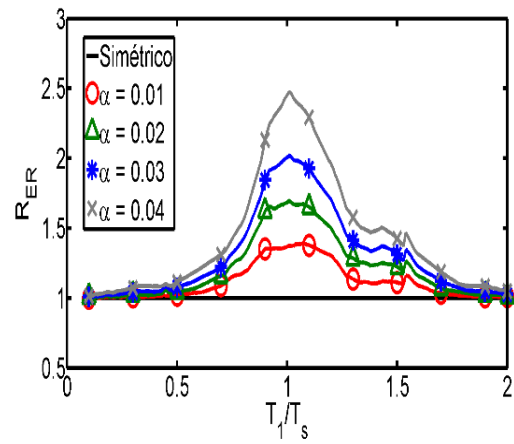
a) Zona A



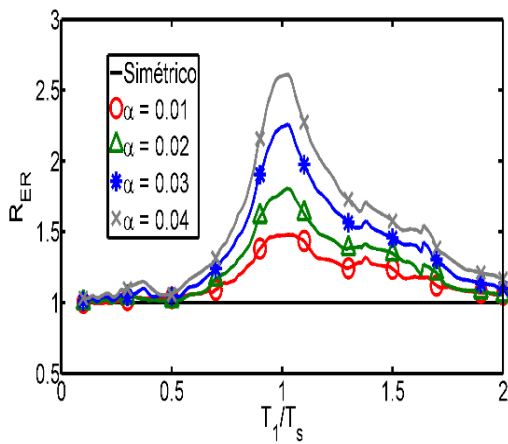
b) Zona B



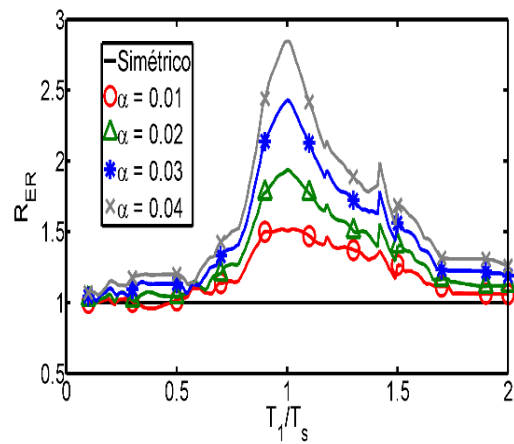
c) Zona C



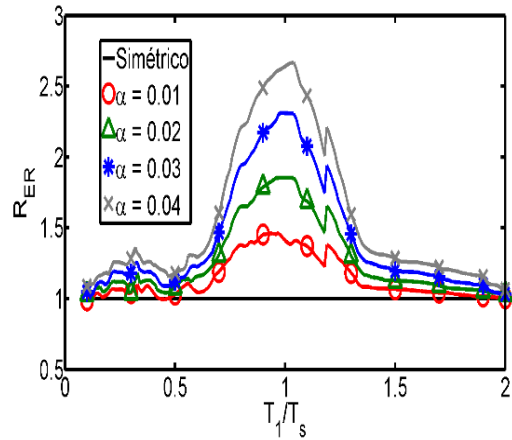
d) Zona D



e) Zona E

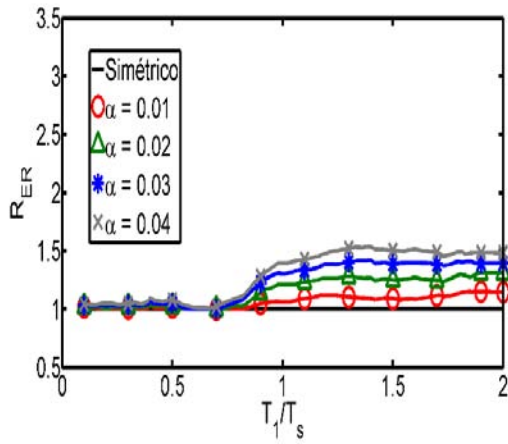


f) Zona F

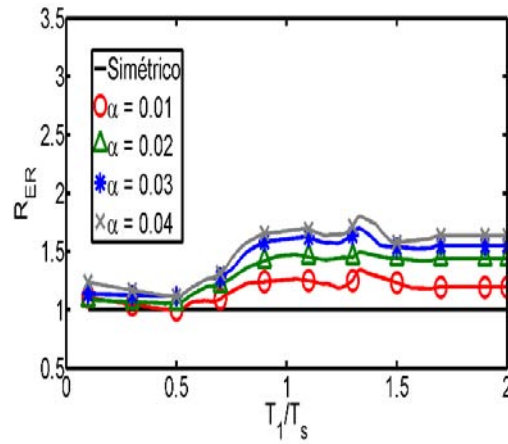


g) Zona G

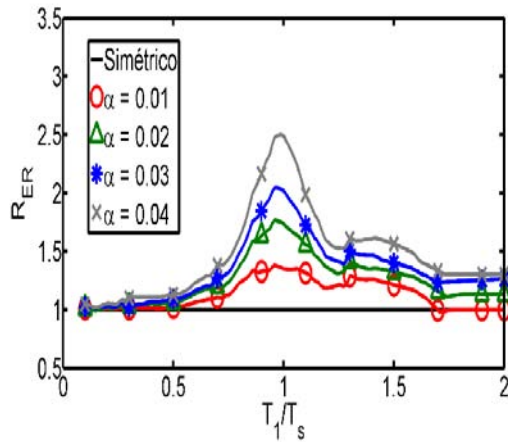
Fig. 8.2 Parámetro  $R_{ER}$  correspondiente a las 7 zonas consideradas en este estudio, para diferentes valores de  $\alpha$ , y  $\mu = 3$ .



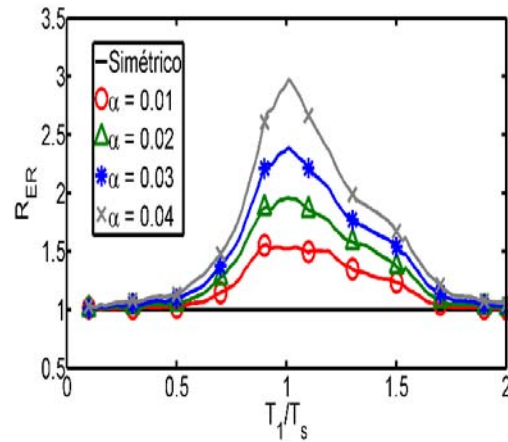
a) Zona A



b) Zona B



c) Zona C



d) Zona D

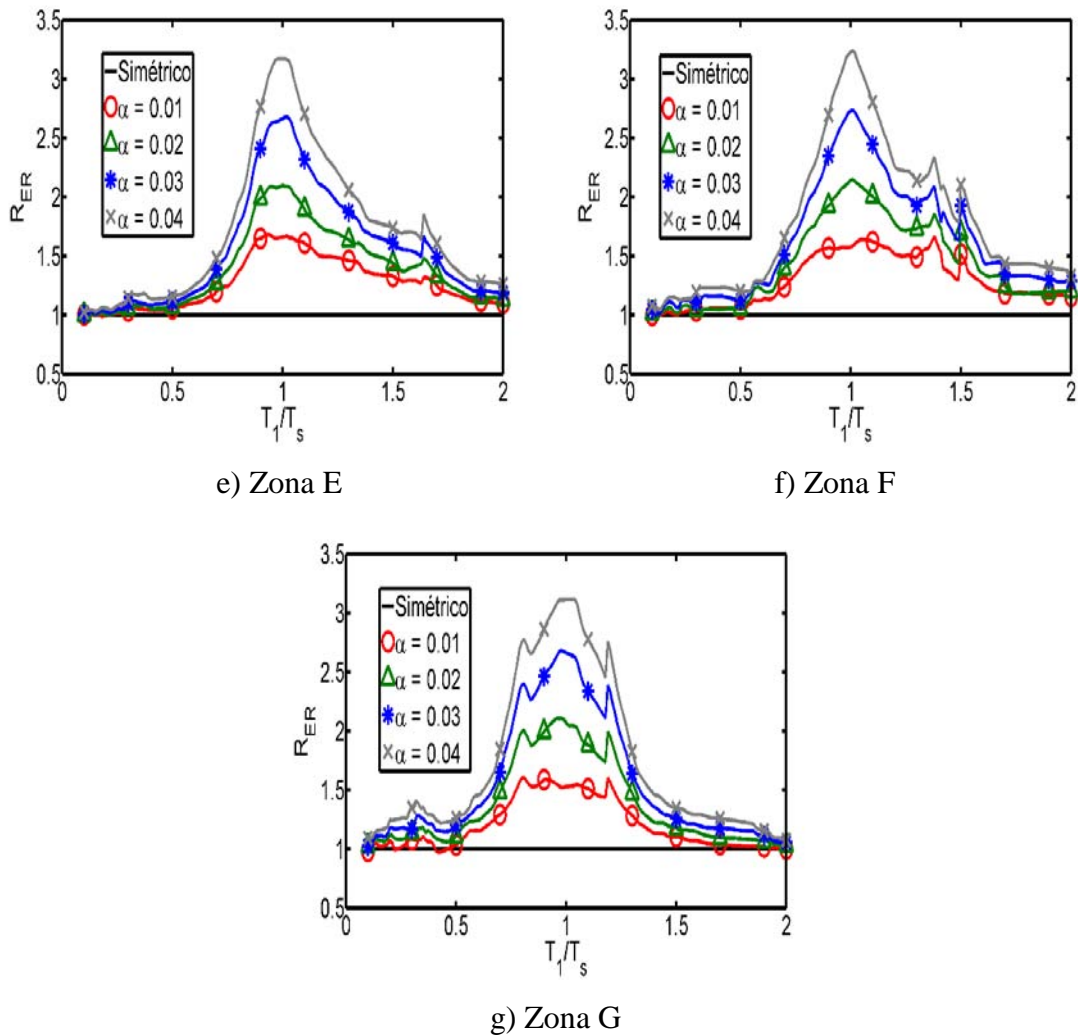


Fig. 8.3 Parámetro  $R_{ER}$  correspondiente a las 7 zonas consideradas en este estudio, para diferentes valores de  $\alpha$ , y de  $\mu = 4$ .

Una vez que la información se agrupó en las 7 categorías, se ajustaron expresiones matemáticas simplificadas a los resultados, usando el método de los *mínimos cuadrados*. Debido a que la forma de las gráficas correspondientes a suelo firme (Zonas A y B) es diferente a las asociadas a suelos intermedios y blandos (Zonas C, D, E, F, y G; ver Figs. 8.1 a 8.3), se tiene que usar una forma de ecuación distinta en ambos casos. Por lo tanto, para las zonas A y B se seleccionará la forma matemática expresada por la ec. 8.1, y para las zonas restantes, la forma de la ec. 6.3. Las formas matemáticas de estas ecuaciones son las que se especifican en el Manual de Obras Civiles: Diseño por Sismo de la Comisión

Federal de Electricidad (MOC-15); sin embargo, los valores de los parámetros ( $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$ ) que intervienen en ellas son diferentes a los que se proponen en el presente estudio.

$$FA = \frac{a\left(\frac{T_1}{T_s}\right)^b}{c + \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^b} + d \quad (8.1)$$

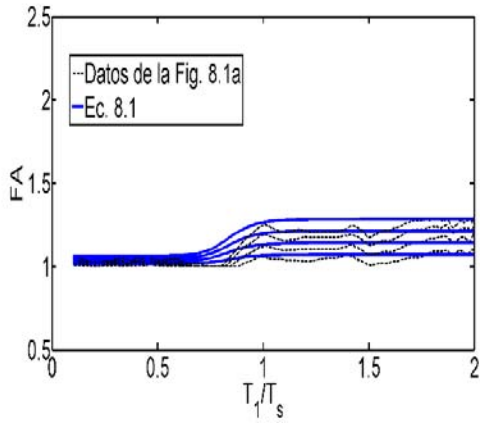
donde los valores de  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  se presentan en la Tabla 8.1 para las 7 zonas en las que se clasificó el suelo del valle de México.

Tabla 8.1. Parámetros involucrados en las ecs. 6.3 y 8.1, correspondientes a las zonas A a

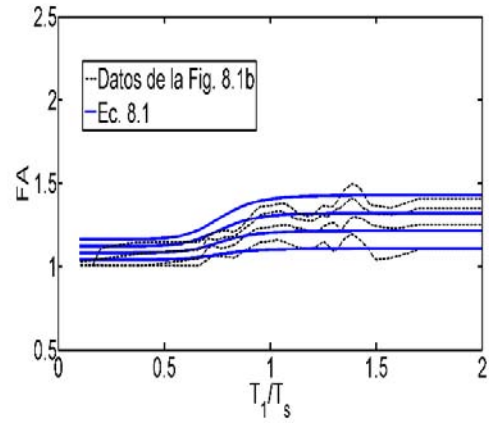
$G$					
Zona	Periodo del sitio (s)	a	b	c	d
A	$T_s \leq 0.5$	$(3.5Q-1.5) \alpha$	13.4	0.1	$1.6\alpha+1$
B	$0.5 < T_s \leq 1.0$	$(4.8Q-3) \alpha$	8.8	0.1	$4.1\alpha+1$
C	$1.0 < T_s \leq 1.5$	$(1.5Q-1.4) \alpha$	0.7	0.08	1
D	$1.5 < T_s \leq 2.0$	$(2Q-1.6) \alpha$	0.5	0.1	1
E	$2.0 < T_s \leq 2.5$	$(1.5Q+0.8) \alpha$	0.9	0.12	1
F	$2.5 < T_s \leq 3.0$	$(1.5Q+1.1) \alpha$	0.7	0.13	1
G	$3.0 < T_s \leq 4.0$	$(1.9Q-0.05) \alpha$	0.1	0.12	1

En las Figs. 8.4, 8.5, y 8.6 se comparan los resultados obtenidos con las ecs. 6.3 y 8.1 con los que se muestran en las Figs. 8.1, 8.2, y 8.3, que corresponden a los valores del parámetro  $R_{ER}$  para demandas de ductilidad de 2, 3, y 4, respectivamente. Se puede ver en las figuras que las ecs. 6.3 y 8.1 se ajustan adecuadamente a los datos del parámetro  $R_{ER}$ ; no obstante, es importante mencionar que los valores de los parámetros de la Tabla 8.1 no corresponden estrictamente a los resultados del ajuste obtenidos con el método de los *mínimos cuadrados*, debido a que las expresiones pudieran ser más complejas al introducir un mayor número de parámetros y, en consecuencia, reflejar de una mejor manera los datos obtenidos de los análisis. Por ejemplo, se puede observar que para la Zona G (8.4g, 8.5g y 8.6g) los ajustes no son tan buenos y las expresiones propuestas pueden llegar a subestimar los factores de amplificación de resistencia; sin embargo, estas imprecisiones son necesarias para mantener la aplicación práctica de las expresiones resultantes. Tomando

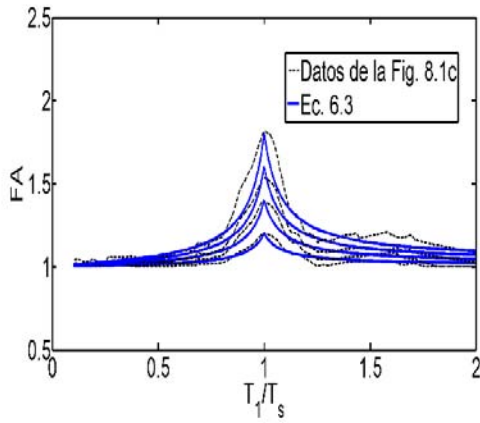
en cuenta lo anterior, el autor considera que las expresiones matemáticas propuestas en este estudio son simples y conducen a resultados suficientemente precisos que caen dentro de un diseño sísmico práctico.



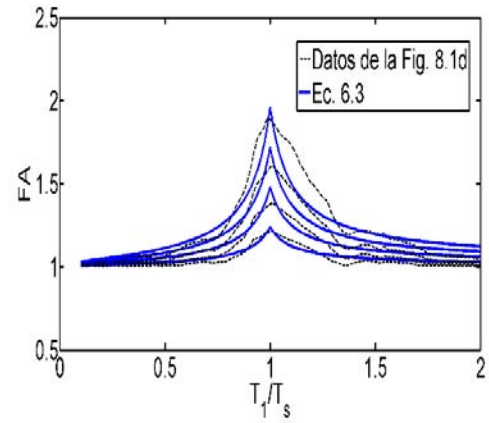
a) Zona A



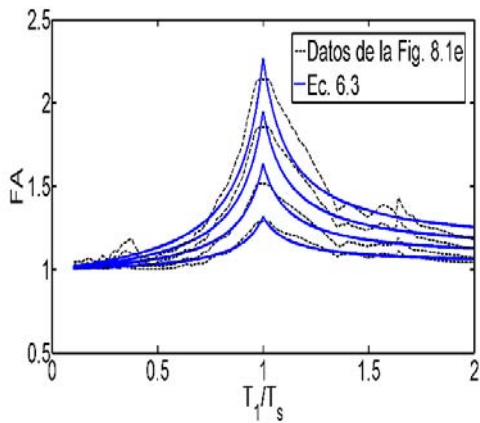
b) Zona B



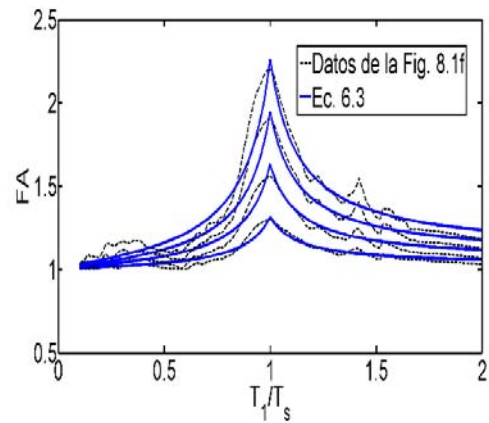
c) Zona C



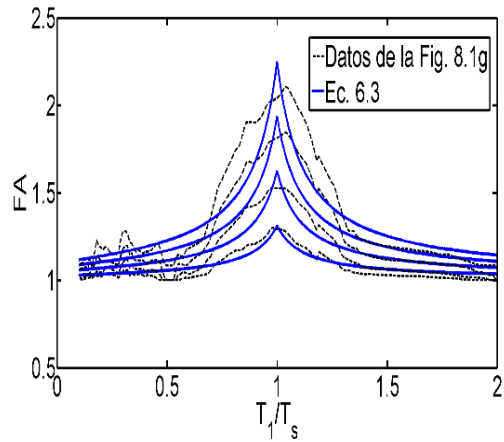
d) Zona D



e) Zona E

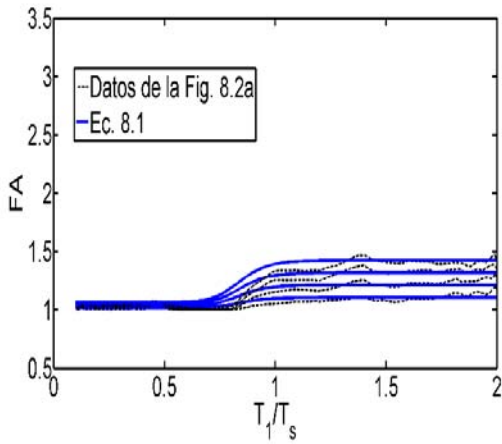


f) Zona F

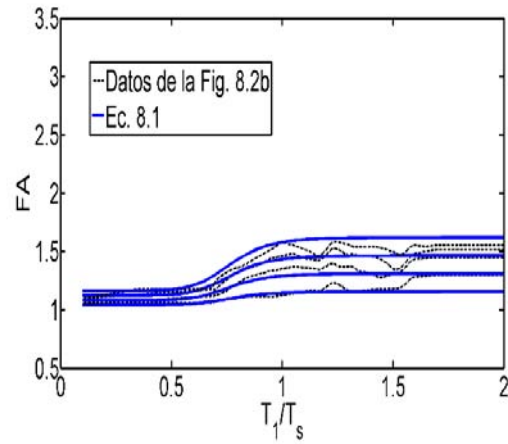


g) Zona G

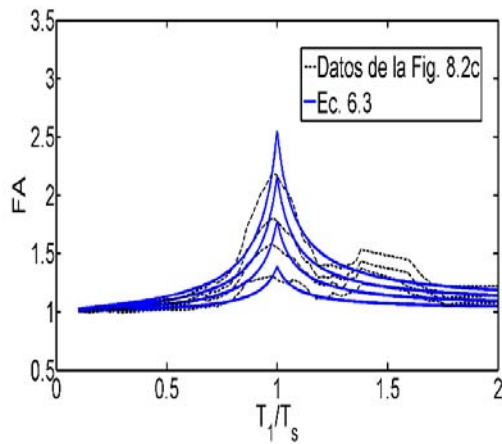
Fig. 8.4 Comparación de los valores obtenidos con las ecs. 6.3 y 8.1 con los de la Fig. 8.1, correspondientes a una demanda de ductilidad  $\mu = 2$ .



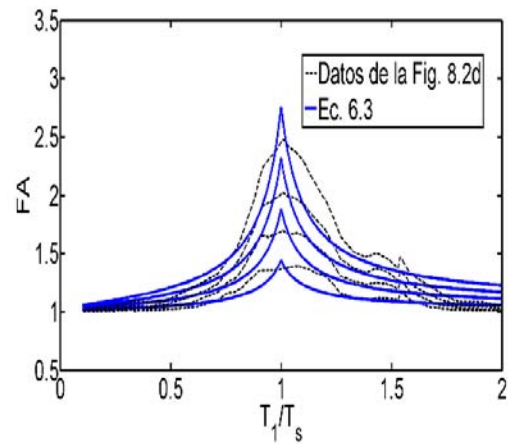
a) Zona A



b) Zona B

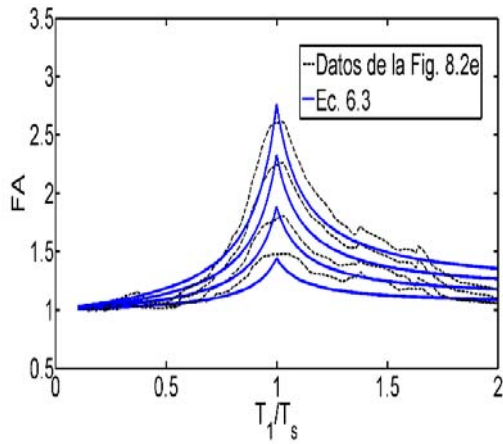


c) Zona C

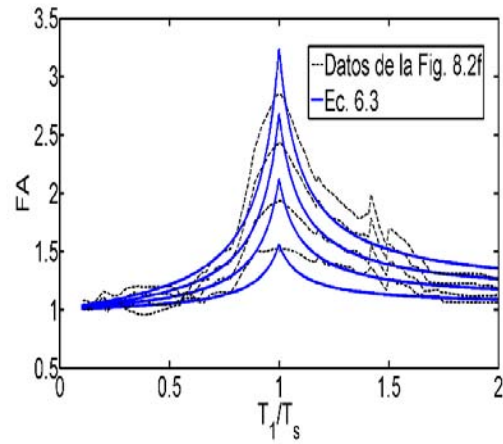


d) Zona D

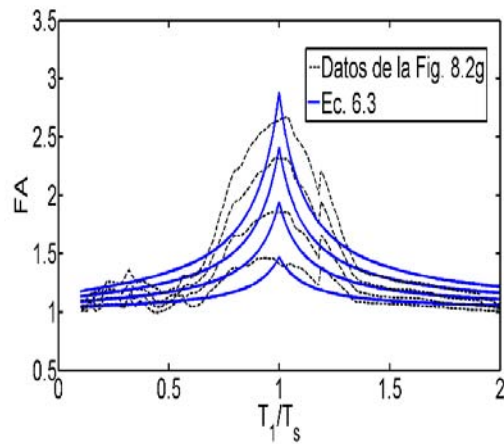




e) Zona E

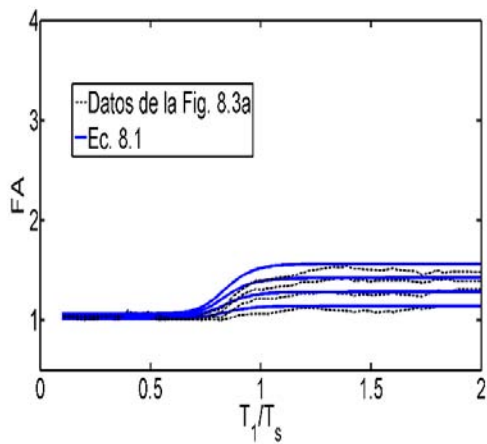


f) Zona F

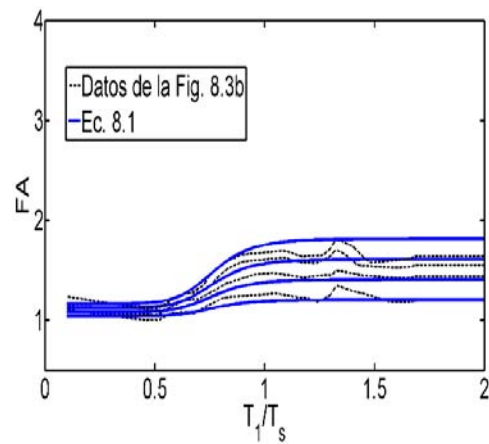


g) Zona G

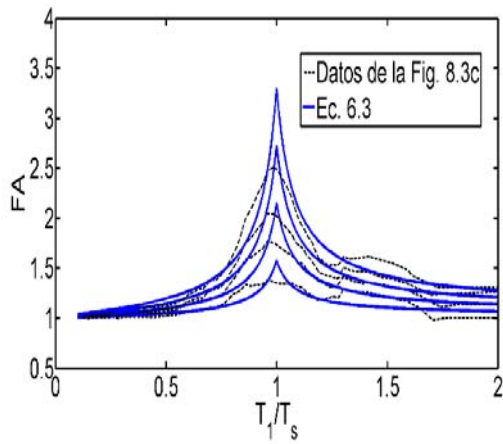
Fig. 8.5 Comparación de los valores obtenidos con las ecs. 6.3 y 8.1 con los de la Fig. 8.2, correspondientes a una demanda de ductilidad  $\mu = 3$ .



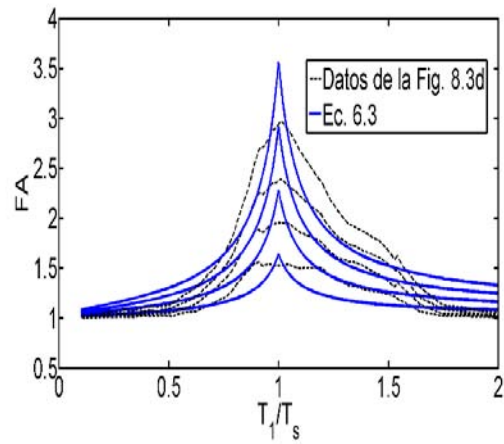
a) Zona A



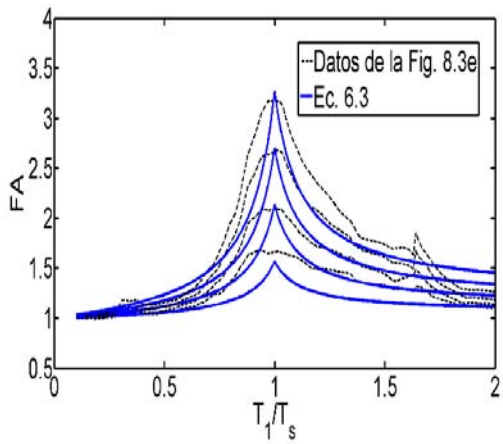
b) Zona B



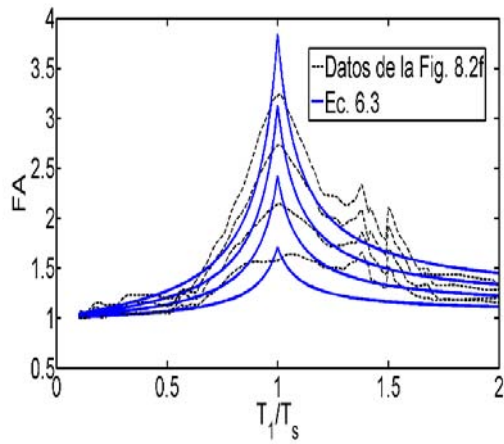
c) Zona C



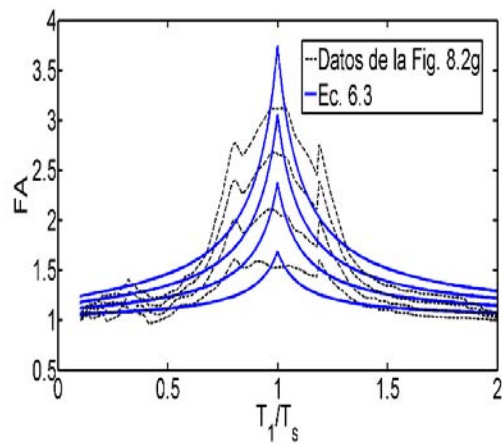
d) Zona D



e) Zona E



f) Zona F



g) Zona G

Fig. 8.6 Comparación de los valores obtenidos con las ecs. 6.3 y 8.1 con de la Fig. 8.3, correspondientes a una demanda de ductilidad  $\mu = 4$ .

## 8.1 COMPARACIÓN DE LAS EXPRESIONES MATEMÁTICAS PROPUESTAS EN ESTE ESTUDIO CON LAS ESPECIFICADAS EN LAS NTCDS-2004 Y EN EL MOC-15

En esta sección se comparan los valores del factor de amplificación ( $FA$ ) de resistencia obtenido con las ecuaciones propuestas en este estudio con las que actualmente recomiendan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2004) del Reglamento de Construcciones del D. F. (2004) y, alternativamente, con las del Manual de Obras Civiles: Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-2015). La comparación se hace para un intervalo de relaciones  $T_1/T_s$  entre 0.1 y 2.0, considerando diferentes valores de ductilidad ( $\mu = 2, 3, \text{ y } 4$ ), y un nivel de asimetría  $\alpha = 0.02$ . Antes de discutir los resultados de las comparaciones es necesario mencionar que las expresiones propuestas en este estudio se obtuvieron mediante un análisis de *confiabilidad* tomando la ductilidad máxima como parámetro de desempeño de los sistemas estructurales, mientras que las expresiones recomendadas en el MOC-2015 se propusieron de acuerdo a un criterio de daño constante usando el índice de daño de Park y Ang (Terán y Arroyo, 2005); por otro lado, la expresión recomendada en las NTCDS-2004 se derivó de un criterio de ductilidad constante y juicio ingenieril.

En las Figs. 8.7 a 8.9, se puede observar que, para suelo firme (Zonas A y B), la expresión recomendada por las NTCDS-2004 es más conservadora que las expresiones propuestas en este estudio para todo el intervalo de relaciones  $T_1/T_s$ . También, se puede apreciar que para suelos intermedios y suelos blandos (Zonas C, D, E, F, y G), la expresión recomendada en las NTCDS-2004 conduce a resultados conservadores solo para relaciones  $T_1/T_s$  alejadas de la unidad; sin embargo, se subestiman de manera importante los factores de amplificación de resistencia para estructuras cuyo periodo fundamental de vibración está cercano al periodo dominante del suelo ( $T_1/T_s \approx 1$ ). Los resultados indican que esta subestimación puede ser mayor a 100% (dependiendo del nivel de asimetría y la ductilidad). Por otra parte, se puede notar que el factor recomendado por las NTCDS-2004 es constante para todos los valores de  $T_1/T_s$ , es decir, ignora que el efecto de la asimetría

en fluencia es más perjudicial para estructuras con periodo de vibración cercano al periodo dominante del suelo, ni que dicho efecto es, en general, mayor en suelos blandos que en suelos firmes.

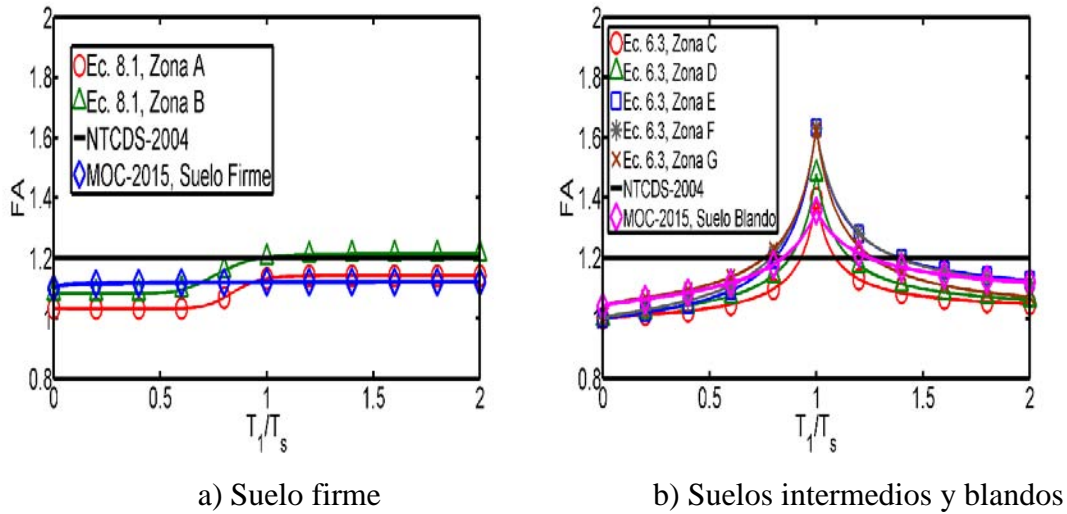


Fig. 8.7 Comparación entre los valores obtenidos con las expresiones aquí propuestas con las recomendadas en las NTCDS-2004 y en el MOC-2015, considerando  $\alpha = 0.02$  y  $\mu = 2$ .

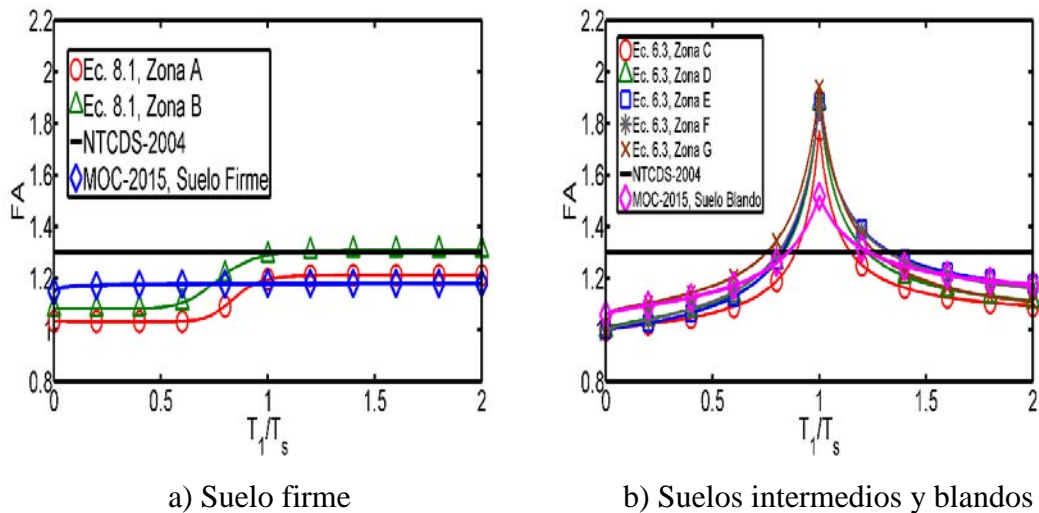


Fig. 8.8 Comparación entre los valores obtenidos con las expresiones aquí propuestas con las recomendadas en las NTCDS-2004 y en el MOC-2015, considerando  $\alpha = 0.02$  y  $\mu = 3$ .

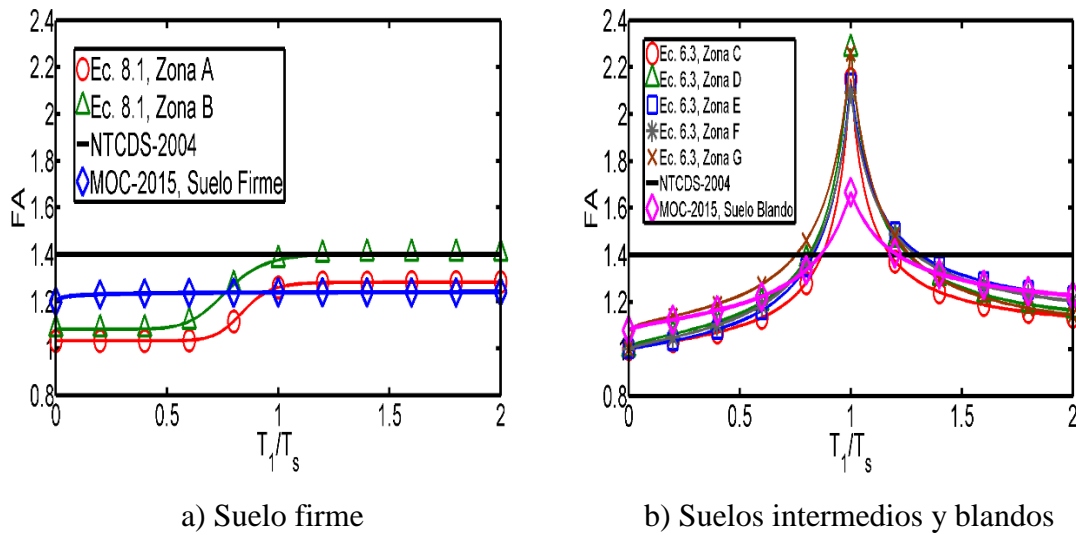


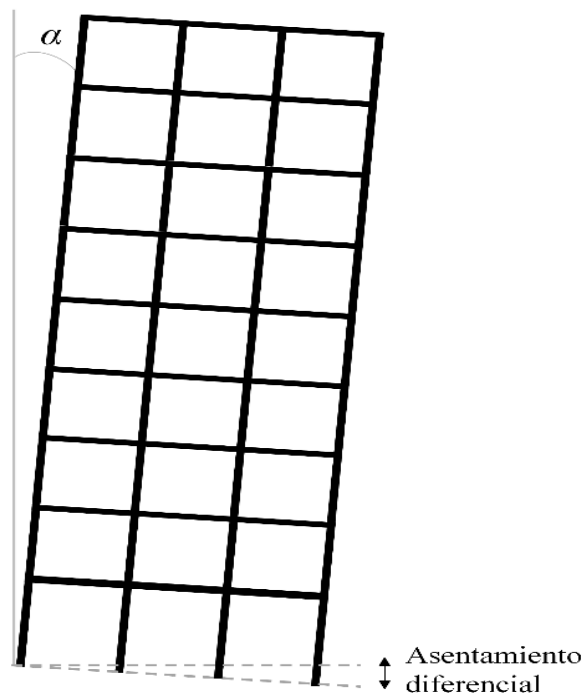
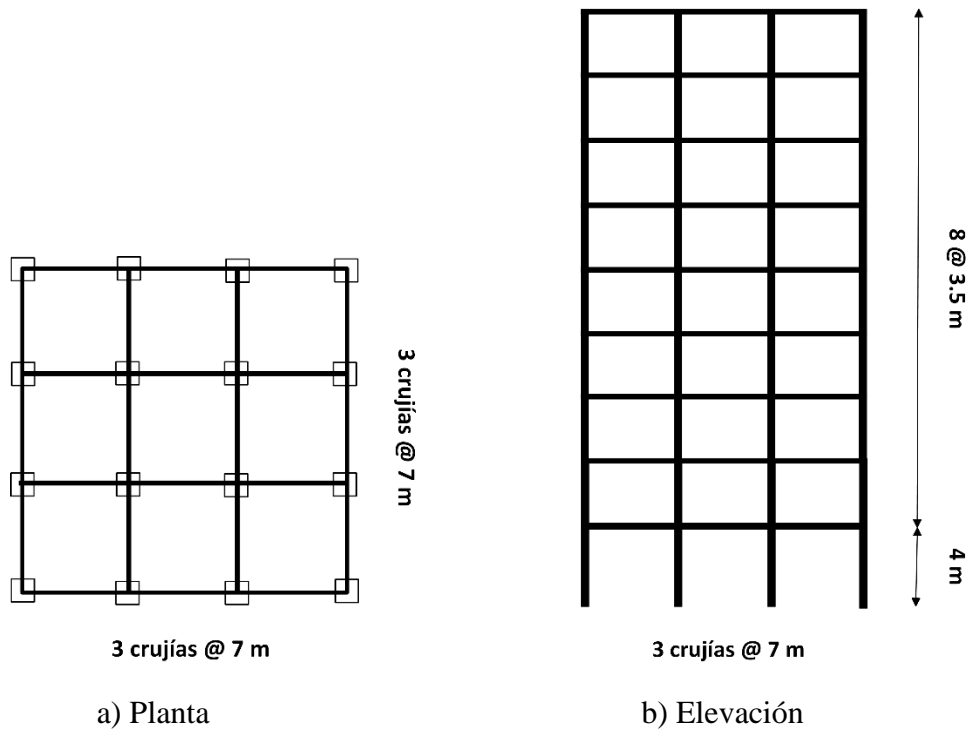
Fig. 8.9 Comparación entre los valores obtenidos con las expresiones aquí propuestas con las recomendadas en las NTCDS-2004 y en el MOC-2015, considerando  $\alpha = 0.02$  y  $\mu = 4$ .

Por otra parte, en las Figs. 8.7 a 8.9 también se puede apreciar que la expresión recomendada por el MOC-2015 para suelo firme es más conservadora que la que se propone en este estudio para valores de  $T_1/T_s \leq 1$ ; sin embargo, es menos conservadora para  $T_1/T_s > 1$ . Por otro lado, las expresiones aquí propuestas para suelos intermedios y blandos son ligeramente más conservadoras a las que se recomiendan en el MOC-2015 para suelo blando. Esto se debe a que en este estudio se consideran suelos con periodos dominantes que van desde 1 s hasta 4 s; mientras que las expresiones del MOC-2015 correspondientes a suelos blandos se obtuvieron considerando registros sísmicos asociados a un sitio con un periodo dominante de 2 s, es decir, no se consideró el caso de sistemas estructurales con asimetría en fluencia localizados en suelos con periodos dominantes mayores que 2 s. Además, en el presente estudio se consideró el criterio de ductilidad máxima como el apropiado para establecer los factores de amplificación de resistencia, mientras que en el MOC-2015 el criterio de daño constante tomó en cuenta, adicionalmente, la demanda de energía de estructuras.

Los resultados anteriores indican que las expresiones propuestas en el NTCDS-2004 y en el MOC-2015 pueden llevar a subestimar la respuesta sísmica de estructuras con asimetría en fluencia, principalmente para las ubicadas en suelos intermedios y blandos, y con alta ductilidad. Las expresiones matemáticas simplificadas correspondientes a diferentes tipos de suelo de la Ciudad de México se publicaron en un artículo por Valenzuela-Beltrán *et al.*, 2017 (ver Anexo 2).

## 9. EJEMPLO DE APLICACIÓN A UN EDIFICIO DE VARIOS NIVELES Y CRUJÍAS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA

Es deseable que una estructura que exhibe asimetría en fluencia por cualquiera de las razones expuestas en el *Capítulo I* y cuya resistencia lateral de diseño se amplifique por medio de las Ecs. 6.3 o 8.1, presente una confiabilidad sísmica similar, en términos de la demanda global de ductilidad, a la de una estructura simétrica en fluencia con las mismas características. Con el objetivo de verificar esto, en lo que sigue se presenta un ejemplo ilustrativo del análisis de confiabilidad de un edificio regular de concreto reforzado de 9 niveles y 3 crujías en cada dirección; el edificio se considerará simétrico y, alternativamente, exhibiendo asimetría en fluencia debido a un desplomo. El edificio se reforzará usando dos técnicas diferentes: a) encamisado de los elementos estructurales con concreto reforzado, y b) refuerzo con polímero reforzado con fibra de carbono (PRFC). El diseño del edificio se realiza siguiendo los lineamientos de las NTCDS-2004. La planta y la elevación del edificio se muestran en la Fig. 9.1.



c) Edificio con asimetría en fluencia debida a un desplomo.

Fig. 9.1 Características geométricas del edificio considerado en este estudio.



## 9.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO REFORZADO CON ENCAMISADO DE CONCRETO

Para hacer la comparación de resultados de análisis de confiabilidad entre un edificio con asimetría en fluencia y un edificio simétrico se consideran dos diseños. El primero corresponde a la versión simétrica del edificio (en lo sucesivo se le llama *Edificio A*), el cual se diseñó de una forma convencional usando la resistencia lateral recomendada en el *Apéndice A* de las NTCDS-2004. El segundo diseño es un edificio (*Edificio B*) con la misma geometría y sistema estructural que el *Edificio A*, pero que exhibe una asimetría en fluencia caracterizada por  $\alpha = 0.01$  (ver Fig. 9.1c). Debido a la asimetría en fluencia del *Edificio B*, su resistencia lateral se debe amplificar usando la ec. 6.3 o la ec. 8.1 (según sea el caso) para lograr que tenga una confiabilidad sísmica (en términos de la demanda global de ductilidad) similar a la versión simétrica en fluencia del edificio.

El diseño de ambas versiones de los edificios se basó en un análisis dinámico modal espectral. Se supone que los edificios están ubicados en la zona del Lago de la Ciudad de México y que cumplen con las condiciones de un factor de comportamiento sísmico  $Q = 3$ . El uso de los edificios se considera como residencial. La resistencia nominal a compresión del concreto es  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , y se considera una resistencia de fluencia del acero de refuerzo de  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ . La rigidez lateral se seleccionó de tal manera que la distorsión máxima de entrepiso en cualquiera de los niveles no excediera 0.030 (que es el límite especificado en las NTCDS-2004 para el diseño de marcos dúctiles de concreto reforzado). Cabe aclarar que, aunque las estructuras de concreto reforzado exhiben un comportamiento histérico degradante, aquí se modela el comportamiento de los elementos estructurales como bi-lineal con 1% de rigidez post-elástica debido a que los factores de amplificación de resistencia se obtuvieron bajo esa consideración. En los análisis sísmicos se consideran los efectos de segundo orden (P- $\Delta$ ).

El periodo fundamental de vibración del *Edificio A* es igual a  $T_1 = 1.16 \text{ s}$ . De acuerdo con el *Apéndice A* de las NTCDS-2004, el coeficiente sísmico ( $c$ ) de diseño para un edificio

con las características mencionadas, ubicado en una zona con un periodo dominante  $T_s = 1.4$  s (que en este estudio se clasificó como *Zona C*), es igual a  $c = 0.31$  (ya reducido por ductilidad). Tal valor de coeficiente sísmico se redujo por un factor de sobre-resistencia  $R = 2$ . Por lo tanto, el coeficiente sísmico de diseño resulta igual a 0.155. Por otro lado, para el *Edificio B*, el coeficiente sísmico  $c$  se debe amplificar por el factor dado por la ec. 6.3 y la Tabla 8.1, como sigue:

$$FA = \frac{[(1.5)(3)-1.4](0.01)\left(\frac{1.16}{1.4}\right)^{0.7}}{0.08+\left|\frac{1.16}{1.4}-1\right|} + 1 = 1.11 \quad (9.1)$$

Entonces, el coeficiente sísmico de diseño amplificado para el *Edificio B* es  $c = (0.155)(1.11) = 0.172$ .

Con el fin de suministrar la resistencia lateral requerida por el *Edificio B* para tener un comportamiento sísmico (y niveles de confiabilidad) equivalente al *Edificio A*, aquí se considerará que algunos de los elementos estructurales se reforzarán usando la técnica de encamisado de concreto.

Lo que sigue se refiere al refuerzo del edificio considerado por efecto de la asimetría en fluencia. Primeramente, se describen las características del edificio reforzado, y posteriormente, se comparan los resultados (análisis estáticos no lineales y de curvas de peligro de demanda estructural) de ambas versiones del edificio. Primeramente, se realiza el diseño del edificio de manera convencional con el espectro de diseño amplificado (obtenido multiplicando las ordenadas del espectro de diseño sísmico que se obtiene del *Apéndice A* de las NTCDS-2004 por los factores obtenidos con la ec. 6.3). Evidentemente, el diseñar el edificio para fuerzas laterales más grandes conduce a tener elementos estructurales más robustos y con mayor armado, lo que implica que la rigidez lateral del edificio aumenta y, en consecuencia, su periodo de vibrar disminuye. Después de realizar algunas iteraciones, el periodo fundamental de vibración del *Edificio B* reforzado con encamisado de concreto resultó igual a 1.12 s. Las secciones resultantes de los elementos estructurales de ambas versiones del edificio (*Edificio A* y *Edificio B*) se presentan en la

Tabla 9.1. Se puede observar en la tabla que solamente fue necesario aumentar ligeramente las secciones transversales de las columnas de las esquinas de los niveles 1 y 4 del *Edificio B* (las cuales se indican con color rojo en la Fig. 9.2, y con negritas en la Tabla 9.1).

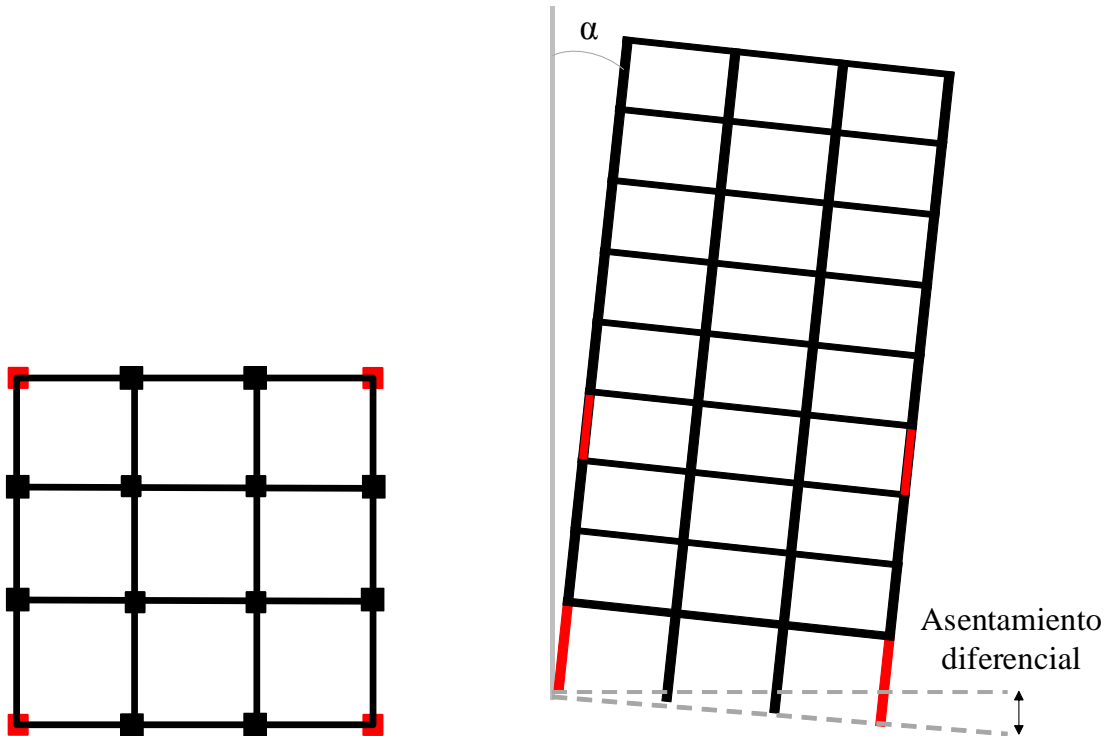


Fig. 9.2. Elementos reforzados en el *Edificio B*.

El hecho de aumentar la rigidez lateral del edificio tiene un impacto positivo en su desempeño sísmico debido a la correspondiente disminución de su periodo de vibrar, ya que esto aleja a la estructura de la zona donde el efecto de la asimetría en fluencia es más significativo ( $T_1/T_s \approx 1$ ). Se hace notar que este comentario es válido solamente para estructuras cuyo periodo fundamental de vibración es menor que el periodo dominante del suelo ( $T_1 < T_s$ ); en el caso de estructuras cuyo periodo de vibrar sea mayor al periodo dominante del suelo, un incremento en la rigidez lateral da lugar a que el periodo del edificio se acerque a la zona de mayor amplificación dinámica y, por ende, a un desempeño sísmico inferior. En estos casos, se optaría por otro tipo de soluciones estructurales que no cambien la rigidez del sistema estructural o, en su caso, una solución del tipo geotécnico.

Tabla 9.1. Secciones transversales de los elementos estructurales de los *Edificios A y B*

Nivel	<i>Edificio A</i>		<i>Edificio B</i>	
	Vigas	Columnas	Vigas	Columnas
1	0.75x0.35	0.80x0.80	0.75x0.35	0.80x0.80
	-	-	-	<b>0.95x0.95</b>
2	0.75x0.35	0.80x0.80	0.75x0.35	0.80x0.80
3	0.75x0.35	0.80x0.80	0.75x0.35	0.80x0.80
4	0.70x0.35	0.70x0.70	0.70x0.35	0.70x0.70
	-	-	-	<b>0.85x0.85</b>
5	0.70x0.35	0.70x0.70	0.70x0.35	0.70x0.70
6	0.70x0.35	0.70x0.70	0.70x0.35	0.70x0.70
7	0.60x0.30	0.65x0.65	0.60x0.30	0.65x0.65
8	0.60x0.30	0.65x0.65	0.60x0.30	0.65x0.65
9	0.60x0.30	0.65x0.65	0.60x0.30	0.65x0.65

## 9.2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO REFORZADO CON COMPUESTO POLIMÉRICO REFORZADO CON FIBRA DE CARBONO (PRFC)

Con el paso de los años se han desarrollado nuevos materiales y novedosas técnicas de refuerzo de sistemas estructurales. El compuesto polimérico reforzado con fibra de carbono (PRFC) es uno de los materiales que se están usando cada día más para el refuerzo de estructuras como puentes, edificios, silos, etc. Este material se puede usar para reforzar estructuras que necesiten más resistencia debido a: incremento de cargas, daño en elementos estructurales, mejoramiento en la capacidad de servicio, modificaciones en el sistema estructural, actualización de estructuras a reglamentos y normas vigentes, y/o errores de diseño o construcción. Este material (PRFC) tiene algunas ventajas respecto a la técnica de refuerzo de encamisado con concreto, por ejemplo:

- Resistencia a la corrosión

- Muy alta resistencia
- Muy bajo peso
- Fácil manejo y transporte
- Fácil de instalar
- Poca o nula interrupción de las actividades de la estructura

Para hacer la comparación, se considerará un edificio con la misma geometría que el *Edificio A* (ver Figs. 9.1a y 9.1b) y ubicado en la misma zona sísmica pero diseñado con una menor resistencia lateral. Se supone que el edificio reúne los requerimientos para un factor de comportamiento sísmico  $Q=4$  de acuerdo con el RCDF-2004. Las consideraciones tomadas para el diseño de esta versión del edificio fueron las mismas que las que se mencionaron para el *Edificio A*. A esta nueva versión se referirá en lo sucesivo como *Edificio C*. El objetivo de realizar otro diseño con resistencias laterales menores se debe a que, como se mencionó anteriormente, el efecto de la asimetría en fluencia es más perjudicial para edificios con una baja resistencia lateral, por lo tanto, se tiene un caso más crítico en ese aspecto. Las secciones transversales de los elementos estructurales que resultaron del diseño de los *Edificios C y D* se presentan en la Tabla 9.2.

Tabla 9.2. Dimensiones de los elementos estructurales los *Edificios C y D*

Nivel	<i>Edificios C y D</i>	
	Vigas	Columnas
1	0.65x0.40	0.70x0.70
2	0.65x0.40	0.70x0.70
3	0.65x0.40	0.70x0.70
4	0.60x0.35	0.65x0.65
5	0.60x0.35	0.65x0.65
6	0.60x0.35	0.65x0.65
7	0.60x0.30	0.60x0.60
8	0.60x0.30	0.60x0.60
9	0.60x0.30	0.60x0.60

Al igual que antes, se considera una variante del *Edificio C* con su mismo sistema estructural y geometría pero que exhibe un nivel de asimetría  $\alpha = 0.01$ , la cual se le llamará en lo sucesivo *Edificio D*, cuya resistencia lateral de diseño se amplificará por medio de la ec. 6.3. Se debe notar que las dimensiones de los elementos estructurales del *Edificio D* se mantendrán iguales a las del *Edificio C*, debido a que se considerará refuerzo con tiras de fibra de carbono.

El periodo fundamental de vibración del *Edificio C* se estimó igual a  $T_1 = 1.22$  s. El coeficiente sísmico de diseño que le corresponde según el *Apéndice A* de las NTCDS-2004 es  $c=0.115$  (ya considerando las reducciones por ductilidad y sobre-resistencia). Para el *Edificio D*, tal coeficiente sísmico se debe amplificar por medio de los factores de amplificación de resistencia obtenidos con la ec. 6.3 y la Tabla 8.1:

$$FA = \frac{[(1.5)(4)-1.4](0.01)\left(\frac{1.22}{1.4}\right)^{0.7}}{0.08+\left|\frac{1.22}{1.4}-1\right|} + 1 = 1.20 \quad (9.2)$$

Por lo tanto, el coeficiente sísmico de diseño amplificado para el *Edificio D* es  $c = (0.115)(1.20) = 0.138$ .

En este caso el *Edificio D* se reforzó con PRFC. El diseño se realizó tomando en cuenta el espectro de diseño modificado por el factor  $FA$ , y se verificó que el refuerzo fuera suficiente. Los elementos estructurales que no cumplían con la resistencia requerida se reforzaron con PRFC, empleando los lineamientos del documento *ACI 440.2R-08*. En la Fig. 9.3 se indican con color rojo los elementos estructurales que se reforzaron, se puede ver que solamente se reforzaron las columnas de las esquinas y las vigas de los extremos en los niveles 1 y 4. El incremento en la resistencia de las columnas se estimó considerando que se envuelve todo el elemento con una capa de SikaWrap® -530C, cuyas características mecánicas se presentan en la Fig. 9.4.

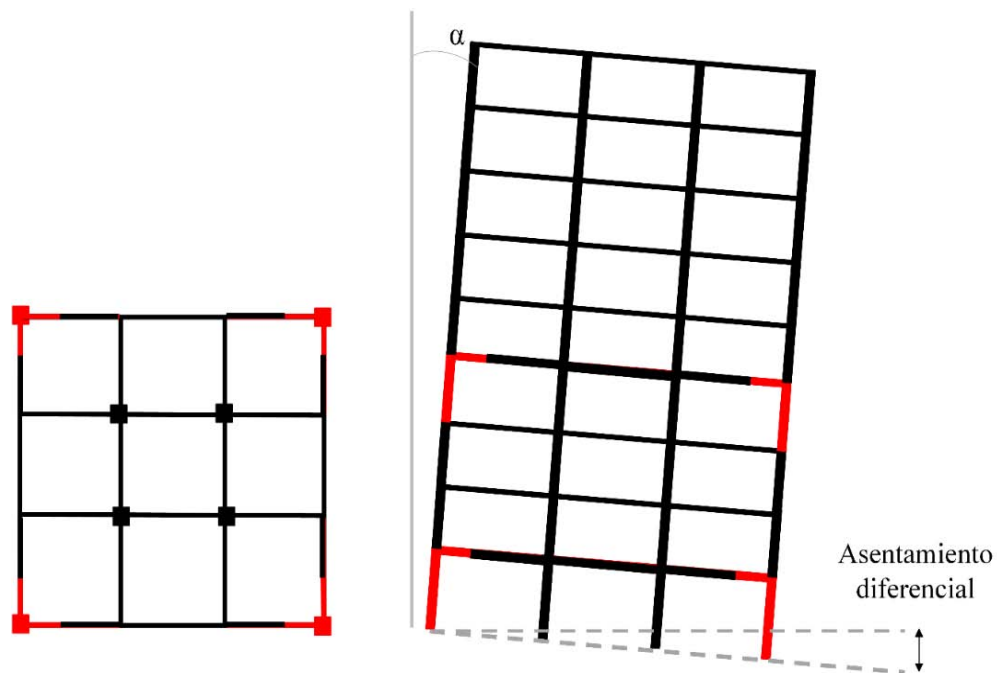


Fig. 9.3. Elementos reforzados en el *Edificio D*.

En el caso de las vigas de los niveles 1 y 4 se les colocó una capa de fibra de 1.3 mm de espesor y 25 cm de ancho de SikaWrap® -530C en el lecho superior, debido a que no satisfacían los requerimientos de momento negativo. Las columnas aumentaron su resistencia axial a compresión en alrededor del 50% debido principalmente al confinamiento que proporciona la fibra de carbono ya que se consideró que el elemento estructural se envuelve completamente, mientras que el momento en la falla balanceada aumentó aproximadamente de 15 a 20%; por otra parte, las vigas aumentaron su momento resistente ( $M_R$ ) aproximadamente un 15%.

<b>Peso:</b>	530 g/m <sup>2</sup> ± 30 g/m <sup>2</sup> (carbon fibres only)
<b>Densidad:</b>	1.8 g/cm <sup>3</sup> 0.290 mm (based on fibre content).
<b>Propiedades de la fibra (valores promedio)</b>	
<b>Espesor del tejido:</b>	0.293 mm (basado en el contenido total de fibra de carbono)
<b>Resistencia última a tensión:</b>	4,000 MPa (40,770 kg/cm <sup>2</sup> )
<b>Módulo de elasticidad a tensión:</b>	240,000 MPa (2,446,000 kg/cm <sup>2</sup> )
<b>Elongación a la ruptura:</b>	1.5% (nominal)
<b>Propiedades para diseño:</b>	
<b>Valores como lamina curada ( compuesto de fibra + resina ) :</b>	
<b>"Gross laminate properties" de acuerdo a la guía de diseño ACI 440.2R</b>	
<b>Espesor (nominal)</b>	tf = 1.3 mm
<b>Esfuerzo último a tensión</b>	<b>Promedio</b> f <sub>tu</sub> = 780 MPa (7,950 kg/cm <sup>2</sup> ) <b>De diseño</b> <sup>1</sup> f <sub>tu</sub> = 713 MPa (7,268 kg/cm <sup>2</sup> )
<b>Módulo de elasticidad a tensión</b>	<b>Promedio</b> E <sub>f</sub> = 50,200 MPa (511,700 kg/cm <sup>2</sup> ) <b>De diseño</b> <sup>1</sup> E <sub>f</sub> = 49,100 MPa (500,500 kg/cm <sup>2</sup> ) ε* <sub>fu</sub> = 1.4%
<sup>1)</sup> Los valores de diseño son obtenidos estadísticamente de una muestra de 27 ensayos para obtener un mínimo de 95% de confiabilidad (fractil 5%). El valor de deformación efectiva y esfuerzo asociado depende del tipo de reforzamiento y debe en cada caso calcularse de acuerdo al código de diseño aplicable (ACI, FIB, Eurocode, etc.).	

Fig. 9.4 Características mecánicas del producto SikaWrap® -530C.

### 9.3. CAPACIDAD LATERAL DE LOS EDIFICIOS

Una vez que se completó el diseño del refuerzo de los edificios, se procedió a idealizarlos por medio de un modelo estructural que tomara en cuenta el comportamiento no lineal de sus elementos estructurales. La modelación de las vigas considera una longitud de la articulación plástica igual a la mitad de su peralte. Los momentos de fluencia en cada uno de los ejes principales de las vigas se obtiene de su correspondiente diagrama momento-curvatura, y se asocia al menor valor de las curvaturas correspondientes a: 1) la fractura del acero longitudinal en tensión, 2) el pandeo del acero longitudinal a compresión, y 3) el aplastamiento del concreto. Se obtuvieron los diagramas de interacción para cada una de



las columnas. Los extremos rígidos de vigas y columnas se toman como la mitad del peralte de los miembros con los cuales intersectan. Se consideran diafragmas rígidos en todos los entresijos, y toda la masa de un entresijo se considera concentrada en su centro de masas. En los análisis se utiliza el modelo de amortiguamiento de rigidez tangente de Rayleigh. El comportamiento histérico de los elementos estructurales se idealiza como bilineal con 1% de rigidez post-elástica (para ser consistente con los resultados presentados anteriormente para los sistemas simplificados), y, por lo tanto, los efectos P- $\Delta$  se consideran implícitamente.

La capacidad lateral de los edificios se estimó por medio de un análisis estático no lineal (“*pushover*”). El patrón de cargas laterales que se empleó es proporcional a las fuerzas laterales de diseño derivadas del análisis modal. El análisis “*pushover*” se llevó a cabo usando el programa *Ruaumoko3D*. La Fig. 9.5 muestra las relaciones de cortante basal vs desplazamiento de azotea para los *Edificio A* y *B* (*reforzado con encamisado de concreto*). En la figura se puede ver que la rigidez del *Edificio B* es mayor a la del *Edificio A* debido al encamisado con concreto de algunos de los elementos estructurales. El cortante basal máximo estimado para el *Edificio A* es de 1182 Ton, que, dividido entre su peso,  $W = 3,930$  Ton, da un coeficiente sísmico de 0.30. Este valor es muy cercano al coeficiente sísmico esperado, que es 0.31. Para el *Edificio B*, el cortante basal máximo es de 1360 Ton, que dividido entre  $W = 3942$  Ton, da lugar a un coeficiente sísmico de 0.34, que también es muy cercano al coeficiente sísmico esperado. La relación entre el cortante basal del *Edificio A* con respecto al del *Edificio B* es  $0.34/0.30 = 1.13$ ; este valor es congruente con el planteamiento inicial, debido a que las fuerzas sísmicas de diseño del *Edificio B* son 11% mayores que las del *Edificio A*. En este caso se tiene que el *Edificio B* desarrolla una resistencia ligeramente mayor para la cual se diseñó, esto es debido a que, por cuestiones prácticas, el encamisado de concreto requiere ampliar la sección transversal de las columnas en mínimamente 15 cm para que se pueda colocar el acero de refuerzo adicional, aunque en el modelo de análisis se requiera una sección menor para llegar a la resistencia lateral deseada.

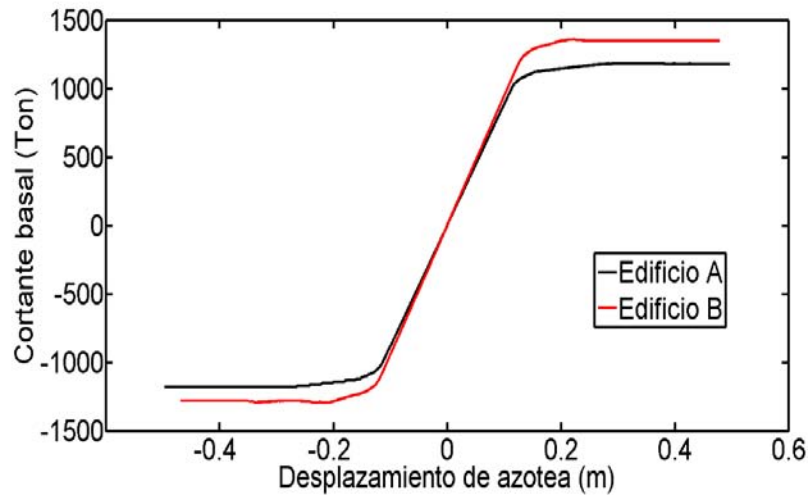


Fig. 9.5. Relaciones de cortante basal vs desplazamiento de azotea de los *Edificios A y B*.

En la Fig. 9.6 se muestran las relaciones cortante basal vs desplazamiento de azotea para los *Edificios C y D (reforzado con fibra de carbono)*. Se puede ver que los valores obtenidos son consistentes con el planteamiento inicial, debido a que las fuerzas sísmicas de diseño del *Edificio D* son 20% mayores que las del *Edificio C*.

Por otra parte, se puede observar que ninguno de los edificios exhibe una pendiente post-elástica negativa en el intervalo de desplazamientos de interés, lo cual implica que los efectos  $P-\Delta$  no influyen de manera importante en el desempeño sísmico de este tipo de edificios. En la Tabla 9.3 se resumen las características de los *Edificios A y B*, mientras que en la Tabla 9.4 las correspondientes a los *Edificios C y D*. El desplazamiento de fluencia ( $d_y$ ) y el desplazamiento último ( $d_u$ ) de los edificios se calculan a partir de las curvas del análisis “*pushover*” usando una aproximación bi-lineal.

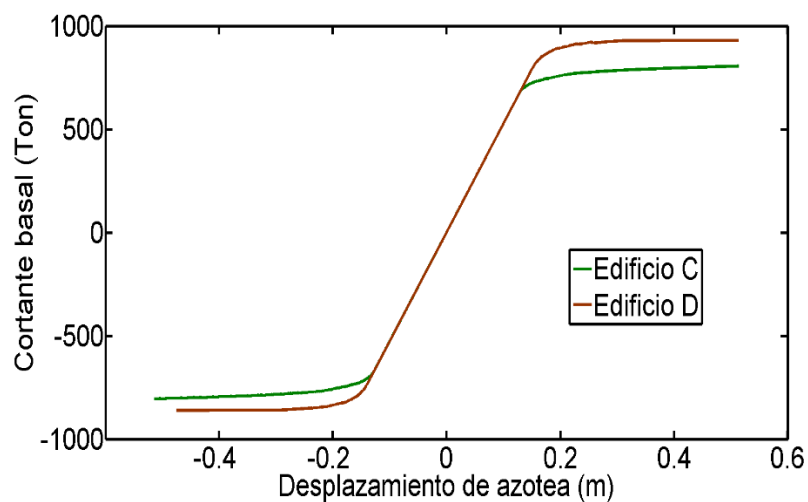


Fig. 9.6. Relaciones de cortante basal vs desplazamiento de azotea de los *Edificios C y D*.

Tabla 9.3. Características mecánicas de los *Edificios A y B*

Modelo	$V_b$	$W$	$c$	$d_y$	$d_u$
	Ton	Ton		m	m
<i>Edificio A</i>	1182	3930	0.30	0.125	0.50
<i>Edificio B</i>	1360	3940	0.34	0.130	0.48

Tabla 9.4. Características mecánicas de los *Edificios C y D*

Modelo	$V_b$	$W$	$c$	$d_y$	$d_u$
	Ton	Ton		m	m
<i>Edificio C</i>	805	3434	0.23	0.141	0.50
<i>Edificio D</i>	930	3434	0.27	0.164	0.51

## 9.4. CURVAS DE PELIGRO DE DUCTILIDAD DE LOS EDIFICIOS

Se obtuvieron curvas de peligro de ductilidad para las diferentes versiones del edificio en análisis, usando la ec. 3.1. Para calcular las curvas de peligro de ductilidad fue necesario estimar la respuesta dinámica de cada uno de los edificios para varios registros sísmicos.

Se realizaron cientos de análisis paso a paso no lineales con el objetivo de obtener la demanda global de ductilidad como función de la intensidad sísmica. La cantidad de análisis resulta de obtener la respuesta estructural de los edificios usando 13 registros sísmicos escalados a 28 niveles de intensidad. Antes de sujetar los modelos no lineales de los edificios al efecto de los acelerogramas, se les aplicó la carga vertical, de tal manera que el desempeño estructural que se reporta considera el efecto combinado de las cargas verticales gravitacionales y las acciones laterales debidas a sismo. Ya que los edificios se suponen localizados en una zona con un periodo dominante de 1.4 s, se usaron registros sísmicos cuyo periodo dominante varía entre 1 s y 1.5 s, como se muestra en la Tabla 5.1. Las características principales de los registros se resumen en la Tabla 5.2.

En las Figs. 9.7 y 9.8 se presentan las curvas de la mediana y desviación estándar de los logaritmos de la demanda de ductilidad, respectivamente, para los edificios estudiados. En la Fig. 9.7 se observa que la mediana de la demanda de ductilidad se incrementa con la intensidad sísmica, como se espera; además, se puede notar que el *Edificio B* (reforzado con encamisado de concreto) presenta demandas de ductilidad más bajas a las del *Edificio A* debido a que se diseñó para una mayor resistencia lateral. En el caso de las desviaciones estándar se puede ver que para valores de intensidad pequeños la incertidumbre en los logaritmos de las demandas es pequeña debido a que los edificios permanecen en el intervalo elástico o apenas incursionan en el intervalo inelástico, y para intensidades grandes, la desviación estándar crece, sin mostrar una tendencia clara con la intensidad sísmica. Las mismas observaciones generales se hacen para el caso de los *Edificios C* y *D* (reforzado con polímero reforzado con fibra de carbono, Fig. 9.8).

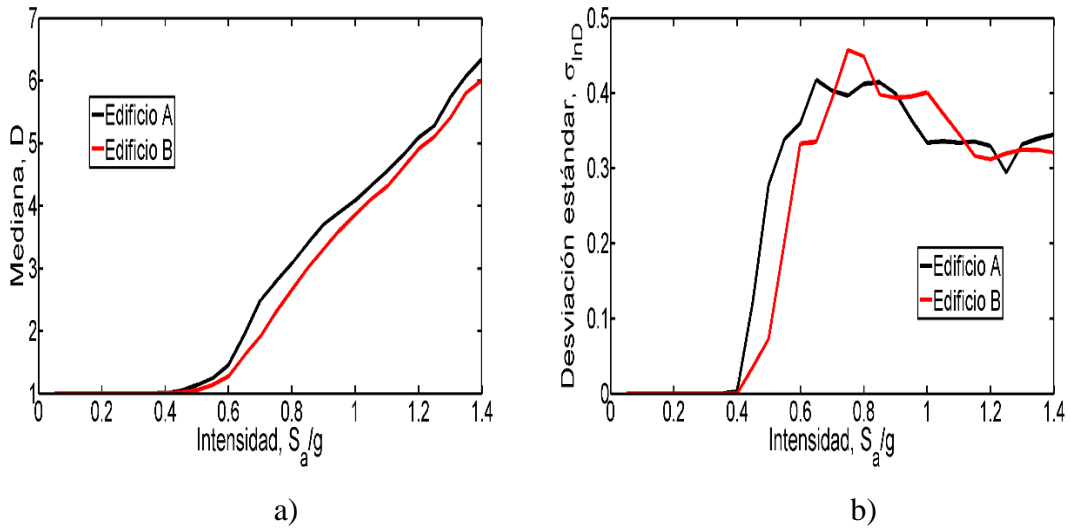


Fig. 9.7. a) Medianas de las demandas de ductilidad y b) Desviaciones estándar de los logaritmos de las demandas de ductilidad para los *Edificios A y B*.

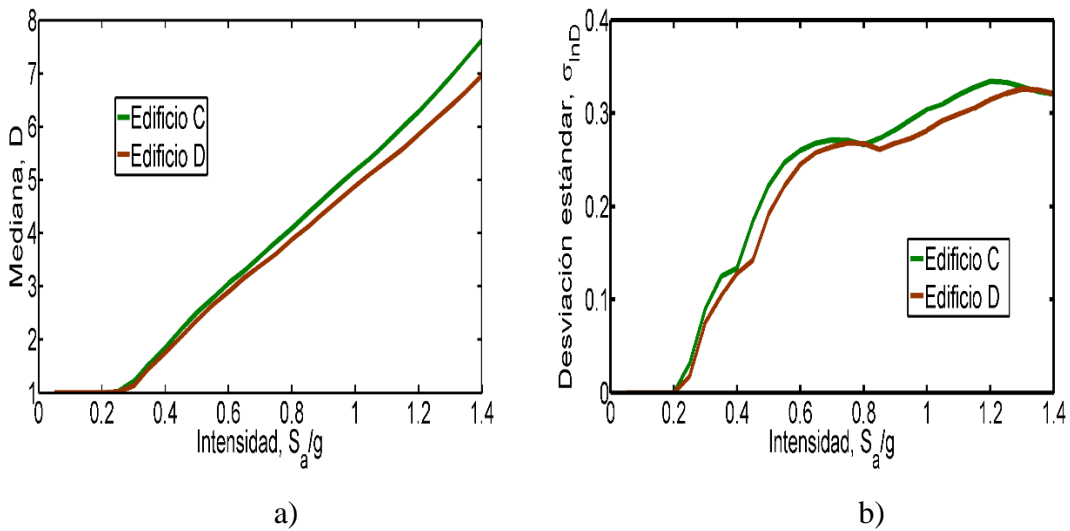


Fig. 9.8. a) Medianas de las demandas de ductilidad y b) Desviaciones estándar de los logaritmos de las demandas de ductilidad para los *Edificios C y D*.

En las Figs. 9.9 y 9.10 se presentan las curvas de fragilidad para los cuatro edificios analizados. Las curvas se estimaron usando la ec. 3.2. Las figuras muestran que, de acuerdo con las medianas de los logaritmos de las demandas mostradas en las Figs. 9.7 y 9.8, la

probabilidad de excedencia de un determinado valor de la demanda global de ductilidad de los edificios con asimetría en fluencia cuya resistencia lateral se amplificó por medio de la ec. 6.3 (*Edificios B y D*) es ligeramente menor a la de sus contrapartes simétricas en fluencia (*Edificios A y C*).

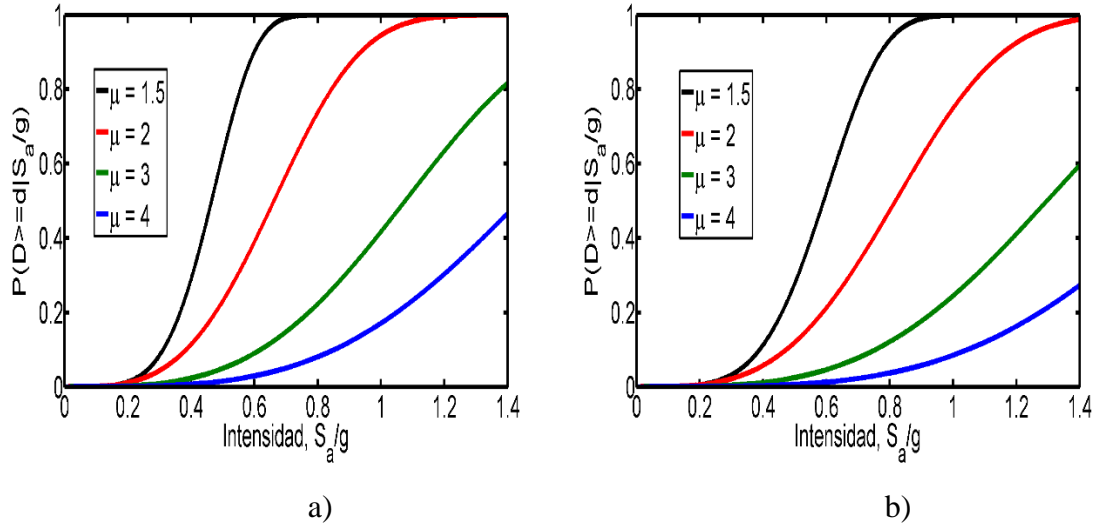


Fig. 9.9. Curvas de fragilidad para el a) *Edificio A* y b) *Edificio B*, asociadas a varios valores de la demanda global de ductilidad.

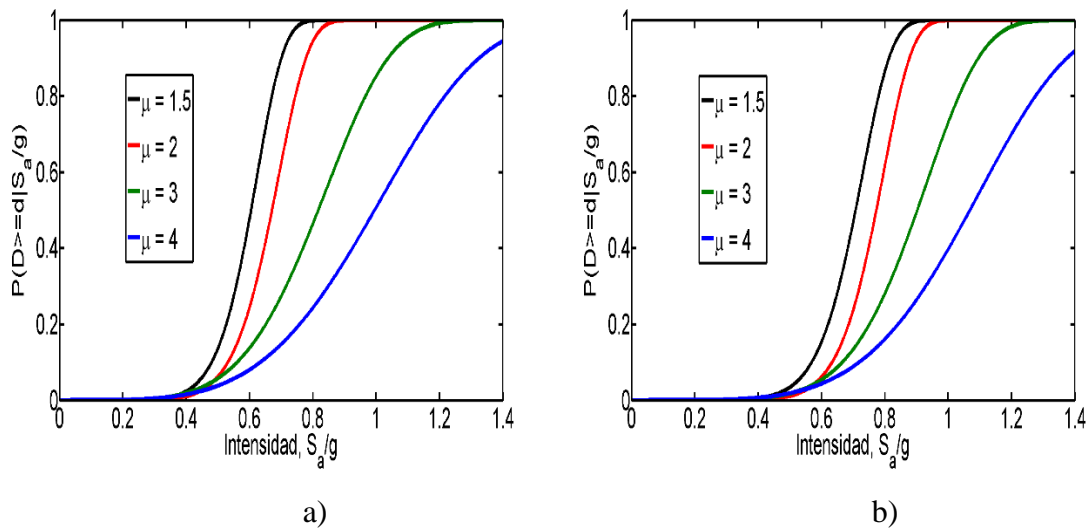


Fig. 9.10. Curvas de fragilidad para el a) *Edificio C* y b) *Edificio D*, asociadas a varios valores de la demanda global de ductilidad.

En la Fig. 9.11 se muestran las curvas de peligro de ductilidad para los *Edificios A* y *B*, mientras que en la Fig. 9.12 las correspondientes a los *Edificios C* y *D*. En la Fig. 9.11 se puede observar que las curvas de peligro de ductilidad correspondientes al *Edificio B* presentan pequeñas diferencias en la demanda de ductilidad esperada para cualquier valor de la tasa media anual de excedencia con respecto a las del *Edificio A*. No obstante, estos resultados indican que el comportamiento sísmico del edificio con asimetría en fluencia reforzado con encamisado de concreto (*Edificio B*) es superior al de su contraparte simétrica (*Edificio A*). Esto se debe a que el *Edificio B* se diseñó para fuerzas laterales más grandes, lo que conduce a elementos estructurales más robustos y a una estructura más rígida, lo cual la aleja de la zona de mayor amplificación dinámica (i.e.  $T_1/T_s = 1$ ).

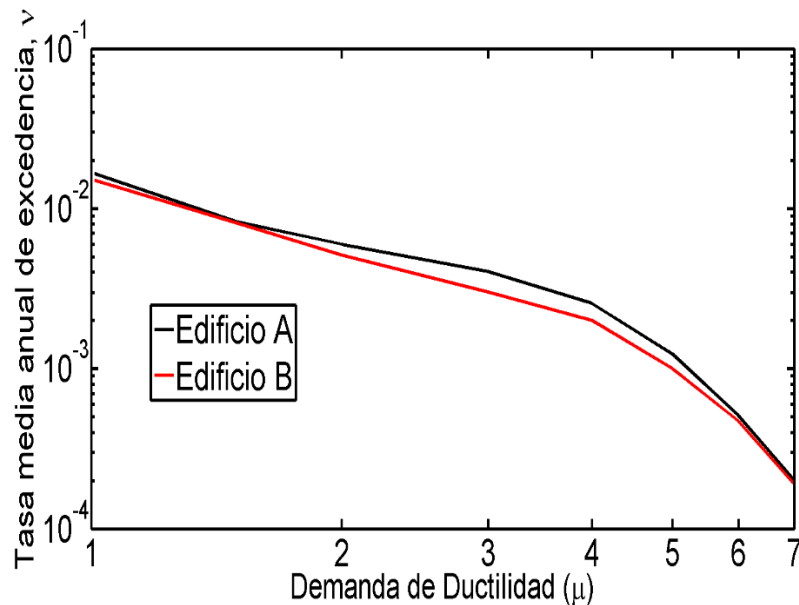


Fig. 9.11. Curvas de peligro de ductilidad para los *Edificios A* y *B*.

Por otra parte, de la Fig. 9.12 se pueden hacer conclusiones similares, es decir, que la curva de peligro de ductilidad asociada al *Edificio D*, una vez que se le suministró resistencia lateral adicional por medio del refuerzo de algunos de sus elementos estructurales con PRFC es similar a aquella asociada al Edificio C (sin asimetría en fluencia).

Con base en estos resultados, se puede concluir que edificios con asimetría en fluencia cuya resistencia lateral se amplifica con los factores obtenidos en este trabajo (Ecs. 6.3 y 8.1) exhiben una confiabilidad y un desempeño sísmico equivalentes (o en algunos casos superior) al de su contraparte simétrica. Los resultados anteriores se publicaron en la Serie Investigación y Desarrollo del Instituto de Ingeniería de la UNAM por Valenzuela-Beltrán y Ruiz (2017) (ver Anexo 3).

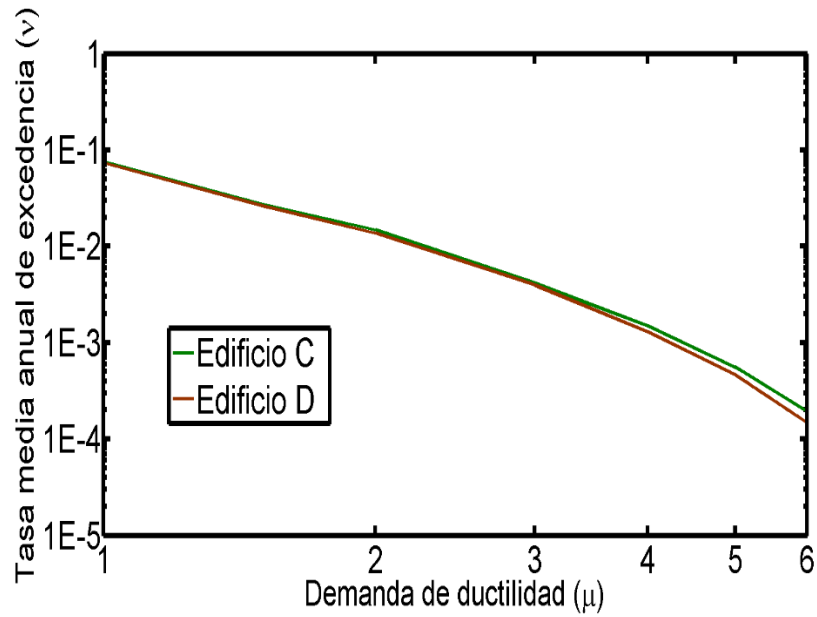


Fig. 9.12. Curvas de peligro de ductilidad para los *Edificios C y D*.



# 10. FACTORES DE TRANSFORMACIÓN DE DUCTILIDAD ENTRE SISTEMAS SIMPLIFICADOS Y DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD

Los análisis anteriores con respecto a la estimación de factores de amplificación de resistencia para el diseño o refuerzo de edificios con asimetría en fluencia se realizaron considerando sistemas simplificados (SS), cuyas características se discutieron en la Sección 4; no obstante, la demanda de ductilidad de sistemas estructurales de varios grados de libertad (SVGL) puede ser diferente de la correspondiente a los SS equivalentes. Por esta razón, es necesario considerar tal diferencia por medio de factores de transformación entre las demandas de ductilidad para ambos tipos de sistemas estructurales (SS y SVGL). Se han realizado algunos estudios relacionados con el cálculo de factores de transformación de la respuesta dinámica de SVGL y SS. Por ejemplo, en el estudio de Bojórquez *et al.* (2016) se propusieron ecuaciones para obtener factores de transformación de la respuesta estructural para ductilidad máxima y distorsiones de entrepiso usando redes neuronales artificiales; ellos concluyeron que las redes neuronales artificiales son una herramienta útil para procedimientos de diseño sísmico basados en confiabilidad de edificios estructurados con marcos. Por otra parte, Bojórquez *et al.* (2013) estimaron factores de transformación de respuesta probabilísticos y determinísticos con el objetivo de evaluar la respuesta estructural en términos de la máxima ductilidad y distorsión máxima de entrepiso de SVGL basados en la respuesta de SS equivalentes. Ellos analizaron 5 edificios de acero diseñados de acuerdo con el RCDF-2004, y concluyeron que, tomando en cuenta ambos enfoques, la demanda estructural de edificios de acero se

puede obtener con una buena precisión por medio de sistemas de un grado de libertad equivalentes; sin embargo, los resultados documentados en los estudios mencionados no son válidos para edificios de concreto reforzado con asimetría en fluencia. En el presente estudio, se calculan factores de transformación de ductilidad (FTD) para edificios de concreto reforzado que exhiben asimetría en fluencia producto de un desplomo usando la ec. 10.1, de la siguiente manera:

$$FTD = \frac{\mu_{SS}(v)}{\mu_{SVGL}(v)} \quad (10.1)$$

donde  $\mu_{SVGL}(v)$  representa la demanda máxima de ductilidad estimada para edificios modelados como SVGL asociados a un valor de la tasa media anual de excedencia ( $v$ ), y  $\mu_{SS}(v)$  es la demanda máxima de ductilidad calculada para un SS equivalente asociado al mismo valor de  $v$ . Para estimar la demanda de ductilidad esperada de los sistemas estructurales, asociados con un valor de la tasa media anual de excedencia, se necesita obtener las curvas de peligro de ductilidad (CPD), usando la ec. 3.1. La Fig. 10.1 ilustra esquemáticamente el cálculo de los FTD de la relación entre la CPD correspondiente a los SVGL y SS, asociados a un valor dado de  $v$ .

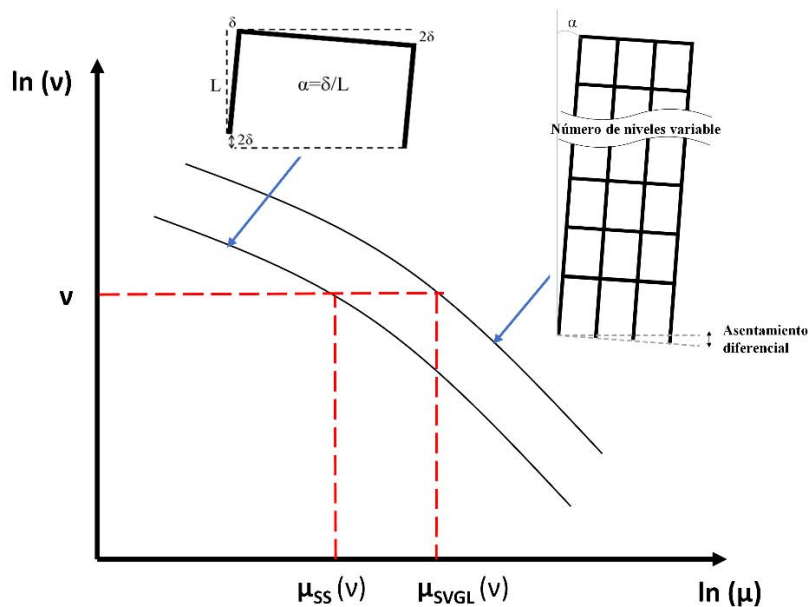


Fig. 10.1. Representación esquemática de la estimación de los factores de transformación de ductilidad (FTD).

Los FTD se estimaron en la presente tesis para 5 edificios de concreto reforzado (8, 9, 10, 11, y 12 niveles) diseñados de acuerdo con las NTCDS-2004, y sus correspondientes SS equivalentes, considerando diferentes valores de  $\alpha$  (entre 0.0 y 0.03).

Vale la pena mencionar que los FTD de esta sección se basan en el análisis del comportamiento de asimetría en fluencia producida por asentamientos diferenciales, lo cual es más posible que ocurra en edificios desplantados en suelo blando y con cimentaciones someras, las cuales se usan frecuentemente en edificios de baja y mediana altura. Por el contrario, los edificios más altos frecuentemente están soportados por cimentaciones profundas, y consecuentemente, el desplomo no es un problema común. Además, los factores de transformación de ductilidad obtenidos con el parámetro  $\alpha$  definido como el ángulo de desplomo (como en este estudio) son equivalentes a aquellos obtenidos considerando el nivel de asimetría  $\alpha$  como en la ec. 4.1 (ver *Apéndice A*). Para incorporar la influencia de la tasa media anual de excedencia en los resultados, los FTD se calcularon para valores de  $v$  desde 0.01 a 0.001 (los cuales corresponden a periodos de retorno de entre 100 y 1000 años).

## **10.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS ANALIZADOS**

Los edificios analizados en esta sección se diseñaron de una manera convencional de acuerdo con las recomendaciones del RCDF-2004 y sus NTCDS-2004. La planta y elevación de los edificios se ilustran en la Fig. 10.2. El uso de los edificios se considera como residencial. La resistencia nominal a compresión del concreto es  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y la fuerza de fluencia del acero para tensión y compresión es  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ . El diseño de los edificios se llevó a cabo usando el software ETABS (Computers and Structures Inc., 2016). Los edificios se suponen localizados en una zona del valle de México con un periodo dominante  $T_s = 1.4 \text{ s}$  (que corresponde a la Zona C, de acuerdo con la clasificación que se hizo en este estudio), y con un factor de comportamiento sísmico,  $Q=3$ . El diseño de los edificios se basó en un análisis dinámico modal espectral. La resistencia lateral se seleccionó de tal manera que la distorsión máxima de entrepiso no excediera de 0.03, ya

que es el límite que establecen las NTCDS-2004 para el diseño de marcos dúctiles de concreto reforzado.

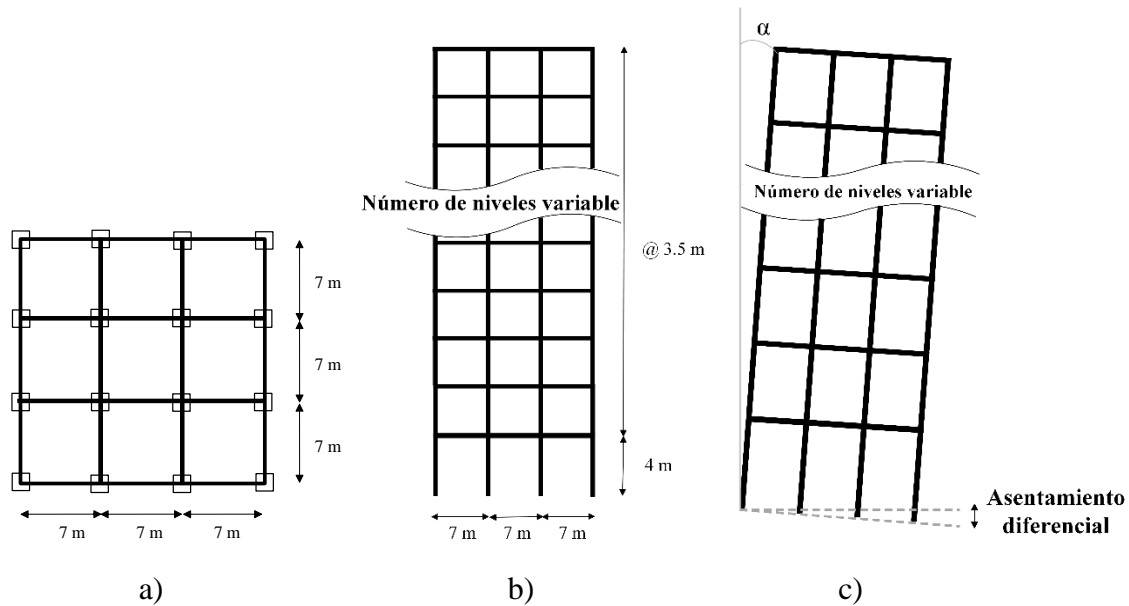


Fig. 10.2. a) Planta, b) Elevación, y c) Caracterización de la asimetría en fluencia de los edificios.

Posteriormente, se procedió a idealizar los edificios mediante modelos no lineales tomando las mismas consideraciones que se comentaron en la Sección 9.3. De manera similar, se realizaron análisis estáticos no lineales a los 5 edificios. La Tabla 10.1 resume las principales características dinámicas de los edificios, como su periodo fundamental de vibración ( $T_1$ ), su cortante basal resistente ( $V_b$ ), su coeficiente sísmico ( $c$ ), su desplazamiento de fluencia ( $d_y$ ), y su desplazamiento último ( $d_u$ ).

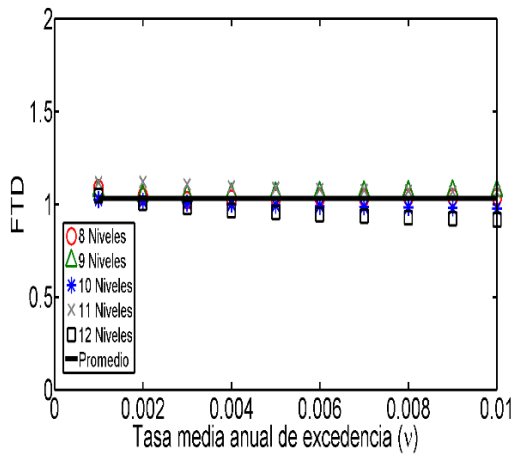
Tabla 10.1. Características dinámicas de los edificios analizados

Edificio	$T_1$	$V_b$	$W$	$c$	$d_y$	$d_u$
	(s)	(Ton)	(Ton)		(m)	(m)
8-niveles	1.2	1332.45	3807	0.35	0.168	0.63
9-niveles	1.22	1498.2	4540	0.33	0.181	0.65
10-niveles	1.33	1563.02	5042	0.31	0.195	0.69
11-niveles	1.4	1721.1	5737	0.3	0.223	0.74
12-niveles	1.48	1772.68	6331	0.28	0.246	0.78

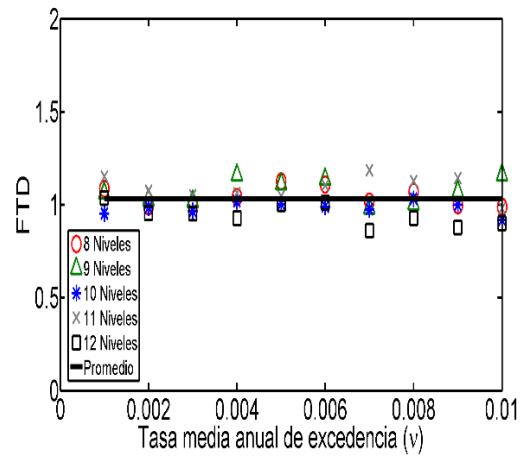
## 10.2. FACTORES DE TRANSFORMACIÓN DE DUCTILIDAD (FTD)

La Fig. 10.3 muestra los FTD estimados para los 5 edificios de concreto reforzado y sus correspondientes sistemas equivalentes, asociados a diferentes valores de nivel de asimetría en fluencia ( $\alpha$ ). Se puede observar que los FTD calculados para los 5 edificios resultan muy cercanos a la unidad. Además, se muestra que los FTD no presentan ninguna tendencia con respecto a la tasa media anual de excedencia, el nivel de asimetría en fluencia, ni con el número de niveles del edificio.

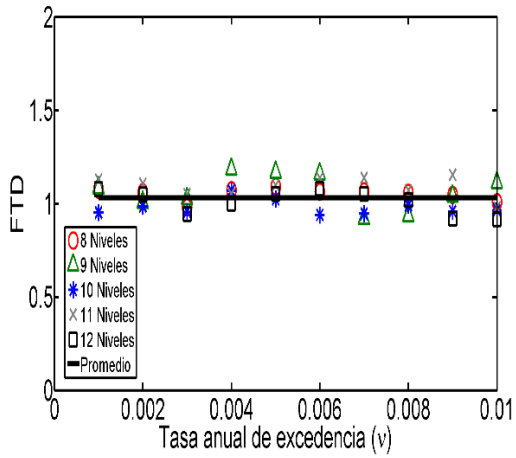
Los resultados se ajustan a una función lineal, y se observa que la demanda de ductilidad esperada de los SS es, en promedio, solo 4% mayor que aquella asociada a los SVGL, para cualquier valor de la tasa media anual de excedencia. Lo anterior indica que el uso de sistemas estructurales simplificados para el cálculo de factores de amplificación de resistencia para SVGL con asimetría en fluencia es ligeramente conservador. Por lo tanto, las expresiones propuestas en esta investigación (ecs. 6.3 y 8.1) se pueden usar de manera confiable en edificios de concreto reforzado de varios niveles y crujiás.



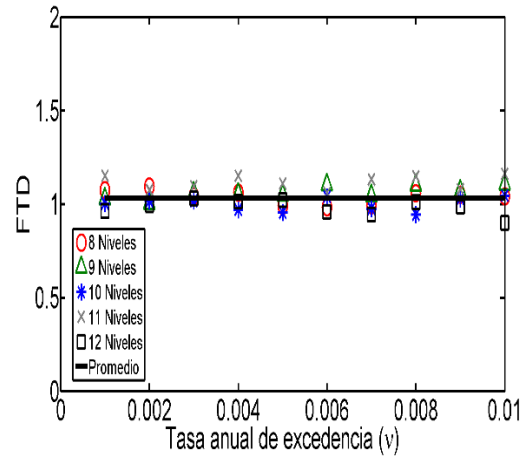
a)



b)



c)



d)

Fig. 10.3. Factores de transformación de ductilidad entre sistemas simplificados (SS) y de varios grados de libertad (SVGL) para diferentes valores de  $\alpha$ : a) Simétrico, b)  $\alpha = 0.01$ , c)  $\alpha = 0.02$ , d)  $\alpha = 0.03$ .

# PARTE II

# 11. INFLUENCIA DEL COMPORTAMIENTO ASIMÉTRICO EN EL COSTO TOTAL ESPERADO DE UN CONJUNTO DE EDIFICIOS

El costo en el ciclo de vida de las estructuras es uno de los temas que ha tomado relevancia en las últimas décadas (Furuta *et al.*, 2011; Frangopol, 2011; Esteva *et al.*, 2011; Bojórquez *et al.* 2017; Lagaros, 2007; Sarma y Adeli, 1998; Ang, 2011; Lagaros y Karlaftis, 2016). Este tema es especialmente importante debido a que uno de los objetivos principales del diseño estructural es encontrar un balance entre economía y desempeño (seguridad).

En esta sección se presenta un análisis de costos de un conjunto de edificios localizados en una región de suelo blando de la Ciudad de México. El conjunto se analiza primeramente considerando los edificios simétricos en fluencia y, alternativamente, el mismo conjunto, pero tomando en cuenta que los edificios presentan un comportamiento asimétrico en fluencia. El objetivo de esta sección es ilustrar en términos económicos el efecto perjudicial del comportamiento asimétrico, es decir, estimar el incremento en las pérdidas económicas en los edificios provocadas por los potenciales sismos que pueden afectarlos en su vida útil. Para este propósito, se aplica una metodología que involucra la estimación de la confiabilidad estructural por medio de la tasa media anual de excedencia de cierto nivel de la demanda estructural, la estimación de la capacidad de los edificios, y la estimación de costos asociados a distintos factores tales como costo inicial, daños materiales, pérdida de vidas humanas, lesiones, entre otros.



## 11.1. METODOLOGÍA PARA REALIZAR EL ANÁLISIS DE COSTOS DEL CONJUNTO DE EDIFICIOS

Los pasos para realizar el análisis de costos de edificios con asimetría en fluencia son los siguientes:

- 1) Se selecciona un conjunto de edificios localizados en una determinada zona de la Ciudad de México. Los edificios se clasifican de acuerdo con sus características principales. Asimismo, se selecciona un conjunto de registros sísmicos representativos de la zona en estudio, para llevar a cabo los análisis paso a paso no lineales.
- 2) Se realiza el diseño estructural de cada uno de los edificios de acuerdo con las especificaciones de las NTCDS-2004, y se procede a idealizarlos por medio de un modelo estructural no lineal.
- 3) La respuesta estructural de los edificios se estima por medio de decenas de análisis paso a paso no lineales con el objetivo de obtener los *parámetros de demanda estructural* (PDE) en función de la medida de intensidad usada. En este estudio se selecciona la distorsión máxima de entrepiso ( $\delta$ ) como parámetro de demanda estructural, ya que es un parámetro que se usa comúnmente para cuantificar el daño en una estructura; por otro lado, la aceleración espectral promedio,  $S_{avg}$ , se emplea como medida de intensidad.
- 4) Se obtienen las curvas de fragilidad de cada uno de los edificios del conjunto para diferentes valores particulares de la distorsión máxima de entrepiso, usando la ec. 3.2. Una vez obtenidas las curvas de fragilidad, se estima el número medio de veces por año que se espera que se exceda un determinado valor de la distorsión de entrepiso, las cuales se llaman en lo sucesivo curvas de peligro de distorsiones máximas y se calculan por medio de la ec. 3.1.

- 5) Se realizan análisis dinámicos incrementales (IDA), los cuales consisten en obtener la respuesta sísmica de las estructuras para diferentes niveles de intensidad hasta llegar a un punto de inestabilidad numérica, lo cual se puede interpretar que se alcanza un estado límite de colapso o falla de la estructura. Así, es posible estimar las demandas de distorsiones de entrepiso asociadas a diferentes estados límite, por ejemplo: de servicio (fluencia) y último (colapso). En la publicación por Vamvatsikos y Cornell (2002) se pueden consultar todos los detalles referentes a los análisis dinámicos incrementales.
  
- 6) A partir de las curvas de peligro de distorsiones máximas calculadas en el paso 4, se simulan demandas de distorsión de entrepiso usando el método de transformación inversa (Rubinstein, 1981). Se asume que la ocurrencia de los terremotos está gobernada por un proceso de Poisson, y consecuentemente, los intervalos de tiempo entre eventos siguen una distribución exponencial. Los detalles de este procedimiento se incluyen en la sección 11.4.
  
- 7) El siguiente paso es calcular, para cada demanda simulada en el paso 6, el índice de daño que le corresponde, de acuerdo con la siguiente ecuación (Tolentino y Ruiz, 2015):

$$ID = \frac{\delta_d - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (11.1)$$

donde  $\delta_d$  es la demanda de distorsión simulada en el paso 6,  $\delta_y$  es la demanda de distorsión asociada al estado límite de servicio (primera fluencia) y  $\delta_u$  es la demanda de distorsión asociada al estado límite de colapso (capacidad de la estructura). El valor del ID varía entre 0 (es decir, que no hay daño en la estructura) y 1.0 (el cual está asociado a daño total).

- 8) Se estima el costo esperado en el ciclo de vida de uno de los edificios. Aquí se considera una vida útil de 50 años. El costo total esperado es función del índice de daño calculado, el cual debe transportarse a valor presente usando la siguiente expresión:

$$VP = \frac{VF}{(1+q)^n} \quad (11.3)$$

donde  $VP$  es el valor presente,  $VF$  es el valor en el tiempo  $n$  (futuro), y  $q$  es la tasa de descuento igual a 5% (Wen, 2001).

- 9) El siguiente paso es obtener, a partir de las curvas de peligro de distorsiones calculadas en el paso 4, la tasa media anual de excedencia de los distintos tipos de costos asociados a los daños, así como el costo total esperado de todos los edificios del conjunto.
- 10) Se realiza un análisis considerando las versiones simétricas y, alternativamente, las versiones asimétricas en fluencia de cada uno de los edificios.
- 11) Se discuten los resultados y se analiza en términos económicos el efecto perjudicial del comportamiento asimétrico en fluencia en el desempeño sísmico de edificios de concreto reforzado.

## **11.2 CONJUNTO DE EDIFICIOS ANALIZADOS**

En lo que sigue se analiza un conjunto de edificios localizados en una zona de suelo blando de la Ciudad de México (colonia Centro) que presentan asimetría en fluencia producto de un desplomo. La detección de los edificios se basó únicamente en inspección visual realizada por el autor de este estudio. Se infiere que la causa de los desplomos se debe a que las edificaciones están construidas sobre suelos blandos, pero también pudieron haber sido causados por sismos intensos previos; por ejemplo, esta zona ha sido severamente

afectada por los terremotos de 1957 y 1985. La Fig. 11.1 muestra que existen más de 50 edificios que presentan problemas de inclinación en un área relativamente pequeña (aproximadamente 1.5 km<sup>2</sup>). Esto indica que pueden existir cientos de edificios que presenten esta problemática en distintas zonas de suelo blando de la Ciudad de México. Aunado a este hecho, hay muchas edificaciones que sufren un comportamiento asimétrico en fluencia por causas distintas al desplomo, como asimetría en cargas verticales, presencia de mezzanines y apéndices, fachadas inclinadas, etc. Entonces, esto sugiere la necesidad de analizar la influencia del comportamiento asimétrico en los costos totales esperados de edificios localizados en la zona blanda de la Ciudad de México.

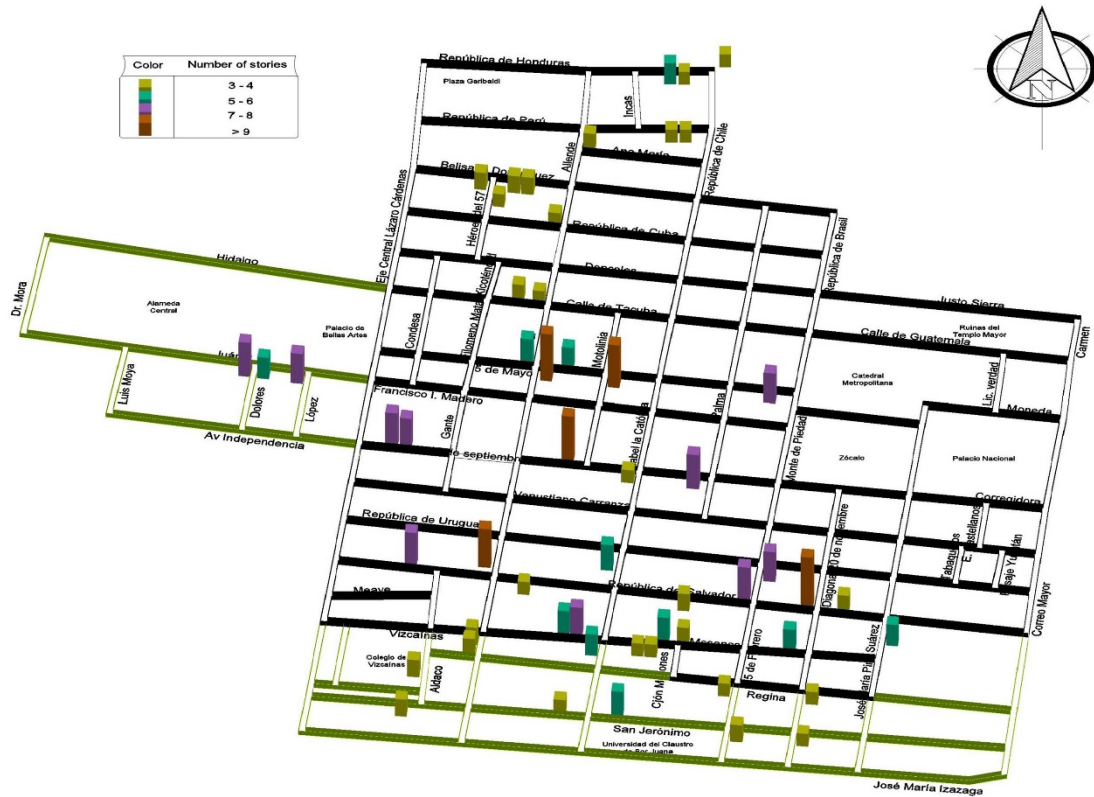


Fig. 11.1. Edificios con asimetría en fluencia producida por desplomo, localizados en la colonia Centro de la Ciudad de México.

### 11.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS

Los edificios que aquí se analizan se localizan en la zona que se muestra en la Fig. 11.1. Los edificios se idealizaron mediante un modelo estructural no lineal. Se hace la aclaración de que no se hizo una inspección detallada de la estructuración de cada uno de los edificios, ya que esto va más allá del alcance de este estudio. Como se mencionó al inicio de este capítulo, el objetivo principal de realizar un análisis de costos de un conjunto de edificios con y sin asimetría en fluencia es cuantificar, en términos económicos, el efecto perjudicial del comportamiento asimétrico.

Debido a que las características de los edificios observados eran relativamente similares entre ellas, se optó por usar una clasificación que considera 19 tipos de edificios de concreto reforzado. Esta clasificación, así como las dimensiones de planta y elevación, entre otras características de los edificios, se resumen en la Tabla 11.1 y en la Fig.11.2.

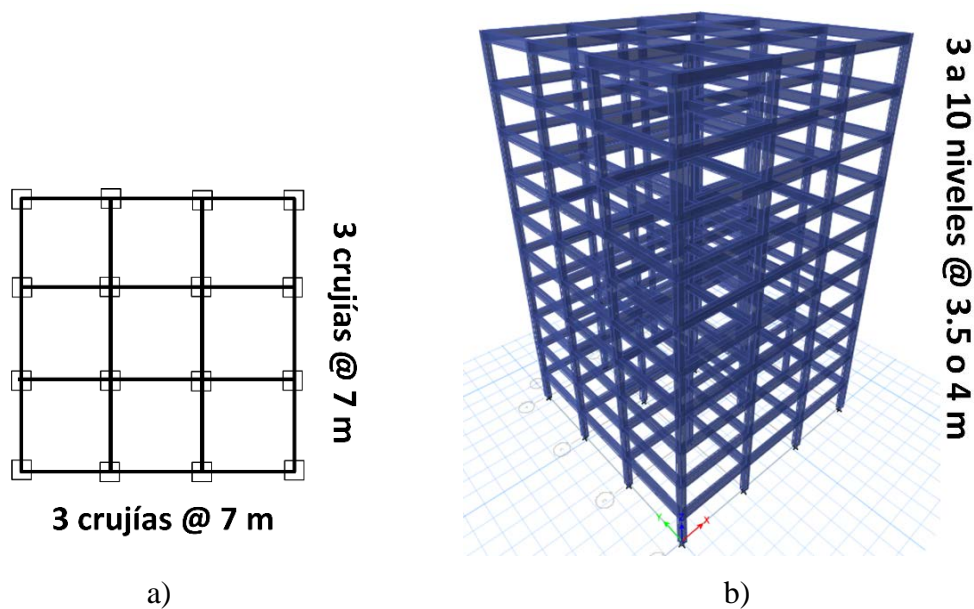


Fig. 11.2. a) Planta, y b) Elevación de los edificios de concreto reforzado.

Tabla 11.1 Características de los 19 tipos de edificios del conjunto

Tipo	Número de niveles	Número de crujías		Separación de crujías		Número de edificios	T <sub>1</sub> (s)	Nivel de asimetría estimado ( $\alpha$ )
		Dir. E-W	Dir. N-S	Dir. E-W (m)	Dir. N-S (m)			
1	3	3	3	5	5	4	0.73	0.016
2	3	3	4	6	6	7	0.68	0.012
3	3	4	4	5	6	4	0.63	0.02
4	4	4	3	6	5	3	0.80	0.013
5	4	3	4	5	5	4	0.79	0.023
6	4	4	4	5	6	6	0.87	0.025
7	5	5	5	6	5	4	0.96	0.021
8	5	3	4	6	6	2	1.03	0.018
9	6	5	4	5	6	3	0.95	0.01
10	6	4	4	5	5	3	1.05	0.014
11	7	3	3	6	6	2	1.15	0.019
12	7	4	3	5	6	1	1.10	0.022
13	7	3	3	7	7	2	1.19	0.015
14	8	4	5	6	7	3	1.22	0.012
15	8	3	3	8	6	1	1.24	0.024
16	8	4	4	7	7	1	1.25	0.009
17	9	5	4	7	5	2	1.27	0.017
18	9	4	6	7	6	1	1.29	0.02
19	10	5	5	8	8	1	1.39	0.013

En la Tabla 11.1 se puede observar que la mayoría de los edificios tienen de 3 a 6 niveles; sin embargo, también se encuentran algunos edificios de 8 a 10 niveles. Su periodo fundamental de vibración varía de 0.63 s a 1.39 s. La última columna de la derecha en la Tabla 11.1 muestra el nivel de asimetría estimado para cada uno de los 19 tipos de edificios.

Se realizaron análisis paso a paso no lineales usando varios movimientos sísmicos registrados cerca de la zona donde se consideran localizados los edificios; las características principales de los registros se presentan en la Tabla 5.2. Los análisis sísmicos consideran las dos componentes ortogonales de los registros actuando simultáneamente, y posteriormente sus efectos se combinan usando la Regla SRSS (ver

Capítulo 7, ec.7.1). Los registros se escalaron usando una medida de intensidad que toma en cuenta la aceleración espectral promedio en un rango de periodos de vibración,  $S_{avg}$  (Baker y Cornell, 2006). Esta medida de intensidad es la que actualmente se recomienda en las nuevas NTCDS-2017, donde se propone un intervalo para promediar las aceleraciones espectrales que va de  $0.2T_1$  a  $1.3T_1$ , y está dada por la siguiente expresión:

$$S_{avg}(T_1, \dots, T_n) = [ \prod_{i=1}^n S_a(T_i) ]^{(1/n)} \quad (11.2)$$

donde  $n$  es el número de ordenadas espectrales a promediar.

El diseño de los edificios se realiza tomando en cuenta los lineamientos de las NTCDS-2004 y se basó en un análisis dinámico modal espectral. Se supone que los edificios cumplen con las condiciones de un factor de comportamiento sísmico  $Q = 3$ . El uso de los edificios se considera como de oficinas. La resistencia nominal a compresión del concreto es  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , y se considera una resistencia de fluencia del acero de refuerzo de  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ . La rigidez lateral se seleccionó de tal manera que la distorsión máxima de entrepiso en cualquiera de los niveles no excediera 0.030.

Una vez terminado el diseño de los edificios, se procede a idealizarlos por medio de un modelo estructural que tomara en cuenta el comportamiento no lineal de sus elementos estructurales. Los criterios para crear los modelos no lineales se describieron en la Sección 9.3. Aquí, se considera la degradación de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. El modelo histérico que se usó para el comportamiento degradante es el de Takeda-Modificado (Takeda *et al.*, 1970). En los análisis sísmicos se tomaron en cuenta los efectos de segundo orden (P- $\Delta$ ).

#### **11.4. SIMULACIÓN DE LAS DEMANDAS ESTRUCTURALES**

Como se establece en el paso 6, se simularán demandas de distorsión máxima de entrepiso de los edificios a partir de sus correspondientes curvas de peligro de distorsión, ya que este

parámetro se seleccionó para cuantificar el daño estructural. Para ello, se realizan simulaciones Monte Carlo mediante el método de transformación inversa (Rubinstein, 1981).

El método de transformación inversa establece que, si  $Y$  es una variable aleatoria con una función de distribución de probabilidad acumulada  $F_Y$ , y considerando que  $F_Y$  es no decreciente, es posible definir su función inversa como  $F_Y^{-1}(u)$ ; donde  $u$  está dada por valores que siguen una distribución uniforme dentro del intervalo (0,1). Por lo tanto, la variable  $Y$  se puede expresar de la siguiente manera:

$$Y = F_Y^{-1}(u) \tag{11.4}$$

donde  $Y$  pertenece a la función de distribución acumulada  $F_Y$ . En consecuencia, se puede establecer la siguiente igualdad:

$$P(Y \leq y) = P[F_Y^{-1}(u) \leq y] = P[u \leq F_Y(y)] = F_Y(y) \tag{11.5}$$

Por lo tanto, es posible generar una variable aleatoria  $Y$  que tiene una distribución de probabilidad acumulada  $F_Y$  mediante la ec. 11.4; es decir, generando una variable  $u$  que sigue una distribución uniforme en el intervalo (0,1). En la Fig. 11.3 se muestra esquemáticamente este proceso.



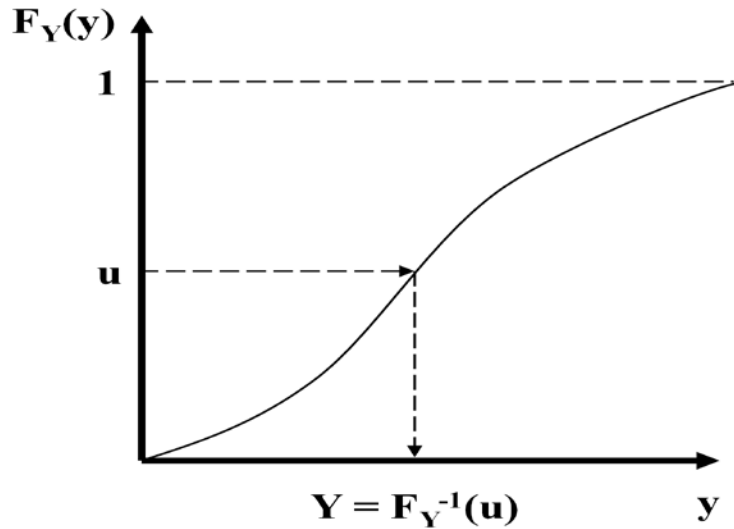


Fig. 11.3. Método de transformación inversa.

Para aplicar este método, es necesario haber obtenido las curvas de peligro de demanda del edificio. Posteriormente, se parte de la hipótesis de que la ocurrencia de los eventos sísmicos sigue un proceso de Poisson; esto es, que los tiempos de espera entre eventos siguen una distribución exponencial, cuya función de distribución acumulada está dada por:

$$F_T(t) = 1 - e^{-\nu t} \tag{11.6}$$

Si despejamos  $\nu$  de la ec. 11.6 y usamos la ec. 11.5, es posible obtener la expresión para evaluar la tasa anual de excedencia de las demandas de distorsiones máximas de entrepiso:

$$\nu = -\frac{\ln(1-u)}{t} \tag{11.7}$$

donde:

$\nu$  es la tasa anual de excedencia de la demanda estructural, en este caso la distorsión máxima de entrepiso de los edificios.

$u$  es un número aleatorio con distribución uniforme en el intervalo (0,1).

$t = 1$ , debido a que la tasa de excedencia se quiere evaluar en un periodo de un año.

Se simularán demandas de distorsiones a partir de la ec. 11.7 y la curva de peligro de demanda de un edificio de la Tabla 11.1 considerando una vida útil de 50 años. Para el escenario simulado, se calculará el costo total en el ciclo de vida del edificio en consideración.

## 11.5. COMPONENTES DE LAS FUNCIONES DE COSTOS

Hay dos componentes principales en una función del costo total esperado del ciclo de vida,  $E(T_c)$ , de una estructura en particular: el costo inicial ( $C_I$ ) y el costo esperado de daños futuros,  $E(C_D)$ .

$$E(T_c) = C_I + E(C_D) \quad (11.8)$$

### 11.5.1 Costo Inicial

El costo inicial total de los edificios se estima por medio de un procedimiento aproximado (De León, 1995; Bojórquez *et al.*, 2017). Este costo incluye los costos directos ( $C_{DI}$ ), costos indirectos ( $C_{IN}$ ), y los honorarios de construcción ( $C_{CF}$ ). La estimación del costo directo se puede simplificar si se hace la suposición de que este se calcula como la suma del costo de los materiales ( $C_M$ ) y el costo de mano de obra ( $C_L$ ). Este último se toma como el 40% del costo de los materiales. Por lo tanto, el costo directo se aproxima como en la ec. 11.9. El costo de los componentes no estructurales no se considera en este estudio. Los costos indirectos incluyen la capacitación de posibles trabajadores, seguros, entre otros; y se toma como el 20% del costo directo, como se muestra en la ec. 11.10.

$$C_{DI} = 1.4C_M \quad (11.9)$$

$$C_{IN} = 0.2C_{DI} \quad (11.10)$$

Se estima que los honorarios del constructor equivalen a un 15% de la suma de los costos directos e indirectos (García Jarque, 2017; Camba, 2017; comunicación personal), es decir:

$$C_{CF} = 0.15(C_{DI} + C_{IN}) \quad (11.11)$$

El costo de los materiales se toma como el costo promedio del concreto y el acero de refuerzo en la Ciudad de México (2017), como se resume en la Tabla 11.2.

Tabla 11.2. Costo unitario promedio de materiales de construcción en la Ciudad de México (2017)

Material	Unidad	Costo (Pesos Mexicanos)
Concreto ( $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ )	$\text{m}^3$	\$1,800
Acero de Refuerzo	Ton	\$13,000

Entonces, el costo inicial total resulta de la suma de  $C_{DI}$ ,  $C_{IN}$  y  $C_{CF}$ :

$$C_I = 1.4C_M + 0.2(1.4C_M) + 0.15[1.4C_M + 0.2(1.4C_M)] = 1.93C_M \quad (11.12)$$

### 11.5.2. Costo Esperado de Daños

Hay diferentes costos asociados a los potenciales daños que las estructuras pueden sufrir cuando se ven sometidas a eventos sísmicos a lo largo de su vida útil. Este costo incluye los costos de reparación o de reconstrucción ( $C_{RR}$ ), el costo asociado a la pérdida de contenidos ( $C_C$ ), el costo por personas lesionadas ( $C_{LE}$ ), el costo económico de la pérdida de vidas ( $C_{LL}$ ), y las pérdidas económicas por interrupción de las actividades comerciales del inmueble (pérdidas indirectas,  $C_{EL}$ ). Por lo tanto, el costo esperado de daños se puede expresar de la siguiente manera:

$$E(C_D) = C_{RR} + C_C + C_{LE} + C_{LL} + C_{BI} \quad (11.13)$$

El costo asociado a los daños depende del nivel esperado de los daños estructurales en la vida útil del edificio en consideración. Para cuantificar el daño global de los edificios cuando se ven sometidos a un determinado nivel de intensidad, se usará el índice de daño definido anteriormente en la ec. 11.2.

#### 11.5.2.1 Costo de Reparación/Reconstrucción

Existen diferentes técnicas para reparar (o reforzar) edificios dañados, como: encamisado de concreto, refuerzo con fibra de carbono (PRFC), contravientos, disipadores de energía, etc. En este estudio, se asume que después de que los edificios resulten dañados en cada evento sísmico que pueda ocurrir en su vida útil, sus elementos estructurales se repararán usando la técnica de encamisado de concreto. Como se mencionó anteriormente, no se toma en cuenta el costo de reparación de los componentes no estructurales.

El costo de reparación de los edificios se tomó del estudio realizado por Bojórquez *et al.* (2017); quienes mencionan que, para edificios de concreto reforzado localizados en la Ciudad de México, el costo máximo de reparación es aproximadamente \$9,000/m<sup>2</sup>, y que equivale a cerca del 50% del costo inicial de la estructura. Existe un límite de daño reparable a partir del cual el edificio se debe demoler y reconstruir; este límite se establece para  $ID < 0.70$  (De León y Ang, 1995). El costo de reconstrucción se considera como 1.2 veces el costo inicial ( $1.2C_I$ ), e incluye el costo de demolición, limpieza, rediseño de la estructura, etc. Además, se considera que la reconstrucción de los edificios toma en promedio 2 años. Por lo tanto, las relaciones matemáticas de los índices de daño con el costo de reparación/reconstrucción son las siguientes:

$$C_{RR} = C_I ID^2 ; 0 \leq ID < 0.70 \quad (11.14)$$

$$C_{RR} = 1.2C_I ; ID \geq 0.70 \quad (11.15)$$

Las ecs. 11.14 y 11.15 se representan esquemáticamente en la Fig. 11.4. En el eje de las ordenadas se representa el costo de reparación o reconstrucción normalizado con respecto al costo inicial; mientras que en el eje de las abscisas se grafica el índice de daño.

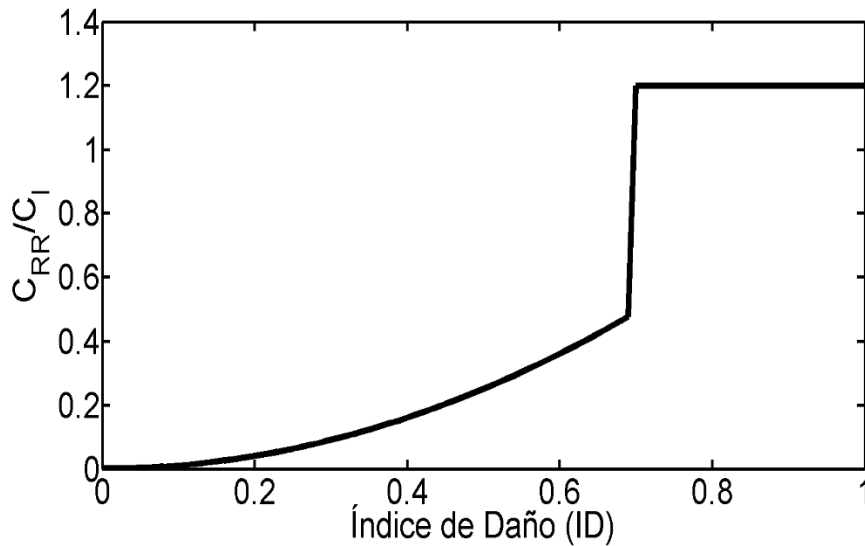


Fig. 11.4. Relación del costo de reparación/reconstrucción normalizado y el índice de daño.

#### 11.5.2.2 Costo de Pérdida de Contenidos

Este costo depende principalmente del tipo de uso del edificio en consideración, y, en consecuencia, del tipo de contenidos de este; además, está directamente relacionado con las aceleraciones de entrepiso que se presentan en los edificios cuando se ven afectados por un evento sísmico. Debido a que el uso de los edificios estudiados aquí se considera de oficinas, los contenidos dependen del tamaño y poder adquisitivo de los propietarios.

Es importante comentar que el costo de pérdida de contenidos no se cuantifica en este estudio tomando en cuenta las aceleraciones de entrepiso, sino que se tomará en cuenta de una forma aproximada, es decir, como un porcentaje del costo inicial. Se tomará un valor sugerido por Surajman y Riojani (1983), quienes propusieron que el máximo costo relacionado a la pérdida de contenidos se puede suponer como 0.5 veces el costo inicial.

Esto es, el costo asociado a la pérdida de contenidos se puede expresar de la siguiente manera:

$$C_c = 0.5C_i ID \quad ; \quad 0 < ID < 1.0 \quad (11.16)$$

$$C_c = 0.5C_i \quad ; \quad ID \geq 1.0 \quad (11.17)$$

La Fig. 11.5 ilustra la relación entre el ID y el costo de pérdida de contenidos normalizado con el costo inicial.

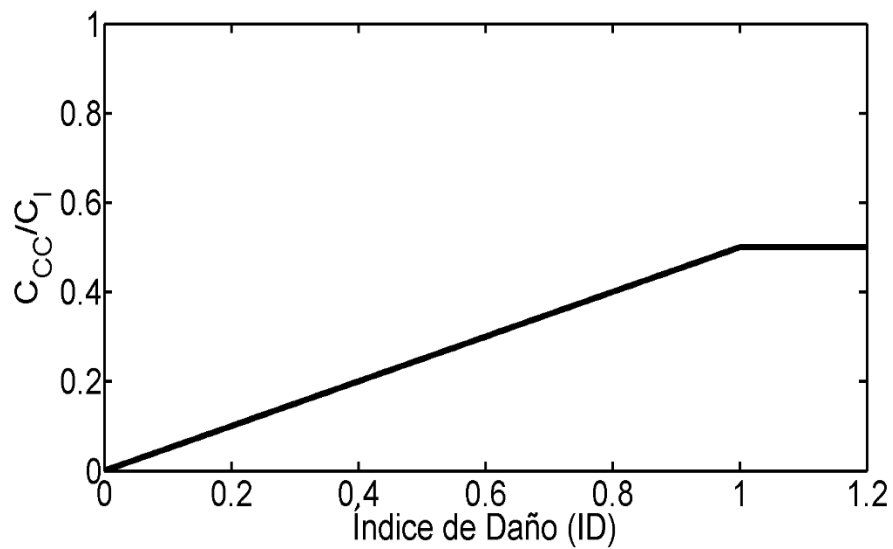


Fig. 11.5. Relación del costo de pérdida de contenidos normalizado y el índice de daño.

Como ya se mencionó, estimar el costo de pérdida de contenidos como una fracción del costo inicial no es lo más apropiado debido a que se puede subestimar o sobreestimar; además, de que este varía en gran medida del tipo de estructura que se considere. Por ejemplo, se pueden dar casos como almacenes en donde la estructura resulte sin daños tras un evento sísmico intenso pero su contenido resulte severamente dañado. Por otra parte, puede pasar lo contrario, es decir, que las estructuras pueden presentar daños importantes y gran parte de los contenidos pueden ser recuperados (por ejemplo, viviendas) (Jaimes *et al.*, 2013).

### 11.5.2.3 Costo por Personas Lesionadas

La evaluación del costo debido a lesiones considera principalmente el costo de las estancias en los hospitales, medicinas y terapia física/psicológica de las personas que podrían resultar heridas dentro de un edificio durante un evento sísmico. Para evaluar este costo, es necesario primeramente estimar el número promedio de personas que podrían resultar lesionadas durante un evento sísmico. Para este propósito, De León (1996) estimó el número medio de personas que resultaron heridas por unidad de área de edificios colapsados durante el sismo de 1985 en la Ciudad de México (Tokyo Metropolitan Government, 1985; Instituto de Ingeniería UNAM, 1985); el valor resultante fue de 0.0168/m<sup>2</sup>. Consecuentemente, para estimar el costo total por lesiones, es necesario hacer algunas suposiciones (Bojórquez *et al.*, 2017; Orellana, 2017): 1) el costo de lesiones sin incapacidad permanente ( $C_{LEN}$ ) se considera igual a \$23,000 (en las lesiones sin incapacidad permanente se considera el costo de una pequeña estancia en el hospital, la medicina y los honorarios médicos), 2) el costo de las lesiones con incapacidad permanentes ( $C_{LEP}$ ) se toma como \$2,100,000 (igual al costo por fallecimiento) e incluye el costo de terapias, cuidados continuos y acciones legales. Se asume que las lesiones con incapacidad permanente representan solo el 10% del total de lesiones. Por lo tanto, la función del costo por lesiones se supone que varía con el índice de daño de la siguiente forma (Bojórquez *et al.*, 2017):

$$C_{LE} = \begin{cases} [0.1C_{LEP} + 0.9C_{LEN}](0.0168)(A)(ID^2) & ; 0 < ID < 1 \\ [0.1C_{LEP} + 0.9C_{LEN}](0.0168)(A) & ; ID \geq 1 \end{cases} \quad (11.18)$$

donde A representa el área de piso de edificios colapsados. En la Fig. 11.6 se muestra la variación del costo por lesiones para el edificio tipo 16 (al cual le corresponde un área de piso de 6,272 m<sup>2</sup>).

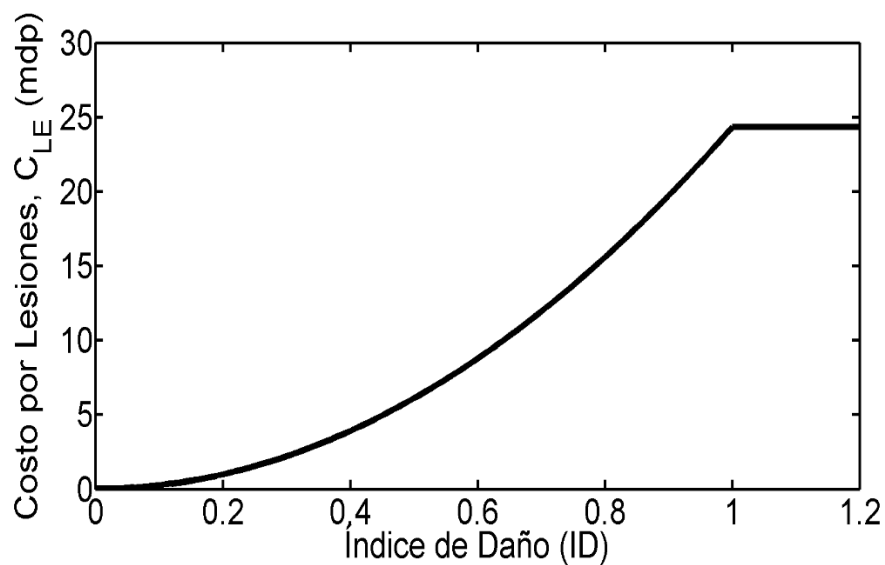


Fig. 11.6. Relación del costo por personas lesionadas y el índice de daño, para el edificio tipo 16.

#### 11.5.2.4 Costo Económico de Pérdida de Vidas

Para estimar el costo relacionado a la pérdida de vidas humanas, es necesario estimar el número promedio de personas que pudieran perder la vida por unidad de área de edificios colapsados. Una manera de obtener esos datos es a partir del daño causado por terremotos intensos en el pasado. Para ello, Orellana y Ruiz (2017) realizaron una regresión no lineal usando el método de mínimos cuadrados del número de personas fallecidas ( $N_d$ ) reportadas por el Tokyo Metropolitan Government en 1985. El ajuste de los datos, así como la expresión matemática propuesta se presentan en la Fig. 11.7 y la ec. 11.19, respectivamente.



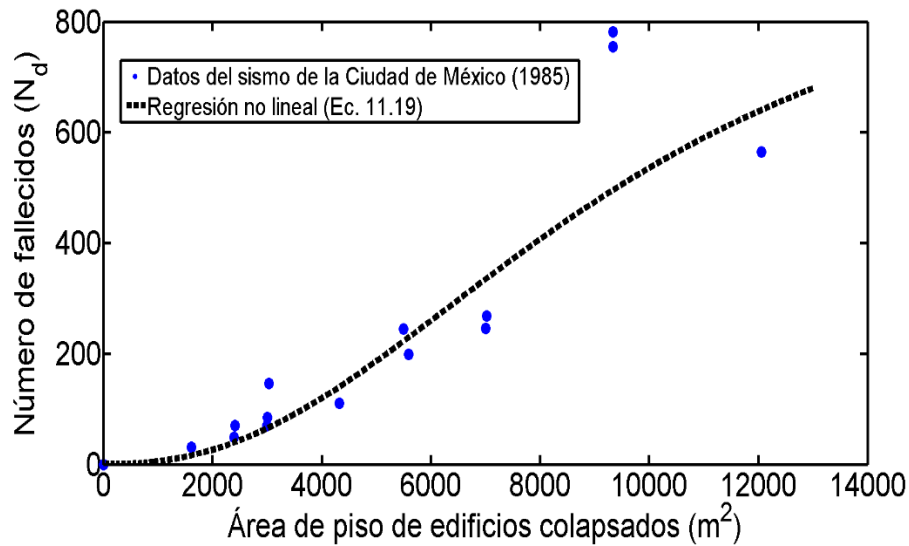


Fig. 11.7 Número de personas fallecidas por unidad de área de edificios colapsados.

$$N_d = \frac{995.3A^{2.34}}{188+A^{2.34}} \quad (11.19)$$

La evaluación del costo de la pérdida de vidas es un tema controversial. Instintivamente podemos argumentar que la vida no tiene precio y que es imposible cuantificarla en términos monetarios. Además, no hay un concepto estándar en economía para el valor de la vida humana (Nilson, 2014). Un procedimiento ampliamente aceptado para estimar el valor económico de la vida humana es calcular la pérdida esperada de futuros ingresos (Linnerooth, 1979). Bajo esta suposición, el costo de la pérdida de vidas se toma de acuerdo al ingreso anual promedio de una persona a lo largo de su vida laboral. De acuerdo con el estudio de Bojórquez *et al.* (2017), el número de personas que pueden perder la vida en un edificio colapsado es aproximadamente 75% del total de las personas dentro del edificio; sin embargo, para colapso incipiente (definido anteriormente como un estado cercano al colapso), se supone que solamente el 5% de las personas pierden la vida. Así, el número de personas fallecidas asociadas a un estado de colapso incipiente ( $N_{dCI}$ ) se considera en este estudio para estimar el costo esperado por pérdida de vidas.

$$N_{dCI} = \frac{0.05N_d}{0.75} \quad (11.20)$$

Si consideramos que el ingreso anual promedio de una persona en la Ciudad de México es aproximadamente \$84,000 (INEGI, 2017) y que su vida laboral promedio es de 25 años, podemos estimar que el costo por fallecimiento ( $C_F$ ) de una persona es de \$2,100,000. Entonces, el costo por pérdida de vidas se define por medio de la ec. 11.21. Se debe notar que para niveles de daño menores o moderados se asume que el costo de la pérdida de vidas varía como la cuarta potencia del ID (De León y Ang, 1995). La variación del costo de pérdida de vidas con el ID se representa en la Fig. 11.8, para el caso particular del edificio tipo 16 ( $A=6,272 \text{ m}^2$ ).

$$C_{LL} = \begin{cases} N_{dCI} C_F ID^4 & ; 0 < ID < 1 \\ N_{dCI} C_F & ; ID \geq 1 \end{cases} \quad (11.21)$$

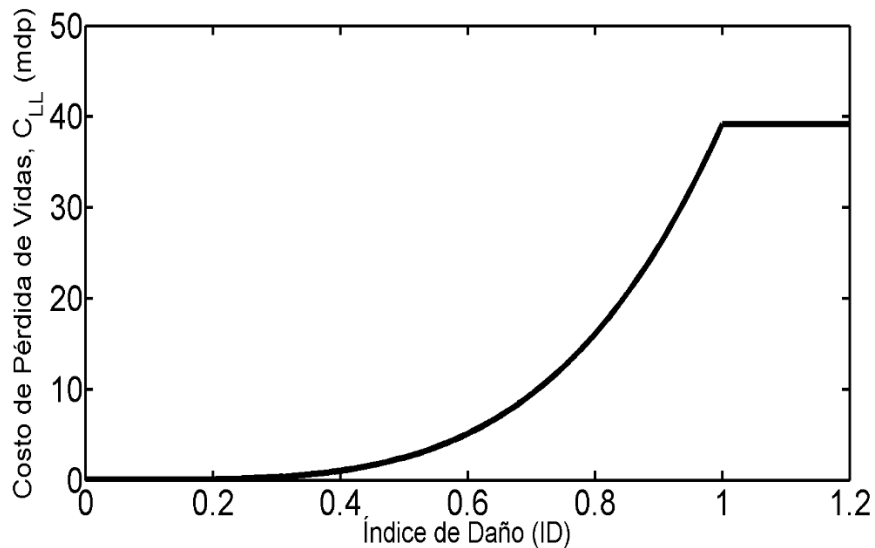


Fig. 11.8 Relación entre el costo de pérdida de vidas y el índice de daño, para el edificio tipo 16.

#### 11.5.2.5 Costo por Pérdidas Indirectas

Este costo depende directamente del uso de los edificios. El uso de los edificios analizados en este estudio se considera de oficinas. Esto implica que el costo de las pérdidas indirectas

está relacionado principalmente con la pérdida del ingreso por concepto de renta durante el periodo de tiempo que dure la reparación o reconstrucción del edificio. Se considera que el periodo máximo de reconstrucción ( $R_P$ ) es de 2 años y el costo promedio de renta para oficinas ( $R_{OFF}$ ) en la Ciudad de México es alrededor de \$250/m<sup>2</sup> mensual. Este costo está asociado a daño total ( $ID \geq 1$ ); sin embargo, para daño intermedio, se supone que este costo varía de forma cuadrática con el índice de daño (De León y Ang, 1995). Entonces, la función del costo por pérdidas indirectas se expresa de la siguiente manera (Fig. 11.9):

$$C_{BI} = \begin{cases} R_{OFF}AR_P & ; ID \geq 1 \\ R_{OFF}AR_P ID^2 & ; 0 \leq ID < 1 \end{cases} \quad (11.22)$$

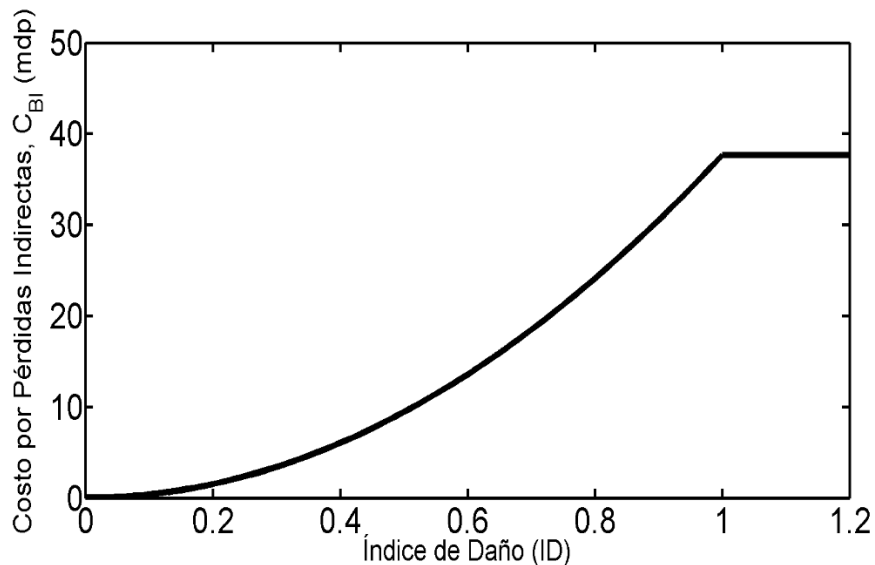


Fig. 11.9 Relación entre el costo por pérdidas indirectas y el índice de daño, para el edificio tipo 16.

## 11.6 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA, Y ALTERNATIVAMENTE, SIN ASIMETRÍA

En esta sección se aplica la metodología descrita en la sección 11.1. Esta se aplica al edificio tipo 16 de la Tabla 11.1, considerándolo con asimetría en fluencia, y

alternativamente, sin asimetría. Posteriormente, se extiende la aplicación a todo el conjunto de edificios.

### 11.6.1 Curvas de Fragilidad y de Peligro de Demanda

Las curvas de fragilidad se calculan por medio de la ec. 3.2. Estas curvas se obtienen para diferentes valores de la demanda de distorsión máxima de entrepiso. Las Figs. 11.10a y 11.10b muestran las curvas de fragilidad para los edificios tipo 16, considerando tanto la versión simétrica como la versión con asimetría en fluencia. Se observa en la Fig. 11.10 que, para un mismo nivel de intensidad sísmica, la probabilidad de excedencia de un determinado valor de la distorsión de entrepiso es mayor para la versión con asimetría en fluencia que la asociada a la versión simétrica en fluencia. Este comportamiento ya se había discutido en las secciones anteriores; sin embargo, aquí se analizará la repercusión de este hecho en el análisis de costos de los edificios.

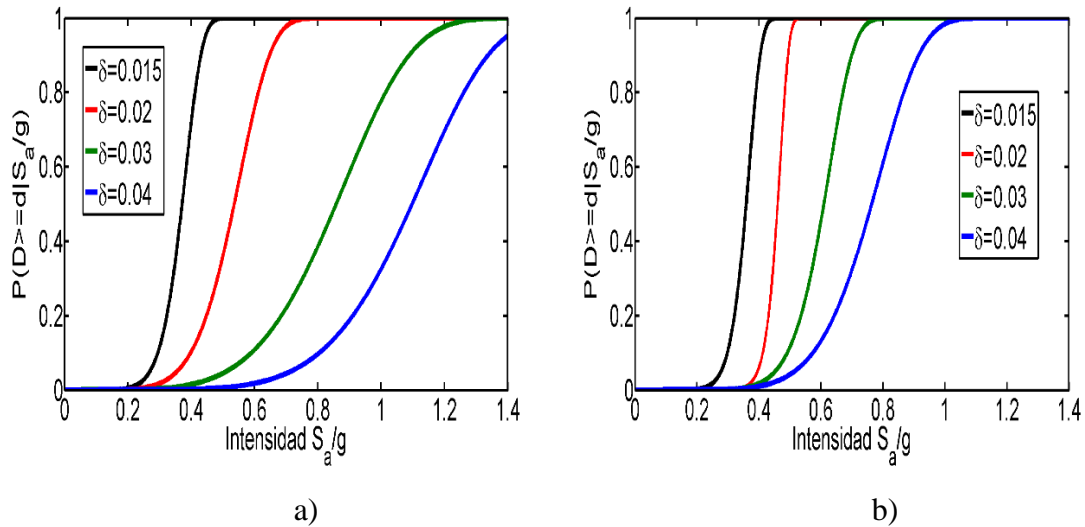


Fig. 11.10. Curvas de fragilidad del edificio tipo 16, para a) versión simétrica y b) versión con asimetría en fluencia, correspondientes a diferentes valores de distorsión máxima de entrepiso.

En la Fig. 11.11 se presentan las correspondientes curvas de peligro de distorsión para el edificio tipo 16. Se observa que la diferencia entre las curvas es muy pequeña para valores pequeños de distorsión máxima de entrepiso, debido a que las estructuras permanecen elásticas o incursionan muy poco en el rango inelástico. Esta diferencia se incrementa conforme más elementos estructurales incursionan en el intervalo no lineal. Como se describe en la metodología propuesta, a partir de curvas como las mostradas en la Fig. 11.11 se simularán las demandas de distorsiones, como se describe en la Sección 11.4.

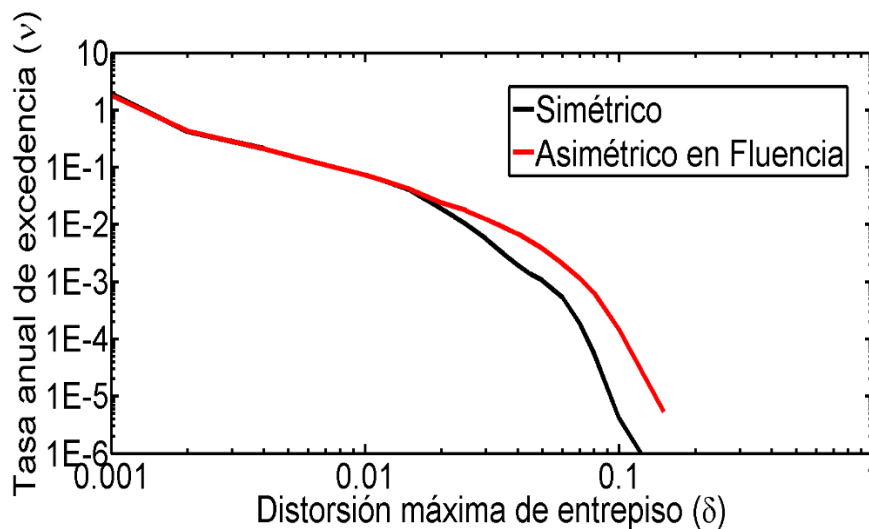


Fig. 11.11. Curvas de peligro de demanda para las versiones simétrica y asimétrica en fluencia del edificio tipo 16.

### 11.6.2 Capacidad Estructural

La capacidad de los edificios se obtiene mediante análisis dinámicos incrementales (IDA) (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Este tipo de análisis consiste en someter a las estructuras a varios registros sísmicos escalados a intensidades monótonicamente crecientes y obtener la demanda estructural para cada valor de la intensidad sísmica. El análisis termina cuando las demandas estructurales aumentan significativamente ante incrementos pequeños de intensidad sísmica, cuando exista inestabilidad numérica del modelo estructural o cuando se cumpla uno de los diferentes criterios que se han propuesto para caracterizar la falla

(tales criterios se pueden consultar en el artículo de Vamvatsikos y Cornell, 2002). Esto resulta en una o varias curvas que relacionan la demanda estructural contra el nivel de intensidad. A partir de estas curvas se pueden establecer, mediante algunos criterios documentados en la literatura, las demandas estructurales asociadas a distintos niveles de desempeño de las estructuras analizadas (p.ej.: el estado límite de servicio o el estado límite de colapso). Una vez obtenidas las curvas IDA para un edificio en particular, se puede estimar la mediana y la desviación estándar de los logaritmos de las demandas estructurales asociadas a los diferentes estados límite.

En la Fig. 11.12 se muestran las curvas de capacidad estructural obtenidas para el edificio tipo 16. Se puede observar que la dispersión de los resultados es considerable cuando existe comportamiento no lineal esto se debe a las características propias de cada uno de los registros usados en los análisis. Por esta razón existen criterios para caracterizar los estados límites a partir de las curvas IDA. En este estudio, se adopta el criterio del FEMA-350 (2000), el cual establece que se puede considerar como la capacidad de la estructura el punto donde la pendiente de la curva IDA es menor al 20% de la pendiente elástica. En la Tabla 11.3 se resumen los valores de las medianas y las desviaciones estándar de los logaritmos de las distorsiones máximas de entrepiso asociadas a los estados límite de servicio (fluencia) y colapso de los 19 tipos de edificios considerados.

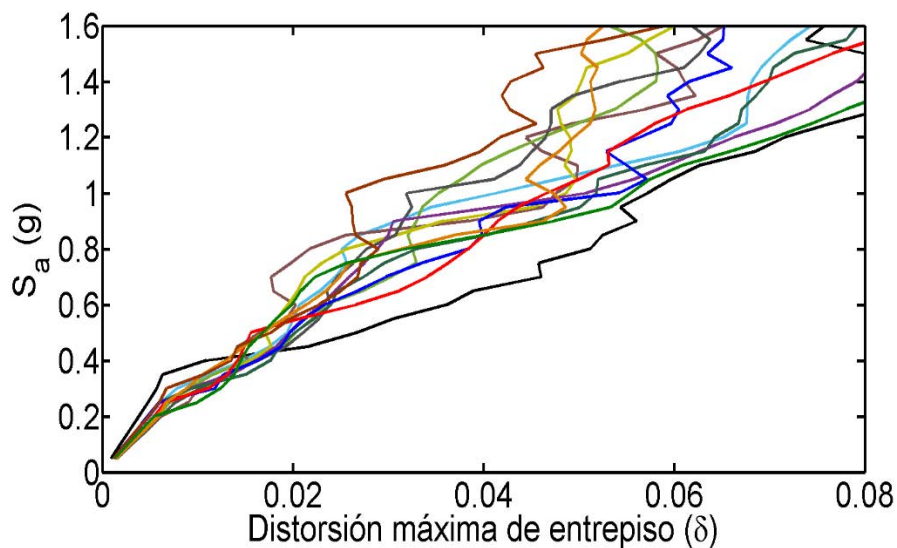


Fig. 11.12. Curvas IDA para el edificio tipo 16.

Tabla 11.3. Medianas y desviaciones estándar de los logaritmos de las distorsiones máximas de entrepiso para los 19 tipos de edificios considerados

Tipo de edificio	Servicio		Colapso	
	Mediana, $D_s$	$\sigma_{\ln D_s}$	Mediana, $D_c$	$\sigma_{\ln D_c}$
1	0.0040	0.1569	0.0370	0.2676
2	0.0040	0.0704	0.0364	0.1897
3	0.0030	0.0899	0.0366	0.1732
4	0.0053	0.1313	0.0360	0.2699
5	0.0048	0.0856	0.0333	0.2270
6	0.0045	0.0956	0.0348	0.2250
7	0.0054	0.1003	0.0341	0.1538
8	0.0062	0.0798	0.0362	0.1815
9	0.0041	0.0839	0.0318	0.2249
10	0.0044	0.0947	0.0335	0.1216
11	0.0053	0.1239	0.0338	0.1744
12	0.0041	0.1212	0.0319	0.1349
13	0.0047	0.1098	0.0338	0.1460
14	0.0042	0.0765	0.0334	0.2026
15	0.0040	0.1308	0.0319	0.1702
16	0.0052	0.1186	0.0314	0.2154
17	0.0064	0.0539	0.0305	0.2655
18	0.0071	0.0599	0.0307	0.2985
19	0.0067	0.0338	0.0295	0.2604

### ***11.6.3 Análisis de Costos para un Edificio***

#### *11.6.3.1 Simulación de las demandas de distorsiones de entrepiso*

Primeramente se simulan demandas de distorsiones máximas de entrepiso a partir de las curvas de peligro de demanda usando el método de transformación inversa, siguiendo el

procedimiento descrito en la Sección 11.4. Las demandas estructurales se simulan para un escenario (o ventana de tiempo) de 50 años (vida útil del edificio). Para la simulación de las demandas se necesita obtener el número de eventos sísmicos anuales, el cual se toma como el número promedio de eventos registrados anualmente en la base de datos del Servicio Sismológico Nacional (SSN, 2017). De acuerdo con los datos recopilados, se esperan 0.39 eventos por año con una magnitud mayor o igual a 6.9. Las Figs. 11.13 y 11.14 presentan demandas simuladas para el edificio tipo 16 a partir de su correspondiente curva de peligro de demanda (Fig. 11.11), para la versión simétrica y asimétrica en fluencia, respectivamente.

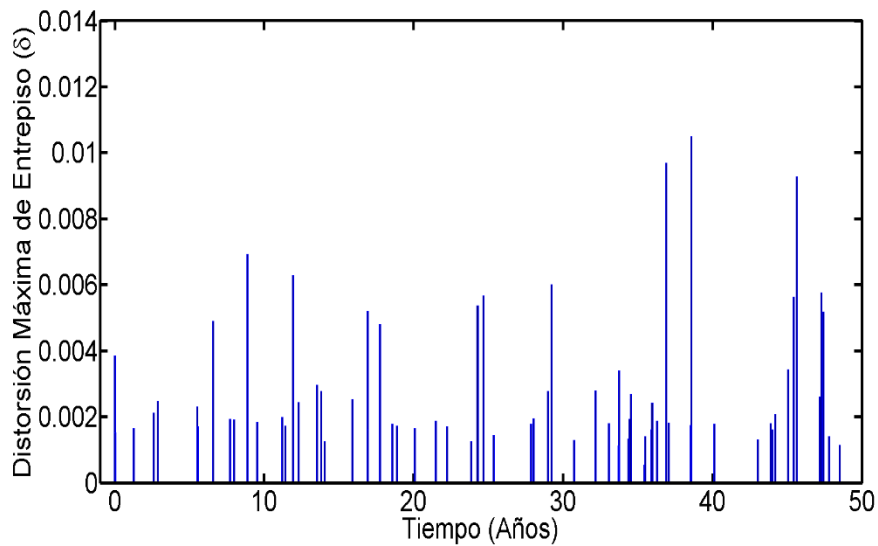


Fig. 11.13. Demandas simuladas de distorsión máxima de entrecaposo correspondientes a la versión simétrica en fluencia del edificio tipo 16.



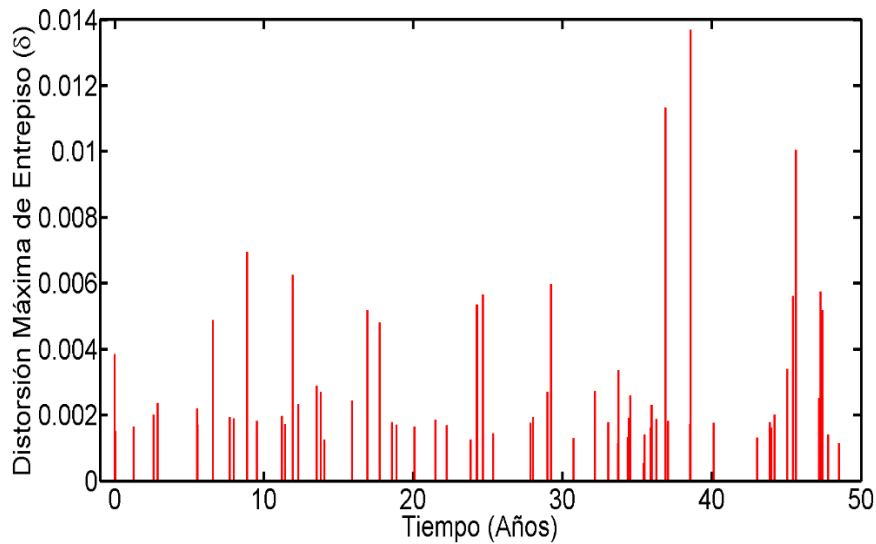


Fig. 11.14. Demandas simuladas de distorsión máxima de entrepiso correspondientes a la versión con asimetría en fluencia del edificio tipo 16.

En las Figs. 11.13 y 11.14 se puede apreciar que, de acuerdo con la curva de peligro de demanda mostrada en la Fig. 11.11, las demandas de distorsión máxima de entrepiso serán ligeramente mayores para la versión con asimetría en fluencia que para la versión simétrica. En las siguientes subsecciones, se ejemplificará el análisis de costos para este edificio tomando como referencia la distorsión máxima de entrepiso simulada correspondiente a la versión simétrica del edificio. De acuerdo con la Fig. 11.13 esta ocurre en el año 38 y es igual a  $\delta=0.0107$ .

### 11.6.3.2 Costo Total Esperado en la Vida Útil del Edificio

El costo total esperado en el ciclo de vida de las estructuras depende del costo inicial y del costo esperado de daños que pudieran sufrir en su vida útil. Los detalles de las funciones de costos que se usan en los análisis se presentan en la Sección 11.5. En la Tabla 11.4 se resume el costo de los materiales, así como las cantidades de concreto y acero de refuerzo correspondientes al edificio tipo 16, y aplicando la ec. 11.12, obtenemos un costo inicial de  $C_1=10.84$  millones de pesos (mdp).

Tabla 11.4. Costo de los materiales correspondientes al edificio tipo 16.

Material	Costo		Costo total (mdp)
	unitario	Cantidad	
Concreto $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	\$1,800/m <sup>3</sup>	1,659 m <sup>3</sup>	\$2,986,200
Acero de Refuerzo	\$13,000/Ton	202.44 Ton	\$2,631,720
		Total	\$5,617,920

Para estimar el costo esperado de daños, es necesario estimar el ID que le corresponde a la distorsión máxima de entrepiso simulada,  $\delta=0.0107$ , usando la ec. 11.2 y la Tabla 11.4:

$$ID = \frac{0.0107 - 0.0052}{0.0314 - 0.0052} = 0.21$$

Con el ID calculado, se puede estimar el costo esperado de daños para esa demanda de distorsión de entrepiso, de la siguiente manera:

- Costo por Reparación/Reconstrucción (ec. 11.14):

$$C_{RR} = 10.84(0.21)^2 = 0.48 \text{ mdp}$$

- Costo por Pérdida de Contenidos (ec. 11.16):

$$C_C = 0.5(10.84)(0.21) = 1.14 \text{ mdp}$$

- Costo por Personas Lesionadas (ec. 11.18):

$$C_{LE} = [(0.1)(2.1) + (0.9)(0.023)](0.0168)(6,272)(0.21)^2 = 1.07 \text{ mdp}$$

- Costo por Pérdida de Vidas (ecs. 11.19-11.21):

El edificio tipo 16 tiene un área de piso de 6,272 m<sup>2</sup>, valor que al sustituir en la ec. 11.19 resulta en N<sub>d</sub>=280 personas fallecidas para colapso total, el cual representaría al 75% de las personas que se encuentran dentro del edificio; sin embargo, como se mencionó anteriormente, en este caso estamos considerando un estado límite denominado colapso incipiente (cercano al colapso), en el cual se considera que solo el 5% de las personas dentro del edificio pierde la vida, por lo tanto, necesitamos obtener el número de personas fallecidas asociado a este estado límite. Usando la ec. 11.20 se obtiene:

$$N_{dCI} = \frac{(0.05)(280)}{0.75} = 19$$

Entonces, para este ejemplo, se espera que aproximadamente 19 personas pierdan la vida en el momento en que el edificio alcance el estado límite de colapso incipiente (el cual está asociado a un ID ≈1); en este ejemplo, se obtuvo ID=0.21, es decir, daño menor o moderado, para el cual también podría existir pérdida de vidas. Por lo tanto, el costo asociado a la pérdida de vidas para el ejemplo en cuestión es el siguiente (ec. 11.21):

$$C_{LL} = (19)(2.1)(0.21)^4 = 0.08 \text{ mdp}$$

- Costo por Pérdidas Indirectas (ec. 11.22):

$$C_{BI} = (250)(6272)(24)(0.21)^2 = 1.66 \text{ mdp}$$

Entonces, el costo total esperado de daños es la suma de todos los costos calculados previamente (ec. 11.13):

$$E(C_D) = 0.48 + 1.14 + 1.07 + 0.08 + 1.66 = 4.43 \text{ mdp}$$

Este valor corresponde al costo esperado por daños asociado a la demanda de distorsión de entrepiso de  $\delta=0.0107$  (que ocurre en el año 38 de la ventana de tiempo simulada). Lo siguiente es transportar el costo esperado de los daños futuros a valor presente mediante la ec. 11.3, suponiendo una tasa de descuento  $q=5\%$ . En la Fig. 11.15 se muestran los costos esperados de daños para la vida útil de la estructura en consideración:

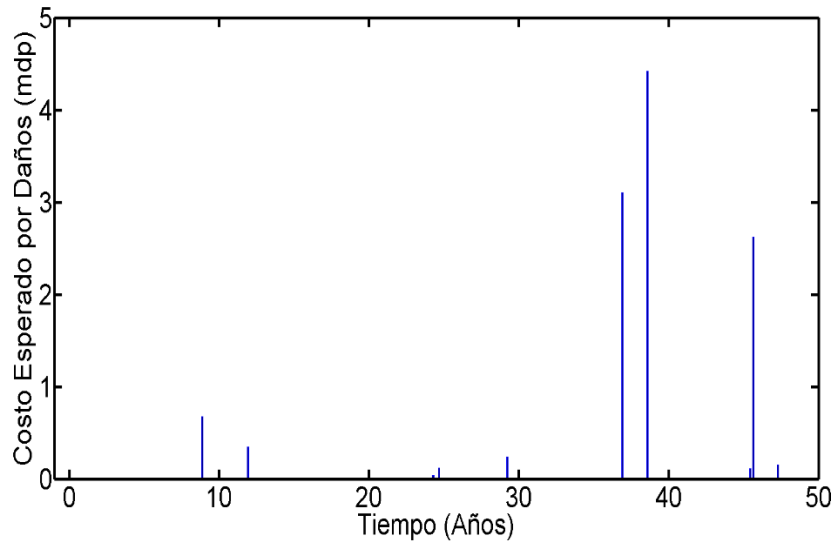


Fig. 11.15. Costo esperado por daños en el ciclo de vida de la versión simétrica en fluencia del edificio tipo 16.

Para obtener el costo total esperado por daños en la vida útil de la estructura se suman los costos de daños generados en cada instante de tiempo (Fig. 11.15). Entonces, para este caso particular se tiene un costo total esperado por daños de  $E(C_D)=11.82$  mdp. Para estimar el costo total en la vida útil de la estructura, se suman los costos esperados por daños y el costo inicial, usando la ec. 11.8:

$$E(T_C) = 10.84 + 11.82 = 22.66 \text{ mdp}$$

Con el objetivo de cuantificar la influencia del comportamiento de asimetría en fluencia en el costo total esperado en la vida útil de una estructura, se realiza el mismo procedimiento, pero ahora para las demandas de distorsiones máximas de entrepiso simuladas para la versión asimétrica en fluencia del edificio tipo 16 (Fig. 11.14). En la Fig.

11.16 se muestra el costo esperado de daños para la versión asimétrica en fluencia del edificio tipo 16.

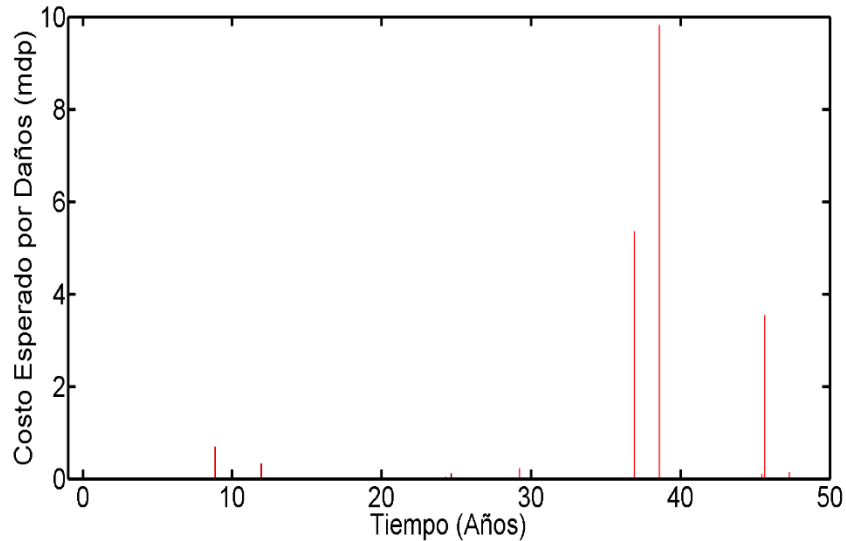


Fig. 11.16. Costo esperado por daños en el ciclo de vida de la versión asimétrica en fluencia del edificio tipo 16.

Entonces, el costo total esperado para la versión asimétrica en fluencia del edificio tipo 16 resulta:

$$E(T_C) = 10.84 + 20.34 = 31.18 \text{ mdp}$$

De los resultados anteriores, se puede apreciar que, para un mismo escenario de demandas simuladas, la versión con asimetría en fluencia del edificio tipo 16 resulta en un costo total esperado 38% mayor al de su contraparte simétrica en fluencia. Este resultado hace ver que el comportamiento de asimetría en fluencia afecta significativamente el desempeño sísmico de las estructuras y esto repercute en el costo por daños que pudiera sufrir dicha estructura a lo largo de su vida útil.

Los resultados presentados en esta sección corresponden a un escenario totalmente aleatorio; es decir, si se realiza otra simulación de demandas estructurales se obtendrán

resultados diferentes. Debido a esto, en la siguiente sección se presenta una manera alternativa de presentar los resultados del análisis de costos.

#### ***11.6.4 Tasa Media Anual de Excedencia del Costo Total Esperado para todo el Conjunto de Edificios***

Una manera alternativa de presentar los resultados es estimar las tasas medias anuales de excedencia del costo total esperado (costo inicial más el costo esperado por daños) para las versiones simétricas y asimétricas en fluencia de los edificios. Para ello, se realiza un procedimiento similar al antes descrito, con la diferencia de que la esperanza de los costos totales no se calculan para un escenario de demandas aleatorio, sino que se calcula el número medio de veces por año que se espera que se exceda un determinado valor del costo total. Con base en los resultados de esta subsección se pueden hacer observaciones y conclusiones más generales del efecto de la asimetría en fluencia en el costo total esperado del conjunto de edificios. Para ello, aquí se retoma el caso del edificio tipo 16 y las curvas de peligro de demanda que se muestran en la Fig. 11.11. A partir de esa figura más la estimación de las distorsiones asociadas a los estados límite de servicio y colapso (capacidad estructural) se pueden calcular los índices de daño a los cuales están asociadas cada una de las demandas de distorsión máxima de entrepiso mediante la ec. 11.1, lo cual da lugar a la curva de la Fig. 11.17 que muestra, para esos casos en particular, el número medio de veces por año que se espera que se exceda un determinado valor del ID. Entonces, a partir de la Fig. 11.17 se puede estimar el costo asociado a los diferentes tipos de daños que pueden sufrir los edificios, así como el costo total esperado de cada uno de ellos. En las Figs. 11.18 a la 11.22 se presentan las curvas que representan la tasa media anual de excedencia de cada uno de los posibles costos asociados a los daños correspondientes al edificio tipo 16.

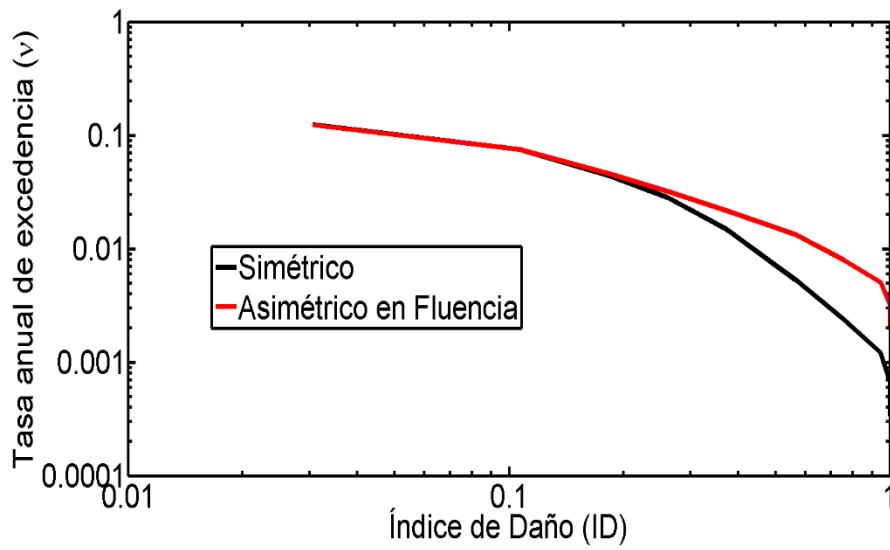


Fig. 11.17. Tasa media anual de excedencia del índice de daño para las dos versiones del edificio tipo 16.

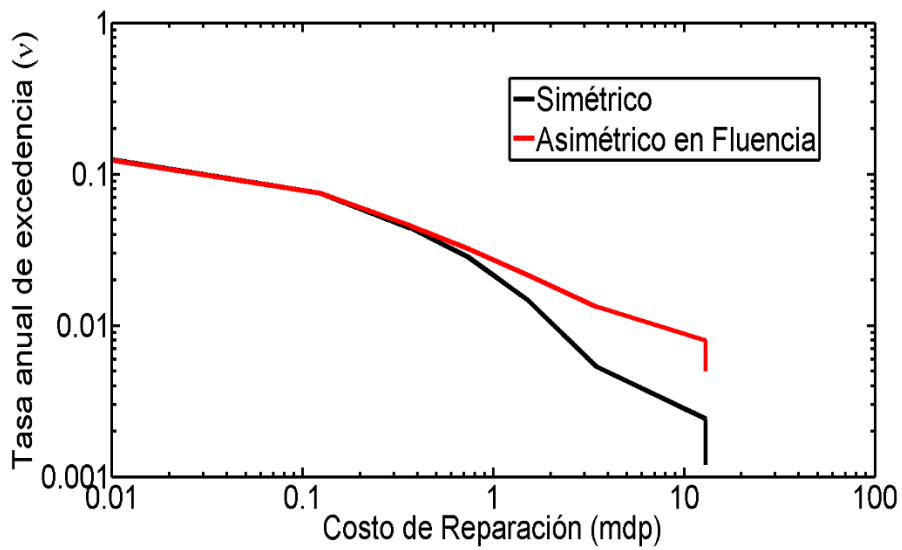


Fig. 11.18. Tasa media anual de excedencia del costo por reparación para el edificio tipo 16.

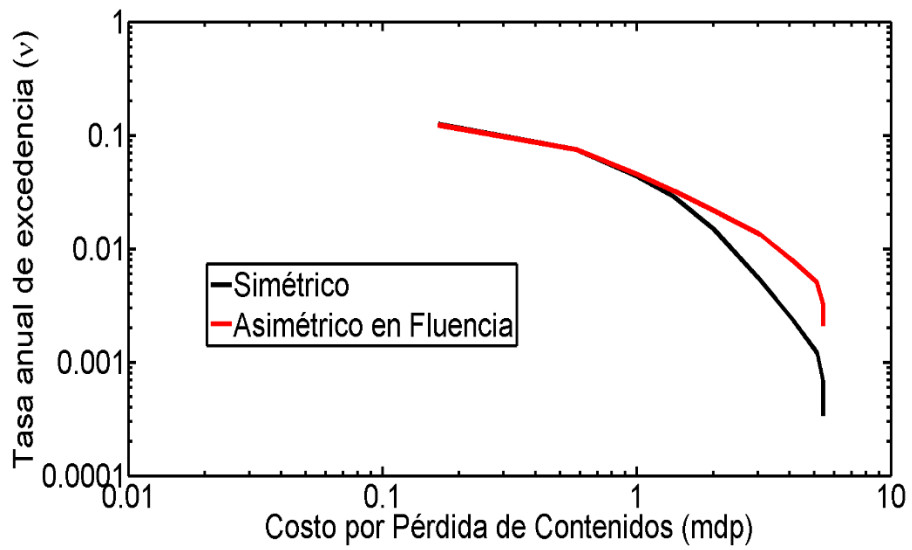


Fig. 11.19. Tasa media anual de excedencia del costo por pérdida de contenidos para el edificio tipo 16.

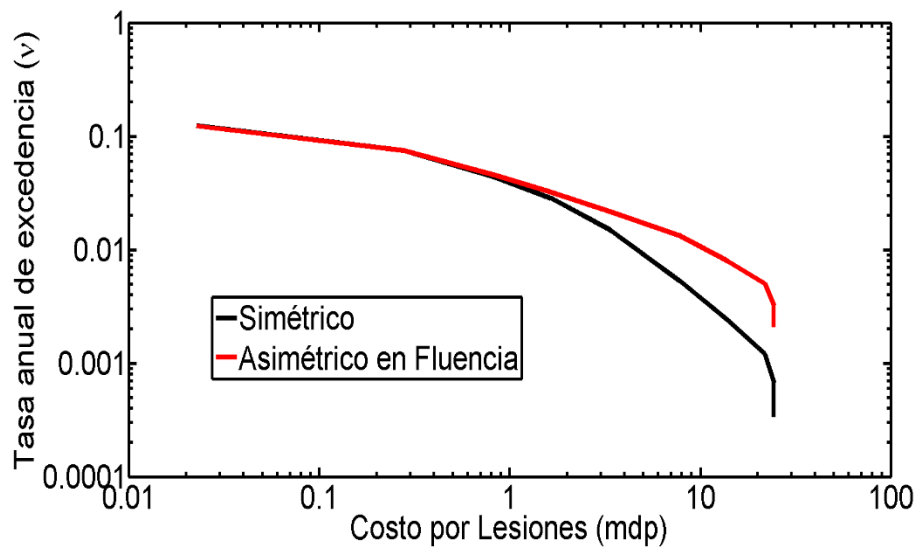


Fig. 11.20. Tasa media anual de excedencia del costo por lesiones para el edificio tipo 16.



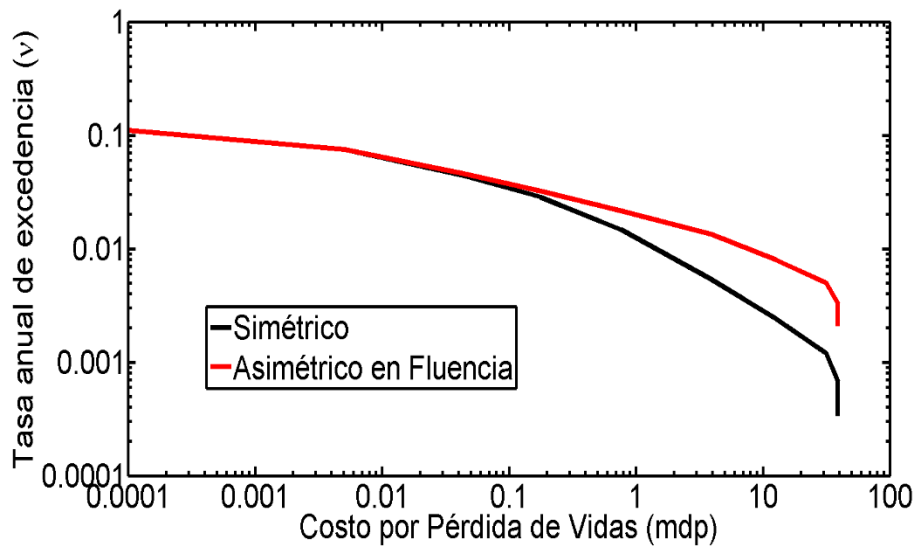


Fig. 11.21. Tasa media anual de excedencia del costo por pérdida de vidas para el edificio tipo 16.

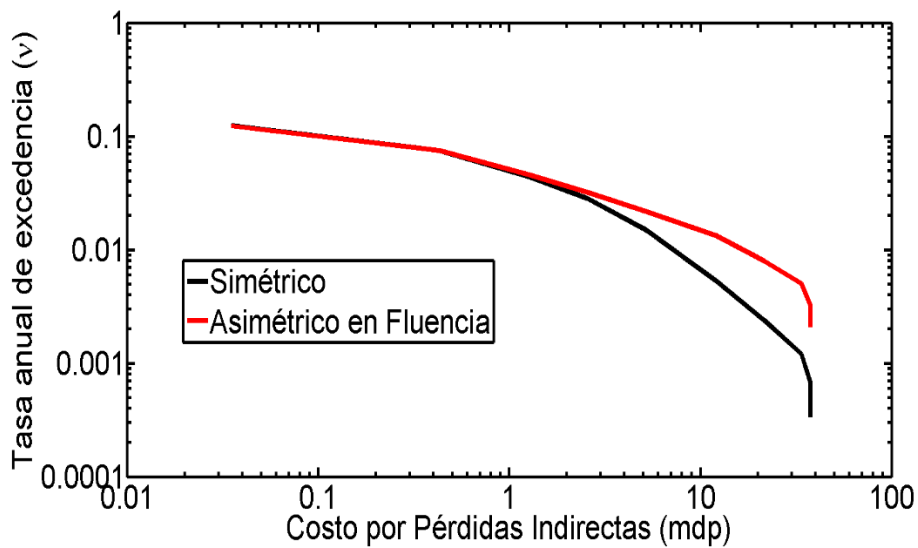


Fig. 11.22. Tasa media anual de excedencia del costo por pérdidas indirectas para el edificio tipo 16.

En las Figs. 11.18 a la 11.22 se puede ver que, por ejemplo, para una tasa media anual de excedencia  $v=0.02$  (periodo de retorno de 50 años), las pérdidas económicas esperadas asociadas a los daños para la versión simétrica en fluencia del edificio son de: 1.15 mdp por costo de reparación, 1.74 mdp por costos de pérdida de contenidos, 2.58 mdp por costo

de lesiones, 0.49 mdp por costo de pérdida de vidas, y 3.99 mdp por pérdidas indirectas, lo que da un total de 9.95 mdp. Por otro lado, para la versión asimétrica en fluencia, se tiene un costo total esperado de daños para el mismo periodo de retorno de 15.51 mdp. Con base en estos resultados, se deduce que el costo esperado de daños para un periodo de retorno de 50 años es 56% mayor para la versión asimétrica en fluencia que para la versión simétrica del edificio tipo 16. Esto da una idea de la considerable influencia que tiene el comportamiento asimétrico en el costo esperado de daños de los edificios.

En la Fig. 11.23 se muestra la tasa media anual de excedencia de un determinado valor del costo total esperado (esto es, el costo inicial más el costo esperado de daños) de las dos versiones del edificio tipo 16. En la Fig. 11.23 se puede observar que para valores de  $v$  mayores a 0.1 (periodo de retorno menores a 10 años) el costo esperado es prácticamente el costo inicial; es decir, que no se esperan costos por daños en ese periodo de tiempo. A partir de periodos de retorno de 33 años y mayores ( $v < 0.03$ ), los costos totales empiezan a ser considerablemente mayores para la versión con asimetría en fluencia. Por ejemplo, para un periodo de retorno de 100 años ( $v=0.01$ ), se tiene un costo total esperado de 30.3 mdp para la versión simétrica y de 60.3 mdp para la versión con asimetría en fluencia. Esto es, que el nivel de asimetría que se considera en la segunda versión del edificio tipo 16 conduce a tener un costo total esperado 100% mayor al de su contraparte simétrica.

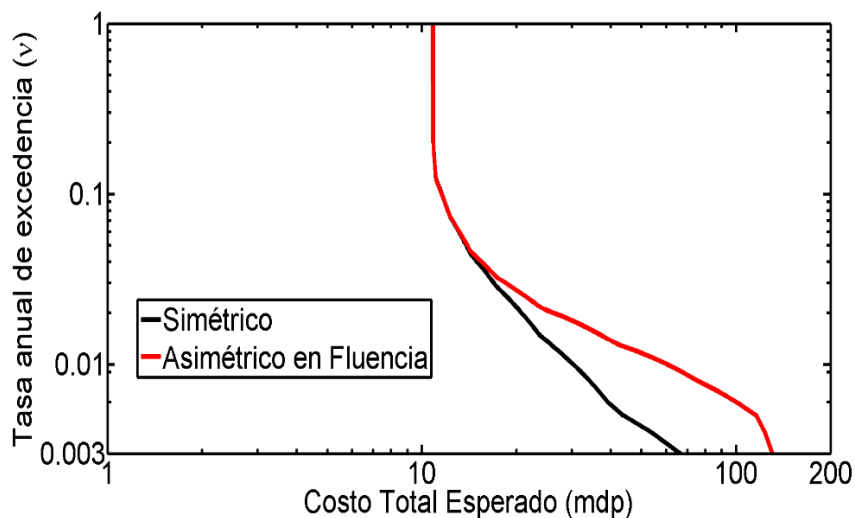


Fig. 11.23. Tasa media anual de excedencia del costo total para las versiones simétrica y asimétrica en fluencia del edificio tipo 16.

A partir de la información de la Fig. 11.23 es posible estimar el costo total esperado para las dos versiones del edificio tipo 16, considerando varios periodos de retorno, y así poder cuantificar en términos económicos la influencia del comportamiento asimétrico en el costo total esperado de los edificios. En las Tablas 11.5 y 11.6 se resumen el costo inicial, el asociado a los diferentes daños, y el total esperado para periodos de retorno de 10, 30, 50 y 100 años; para la versión simétrica y la asimétrica en fluencia, respectivamente. Se puede observar que, como se refleja en la Fig. 11.23, el efecto de la asimetría en fluencia en el costo total se incrementa conforme aumenta el periodo de retorno y puede llegar a ser muy elevado.

Tabla 11.5. Costos esperados (mdp) para la versión simétrica del edificio tipo 16, para diferentes periodos de retorno

Periodo de Retorno (años)	Costo Inicial	Costo Reparación	Costo Contenidos	Costo Lesiones	Costo Pérdida de Vidas	Costo Pérdidas Indirectas	Costo Total
10	10.84	0.06	0.34	0.13	0.00	0.20	11.57
30	10.84	0.61	1.27	1.36	0.13	2.1	16.31
50	10.84	1.15	1.74	2.58	0.49	3.99	20.79
100	10.84	2.25	2.42	5.04	1.98	7.81	30.34

Tabla 11.6. Costos esperados (mdp) para la versión asimétrica en fluencia del edificio tipo 16, para diferentes periodos de retorno

Periodo de Retorno (años)	Costo Inicial	Costo Reparación	Costo Contenidos	Costo Lesiones	Costo Pérdida de Vidas	Costo Pérdidas Indirectas	Costo Total
10	10.84	0.06	0.34	0.13	0.00	0.20	11.57
30	10.84	0.7	1.38	1.58	0.17	2.4	17.07
50	10.84	1.8	2.18	4.04	1.24	6.25	26.35
100	10.84	8.69	3.63	11.11	8.79	17.2	60.26

También se puede apreciar en la Tabla 11.5 que los mayores costos asociados a los daños son por concepto de personas lesionadas y pérdidas indirectas; mientras que el costo asociado a la pérdida de vidas es el que menos influencia tiene en el costo total esperado del edificio. Por otro lado, de los resultados de la Tabla 11.6 se puede ver que el costo de pérdida de vidas se vuelve considerable para periodos de retorno de 50 y 100 años, esto se

debe a que las demandas de distorsión máxima de entrepiso asociadas a esos periodos de retorno provocan gran daño en la versión con asimetría en fluencia del edificio tipo 16; esto es, que el costo por pérdida de vidas se incrementa significativamente como se puede comprobar en la Fig. 11.21.

Con el fin de estimar el costo total esperado del conjunto de edificios de la Tabla 11.1, se repitió el proceso anterior para cada uno de los 19 tipos de edificios y se estimó el costo total esperado, considerando diferentes periodos de retorno. En las Figs. 11.24 y 11.25 se presentan las curvas de la tasa media anual de excedencia del costo total de los 19 tipos de edificios, para la versión simétrica y asimétrica en fluencia, respectivamente.

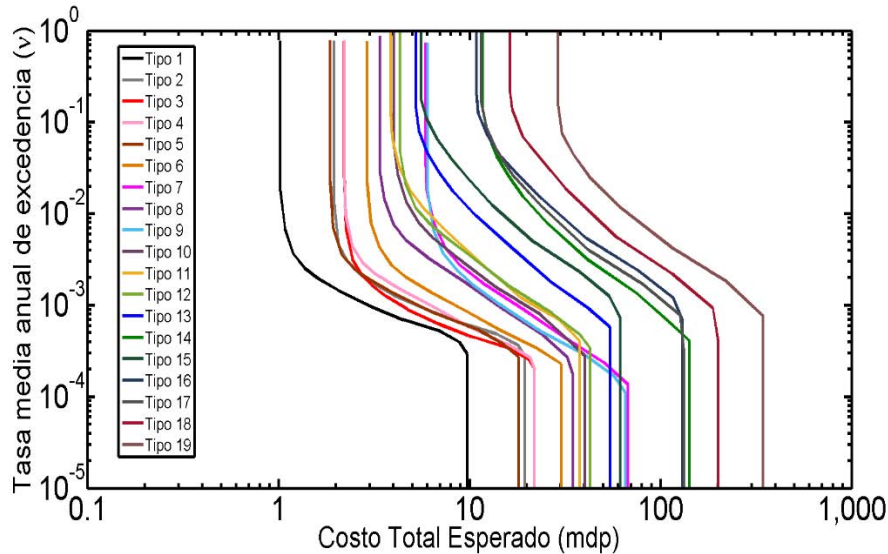


Fig. 11.24 Tasa media anual de excedencia del costo total esperado para las versiones simétricas en fluencia de los 19 tipos de edificios.

Debido a que el objetivo de esta sección es comparar el costo total esperado del conjunto de edificios, se suma el costo total esperado de cada uno de ellos, a partir de las curvas 11.24 y 11.25. Se debe notar que, de acuerdo con la Tabla 11.1, pueden existir varios edificios de un mismo tipo; entonces, el costo total de cada tipo de edificio se debe multiplicar por la cantidad de edificios que le corresponda. La Tabla 11.7 resume los costos totales de todo el conjunto de edificios, considerándolos simétricos y, alternativamente, asimétricos en fluencia.

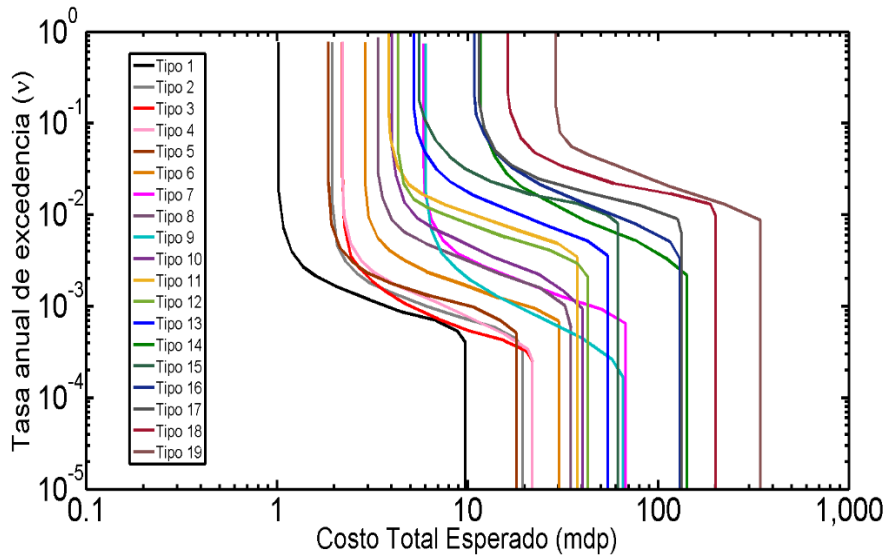


Fig. 11.25 Tasa media anual de excedencia del costo total esperado para las versiones asimétricas en fluencia de los 19 tipos de edificios.

Tabla 11.7. Costos totales esperados de todo el conjunto de edificios que se muestran en la Fig. 11.1.

Periodo de Retorno (años)	Costo Total (mdp)	
	Simétrico	Asimétrico en Fluencia
10	267.18	267.20
30	311.37	351.58
50	352.07	520.69
100	450.34	1145.99

De los resultados que se presentan en la Tabla 11.7 se deduce que el costo total esperado del conjunto de edificios se incrementa significativamente al tomar en cuenta el comportamiento de asimetría en fluencia en los edificios. Se observa que este incremento es más significativo conforme aumenta el periodo de retorno para el que se calcula; por ejemplo: para un periodo de retorno de 10 años se tiene prácticamente el mismo costo total esperado para las versiones simétrica y asimétrica en fluencia, debido a que los edificios permanecen dentro de su comportamiento elástico. Por otra parte, el incremento en el costo total esperado es de 13%, 48% y 154% para periodos de retorno de 30, 50 y 100 años,

respectivamente, debido a que las distorsiones máximas de entrepiso asociadas a esos periodos de retorno provocan mayor daño en los edificios a medida que el periodo de retorno de los eventos sísmicos es mayor.

En resumen, lo anterior hace ver que el efecto perjudicial del comportamiento asimétrico en fluencia puede llegar a ser muy importante y repercutir en el costo total esperado de los edificios. Estos resultados respaldan la importancia de contar con factores de amplificación de resistencia, con el objetivo de disminuir las pérdidas económicas en los edificios provocadas por los potenciales sismos que pueden afectarlos en su vida útil (Valenzuela-Beltrán et al., 2018).

## 12. CONCLUSIONES

En la Parte I de esta tesis se propuso y aplicó una metodología basada en un análisis de confiabilidad para estimar la resistencia adicional requerida para el diseño o para el refuerzo de estructuras que exhiben asimetría en fluencia producida por diferentes condiciones estructurales. Se desarrollaron expresiones matemáticas simplificadas para estimar los factores de amplificación de resistencia. Dichas expresiones se obtuvieron para diferentes tipos de suelo del valle de México. El objetivo de amplificar la resistencia lateral de estructuras con asimetría en fluencia con las expresiones propuestas en este estudio es que estas logren una confiabilidad y un desempeño estructural sísmico, en términos de la demanda global de ductilidad esperada, equivalente al de su contraparte simétrica. Las expresiones resultantes de este estudio se compararon con las que se recomiendan en las NTCDS-2004 y el MOC-2015. Las expresiones aquí propuestas se integraron en las nuevas NTCDS-2017. La validez de las expresiones se comprobó mediante un ejemplo de aplicación a un edificio de concreto reforzado de 9 niveles y 3 crujiás, ubicado en el suelo blando de la Ciudad de México; además, se verificó que los factores de amplificación de resistencia obtenidos a partir de sistemas simplificados se pueden aplicar de manera confiable en sistemas complejos de varios grados de libertad.

En la Parte II de esta tesis se realizó un análisis del costo total esperado de un conjunto de edificios con asimetría, y alternativamente, sin asimetría en fluencia, para cuantificar en términos económicos el efecto perjudicial del comportamiento asimétrico en el desempeño sísmico de edificios de concreto reforzado.

Los principales resultados derivados de este estudio son los siguientes:

- **Parte I:**

- 1) La demanda de ductilidad esperada de sistemas con asimetría en fluencia puede ser mucho mayor a la correspondiente a sistemas simétricos en fluencia. El incremento en la demanda de ductilidad depende de la resistencia lateral del sistema estructural, y de la relación entre su periodo fundamental de vibración con el periodo dominante del suelo. Dicho incremento es independiente del valor de la tasa media anual de excedencia de la demanda estructural.
- 2) Se analizó la influencia de dos reglas de combinación de efectos sísmicos comúnmente usadas: la Regla SRSS y la Regla del 30%. Las reglas conducen a resultados muy similares de los factores de amplificación de resistencia estimados en este estudio. Se encontró que los resultados correspondientes a un análisis bi-direccional ( $\mu_{\max 2D}$ ) son ligeramente más conservadores que aquellos obtenidos con las reglas de combinación SRSS y la del 30%.
- 3) Se propusieron expresiones matemáticas para estimar factores de amplificación de resistencia para estructuras con asimetría en fluencia, considerando diferentes condiciones de suelo. Las expresiones corresponden a 7 zonas del valle de México y dependen de los siguientes factores: ductilidad de la estructura, nivel de asimetría, y relación entre el periodo fundamental de vibración de la estructura y el periodo dominante del suelo.
- 4) Las expresiones matemáticas propuestas son más conservadoras que la que se recomendaban en las NTCDS-2004 para suelos intermedios y blandos, especialmente en la zona donde el efecto de la asimetría en fluencia es más importante ( $T_1/T_s$ ); por otra parte, la expresión de las NTCDS-2004 conduce a resultados ligeramente más conservadores para suelo firme.



- 5) Las expresiones matemáticas propuestas en este estudio son, en general, más conservadoras que las que se recomiendan en el Manual de Obras Civiles: Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-15), especialmente para estructuras ubicadas en suelos blandos y que presentan alta ductilidad. Esto es debido a que las expresiones que se recomiendan en el MOC-15 no fueron obtenidas para suelos con periodo dominante mayor a 2 s.
- 6) Se verificó que un edificio de concreto reforzado de mediana altura con asimetría en fluencia, cuya resistencia lateral se amplificó con los factores estimados con las expresiones matemáticas propuestas en este estudio, exhibe un desempeño sísmico y una confiabilidad similar a la de su correspondiente contraparte simétrica. Esto se corroboró suministrando tal resistencia lateral adicional por medio de dos técnicas de refuerzo: 1) encamisado con concreto reforzado y 2) polímero reforzado con fibra de carbono).
- 7) Se recomendó al Comité Revisor de las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo* (NTCDS) del *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal* (RCDF) que las expresiones propuestas en el presente estudio se incluyeran en la versión 2017 de las NTCDS. En respuesta a esta propuesta, las expresiones dadas por las ecuaciones 6.3 y 8.1 así como la Tabla 8.1 fueron incluidas en las especificaciones que aparecen en la Sección 2.5 (sobre Comportamiento Asimétrico) y en la Sección 10 (sobre Estructuras Existentes) de las NTCDS publicadas en diciembre de 2017.

- **Parte II:**

- 8) Los resultados obtenidos en la Parte II hacen ver la necesidad de contar con factores de amplificación de resistencia para el diseño de edificios con asimetría en fluencia, con el objetivo de disminuir las pérdidas económicas asociadas a los posibles daños provocados por eventos sísmicos que pueden afectarlos en su vida útil.

- 9) El costo total esperado de un conjunto de edificios de concreto reforzado con asimetría en fluencia es significativamente mayor al correspondiente al mismo conjunto de edificios, pero simétricos en fluencia. El incremento en el costo total esperado se incrementa conforme el periodo de retorno crece. Los resultados indican que el costo por lesiones y el costo por pérdidas indirectas representan los mayores costos asociados a los daños en el tipo de edificios que aquí se estudian.

## REFERENCIAS

American Concrete Institute (2008), “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”, *ACI 440.2R-08*, Michigan, USA.

Ang, A.H. (2011), “Life-cycle considerations in risk-informed decisions for design of civil infrastructures”, *Structure and Infrastructure Engineering*, **7**(1–2), pp. 3–9. <http://dx.doi.org/10.1080/15732471003588239>

Arroyo-Espinoza, D. y Terán-Gilmore, A. (2003), “Strength reduction factors for ductile structures with passive energy dissipating devices”, *Journal of Earthquake Engineering*, **7**, pp. 297–325. <http://dx.doi.org/10.1080/13632460309350450>

Baker, J.W. y Cornell, C.A. (2006), “Spectral shape, epsilon and record selection”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**, pp. 1077–1095. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.571>

Baker, J. y Gupta, A. (2016), “Bayesian treatment of induced seismicity in probabilistic seismic hazard analysis”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, **106**(3), pp. 860-870. <http://dx.doi.org/10.1785/0120150258>

Basha, B. y Babu, G.L. (2014), “Reliability-based load and resistance factor design approach for external seismic stability of reinforced soil walls”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **60**, pp. 8-21. <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.01.013>

Bazzurro P. y Cornell, C.A. (1994), “Seismic hazard analysis of nonlinear structures I: methodology”, *Journal of Structural Engineering*, **120**, pp. 3320–3344.

Bazzurro, P., Cornell, C.A., Shome, N. y Carballo, J.E. (1998), “Three proposals for characterizing MDOF nonlinear seismic response”, *Journal of Structural Engineering*, **124**, pp. 1281–1289.

Bojórquez, E., Iervolino, I., Reyes-Salazar, A. y Ruiz, S.E. (2012), “Comparing vector-valued intensity measures for fragility analysis of steel frames for the case of narrow-band ground motions”, *Engineering Structures*, **45**, pp. 472-480. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.07.002>

Bojórquez, E., Bojórquez, J., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Velázquez-Dimas, J. (2013), “Response transformation factors for deterministic-based and reliability-based seismic design”, *Structural Engineering and Mechanics*, **46**, pp. 755–773. <http://dx.doi.org/10.12989/sem.2013.46.6.755>

Bojórquez, J., Ruiz, S.E., Bojórquez, E. y Reyes-Salazar, A. (2016), “Probabilistic seismic response transformation factors between SDOF and MDOF systems using Artificial Neural Networks”, *Journal of Vibration Engineering*, **18**, pp. 2248–2262. <http://dx.doi.org/10.21595/jve.2016.16506>

Bojórquez, J., Ruiz, S.E., Ellingwood, B., Reyes-Salazar, A. y Bojórquez, E. (2017), “Reliability-based optimal load factors for seismic design of buildings”, *Engineering Structures*, **151**, pp. 527-539. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.046>

Bradley, B., Burks, L. y Baker, J. (2015), “Ground motion selection for simulation-based seismic hazard and structural reliability assessment”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **44**, pp. 2321-2340. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.2588>

Camba, J.L. (2017), “Comunicación personal”.

Cameron, W. y Green, R. (2007), “Damping correction factors for horizontal ground-motion response spectra”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, **97**, pp. 934–960. <http://dx.doi.org/10.1785/0120060034>

Carr, A.J. (2011), 3D RUAUMOKO: Inelastic Three-Dimensional Dynamic Analysis Program, Department of Civil Engineering, University of Canterbury: Christchurch, New Zealand.

Castillo, T. y Ruiz S.E. (2014), “Reduction factors for seismic design spectra for structures with viscous energy dampers”, *Journal of Earthquake Engineering*, **18**, pp. 323-349. <http://dx.doi.org/10.1080/13632469.2013.860932>

Consejo Nacional de Investigación de Canadá, *Código Nacional de Construcciones de Canadá (NBCC, 2005)*, Ottawa, Ontario.

Computers and Structures Inc., ETABS (2016), “*Analysis and Design of Buildings Software*”, Computers and Structures Inc.: Berkeley, CA, USA.

Cornell, C.A. (1968), “Engineering seismic risk analysis”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, **58** (5), pp. 1583-1606.

Cornell, C.A. (1969), “A probability-based structural code”, *ACI Journal*, **66** (12), pp. 974-985.

Cornell, C.A. (1996), “Calculating building seismic performance reliability: a basis for multilevel design norms”, *Proceedings 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Paper 2122, pp. 5707-5712.

Cornell C.A. y Krawinkler, H. (2000), “Progress and challenges in seismic performance assessment”, *PEER Conference News*, **3**. <http://peer.berkeley.edu/news/2000spring/performance.html>

Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O. y Foutch, D.A. (2002), “The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **128**(4), pp. 526-533.

Deierlein, G.G. (2004), “Overview of a comprehensive framework for earthquake performance assessment”, *PEER 2004/05*, In *International Workshop on Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation*, Bled, Slovenia, Fajfar P., Krawinkler H. (eds).

De-León D. (1995), “Integrating socio-economics in the development of criteria for optimal Aseismic design of R/C buildings”, *Tesis Doctoral*, University of California, Irvine, California.

De-León D. y Ang, A.H. (1995), “A damage model for reinforced concrete buildings: Further study with the Mexico City earthquake”, *Struct Safe Reliab*, pp. 2081– 2087.

Ellingwood, B., MacGregor, J.G., Galambos, T.V. y Cornell, C.A. (1982), “Probability Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations”, *ASCE Journal of the Structural Division*, **108**(5), pp. 978–997.

Ellingwood, B. (1994a), “Probability-based codified design for earthquakes”, *Engineering Structures*, **6**(7), pp. 498–506. [http://dx.doi.org/10.1016/0141-0296\(94\)90086-8](http://dx.doi.org/10.1016/0141-0296(94)90086-8)

Ellingwood, B. (1994b), “Probability-based codified design: past accomplishments and future challenges”, *Structural Safety*, **13**(3), pp.159–76. [http://dx.doi.org/10.1016/0167-4730\(94\)90024-8](http://dx.doi.org/10.1016/0167-4730(94)90024-8)

Esteva, L. (1967), “Criterios para la construcción de espectros de diseño sísmico”, *XII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural y III Simposio Panamericano de Estructuras: ponencias presentadas*, Caracas, Venezuela.

Esteva, L. (1968), “Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico”, *Tesis Doctoral*, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Esteva, L. (1980), Design general, “Design of earthquake resistant structures”, Capítulo 3, E. Rosenblueth (ed), Pentech Press, Londres.

Esteva, L., Campos, D. y Díaz-López, O. (2011), “Life-cycle optimization in Earthquake Engineering”, *Structure and Infrastructure Engineering*, **7**, pp. 33–49. <http://dx.doi.org/10.1080/15732471003588270>

Faber, M.H. y Sorensen, J.D. (2002), “Indicators for inspection and maintenance planning of concrete structures”, *Structural Safety*, **24**(2-4), pp. 337-396. [https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(02\)00033-4](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(02)00033-4)

FEMA (2000), “Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings”, *Report No. FEMA-350*, FEMA: Washington, DC, USA.

FEMA (2006), “Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines, Prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency”, *Report No. FEMA 445*, FEMA: Washington, DC, USA.

FEMA (2012), “Next-Generation Methodology for Seismic Performance Assessment of Buildings, Prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency”, *Report No. FEMA P-58*, FEMA: Washington, DC, USA.

Frangopol, D.M. (1985), “Structural optimization using reliability concepts”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **111** (11), pp. 2288-2301.

Frangopol, D.M. (2011), “Life-cycle performance, management, and optimization of structural systems under uncertainty: accomplishments and challenges”, *Structure and Infrastructure Engineering*, **7**(6), pp. 389-413.  
<http://dx.doi.org/10.1080/15732471003594427>

Furuta, H., Frangopol, D.M. y Nakatsu, K. (2011), “Life-cycle cost of civil infrastructure with emphasis on balancing structural performance and seismic risk of road network”, *Structure and Infrastructure Engineering*, **7**(1-2), pp. 65-74.  
<http://dx.doi.org/10.1080/15732471003588346>

Galambos, T.V. y Ravindra, M.K. (1973), “Tentative load and resistance factor design criteria for steel buildings”, *Research Report 18*, Structural Division, Washington University, St. Louis.

García Jarque, F. (2017), “Comunicación personal”.

Gaxiola-Camacho, J.R., Azizoltani, H., Villegas-Mercado, F.J. y Haldar, A. (2017), “A novel reliability technique for implementation of Performance-Based Seismic Design of structures”, *Engineering Structures*, **142**, pp. 137-147.  
<http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029617310908>

Han, S.W. y Wen, Y.K. (1997), “Method of reliability-based seismic design I: equivalent nonlinear systems”, *Journal of Structural Engineering*, **123**, pp. 256-263.

Hao, G., Liang, X. y Zhang, S. (2013), “The new approximate calculation method for the first order reliability”, *Applied Mathematics*, **4**, 505-509.  
<http://dx.doi.org/10.4236/am.2013.43075>

Hidalgo-Toxqui, J.P. y Ruiz, S.E. (2010), “Factor de reducción  $\beta$  por incremento de amortiguamiento viscoso, para estructuras desplantadas sobre roca”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, **83**, pp. 1-23. <https://doi.org/10.18867/ris.83.142>

Instituto de Ingeniería UNAM (1985), “Efectos de los sismos de septiembre de 1985 en las construcciones de la Ciudad de México”, Ciudad de México, México.

Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI, 2017). <http://www.inegi.org.mx>

Jaimes, M.A., Reinoso, E. y Esteva, L. (2013), “Seismic vulnerability of buildings contents for a given occupancy due to multiple failure modes”, *Journal of Earthquake Engineering*, **17**, pp. 658-672. <http://dx.doi.org/10.1080/13632469.2013.771588>

Jalayer, F., Beck, J.L. y Porter, K.A. (2004), “Effects of ground motion uncertainty on predicting the response of an existing Rc frame structure”, *Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.

Lagaros, N.D. (2007), “Life-cycle cost analysis of design practices for RC framed structures”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, **5**, pp. 425-42. <http://dx.doi.org/10.1007/s10518-007-9038-1>

Lagaros, N.D. y Karlaftis, M.G. (2016), “Life-cycle cost structural design optimization of steel wind towers”, *Computers & Structures*, **174**, pp. 122-132. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.09.013>

Linnerooth, J. (1979), “The value of human life: a review of the models”, *Economic Inquiry*, **7**, pp. 52-74.

Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo (2015), Comisión Federal de Electricidad (CFE), Ciudad de México, México.

Martínez-González, J.A., Lermo, J., Vergara-Huerta, F. y Ramos-Peréz, E. (2015), “Avances en la zonificación sísmica de la Ciudad de México y zona de Chalco, Edo. De Mex., propuesta de nuevo mapa de periodos dominantes para las NTC para diseño por sismo del reglamento del D.F.”, *XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, Guerrero, México.

Miller, M. y Baker, J. (2015), “Ground-motion intensity and damage map selection for probabilistic infrastructure network risk assessment using optimization”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **44**, 1139-1156. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.2506>

Montiel, M.A. y Ruiz, S.E. (2007), “Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of building structures under narrow-band motions,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**, pp. 1915-1934. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.711>

Newmark, N.M. y Hall, W.J. (1982), *Earthquake Spectra and Design*, EERI Monograph Series, Earthquake Engineering: Oakland, CA, USA.

Nilson, A. (2014), “The monetary value of human life”, Tesis de Maestría, Lund University, Lund, Suecia.

Ordaz, M., Reinoso, E. y Perez-Rocha, L.E. (1996), “Criterios de diseño sísmico: consideraciones para suelos blandos”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, **53**, pp. 25-36. <https://doi.org/10.18867/ris.53.257>

Orellana, M.A., Ruiz, S.E. y Bojórquez, J. (2017), “Influence of local soil conditions on optimal load factors, for seismic design of buildings”, *19th International Conference on Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, New York, NY, USA.

Orellana, M.A. (2017), “Influencia del tipo de suelo en la combinación óptima de factores de carga para diseño sísmico”, *Tesis de Maestría*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Park, Y.J. y Ang, A.H. (1985), “Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **111** (4), pp. 740-757.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1987, 2004, 2017), *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.

Ramirez, O.M., Constantinou, M.C., Kircher, C.A., Whittaker, A.S., Johnson, M.W., Gomez, J.D. y Chrysostomou, C.Z. (2000), *Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation Systems*, Report No. MCEER-00-0010, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER): New York, NY, USA.

Rosenblueth, E. (1972), “Code specification of safety and serviceability”, *Conference Preprints Reports*, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Technical committee 10, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, 23-51.

Rosenblueth, E. y Esteva, L. (1972), “Reliability basis for some Mexican codes”, *ACI Publ. SP-31*, **31**, pp. 1-41.

Rosenblueth, E. y Contreras, H. (1977), “Approximate design for multicomponent earthquakes”, *Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE*, **103**, pp. 895-911.

Rosenblueth, E. (1979), “Seismic design requirements in a Mexican 1976 code”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **7**, pp. 49-61. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.4290070105>

Rubinstein, R.Y. (1981), “Simulation and the Monte Carlo Method”, John Wiley and Sons, pp.372.

Ruiz-García, J. y Miranda, E. (2007), “Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performance-based design”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**, pp. 1235-1254. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.680>



Ruiz, S.E., Rosenblueth, E. y Diederich R. (1989), “The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Seismic response of asymmetrically yielding structures”, *Earthquake Spectra*, **5** (1), pp. 103-111. <http://dx.doi.org/10.1193/1.1585513>

Ruiz, S.E. y Rosas H. (1990), “Factor de amplificación de la respuesta de estructuras con resistencia asimétrica”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, **39**, pp. 15-26.

Ruiz, S.E. (1991), “Influence of intensity of motion on the seismic response of structures with asymmetric force-deformation curves”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20** (1), pp. 1-9. <http://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/eqe.4290200102/full>

Ruiz, S.E. (2006), “Evaluating seismic reliability of building structures”, *Chapter of the book Earthquake Engineering, Honoring Luis Esteva*, ISBN: 970-32-3699-5. J. J. Pérez Gavilán (ed). Instituto de Ingeniería, UNAM, pp. 555-574.

Sarma, K.C. y Adeli, H. (2002), “Life-cycle cost optimization of steel structures”, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **55**, pp. 1451-1462. <http://dx.doi.org/10.1002/nme.549>

Servicio Sismológico Nacional (SSN, 2017). <http://www.ssn.unam.mx>

Shome, N. y Cornell, C.A. (1999), “Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures”, *Report No. RMS-35*, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University: Stanford, CA, USA.

Surahman, A. y Rojani, K.B. (1983), “Reliability based optimum design of concrete frames”, *Journal of Structural Engineering*, **109**(3), pp. 741-757. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1983\)109:3\(741\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:3(741))

Takeda, T., Sozen, M.A. y Nielson, N.N. (1970), “Reinforced concrete response to simulated earthquakes”, *Proceedings of the ASCE Journal of the Structural Division*, **96** (ST12): pp. 2257-2573.

Terán-Gilmore, A., Juarez, H. y Frausto, M. (2000), “On the dynamic response of regular structures exhibiting tilt”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **29** (9), pp. 1343-1374.

Terán Gilmore, A. y Arroyo Espinoza, D. (2005), “Planteamiento de factores de amplificación de resistencia para estructuras con asimetría en fluencia”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, **72**, pp. 81-106.

Terán Gilmore, A. y Ruiz Martínez, A. (2006), “Diseño de estructuras con asimetría en fluencia ubicadas en la zona del lago del D.F.”, *XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, Jalisco, México.

Tokyo Metropolitan Government (1985), *Report in the investigation of the earthquake in Mexico*.

Tolentino, D. y Ruiz, S.E. (2015), “Time-dependent confidence factor for structures with cumulative damage”, *Earthquake Spectra*, **31**(1), pp. 441-461.  
<http://dx.doi.org/10.1193/010912EQS008M>

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Bojórquez, E. (2018), “Reliability-based strength amplification factors for structures with asymmetric yielding”, *Journal of Earthquake Engineering*, **22**(1), pp. 36-62.  
<http://dx.doi.org/10.1080/13632469.2016.1211568>

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Gaxiola-Camacho, J.R. (2017), “On the seismic design of structures with tilting located within a seismic region”, *Applied Sciences*, **7**(11). <http://dx.doi.org/10.3390/app7111146>

Valenzuela-Beltrán, F. y Ruiz, S.E. (2017), “Factores de amplificación de espectros de diseño sísmico para estructuras con asimetría en fluencia”, *Serie Investigación & Desarrollo*, Instituto de Ingeniería UNAM, ISBN: 978-607-02-9711-3, 96 pp.  
<http://aplicaciones.iingen.unam.mx/consultasspii/DetallePublicacion.aspx?id=5178>

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Terán-Gilmore, A. (2017), “Factores de amplificación de resistencia para estructuras con comportamiento asimétrico”, *artículo sometido para posible publicación en la Revista de Ingeniería Sísmica*.

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Santos-Santiago, M.A. (2018), “Life-cycle cost of reinforced concrete buildings exhibiting asymmetric yielding”, *artículo sometido para posible publicación en la Revista Earthquake Engineering and Engineering Vibration*.

Vamvatsikos, D. y Cornell, C.A. (2002), “Incremental Dynamic Analysis”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 491-514.  
<http://dx.doi.org/10.1002/eqe.141>

Wen, Y.K. y Kang, Y.J. (2001), “Minimum building life-cycle cost design Criteria. I: Methodology”, *Journal of Structural Engineering*, **127**(3), pp. 330-337.  
[http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2001\)127:3\(330\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2001)127:3(330))

Wu, J.P. y Hanson, R.D. (1989), “Inelastic response spectra with high damping”, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, **115**, pp. 1412-1431.  
[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1989\)115:6\(1412\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:6(1412))

Zhai, C. y Xie, L. (2006), “The modification of strength reduction factors for MDOF effect”, *Advances in Structural Engineering*, **9**, pp. 477-490.  
<http://dx.doi.org/10.1260/136943306778812750>

# APÉNDICE A

## REVISIÓN DE LINEAMIENTOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA EN MÉXICO

En esta sección se mencionan las recomendaciones sobre el diseño y refuerzo de estructuras con asimetría en fluencia que se especifican: a) en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2004) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004), y b) en el Manual de Obras Civiles - Diseño por Sismo (MOC-2015) de la Comisión Federal de Electricidad. Cabe mencionar, que los resultados de esta investigación sirvieron para incluir nuevos lineamientos sobre estructuras con comportamiento asimétrico en las nuevas NTCDS-2017, los cuales se presentan en el *Apéndice C*.

### Especificaciones de las NTCDS-2004

Los procedimientos de diseño del refuerzo de estructuras con asimetría en fluencia que recomiendan las NTCDS-2004 del RCDF-2004 se basan en estudios breves y en juicio ingenieril. Tales procedimientos fueron establecidos en 1987 y no consideran el efecto de factores importantes en el desempeño sísmico de estructuras con asimetría en fluencia, que en algunos casos pueden llevar a situaciones del lado de la inseguridad. La Sección 8.8 de las NTCDS-2004 titulada “*Comportamiento asimétrico*” especifica lo siguiente:

*“En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza–deformación difieran en sentidos opuestos, se dividirán los factores de resistencia que corresponden según las Normas respectivas, entre el siguiente valor:*

$$1+2.5dQ \tag{A.1}$$

donde  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico,  $d$  es la diferencia en los valores de  $a/Q'$ , expresados como fracción de la gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de la estructura en uno y otro sentido de la dirección de análisis,  $a$  es la ordenada del espectro de diseño como fracción de la gravedad y  $Q'$  es factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural”.

Para estructuras que exhiban asimetría en fluencia producto de un desplomo, las NTCDS-2004 en su Sección 11 titulada “Estructuras existentes” recomiendan lo siguiente:

“Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplomo de la construcción excede de 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por  $1+10f$  cuando se use el método simplificado de análisis sísmico, o por  $1+5Qf$  cuando se use el estático o el dinámico modal, siendo  $f$  el desplomo de la construcción dividido entre su altura. Si se emplea el método dinámico de análisis paso a paso se hará consideración explícita de la inclinación”.

### Especificaciones del MOC-2015

Los lineamientos del MOC-2015 para estructuras con comportamiento asimétrico se derivaron usando un criterio de daño constante mediante el uso del índice de daño de Park y Ang (Terán y Arroyo, 2005). Las expresiones recomendadas no se desarrollaron considerando sistemas estructurales ubicados en suelos con periodos dominantes mayores a 2 s. En el MOC-2015 se recomienda lo siguiente:

“En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza-deformación difieran en sentidos opuestos se dividirán los factores de resistencia correspondientes entre el factor  $A_{ca}(T_{e0})$ , siendo para terrenos Tipo I”:

$$A_{ca}(T_{e0}) = 1 + d \left( 1 + \frac{k_1 T_{e0}^{k_2}}{k_3 + T_{e0}^{k_2}} \right) \quad (A.2)$$

y para terreno blando (Tipo II y III):

$$A_{ca}(T_{e0}) = 1 + d \left[ 1 + \frac{k_1 \left( \frac{T_{e0}}{T_s} \right)^{k_2}}{k_3 + \left| \frac{T_{e0}}{T_s} - 1 \right|} \right] \quad (A.3)$$

donde:

$A_{ca}(T_{e0})$ : factor de amplificación por comportamiento asimétrico

$T_{e0}$ : periodo fundamental de la estructura

$T_s$ : periodo dominante del terreno

$d$ : es la diferencia entre el valor de la relación  $a(T_{e0}, \beta) / [Q'(T_{e0}, Q)R(T_{e0}, R_0)\rho]$  o  $a(T_{e0}, \beta)A_{cd}(T_{e0}) / [Q'(T_{e0}, Q)R(T_{e0}, R_0)\rho]$  según sea el caso, que causarían la falla o la fluencia plástica de la construcción en uno y otro sentido, expresados como fracción de la gravedad, en donde el factor de amortiguamiento,  $\beta(T_{e0}, \xi_e)$ , se evalúa en  $T_{e0}$ ;  $a(T_{e0}, \beta)$  es la ordenada espectral normalizada,  $Q'(T_{e0}, Q)$  es el factor reductor por ductilidad,  $R(T_{e0}, R_0)$  es el factor reductor por sobre-resistencia,  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico,  $\rho$  es el factor por redundancia y  $A_{cd}(T_{e0})$  es el factor de amplificación por comportamiento histerético degradante

$k_1, k_2, k_3$ : son parámetros que dependen del tipo de terreno y del comportamiento histerético supuesto para el sistema estructural y cuyos valores se proporcionan en la Tabla 1.1”

Tabla A.1. Valores de los parámetros  $k_1, k_2$  y  $k_3$

Tipo de Terreno	Comportamiento	$k_1$	$k_2$	$k_3$
Blando (Tipo II y III)	Elastoplástico	1.7 - 2.9d	0.6	0.2
	Degradante	4.2 - 8.6d	1.5	0.6
Firme o roca (Tipo I)	Elastoplástico	0.25 - 0.1d	0.6	0.2
	Degradante	1	1.5	0.6

# APÉNDICE B

## EQUIVALENCIA ENTRE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

Los resultados de este estudio se obtuvieron considerando la asimetría en fluencia de las estructuras mediante el parámetro  $\alpha$ , el cual se definió como se muestra en la Fig. 4.1b; es decir, como el desplomo de la estructura dividido entre su altura. Además, con el objetivo de realizar análisis bi-direccionales, se utilizaron modelos tridimensionales, como se ilustra en la Sección 4. A continuación, se hace ver que los resultados de este estudio son válidos para estructuras que presentan asimetría en fluencia en general, es decir, cuando la asimetría en fluencia se deba a otras causas y no solo por desplomo de la construcción. Por otra parte, la definición del parámetro  $\alpha$  en este estudio es consistente con aquella que se recomienda en las nuevas *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo* (NTCDS-2017) para estructuras con asimetría en fluencia con y sin desplomo. El parámetro  $\alpha$  en las NTCDS-2017 se define como sigue:

*“Para estructuras con comportamiento asimétrico sin desplomo, es decir, estructuras con fachadas inclinadas o con elementos que respondan de manera diferente en cada sentido de la acción sísmica:*

$$\alpha_{sd} = \frac{V_b^f - V_b^d}{2W_0} \quad (B.1)$$

*donde  $V_b^f$  y  $V_b^d$  son los cortantes basales de fluencia en las direcciones fuerte y débil de la estructura, respectivamente;  $W_0$  es el peso total de la estructura a nivel de desplante y  $\alpha_{sd}$  es el parámetro de asimetría para una estructura sin desplomo. Para estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical:*

$$\alpha = \theta_a \tag{B.2}$$

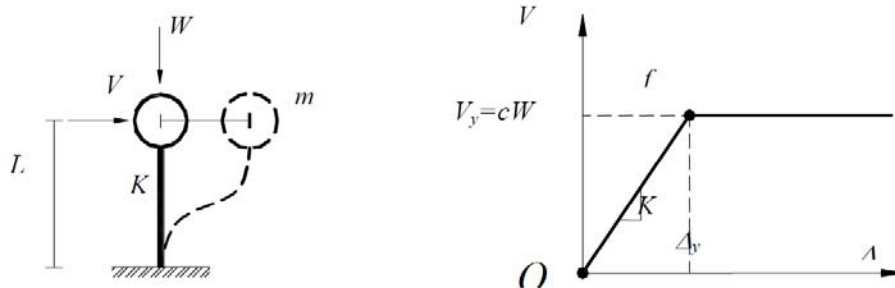
donde  $\theta_a$  es el ángulo de desplomo de la construcción dividido entre su altura.

Para e estructuras que exhiban asimetría en fluencia producto de la inclinación y de l sistema estructural, el valor de  $\alpha$  se calculará usando la Ec. B.3 cuando el desplomo se produzca en el sentido débil de la estructura y la Ec. B.4 cuando el desplomo se produzca en el sentido fuerte de la estructura.”

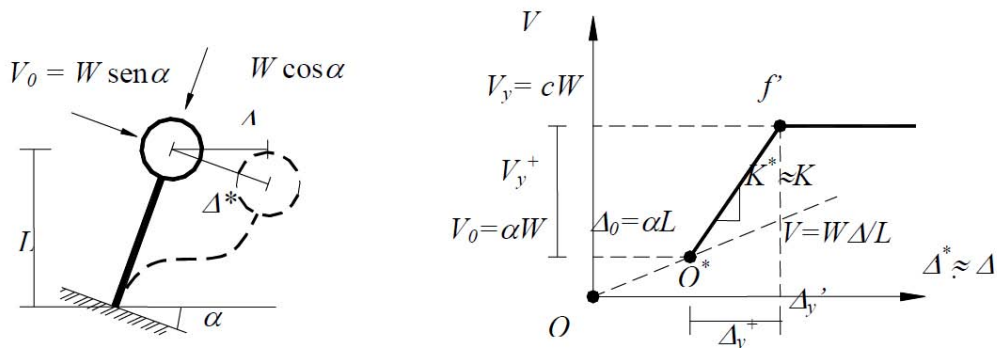
$$\alpha = \alpha_{sd} + \theta_a \tag{B.3}$$

$$\alpha = |\alpha_{sd} - \theta_a| \tag{B.4}$$

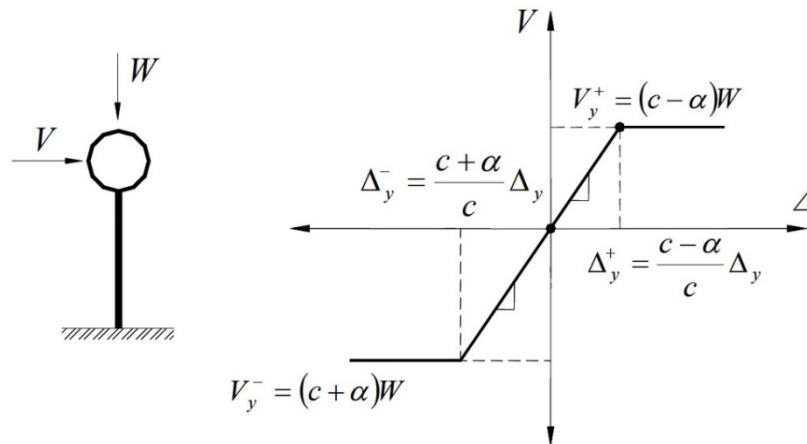
El parámetro  $\alpha$  (o  $\alpha_{sd}$  como se le llama en las NTCDS-2017) se derivó de estudios realizados por Ruiz *et al.* (1989) y Terán-Gilmore *et al.* (2000). La Figura B.1 muestra la deducción de las resistencias de fluencia asimétricas en un S1GL con desplomo; además, muestra como un S1GL con desplomo se puede idealizar como un S1GL sin desplomo pero con asimetría en fluencia (Terán-Gilmore y Arroyo-Espinoza, 2005).



S1GL sin inclinación



S1GL con inclinación



Modelo equivalente sin desplomo y con asimetría en fluencia

**Fig. B.1** Efecto de un desplomo  $\alpha$  en el comportamiento de un S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto.

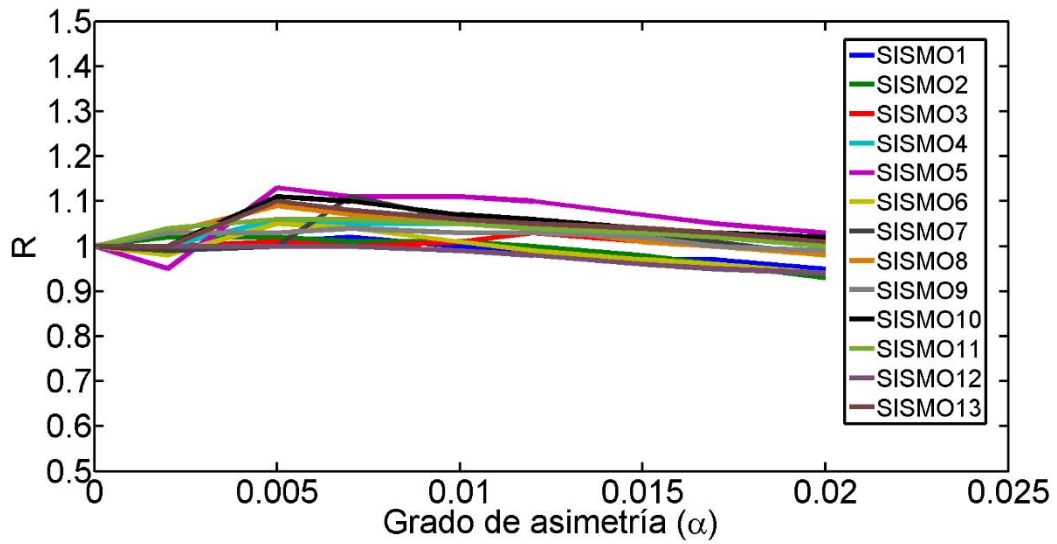
Con el objetivo de comprobar que los resultados obtenidos con el modelo estructural tridimensional y el parámetro  $\alpha$  que se define en este trabajo son equivalentes a aquellos obtenidos con la definición del parámetro  $\alpha$  que se recomienda en las NTCDS-2017 (Ec. B.1), se estimaron las demandas de ductilidad de algunos modelos estructurales con diferente periodo de vibración y sujetos a 13 movimientos sísmicos registrados en el valle de México (correspondientes a la Zona C); sus correspondientes espectros de respuesta de pseudo-aceleración se muestran en las Figs. 5.2c y 5.3c.



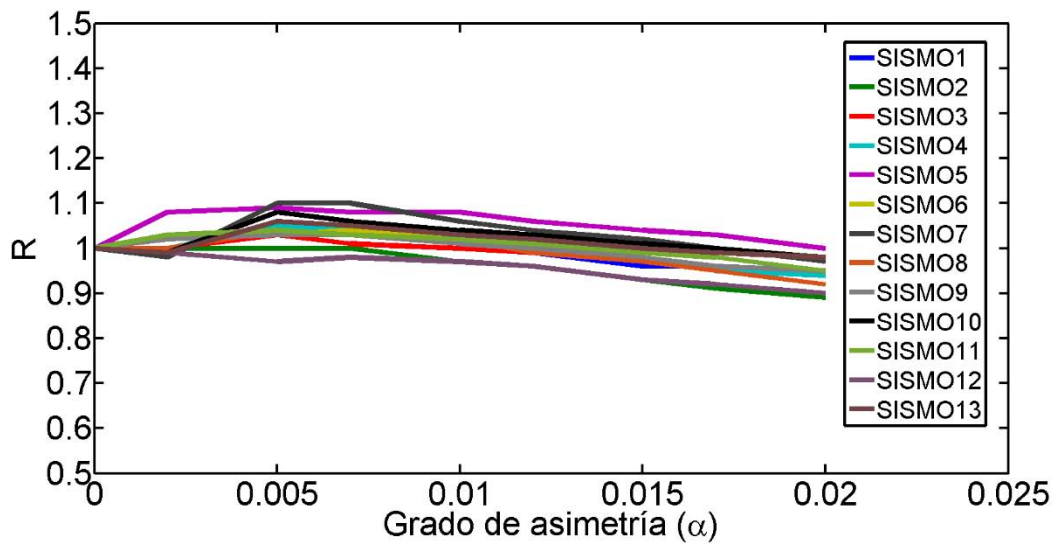
Para fines de simplificar la comparación, el modelo tridimensional usado en este estudio se denotará como M3D (cuya geometría y definición del parámetro  $\alpha$  se presenta en la Fig. 4.1) y el S1GL equivalente con asimetría en fluencia (como se definió en la Fig. B.1) se denotará como M1GL. Es importante tener en cuenta que las diferencias principales entre ambos modelos son: 1) el M3D es un modelo tridimensional con un grado de libertad en cada dirección horizontal, mientras que el M1GL es un S1GL (péndulo invertido), y 2) el M3D considera el parámetro de asimetría en fluencia ( $\alpha$ ) como el desplomo físico de la estructura, por otra parte, el M1GL no presenta desplomo físico, solamente se considera la asimetría en fluencia en su relación fuerza-deformación (ver Fig. B.1c). Por medio de análisis no lineales paso a paso se estimó la respuesta sísmica en términos de la demanda de ductilidad de ambos modelos estructurales. Los modelos tienen las mismas características de periodo de vibración y resistencia lateral. Para cuantificar las diferencias entre las respuestas estructurales de ambos modelos se define el parámetro  $R$  de la siguiente manera:

$$R = \frac{\mu_{M3D}}{\mu_{M1GL}} \quad (\text{B.5})$$

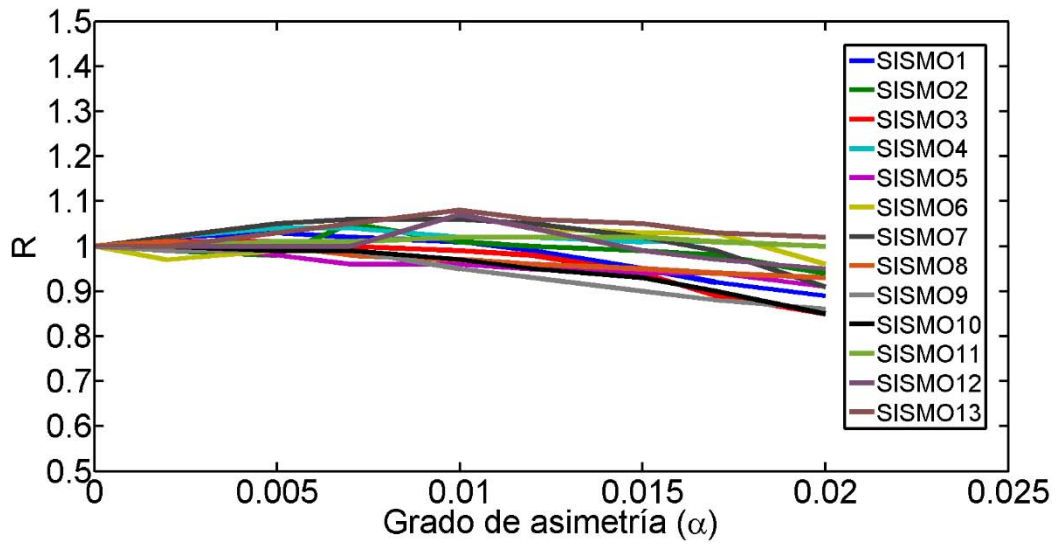
donde  $\mu_{M3D}$  y  $\mu_{M1GL}$  representan las demandas de ductilidad de los modelos M3D y M1GL, respectivamente. En las Figs. B.2 a la B.7 se presentan los valores del parámetro  $R$  estimados para modelos estructurales con periodos de vibración de 1.0 s y 1.5 s, e intensidades sísmicas de 0.2g, 0.3g y 0.4g. Los valores de  $R$  se calcularon para valores de  $\alpha$  entre 0 y 0.02, el cual es un intervalo del grado de asimetría en fluencia que se puede presentar en estructuras reales.



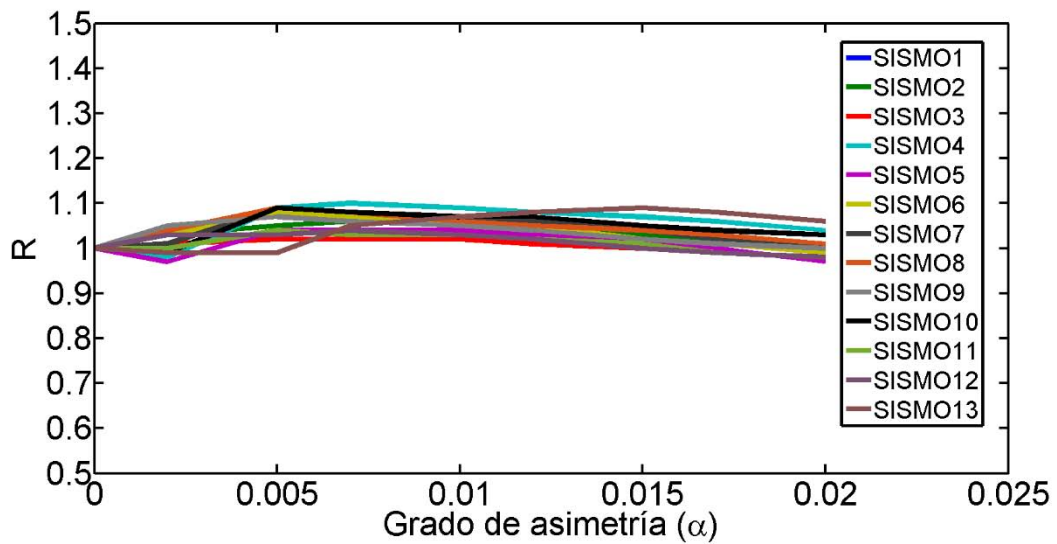
**Fig. B.2** Valores del parámetro  $R$  para  $T_1 = 1$  s y una intensidad sísmica de 0.2g.



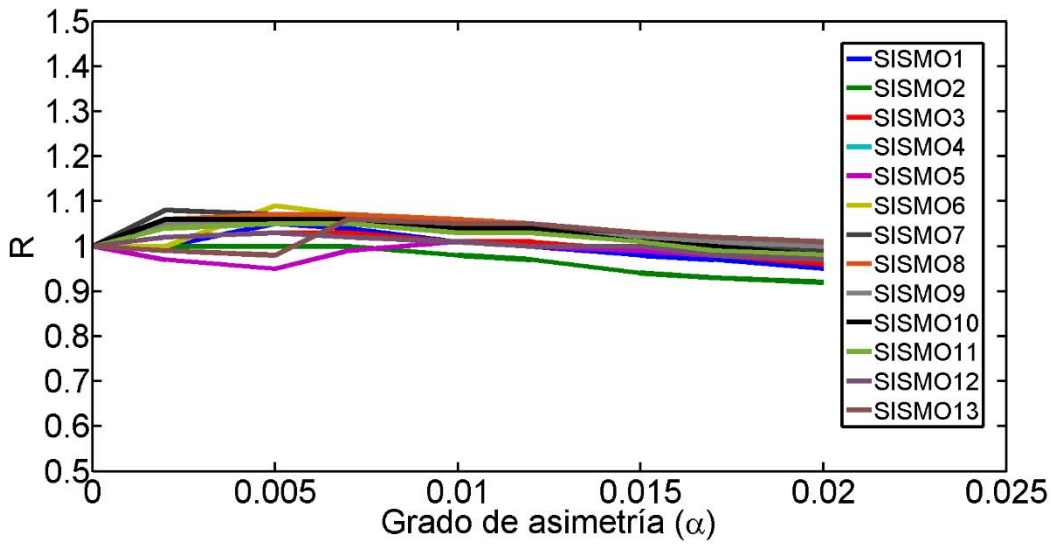
**Fig. B.3** Valores del parámetro  $R$  para  $T_1 = 1$  s y una intensidad sísmica de 0.3g.



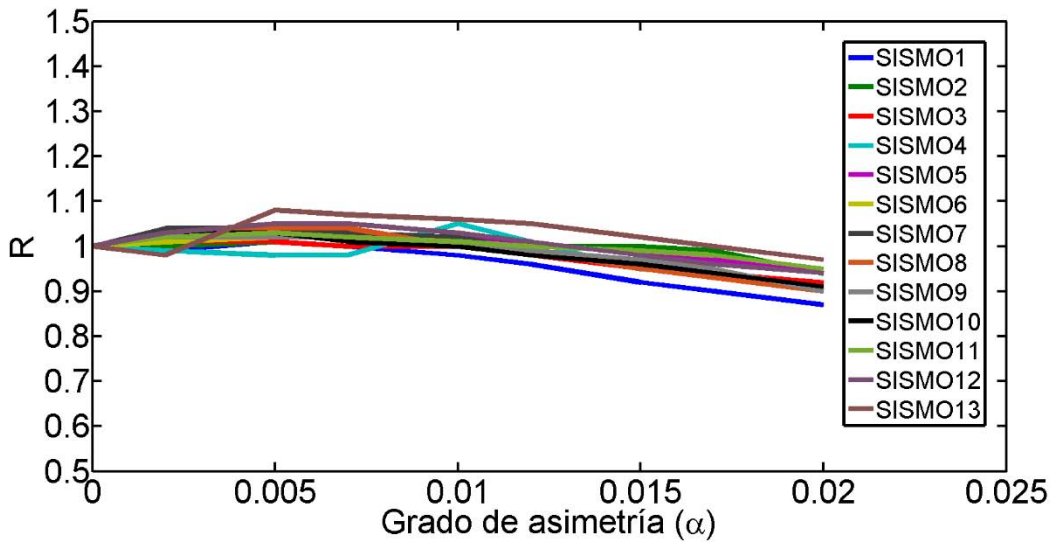
**Fig. B.4** Valores del parámetro  $R$  para  $T_1 = 1$  s y una intensidad sísmica de 0.4g.



**Fig. B.5** Valores del parámetro  $R$  para  $T_1 = 1.5$  s y una intensidad sísmica de 0.2g.



**Fig. B.6** Valores del parámetro  $R$  para  $T_1 = 1.5$  s y una intensidad sísmica de 0.3g.



**Fig. B.7** Valores del parámetro  $R$  para  $T_1 = 1.5$  s y una intensidad sísmica de 0.4g.

En las Figs. B.2 a B.7 se puede observar que los valores del parámetro  $R$  son muy cercanos a la unidad para la mayoría de los valores prácticos de  $\alpha$  (valores menores a 0.02); en otras palabras, las demandas de ductilidad obtenidas para las dos configuraciones de modelos estructurales son muy similares; es decir, que el modelo estructural y el parámetro que

caracteriza el grado de asimetría en fluencia que se seleccionaron en este estudio conducen a resultados muy similares al del S1GL equivalente sin desplomo y con asimetría en fluencia mostrado en la Fig. B.1. En las Tablas B.1 a B.3 se presentan parámetros estadísticos como la media y el coeficiente de variación (COV) de los valores del parámetro  $R$  correspondientes a las Figs. B.2 a B.7.

**Tabla B.1** Valores del parámetro  $R$  para una intensidad sísmica de 0.2g

$T_1$ (s)	Nivel de Asimetría ( $\alpha$ )	S01	S02	S03	S04	S05	S06	S07	S08	S09	S10	S11	S12	S13	Media x	COV
1	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	<b>1.00</b>	<b>0.00</b>
	0.005	1.01	1.02	1.01	1.06	1.13	1.05	1.00	1.09	1.03	1.11	1.06	1.00	1.10	<b>1.05</b>	<b>0.04</b>
	0.01	1.00	1.01	1.01	1.05	1.11	1.01	1.06	1.06	1.03	1.07	1.05	0.99	1.06	<b>1.04</b>	<b>0.03</b>
	0.015	0.97	0.98	1.01	1.03	1.07	0.97	1.02	1.01	1.02	1.04	1.03	0.96	1.04	<b>1.01</b>	<b>0.03</b>
	0.02	0.95	0.93	0.98	0.98	1.03	0.94	0.98	0.98	0.99	1.02	1.00	0.94	1.01	<b>0.98</b>	<b>0.03</b>
1.5	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	<b>1.00</b>	<b>0.00</b>
	0.005	1.08	1.05	1.02	1.09	1.04	1.08	1.09	1.09	1.07	1.09	1.04	1.03	0.99	<b>1.06</b>	<b>0.03</b>
	0.01	1.05	1.05	1.02	1.09	1.04	1.06	1.07	1.06	1.05	1.07	1.03	1.03	1.07	<b>1.05</b>	<b>0.02</b>
	0.015	1.02	1.03	1.00	1.07	1.01	1.02	1.04	1.04	1.02	1.05	1.01	1.00	1.09	<b>1.03</b>	<b>0.03</b>
	0.02	0.99	0.99	0.98	1.04	0.97	0.99	1.00	1.01	1.00	1.03	0.98	0.98	1.06	<b>1.00</b>	<b>0.03</b>

**Tabla B.2** Valores del parámetro  $R$  para una intensidad sísmica de 0.3g

$T_1$ (s)	Nivel de Asimetría ( $\alpha$ )	S01	S02	S03	S04	S05	S06	S07	S08	S09	S10	S11	S12	S13	Media x	COV
1	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	<b>1.00</b>	<b>0.00</b>
	0.005	1.05	1.00	1.03	1.05	1.09	1.03	1.10	1.04	1.03	1.08	1.04	0.97	1.06	<b>1.04</b>	<b>0.04</b>
	0.01	1.01	0.97	1.00	1.01	1.08	1.03	1.06	1.02	1.01	1.04	1.02	0.97	1.03	<b>1.02</b>	<b>0.03</b>
	0.015	0.96	0.93	0.97	0.97	1.04	0.99	1.02	0.97	0.98	1.01	0.99	0.93	1.00	<b>0.98</b>	<b>0.03</b>
	0.02	0.94	0.89	0.94	0.94	1.00	0.95	0.97	0.92	0.95	0.98	0.95	0.90	0.98	<b>0.95</b>	<b>0.03</b>
1.5	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	<b>1.00</b>	<b>0.00</b>
	0.005	1.05	1.00	1.03	1.06	0.95	1.09	1.07	1.07	1.05	1.06	1.05	1.03	0.98	<b>1.04</b>	<b>0.04</b>
	0.01	1.01	0.98	1.01	1.05	1.01	1.05	1.05	1.06	1.04	1.04	1.03	1.01	1.05	<b>1.03</b>	<b>0.02</b>
	0.015	0.98	0.94	0.99	1.02	0.99	1.03	1.02	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00	1.03	<b>1.01</b>	<b>0.03</b>
	0.02	0.95	0.92	0.96	1.00	0.98	1.00	0.99	1.00	1.00	0.98	0.98	0.97	1.01	<b>0.98</b>	<b>0.03</b>

**Tabla B.3** Valores del parámetro  $R$  para una intensidad sísmica de 0.4g

$T_1$ (s)	Nivel de Asimetría ( $\alpha$ )	S01	S02	S03	S04	S05	S06	S07	S08	S09	S10	S11	S12	S13	Media x	COV
1	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	<b>1.00</b>	<b>0.00</b>
	0.005	1.03	0.98	1.01	1.04	0.98	0.99	1.05	1.00	0.99	0.99	1.01	1.00	1.03	<b>1.01</b>	<b>0.02</b>
	0.01	1.01	1.01	0.99	1.02	0.96	1.07	1.06	0.97	0.95	0.97	1.02	1.07	1.08	<b>1.01</b>	<b>0.05</b>
	0.015	0.95	0.99	0.94	1.01	0.94	1.03	1.02	0.95	0.90	0.93	1.02	0.99	1.05	<b>0.98</b>	<b>0.05</b>
	0.02	0.89	0.94	0.85	1.00	0.91	0.96	0.91	0.93	0.86	0.85	1.00	0.95	1.02	<b>0.93</b>	<b>0.06</b>
1.5	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	<b>1.00</b>	<b>0.00</b>
	0.005	1.01	1.01	1.01	0.98	1.04	1.02	1.04	1.04	1.02	1.03	1.03	1.05	1.08	<b>1.03</b>	<b>0.02</b>
	0.01	0.98	1.01	1.00	1.05	1.02	1.00	1.02	1.00	1.00	1.00	1.01	1.03	1.06	<b>1.01</b>	<b>0.02</b>
	0.015	0.92	1.00	0.95	0.95	0.98	0.97	0.97	0.95	0.97	0.96	0.99	0.98	1.02	<b>0.97</b>	<b>0.03</b>
	0.02	0.87	0.94	0.92	0.91	0.94	0.94	0.94	0.90	0.90	0.91	0.95	0.94	0.97	<b>0.93</b>	<b>0.03</b>

En las Tablas B.1, B.2 y B.3 se puede notar que la media de los valores de  $R$  es muy cercana a la unidad para todos los valores de  $\alpha$  considerados y para los diferentes valores de periodo de vibración de los sistemas estructurales; por otra parte, la desviación estándar es muy pequeña, presentando valores de menos o iguales al 5% en todos los casos.

Con base en estos resultados, se puede concluir que las expresiones resultantes de esta investigación para estimar *Factores de Amplificación de Resistencia (FA)* son válidos con un buen grado de aproximación para estructuras que exhiban asimetría en fluencia causada por distintos factores, como son: fachadas inclinadas, elementos que respondan de diferente manera en cada sentido de la acción sísmica, desplomo o alguna combinación de ellos.

# APÉNDICE C

## LINEAMIENTOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA ESPECIFICADAS EN LAS NTCDS-2017

15 de diciembre de 2017

GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

53

donde  $e_a$  es la excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

La excentricidad accidental,  $e_{ai}$ , en la dirección perpendicular a la de análisis en el  $i$ -ésimo entrepiso debe calcularse como sigue:

$$[0.05 + 0.05(i-1)/(n-1)]b_i \quad (2.2.3)$$

donde  $b_i$  es la dimensión del  $i$ -ésimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis; y  $n$ , el número de pisos del sistema estructural. Cuando las fuerzas sísmicas se aplican de manera concurrente en 2 direcciones ortogonales, la excentricidad accidental no necesita ser considerada de manera simultánea en ambas direcciones, pero debe ser aplicada en la dirección que produce el mayor efecto.

Las resistencias de los elementos o planos verticales que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces laterales y, en ambas direcciones de análisis, los elementos o planos verticales que se coloquen a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo. Por ejemplo, si en uno de los lados la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo.

Cuando el sistema estructural cuente con diafragmas de piso rígidos, el efecto de la torsión accidental puede ser considerado añadiendo a las fuerzas y desplazamientos que resulten de un análisis que no la considere, los efectos de un sistema de cargas que produzca un momento alojado en el plano de cada nivel de piso. El valor de cada uno de estos sistemas de carga se determinará de manera que produzca los momentos torsionantes de entrepiso que resultarían de considerar en cada dirección horizontal ortogonal la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad accidental calculada con la ecuación 2.2.3. Para este fin, se considerarán dos configuraciones de los momentos torsionantes debidos a las excentricidades accidentales, una en que todos los momentos adicionales se tomen con signo positivo y otra con signo negativo. Esta condición se cumple de acuerdo con lo siguiente:

$$M_{0i} = \pm (M_{ai} - M_{a(i+1)}) \quad (2.2.4)$$

donde  $M_{0i}$  es el momento aplicado en el plano del  $i$ -ésimo nivel, y  $M_{ai} = (V_i e_{ai})$ , en donde  $V_i$  es la fuerza cortante del  $i$ -ésimo entrepiso en la dirección del análisis, y  $e_{ai}$  su correspondiente excentricidad accidental de entrepiso, calculada de acuerdo con la ecuación 2.2.3.

Ningún elemento estructural podrá tener una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante que le corresponda sin tomar en cuenta la torsión accidental.

### 2.3 Efectos de segundo orden

Deben tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden; esto es, los momentos, fuerzas axiales y cortantes adicionales provocadas por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en que la distorsión para el estado límite de seguridad contra colapso estimada de acuerdo con la sección 1.8 no exceda la cantidad siguiente:

$$0.08 \frac{V}{W_p} \quad (2.3.1)$$

donde  $V$  es la fuerza cortante de diseño calculada en el entrepiso para el estado límite de seguridad contra colapso y  $W_p$  el peso de la parte de la construcción situada encima del entrepiso, sin factor de carga.

### 2.4 Efectos bidireccionales

Para el método estático o el dinámico modal espectral los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar, tomando en cada dirección en que se analice la estructura 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

### 2.5 Comportamiento asimétrico

Cuando el sistema estructural sea tal que las resistencias laterales sean significativamente diferentes en los dos sentidos de una dirección de análisis, se dividirán los factores de resistencia correspondientes al material de que se trate, entre el factor  $F_a$  especificado en las ecuaciones 2.5.1 o 2.5.2. Entre estos casos se encuentran estructuras con fachadas inclinadas o con elementos que respondan de manera diferente en cada sentido de la acción sísmica.

$$F_a = \frac{a_a \left( \frac{T_1}{T_s} \right)^{b_a}}{c_a + \left| \frac{T_1}{T_s} - 1 \right|} + d_a \quad (2.5.1)$$

en el caso en que el sistema estructural se desplante en suelos con  $T_s$  mayor que 1 s, y:

$$F_a = \frac{a_a \left( \frac{T_1}{T_s} \right)^{b_a}}{c_a + \left( \frac{T_1}{T_s} \right)^{b_a}} + d_a \quad (2.5.2)$$

cuando el sistema se desplante en suelos con  $T_s$  menor o igual a 1 s.

$T_s$  es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés; se obtiene conforme a lo indicado en el Capítulo 3.  $T_1$  es el periodo fundamental de vibrar de la estructura en la dirección de análisis. La tabla 2.5.1 define, en función del valor de  $T_s$ , los valores de los parámetros  $a_a$ ,  $b_a$ ,  $c_a$  y  $d_a$  de las ecuaciones 2.5.1 y 2.5.2.

En la tabla 2.5.1,  $\alpha$  evalúa el nivel de asimetría, que se considera igual a:

$$\alpha_{sd} = \frac{V_b^f - V_b^d}{2W_0} \quad (2.5.3)$$

donde  $\alpha_{sd}$  es el nivel de asimetría en fluencia de una estructura sin desplomo; y  $V_b^f$  y  $V_b^d$  son, respectivamente, las cortantes basales de fluencia en los sentidos fuerte y débil de la estructura en la dirección de análisis, que se determinan considerando todos los elementos que puedan contribuir a ellas.  $W_0$  es el peso total de la estructura al nivel del desplante

**Tabla 2.5.1 Valores de parámetros utilizados para estimar el factor  $F_a$**

Periodo del Sitio (s)	$a_a$	$b_a$	$c_a$	$d_a$
$T_s \leq 0.5$	$(3.5Q - 1.5) \alpha$	13.4	0.1	$1.6\alpha + 1.0$
$0.5 < T_s \leq 1.0$	$(4.8Q - 3.0) \alpha$	8.8	0.1	$4.1\alpha + 1.0$
$1.0 < T_s \leq 1.5$	$(1.5Q - 1.4) \alpha$	0.7	0.08	1.0
$1.5 < T_s \leq 2.0$	$(2.0Q - 1.6) \alpha$	0.5	0.1	1.0
$2.0 < T_s \leq 2.5$	$(1.5Q + 0.8) \alpha$	0.9	0.12	1.0
$2.5 < T_s \leq 3.0$	$(1.5Q + 1.1) \alpha$	0.7	0.13	1.0
$3.0 < T_s \leq 4.0$	$(1.9Q - 0.05) \alpha$	0.1	0.12	1.0

Para el análisis de estructuras que excedan los límites de altura indicados en la tabla 2.1.1., se deberá emplear el método de análisis dinámico no lineal paso a paso descrito en la sección 6.2., y se hará consideración explícita de la asimetría en fluencia en el modelo de análisis.

## 2.6 Péndulos invertidos

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en las que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta), además de la fuerza lateral estipulada,  $F_{per}$ , se tendrán en cuenta las asociadas a la aceleración angular de la masa superior, incluyendo como grado de libertad el giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente vertical. Si se aplica el análisis estático, el efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es:



## 9. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES

Las presentes Normas sólo cubren en su totalidad los requisitos de diseño para estructuras de edificios. Tratándose de otros tipos de estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados que conduzcan a niveles de seguridad congruentes con los de esta Norma y reciban la aprobación de la Administración.

## 10. ESTRUCTURAS EXISTENTES

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el factor de comportamiento sísmico  $Q$  que, en los términos del Capítulo 4, corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique, a satisfacción de la Administración, la adopción de un valor mayor.

Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplomo de la construcción excede 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por el factor  $F_a$  establecido en la sección 2.5. Para ello, cuando el sistema estructural exhiba simetría en fluencia en ausencia de desplomo, el valor de  $\alpha$  usado para estimar los parámetros de la tabla 2.5.1 será igual a:

$$\alpha = \theta_a \quad (10.1)$$

donde  $\theta_a$  es el ángulo de desplomo (desplomo de la construcción dividido entre su altura). En caso de que el sistema estructural exhiba asimetría en fluencia en ausencia de desplomo, el valor de  $\alpha$  considerará las asimetrías debidas a la inclinación y al sistema estructural de acuerdo con la ecuación 10.2 cuando el desplomo se dé en el sentido débil de la estructura (sentido en que la estructura alcanza  $V_b^d$  en ausencia de desplomo), y de acuerdo con la ecuación 10.3 cuando el desplomo se dé en el sentido fuerte de la estructura (sentido en que la estructura alcanza  $V_b^f$  en ausencia de desplomo).

$$\alpha = \alpha_{sd} + \theta_a \quad (10.2)$$

$$\alpha = \left| \alpha_{sd} - \theta_a \right| \quad (10.3)$$

donde  $\alpha_{sd}$  se estima con la ecuación 2.5.3, el símbolo  $\|$  indica valor absoluto, y  $V_b^f$  y  $V_b^d$  son, respectivamente, las cortantes basales de fluencia en los sentidos fuerte y débil de la estructura en la dirección de análisis.

Si se emplea el método de análisis dinámico no lineal paso a paso descrito en la sección 6.2, se hará consideración explícita de la inclinación.

Cuando se refuerce una construcción con elementos estructurales adicionales será válido adoptar los valores de  $Q$  que corresponden a estos elementos, siempre que sean capaces de resistir en cada entrepiso al menos 50 por ciento de la fuerza cortante de diseño, resistiendo la estructura existente el resto, y en cada nivel las resistencias de los elementos añadidos sean compatibles con las fuerzas de diseño que les correspondan. Deberá comprobarse según la sección 2.7 que los sistemas de piso tengan la rigidez y resistencia suficientes para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por los elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, deberán reforzarse y/o rigidizarse los sistemas de piso para lograrlo.

## 11. METODOLOGÍAS DE DISEÑO BASADAS EN EL CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

Podrán usarse criterios de diseño sísmico basados en el control del desplazamiento lateral de la edificación si se demuestra, a satisfacción de la Administración, la pertinencia de la metodología de diseño utilizada. Lo anterior requerirá del planteamiento de criterios basados en el análisis dinámico no lineal paso a paso de la respuesta sísmica, que establezcan con claridad los valores aceptables de los desplazamientos laterales y del daño estructural para el sismo de diseño. Estos análisis se realizarán con los criterios y procedimientos establecidos en la sección 6.2.

## 12. SISTEMAS ESTRUCTURALES CON DISPOSITIVOS PARA CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Cuando en el sistema estructural se utilicen dispositivos de control de la respuesta dinámica de la estructura, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los hasta aquí especificados si se demuestran, a satisfacción de la Administración, tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales, como la validez de los valores del amortiguamiento y del

## PUBLICACIONES DERIVADAS DE ESTA TESIS

### - Artículos en revistas indizadas/arbitradas:

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Bojórquez, E. (2018), “Reliability-based strength amplification factors for structures with asymmetric yielding”, *Journal of Earthquake Engineering*, **22**(1), pp. 36-62. <http://dx.doi.org/10.1080/13632469.2016.1211568>

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Gaxiola-Camacho, J.R. (2017), “On the seismic design of structures with tilting located within a seismic region”, *Applied Sciences*, **7**(11). <http://dx.doi.org/10.3390/app7111146>

Valenzuela-Beltrán, F. y Ruiz, S.E. (2017), “Factores de amplificación de espectros de diseño sísmico para estructuras con asimetría en fluencia”, *Serie Investigación & Desarrollo*, Instituto de Ingeniería UNAM, No. 701, ISBN: 978-607-02-9711-3, 96 pp. <http://aplicaciones.iingen.unam.mx/consultasspii/DetallePublicacion.aspx?id=5178>

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Terán-Gilmore, A. (2017), “Factores de amplificación de resistencia para estructuras con comportamiento asimétrico”, *artículo sometido para posible publicación en la Revista de Ingeniería Sísmica*.

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Santos-Santiago, M.A. (2018), “Life-cycle cost of reinforced concrete buildings exhibiting asymmetric yielding”, *artículo sometido para posible publicación en la revista Earthquake Engineering and Engineering Vibration*.

### - Artículos publicados en memorias de congresos:

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Bojórquez, J. (2015), “Reliability-based ductility seismic spectra of structures with tilting”, *17<sup>th</sup> International Conference on Building Science and Engineering*, New York, USA, 4-5 June.

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Bojórquez, E. (2017), “Reliability-based design spectra modification factor for reinforcement of tilted structures”, *16<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile, Chile, 9-13 January.

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Santos-Santiago, M.A. (2017), “Aplicación de las nuevas expresiones incluidas en las NTCDS-2017 correspondientes a edificios con comportamiento asimétrico”, *XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco, México, 20-23 de Septiembre.

# ANEXO 1

## ARTÍCULO PUBLICADO EN LA REVISTA *JOURNAL OF EARTHQUAKE ENGINEERING*

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Bojórquez, E. (2018), “Reliability-based strength amplification factors for structures with asymmetric yielding”, *Journal of Earthquake Engineering*, **22**(1), pp. 36-62.  
<http://dx.doi.org/10.1080/13632469.2016.1211568>

# Reliability-based Strength Amplification Factors for Structures with Asymmetric Yielding

FEDERICO VALENZUELA-BELTRÁN<sup>1</sup>, SONIA E. RUIZ<sup>1</sup>,  
ALFREDO REYES-SALAZAR<sup>2</sup>, and EDÉN BOJÓRQUEZ<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, Coyoacán, México, D.F., México

<sup>2</sup>Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Ciudad Universitaria, Culiacán, Sinaloa, México

*A reliability-based methodology to estimate strength amplification factors for structures with asymmetric yielding is proposed. The approach is based on structural demand hazard analyses. Nonlinear time-history analyses of tridimensional simplified systems are carried out. The effects of two orthogonal components of the seismic ground motions and soil-structure interaction, are considered. Results show that the expected ductility demand of systems with asymmetric yielding may be much higher than those of symmetric systems. A simplified mathematical expression (which is function of the ratio between the fundamental vibration period of the system and that of the soil, ductility demand, and level of asymmetric yielding) is proposed to estimate the amplification factors. The expression is applied successfully to a 9-story reinforced concrete building exhibiting asymmetric yielding produced by tilting.*

**KEYWORDS** Asymmetric Yielding; Structural Reliability; Seismic Performance; Tilted Buildings; Risk Analysis.

## 1. Introduction

Structures built on soft soil may suffer tilting due to differential settlements, leading to an asymmetric force-deformation relationship in opposite directions. Since symmetric structures tend to oscillate around their un-deformed position, the plastic deformation demands tend to offset each other. Asymmetric yielding structures exhibit a state of lateral deformation which increases monotonically, producing an accumulation of plastic deformation demands in the direction of tilting. Thus, asymmetric yielding structures develop “strong” and “weak” directions. This behavior (which can also be induced by factors such as asymmetry of vertical loads, presence of mezzanines or presence of nearby buildings with different characteristics) may significantly affect the seismic performance of this type of structures, especially when they are subjected to long duration intense ground motions.

An asymmetric yielding building needs to be designed for a higher lateral strength than a symmetric one, which leads to the necessity of using strength amplification factors of the design pseudo-acceleration spectrum in order to take into account the detrimental effect of the asymmetric yielding. On the other hand, future design codes must be oriented not only to ensure a satisfactory seismic behavior, but also an adequate level of reliability, which will allow engineers to design for a certain pre-established risk in the structures. In this study, a reliability-based

Received 25 January 2016; accepted 07 July 2016.

Address correspondence to Federico Valenzuela-Beltrán, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, Coyoacán, México, D.F., C.P. 04510, México.  
E-mail: FValenzuelaB@ingen.unam.mx

methodology is proposed to obtain a simple mathematical expression to calculate strength amplification factors for structures exhibiting asymmetric yielding. The proposed criterion is applied to simple 3D systems under orthogonal seismic ground motions located in soft soil.

In the literature there are a few studies oriented to obtain strength amplification factors for structures with asymmetric yielding. Ruiz *et al.* [1989], using single degree of freedom (SDOF) systems with bilinear hysteresis behavior, found that the ductility demands of systems with asymmetric yield strength subjected to narrow band seismic motions are much higher than those corresponding to symmetric structures, and they proposed expressions to consider such increment in the ductility demands. Ruiz [1991] proposed an expression that takes into account not only the asymmetry in the yield strength, but also the duration of the ground motion intensity. Terán-Gilmore *et al.* [2000] studied the dynamic response of tilted SDOF systems; they concluded that the design of structures with asymmetric yielding should consider the lateral strength of the structure, the frequency content, and the duration of the seismic excitation, and the interaction between the dynamic characteristics of the structure and those of the ground motion. Terán-Gilmore and Arroyo-Espinoza [2005] using SDOF systems with different hysteretic behavior, proposed mathematical expressions to estimate the strength amplification factors for the design of earthquake resistant structures with asymmetric yielding. However, the mathematical expressions are very similar for all the hysteretic behaviors considered; in addition, they concluded that the P- $\Delta$  effects have a negligible effect on the seismic performance of the structures analyzed. King and Jung [2013] studied the progressive collapse resisting capacities of tilted buildings on the basis of arbitrary column removal scenario using nonlinear static and dynamic analyses. They found that tilting of a structure leads to an increase of the dimensions of the structural members due mainly to the P- $\Delta$  effects; they concluded that tilted structures, once they are properly designed to satisfy a given design code, may have at least an equivalent resisting capacity for progressive collapse caused by sudden loss of a column.

Despite the important contributions of the studies just mentioned, most of them are limited to the analysis of SDOF systems subjected to unidirectional analyses and their yielding asymmetry in the yield strength was considered by an idealized SDOF model. In addition, the studies do not take into account in the seismic analysis the implicit levels of reliability in the structural design, neither the influence of two orthogonal components of the seismic ground motions, the soil-structure interaction, nor the asymmetry (i.e., *tilting angle*) of the systems in an explicit way.

The main objectives of the present study are: (a) to propose a reliability-based methodology to take into account the additional strength requirement of structures with asymmetric yielding; (b) to develop a simplified mathematical expression for this purpose, considering the influence of the soil structure interaction as well as the influence of two orthogonal horizontal seismic ground motions; (c) to compare the proposed expression with those existing in the literature; and (d) to verify the validity of the proposed expression to multi-degree of freedom (MDOF) systems exhibiting asymmetric yielding.

## 2. Methodology

### 2.1. Description of the Approach Used for the Evaluation of the Structural Reliability

One of the main objectives of earthquake engineering is to quantify the levels of reliability in the structures by considering the possible ground motions intensities that may occur at a site. In the seismic design guidelines exist several reliability based formats [Ruiz, 2006], for example: (a) the semi-probabilistic [Rosenblueth, 1972]; (b) first-order and second moments (FOSM) [Cornell, 1969]; (c) load and resistance factors design (LRFD) format

[Galambos and Ravindra, 1973]; (d) those based on seismic hazard analysis [Cornell, 1996; Cornell *et al.*, 2002]; and (e) those based on optimization [Frangopol, 1985; Esteva, 1980]. In the present study, the structural reliability is evaluated by means of a *seismic hazard analysis*. Using this format, the seismic reliability of structures can be estimated by combining the relationships between seismic ground motion intensity and structural response with ground motion hazard models [Bazzurro and Cornell, 1994; Cornell and Krawinkler, 2000; Deierlein, 2004]. The use of scalar intensity measures ( $IM$ ), like the spectral acceleration at the fundamental period of the structure ( $S_a(T_1)$ ), are often used to establish the relationship between seismic ground motion hazard and structural response; however, although they are out of the scope of this study, approaches to estimate the structural reliability which are not based in  $IM$  have been proposed [Han and Wen, 1997; Bazzurro *et al.*, 1998; Jalayer *et al.*, 2004].

The aim of seismic hazard analysis approach is to estimate the conditional probability of exceeding a certain engineering demand parameter ( $EDP$ ) for a given  $IM$ , which can be combined with the *seismic hazard curve* associated to the site and the structural system fundamental vibration period to estimate the mean annual rate of exceedance ( $v$ ) of a particular  $EDP$  value  $y$ ,  $v_{EDP}(y)$ , as follows [Cornell, 1968; Esteva, 1968]:

$$v_{EDP}(y) = \int_{IM} \left| \frac{dv_{IM}(im)}{d(im)} \right| P(EDP > y | IM = im) dim, \quad (1)$$

where  $P(EDP > y | IM = im)$  is the conditional probability that  $EDP > y$ , for an  $IM = im$ .  $\left| \frac{dv_{IM}(im)}{d(im)} \right|$  is the absolute value of the derivative of the seismic hazard curve associated to the site where the structure is located and to its fundamental vibration period ( $T_1$ ).

In this article, the spectral acceleration at the fundamental vibration period as a fraction of gravity ( $S_a(g)$ ) as well as the global ductility demand ( $\mu$ ) of the structures are selected as  $IM$ , and  $EDP$ , respectively.

## 2.2. General Steps

The steps in the methodology proposed here are the following.

1. With the aim of satisfying the objectives mentioned before, the seismic response of several SDOF structural systems with different characteristics of strength, tilting, and vibration period, needs to be estimated. Several nonlinear time history analyses should be carried out to obtain the structural demand as a function of the seismic intensity.
2. After obtaining the  $EDP$  as a function of the intensity, their median ( $D$ ) and standard deviation ( $\sigma_{lnD}$ ) of their logarithms are calculated.
3. Next, *vulnerability curves* for several particular values of the  $EDP$ ,  $y$ , are obtained, using (2):

$$P(EDP > y | IM = im) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(y/D)}{\sigma_{lnD}}\right). \quad (2)$$

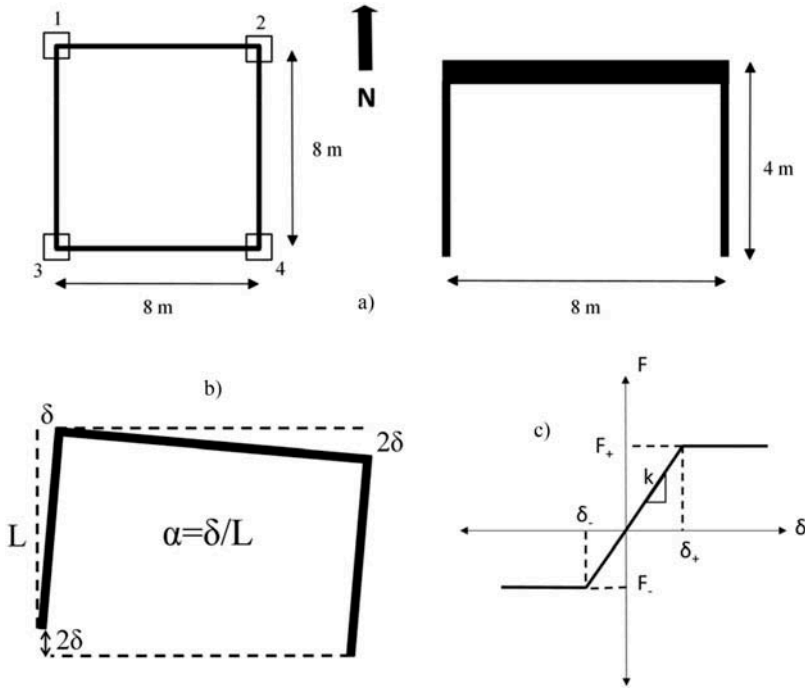
4. The *demand hazard curves* are calculated using (1) for symmetric structural systems, and alternatively, for systems with different levels of yielding asymmetry.

5. Based on the demand hazard curves corresponding to a wide variety of structural systems with different characteristics, *ductility uniform exceedance rate spectra* ( $\mu$ -*UERS*) are obtained for several annual rate of exceedance values. The  $\mu$ -*UERS* are obtained for systems with different levels of yielding asymmetry.
6. In order to explicitly display the increment in the expected ductility demand of asymmetric yielding systems with respect to symmetric systems, ratios between  $\mu$ -*UERS* of asymmetric yielding systems with respect to symmetric systems are calculated.
7. The next step is to obtain *base shear coefficient uniform exceedance rate spectra* ( $c$ -*UERS*) for symmetric and systems with asymmetric yielding; in order to visualize the additional strength required for asymmetric yielding systems, ratios between  $c$ -*UERS* corresponding to systems with different levels of yielding asymmetry with respect to symmetric systems are calculated. The  $c$ -*UERS* are obtained from the  $\mu$ -*UERS* by means of an interpolative process.
8. A simplified mathematical expression is fitted to the ratios of the base shear coefficient spectra obtained in step (7). The least square method is used for this purpose. The proposed expression is function of the yielding asymmetry of the systems, of the ratio of the fundamental vibration period of the system and of the soil, and of the ductility demand of the system. The expression is compared with those existing in the literature, as well as with those corresponding to different structural demand combination rules.
9. Finally, the proposed mathematical expression is applied to a nine story R/C building located in soft soil of Mexico City.

### 3. Structural Models

Tridimensional structural systems are used in this work to study the aspects mentioned before. The structural systems have one SDOF in each horizontal direction (i.e., only translational displacements of the deck are allowed in directions E-W and N-S; see Fig. 1a), and are symmetric in both, geometry and strength. The mass of the systems is lumped at the deck. The force-deformation behavior of the structural members is considered to be elasto-plastic. The soil-structure interaction is considered through springs attached at the bottom of the columns. It must be noted that in the structural model shown in Fig. 1, axial forces can be developed in the columns under the action of horizontal seismic ground motions. It is important to mention that the tilting of the systems occurs by a differential settlement in only two columns (i.e., the columns 2 and 4 of Fig. 1a), and this causes the tilting in only one direction, as shown in Fig. 1b. This assumption leads to an asymmetric yielding behavior (the yield strength of the systems becomes considerably smaller in the direction of the tilting than in the opposite direction) when the systems are subjected to the seismic excitation, as shown in Fig. 1c. The yielding asymmetry of the systems is considered by means of the  $\alpha$  parameter, which is the maximum horizontal displacement ( $\delta$ ) of the system in one direction (produced by the seismic excitation), divided by its height,  $L$  (see Fig. 1b). The seismic analyses consider that the systems have different characteristics in terms of vibration period, tilting, and base shear coefficient.

When a building is subjected to a monotonically increasing lateral deformation, the strain hardening of its structural members and the fact that not all of them yield simultaneously, produces a positive post-elastic slope when the second order effects (P- $\Delta$ ) are not considered. However, when these effects are considered, the secondary moments produced by the gravity loads tend to counteract the strain hardening and the gradual yield, which results in a post-elastic slope close to zero for deformations in the range of interest [Terán-Gilmore *et al.*, 2000]. Therefore, the P- $\Delta$  effects in this study are implicitly considered by



**FIGURE 1** Characteristics of the SDOF systems used in this study: (a) plan and elevation; (b) definition of the parameter  $\alpha$ ; and (c) asymmetric force-displacement relationship.

assigning a post-elastic slope equal to zero in the hysteretic behavior model of the structural members. It is important to say that this assumption is valid only for buildings exhibiting moderate P- $\Delta$  effects. The study of structures with excessive P- $\Delta$  effects that could produce a negative post-elastic slope is out of the scope of this study.

#### 4. Seismic Ground Motions

Thirteen pairs of ground motions recorded in different stations located in soft soil of Mexico City were selected in this study, their general characteristics are presented in Table 1. It is observed in the table, that the dominant periods of the seismic records vary between 1.25 s and 1.74 s. The dominant period for each seismic record is defined as the period where the pseudo-acceleration elastic response spectra reaches its maximum. The ground motions are scaled in terms of the pseudo-acceleration in the fundamental mode of vibration of the structure, using the *quadratic mean*, as shown in (3):

$$S_a = \sqrt{\frac{S_{aEW}^2 + S_{aNS}^2}{2}}, \quad (3)$$

where  $S_{aEW}$  and  $S_{aNS}$  are the pseudo-acceleration elastic response spectra ordinates associated to the fundamental vibration period of the system under consideration for 5% of critical damping, corresponding to E-W and N-S ground motions components, respectively. The corresponding pseudo-acceleration response spectra for 5% of critical damping for both components of seismic ground motions are shown in Fig. 2. The figure also shows the arithmetic mean of the 13 spectra. The peak of the mean spectra is close to  $T_s=1.4$  s.



**TABLE 1** Characteristics of the ground motions

Event	Date	Magnitude	Epicenter coordinates		PGA (cm/s <sup>2</sup> )	Dominant period T <sub>s</sub> (s)	
			Lat. <i>N</i>	Long. <i>W</i>		Component	
						E-W	N-S
1	95/09/14	7.3	16.31	98.88	31.1	1.74	1.58
2	97/01/11	6.9	17.90	103.00	16.4	1.70	1.54
3	97/01/11	6.9	17.91	103.04	19.9	1.32	1.28
4	89/04/25	6.9	16.60	99.40	55.4	1.25	1.19
5	95/09/14	7.3	16.31	98.88	37.3	1.29	1.38
6	89/04/25	6.9	16.60	99.40	39.7	1.29	1.38
7	89/04/25	6.9	16.60	99.40	23.9	1.35	1.41
8	95/09/14	7.3	16.31	98.88	28.7	1.57	1.40
9	95/09/14	7.3	16.31	98.88	27.8	1.34	1.42
10	97/01/11	6.9	17.90	103.00	13.0	1.35	1.35
11	97/01/11	6.9	17.91	103.04	26.0	1.36	1.48
12	95/09/14	7.3	16.31	98.88	28.7	1.45	1.28
13	97/01/11	6.9	17.91	103.04	17.5	1.26	1.27

## 5. Reliability Assessment of Structures with Asymmetric Yielding

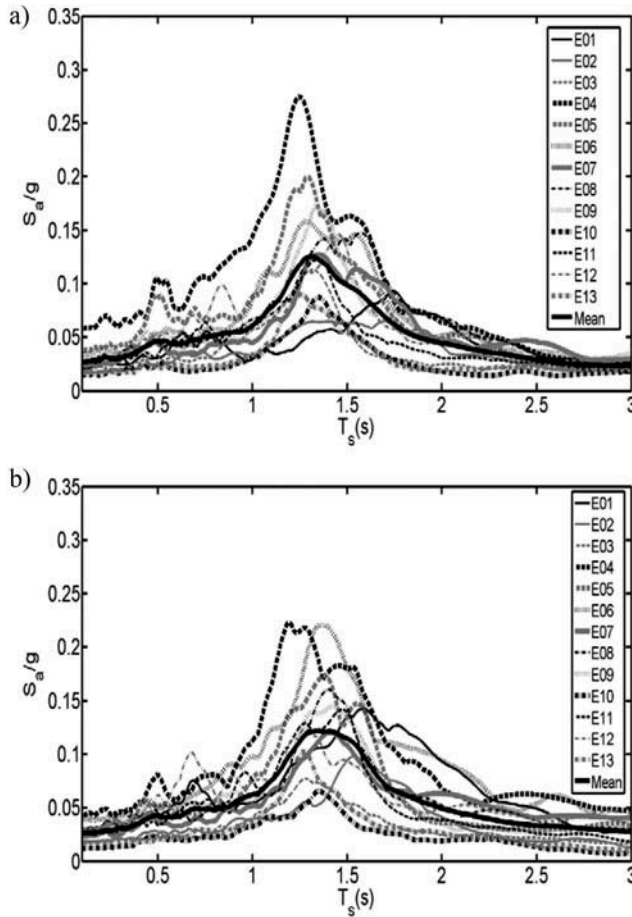
In this section, the steps mentioned in Sec. 2.2 are applied to the simplified systems with symmetric, and alternatively, with asymmetric yielding. At the same time, in each of the steps, a review of the influence of the asymmetric yielding condition on the results, is discussed. Here, the global ductility demand of the systems is taken as the structural demand of interest. First, the ductility demand of the systems in the E-W and N-S directions  $(\mu_x, \mu_y)$ , under the simultaneous action of both horizontal components, is calculated by taking the maximum horizontal displacement of the center of mass of the structural systems in each direction  $(d_x, d_y)$  divided by the yield displacement,  $d_y$ , which in turn is estimated by a nonlinear static analysis). Finally, the global ductility demand of the systems is taken as the maximum of the values calculated in each of the horizontal directions, as indicated in (4):

$$\mu = \max(\mu_x, \mu_y), \quad (4)$$

where  $\mu_x$  and  $\mu_y$  are the ductility demands calculated in the *X* (E-W) and *Y* (N-S) directions, respectively.

### 5.1. Median and Standard Deviation of the Structural Demand

To obtain the median and standard deviation of the ductility demand logarithms, several nonlinear time history analyses were performed. A wide range of base shear coefficient of the systems was considered, it varies from 0.05–0.70. The median and standard deviation of the ductility demands logarithms are shown in Fig. 3 for systems with five values of  $\alpha$ , corresponding to  $c=0.30$ , with vibration periods  $T_1=1.0$  s (Figs. 3a and 3b) and  $T_1=1.5$  s (Figs. 3c



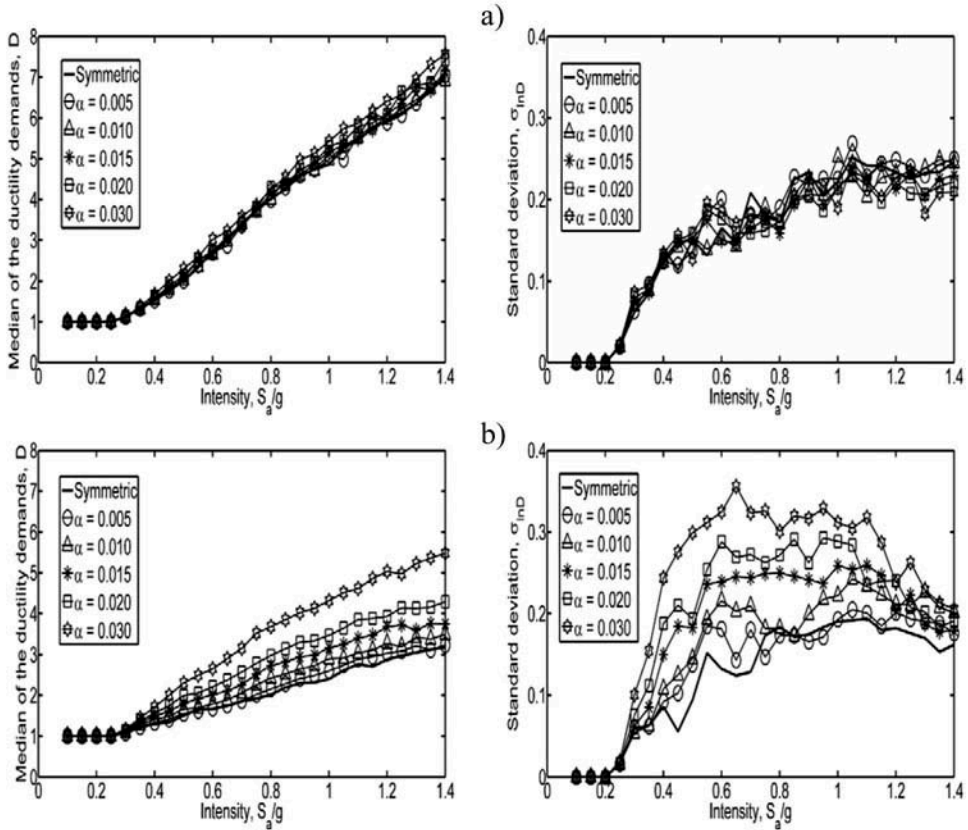
**FIGURE 2** Pseudo-acceleration response spectra of the ground motions (without scaling): (a) E-W component and (b) N-S component.

and 3d). It can be observed that, as expected, the median of the global ductility demand increases with the seismic intensity. It can also be seen that for the system with  $T_1=1.5$  s (Fig. 3c) the ductility demand increases significantly as the yielding asymmetry of the systems grows. Based on the above, it is deduced that the increment in the global ductility demand of asymmetric yielding systems may be much higher than those corresponding to symmetric systems, especially for systems with  $T_1$  close to the dominant period of the soil ( $T_s$ ).

Figures 3b and 3d show that values of  $\sigma_{IND}$  increase as the yielding asymmetry of the systems become higher, and they present more variability for systems with structural vibration period close to the dominant period of the soil.

### 5.2. Vulnerability and Ductility Demand Hazard Curves

Vulnerability and ductility demand hazard curves (DDHC) of the systems are calculated using (2) and (1), respectively. Results were obtained for a wide range of  $c$  and  $T_1$  values; however, only the results for systems with  $c=0.30$  and  $T_1=1.5$  s are shown here. Vulnerability curves for global ductility demands of 2, 3, and 4, are presented in Figs. 4a



**FIGURE 3** Median and standard deviation of the ductility demand logarithms for systems with different levels of asymmetric yielding, and  $c=0.30$ : (a)  $T_1 = 1$  s and (b)  $T_1 = 1.5$ .

and 4b, for a symmetric system and for a system having an yielding asymmetry characterized by  $\alpha=0.030$ , respectively. It can be observed in Figs. 4a and 4b, that the probability of exceedance of a given value of the ductility demand is much higher as the level of yielding asymmetry of the system increases, which indicates that asymmetric yielding systems exhibit a worse seismic performance in terms of the global ductility demand than symmetric systems with the same characteristics, as expected.

Figures 5a and 5b present ductility demand hazard curves for systems having different values of  $\alpha$ . The figures show the influence of the ratio of the vibration period of the system to that of the dominant period of the soil on the increment of the expected global ductility demand of systems with asymmetric yielding. Figure 5a corresponds to a system with  $T_1=1.5$  s, and Fig. 5b corresponds to a system with  $T_1=2.2$  s. From the figures it can be observed that for a given annual rate of exceedance value, the expected ductility demand increases as the yielding asymmetry level of the systems increases. The increment is more significant for systems with vibration period close to the soil dominant period. For example, for the system with  $T_1=1.5$  s (Fig. 5a), and for the annual rate of exceedance values equal to 0.008, 0.004, 0.002, and 0.001 (which correspond to return periods  $T_r =$

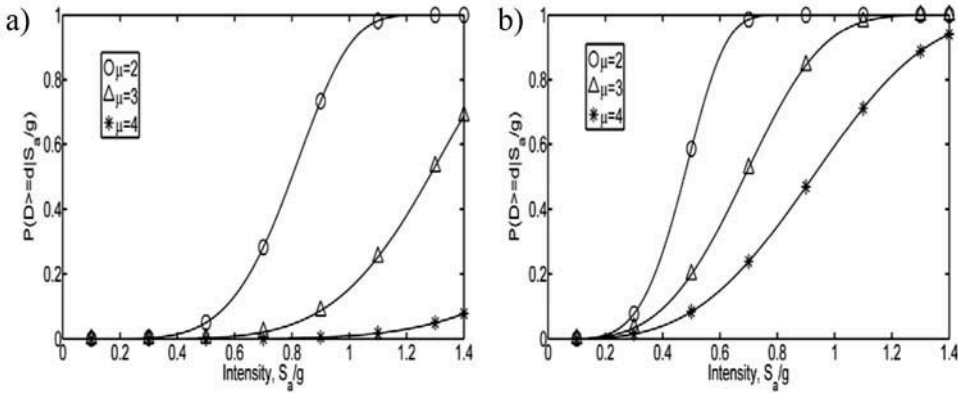


FIGURE 4 Vulnerability curves for (a) symmetric system and (b) system with  $\alpha = 0.030$ .

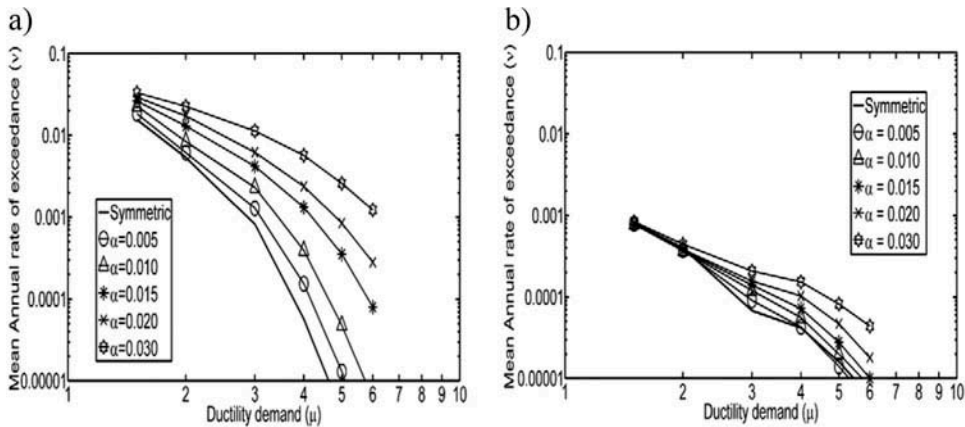


FIGURE 5 Ductility demand hazard curves for systems with different levels of asymmetric yielding and vibration period of (a)  $T_1 = 1.5$  s and (b)  $T_1 = 2.2$  s.

125, 250, 500, and 1000 years, respectively), the expected ductility demands of asymmetric yielding systems may be much higher than those corresponding to symmetric systems. On the other hand, for the system with vibration period away from the dominant period of the soil (Fig. 5b), the expected ductility demand is almost the same, no matter the level of yielding asymmetry of the system, for all the values of  $v$  considered. The above indicates that the effect of asymmetric yielding is much more detrimental for systems with vibration period close to the dominant period of the soil, and such effect is negligible for systems with vibration periods away of it.

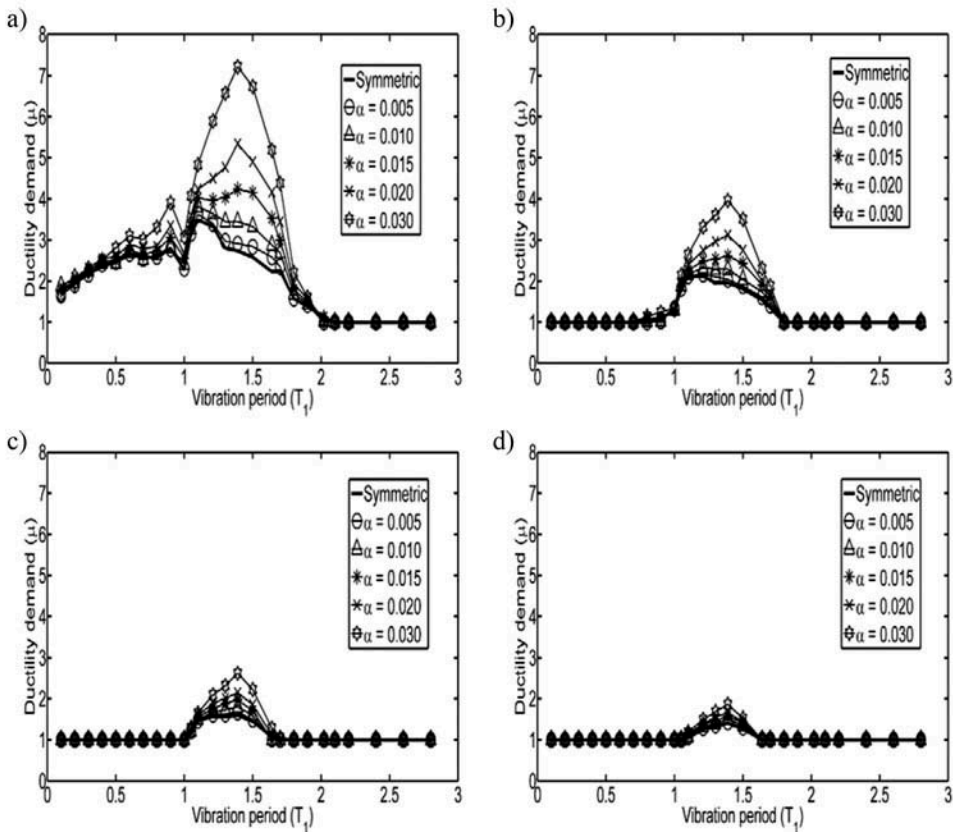
### 5.3. Ductility Uniform Exceedance Rate Spectra

The next step is to obtain ductility uniform exceedance rate spectra ( $\mu$ -UERS) from the DDHC by selecting a certain value of the annual rate of exceedance. It allows to visualize in a better way the increment in the expected ductility demand of asymmetric yielding

systems with respect to symmetric systems and the influence of the strength of the systems on such increment. Figure 6a to 6d show  $\mu$ -UERS obtained for an annual rate of exceedance value of 0.008 for systems with different strength.

From Fig. 6 it can be observed that the effect of asymmetric yielding in the expected ductility demand of the systems is related to the strength of the system. For example, for the system with  $c=0.50$ , the effect of the yielding asymmetry is significant only in the range of vibration periods which are close to the dominant period of the soil; for vibration periods away of it, the effect of the yielding asymmetry is negligible. On the other hand, for a system with a lower strength (Fig. 6a), the effect of the yielding asymmetry is quite significant in the range of vibration periods close to the dominant period of the soil, and also a considerable increment in the ductility demand exists for systems with vibration period away from the dominant period of the soil. These results indicate that the effect of the asymmetric yielding is more detrimental in systems with low strength. In order to numerically quantify such increment, ratios of  $\mu$ -UERS corresponding to asymmetric yielding systems to those of symmetric systems were calculated using (5):

$$R_{\mu-UERS} = \frac{\mu[\mu - UERS(T_1, v, \alpha)]}{\mu[\mu - UERS(T_1, v, \alpha = 0)]}. \quad (5)$$



**FIGURE 6** Ductility uniform exceedance rate spectra for systems with: (a)  $c = 0.20$ , (b)  $c = 0.30$ , (c)  $c = 0.40$ , and (d)  $c = 0.50$ .

Figure 7 verifies that the effect of asymmetric yielding is more significant as the strength of the systems decreases, as well as for systems with  $T_1$  close to  $T_s$ . In Fig. 7 can be observed that for the system with  $c=0.50$ , the maximum increment in the ductility demand is close to 50% with respect to the symmetric system, while for the system with  $c=0.20$ , the maximum increment is close to 170%, which represents a considerable difference, and it may be even much greater for systems with a lower strength.

The above results correspond to  $\mu$ -UERS calculated for an annual rate of exceedance value of  $\nu=0.008$ . Obviously, the expected ductility demand of the systems will be higher as the value of  $\nu$  decreases; nevertheless, the ratios of the  $\mu$ -UERS of systems with asymmetric yielding to those of symmetric systems are essentially the same no matter the  $\nu$  value for which they are calculated. To evidence this, the parameter  $R_{\mu-UERS}$  corresponding to several values of  $\nu$  are presented in Fig. 8. In this, can be observed that the values are very close to unity for all the ratios considered. These results show that the increment in the expected ductility demand of asymmetric yielding systems with respect to symmetric systems is independent of the *annual rate of exceedance* value.

#### 5.4. Base Shear Coefficient UERS

An earthquake-resistant structure with asymmetric yielding requires to be designed for a higher lateral strength than that of the corresponding symmetric structure; therefore, it is

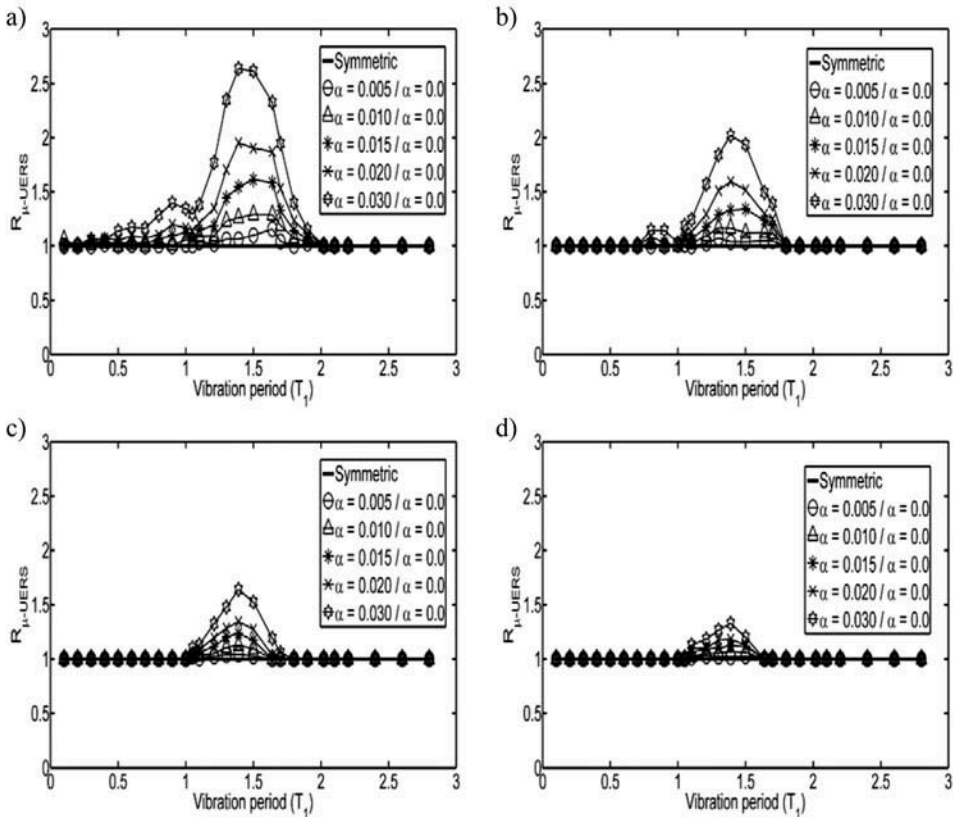
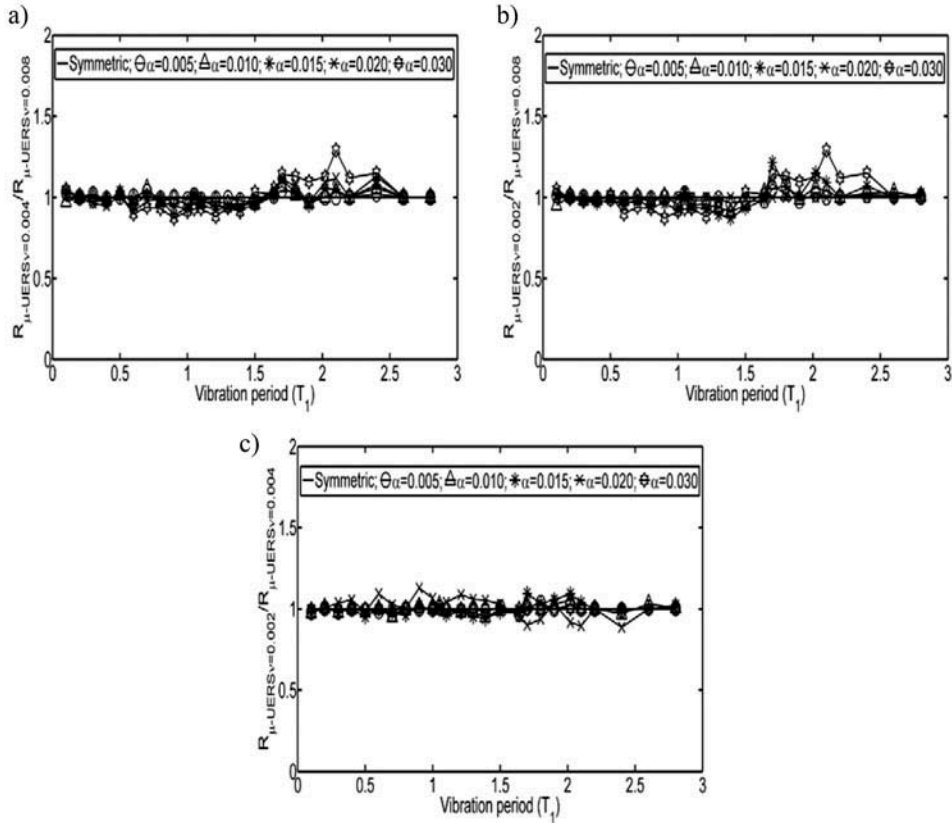


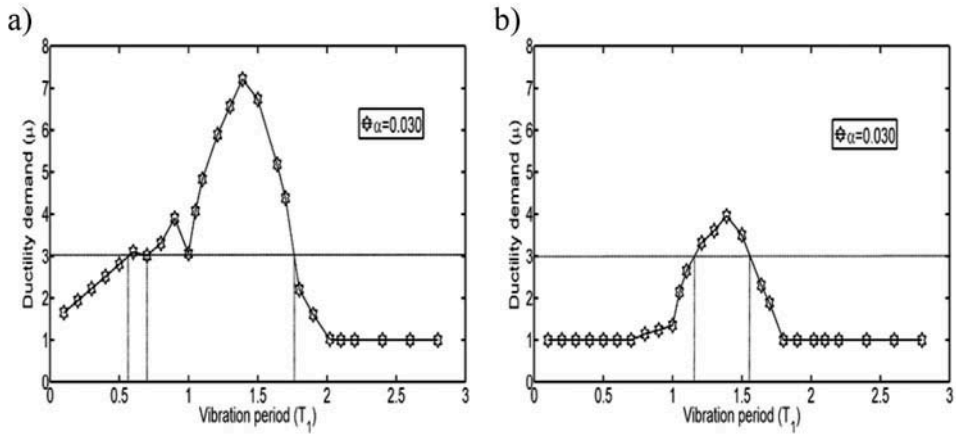
FIGURE 7 Ratios between  $\mu$ -UERS of systems with: (a)  $c = 0.20$ , (b)  $c = 0.30$ , (c)  $c = 0.40$ , and (d)  $c = 0.50$ .



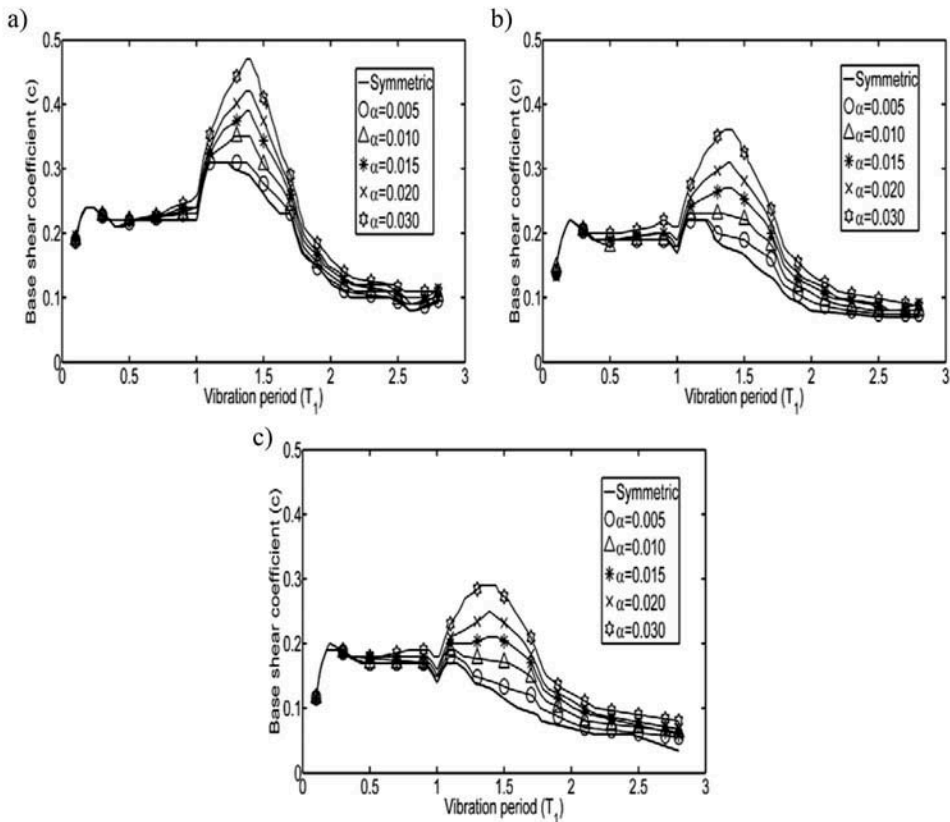
**FIGURE 8** Ratios of  $\mu$ -UERS corresponding to different values of annual rate of exceedance: (a)  $\mu$ -UERS<sub>v=0.004</sub>/ $\mu$ -UERS<sub>v=0.008</sub>, (b)  $\mu$ -UERS<sub>v=0.002</sub>/ $\mu$ -UERS<sub>v=0.008</sub>, and (c)  $\mu$ -UERS<sub>v=0.002</sub>/ $\mu$ -UERS<sub>v=0.004</sub>.

necessary to define a strength amplification factor ( $AF$ ) that allows to obtain the lateral strength required for the asymmetric yielding structure. In order to obtain the  $AF$ , base shear coefficient uniform exceedance rate spectra need to be obtained for systems with different levels of yielding asymmetry. To do so, the following interpolative procedure is proposed.

First, a value of the expected global ductility demand is selected, then through linear interpolation, the corresponding values of  $T_1$  and  $c$  are obtained from its corresponding  $\mu$ -UERS. The process is shown graphically in Fig. 9 for two systems with different strength, and  $\alpha = 0.030$ . It can be seen in the figure, that the horizontal line corresponding to a chosen global ductility demand of  $\mu = 3$  intercepts the  $\mu$ -UERS corresponding to the system with  $c = 0.20$  (Fig. 9a) in three values of  $T_1$ , which are 0.55, 0.70, and 1.77 s; while for the system with  $c = 0.30$  (Fig. 9b), the corresponding values are  $T_1=1.17$  and 1.54 s. This procedure is applied to the  $\mu$ -UERS for all the values of base shear coefficients of interest ( $0.05 \leq c \leq 0.70$ ), for several values of the expected ductility demand, and all the  $\alpha$  values considered; this will result in a data set  $T_1$  vs  $c$  for each value of the expected ductility demand considered (see. Fig. 10). It will be denoted as *base shear coefficient uniform exceedance rate spectra (c-UERS)*.



**FIGURE 9** Interpolative procedure to obtain base shear coefficient UERS for systems with: (a)  $c = 0.20$  and (b)  $c = 0.30$ .



**FIGURE 10**  $c$ -UERS for different values of the ductility demand: (a)  $\mu = 2$ , (b)  $\mu = 3$ , and (c)  $\mu = 4$ .



The  $c$ - $UERS$  are useful to quantify the additional strength required by the asymmetric yielding systems to achieve a similar seismic structural performance of symmetric systems, in terms of the global ductility demand. Such strength requirement depends on the system vibration period and its level of yielding asymmetry. Figure 10 shows the  $c$ - $UERS$  obtained for global ductility demands equal to 2, 3, and 4. Only the results for  $v=0.008$  are presented, because as mentioned before, the increment in the ductility demand of systems with asymmetric yielding with respect to symmetric systems is independent of the annual rate of exceedance value.

It can be observed in Fig. 10, consistent with the results presented before, that the strength requirement of asymmetric yielding systems is more important in the range of vibration periods that are close to the dominant period of the soil and for higher values of the expected ductility demand. In order to express numerically such additional strength requirement, ratios of  $c$ - $UERS$  of asymmetric yielding systems to those of symmetric systems, are obtained. The ratios are represented by  $R_{c-UERS}$ , and are calculated in the same way that the  $R_{\mu-UERS}$  parameter defined in (5), the only difference is that  $R_{c-UERS}$  represents ratios between the  $c$ - $UERS$  instead of  $\mu$ - $UERS$ . The calculated values of the  $R_{c-UERS}$  parameter are shown in Fig. 11. It can be noticed in the figure that the  $R_{c-UERS}$  values depend significantly on the following parameters: the vibration period of the system, the  $\alpha$  values, and the ductility demand. The maximum values of  $R_{c-UERS}$  vary from 1.6–2.5, for ductility demands of 2 and 4, respectively.

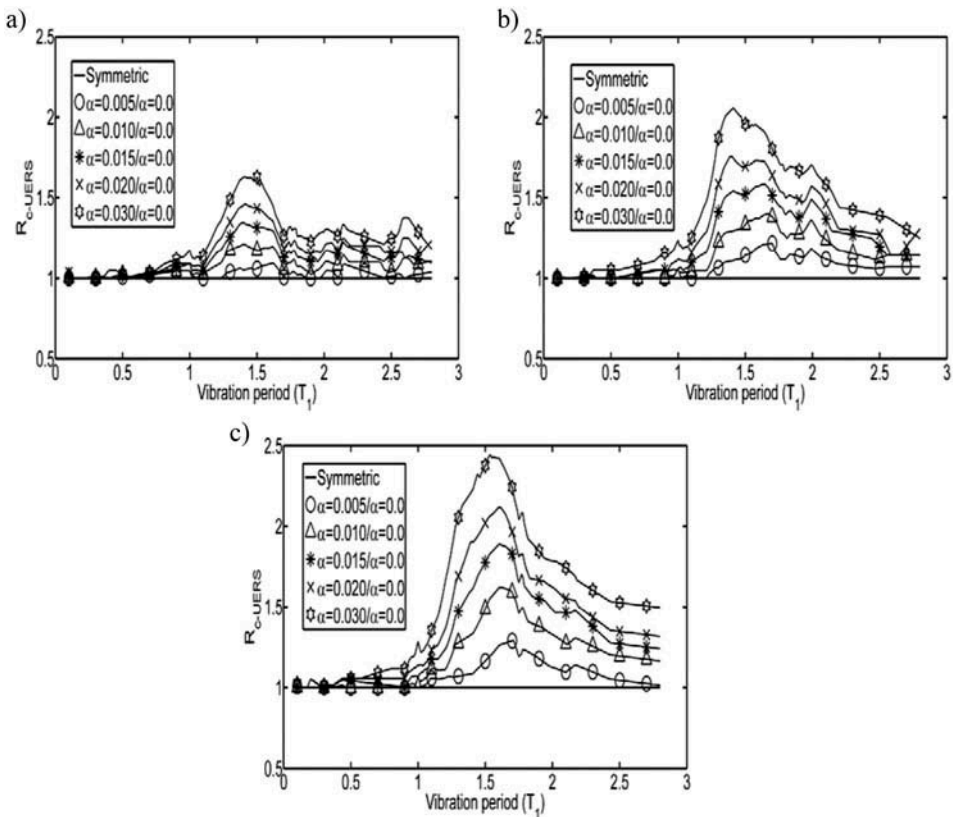


FIGURE 11 Parameter  $R_{c-UERS}$  for different values of the expected ductility demand: (a)  $\mu = 2$ , (b)  $\mu = 3$ , and (c)  $\mu = 4$ .

From the results presented above, it can be concluded that the additional strength required for systems with asymmetric yielding with respect to symmetric systems is important, especially when the fundamental vibration period of the system is very close to the dominant period of the soil, and such increment is more significant for systems with high level of yielding asymmetry and ductility demand. In summary, the detrimental effect of the asymmetric yielding is particularly important in systems that meet three characteristics: (1) fundamental vibration period very close to the dominant period of the soil; (2) low strength; and (3) high ductility demand.

### 5.5. Simplified Mathematical Expression

From the results corresponding to the  $R_{c-UEERS}$  ratios, a simplified mathematical expression to take into account the additional lateral strength required for asymmetric yielding systems, is proposed. The expression is function of the ratio between the fundamental vibration period of the system and that of the soil ( $T_l/T_s$ ), the ductility demand ( $\mu$ ), and the level of yielding asymmetry of the systems ( $\alpha$ ). The mathematical expression was fitted using the *least square method*. The expression proposed is:

$$AF = \begin{cases} a\left(\frac{T_l}{T_s}\right)^b + c & \text{if } \frac{T_l}{T_s} \leq 1 \\ e + (d - e)\left(\frac{T_l}{T_s}\right)^{-f} & \text{if } \frac{T_l}{T_s} > 1 \end{cases}, \quad (6)$$

where the values of  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $e$ , and  $f$  are presented in Table 2.

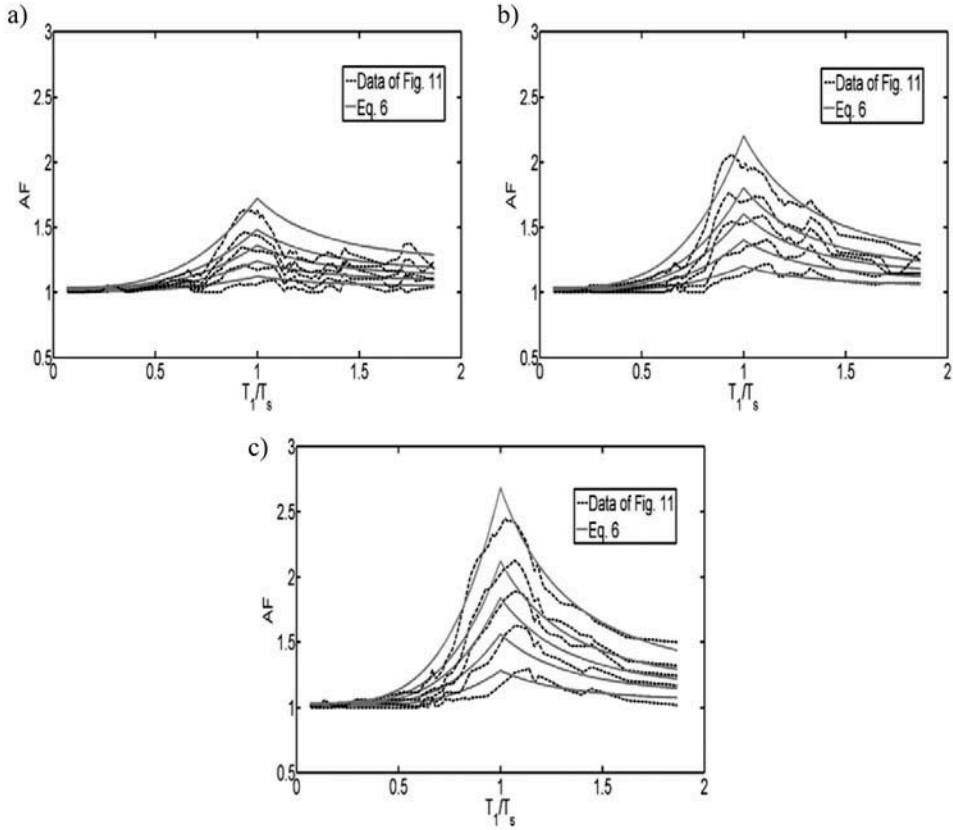
Equation (6) fits appropriately the  $R_{c-UEERS}$  ratios for all the values of the ductility demand (see Fig. 12). It must be noted that (6) could be more complex by introducing a greater number of parameters, and therefore, it would reflect in a better way the data obtained from the analyses (Fig. 11); however, the authors consider that the proposed expression relies in the context of practical seismic design, and leads to sufficiently accurate results. The above seismic analyses were performed considering the two horizontal components of the ground motions acting simultaneously, and the global ductility demand of the systems was obtained as the maximum of the values calculated in each of the horizontal directions (see (4)), hereinafter  $\mu_{max2D}$ .

### 5.6. Considering Different Combinations of the Structural Demand

When bi-directional analysis is considered, the way of combining the structural responses could lead to a different results. In order to discuss the influence of the combination of the structural demands on the results, in the following the proposed methodology was

**TABLE 2** Values of the parameters in Eq. (6)

$a$	$\alpha(16\mu - 9)$
$b$	$2 + 0.5\mu$
$c$	$1 + a$
$d$	$a + c$
$e$	$7\alpha + 1$
$f$	3



**FIGURE 12** Comparison between the values obtained with eq. 6 and those corresponding to  $R_{c-UBRS}$  for: (a)  $\mu = 2$ , (b)  $\mu = 3$ , and (c)  $\mu = 4$ .

repeated considering the two commonly used combination rules: a) *Square Root of Summation Squares* (SRSS), and b) *the 30% rule*, which are expressed as follows:

*SRSS rule:*

$$\mu_{SRSS} = \sqrt{\mu_x^2 + \mu_y^2} \quad (7)$$

*30% rule:*

$$\mu_1 = \mu_x + 0.30\mu_y \quad (8.1)$$

$$\mu_2 = 0.30\mu_x + \mu_y \quad (8.2)$$

$$\mu_{30\%} = \max(\mu_1, \mu_2) \quad (8.3)$$

In addition, the results obtained with the different combination rules considering both components of the ground motions, are compared with those corresponding to a unidirectional analysis. In this case, the systems were analyzed only in the direction of the tilting (E-W). The ductility demand calculated for this case is named as  $\mu_{1D}$ .

The mathematical form obtained for all the cases analyzed ( $\mu_{max2D}$ , SRSS, 30% and  $\mu_{1D}$ ) is similar to (6); however, the parameters involved in such expression vary depending on the manner that the ductility demands are combined. Such parameters are presented in Table 3.

### 5.7. Comparison of the Proposed Mathematical Expression with those Existing in the Literature

In Fig. 13 the proposed mathematical expression (6) and all the cases mentioned in Table 3 are compared with those existing in the literature [Mexico City Building Code (MCBC), 2004; Terán and Arroyo, 2005]. The comparison is made for a wide range of ratios of  $T_1/T_s$ , considering several values of  $\mu$ , and  $\alpha=0.02$ . Figure 13 shows that the strength amplification factors obtained by considering the two horizontal components of the ground motions are more conservative than those corresponding to a unidirectional analysis; in addition, there is not a significant difference between the results obtained with each of the combination rules considered (SRSS and 30% rules). Also, it can be seen in Figs. 13a–c that the expression proposed in this study using the parameter values shown in Table 2 ( $\mu_{max2D}$ ) is more conservative than that proposed by Terán and Arroyo [2005] for values of  $T_1/T_s \geq 0.80$ ; however, for values of  $T_1/T_s < 0.80$  the proposed expression here is less conservative as the ductility value becomes higher.

The expression given by the MCBC-2004 leads to conservative results for a wide range of ratios of  $T_1/T_s$ ; however, there is an important underestimation of the strength amplification factor in the range of  $0.8 < T_1/T_s < 1.5$  compared with the expression proposed in this study.

The differences between the curves obtained here and those from other studies are because the expressions proposed in this study were obtained from a reliability-based study, while the expression proposed by Terán and Arroyo [2005] was proposed in accordance to a constant damage criteria using the *Park and Ang damage index* [Park and Ang, 1985]; on the other hand, the expression recommended by MCBC-2004 was derived from a constant ductility criteria and engineering judgment.

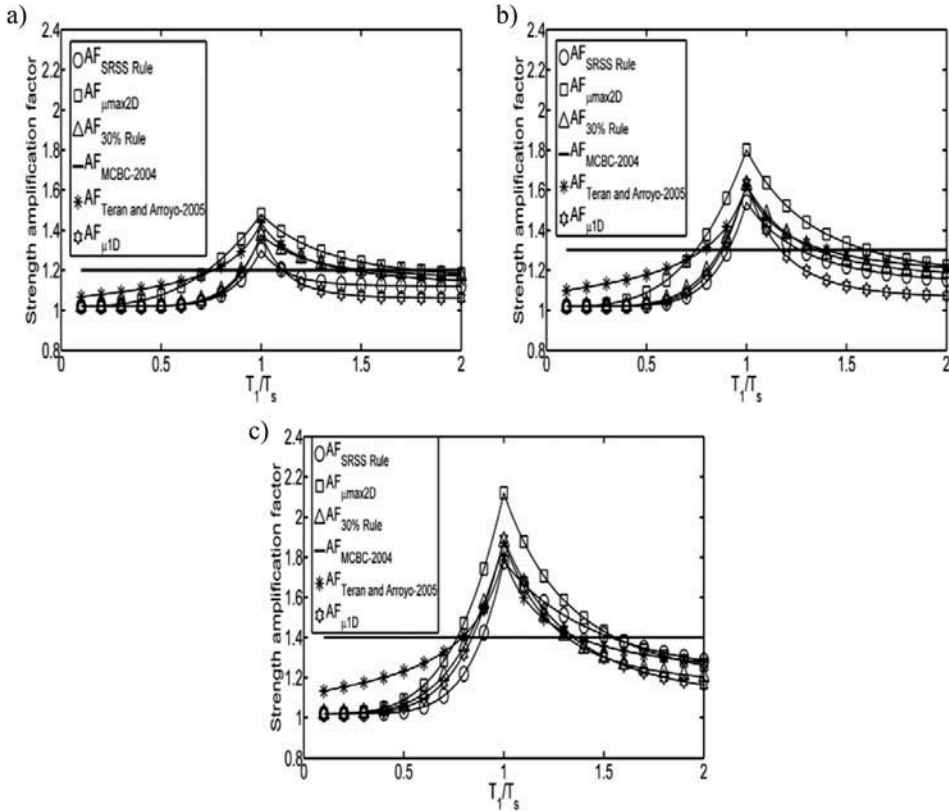
## 6. Illustrative Examples

### 6.1. Example of an Asymmetric Yielding Building with $T_1/T_s < 1$

A structure that exhibits asymmetric yielding produced by tilting requires to be designed for a higher strength than a similar one that is symmetric. It is expected that an asymmetric yielding

**TABLE 3** Values of the parameters involved in Eq. (6), considering different ways of combining the structural demands

Parameter	$\mu_{max2D}$	SRSS rule	30% rule	$\mu_{1D}$
<i>a</i>	$\alpha (16\mu - 9)$	$10\alpha (1.2\mu - 1)$	$\alpha (12.6\mu - 7.5)$	$7.5\alpha (1.7\mu - 1)$
<i>b</i>	$2 + 0.5\mu$	$8 - 0.5\mu$	$9.4 - 1.3\mu$	$10 - 1.3\mu$
<i>c</i>	$1 + \alpha$	$1 + \alpha$	$1 + \alpha$	$1 + \alpha$
<i>d</i>	$a + c$	$a + c$	$a + c$	$a + c$
<i>e</i>	$7\alpha + 1$	$6\alpha + 1$	$8\alpha + 1$	$3\alpha + 1$
<i>f</i>	3	$32 / \mu^2$	4	$13 - 2.5\mu$

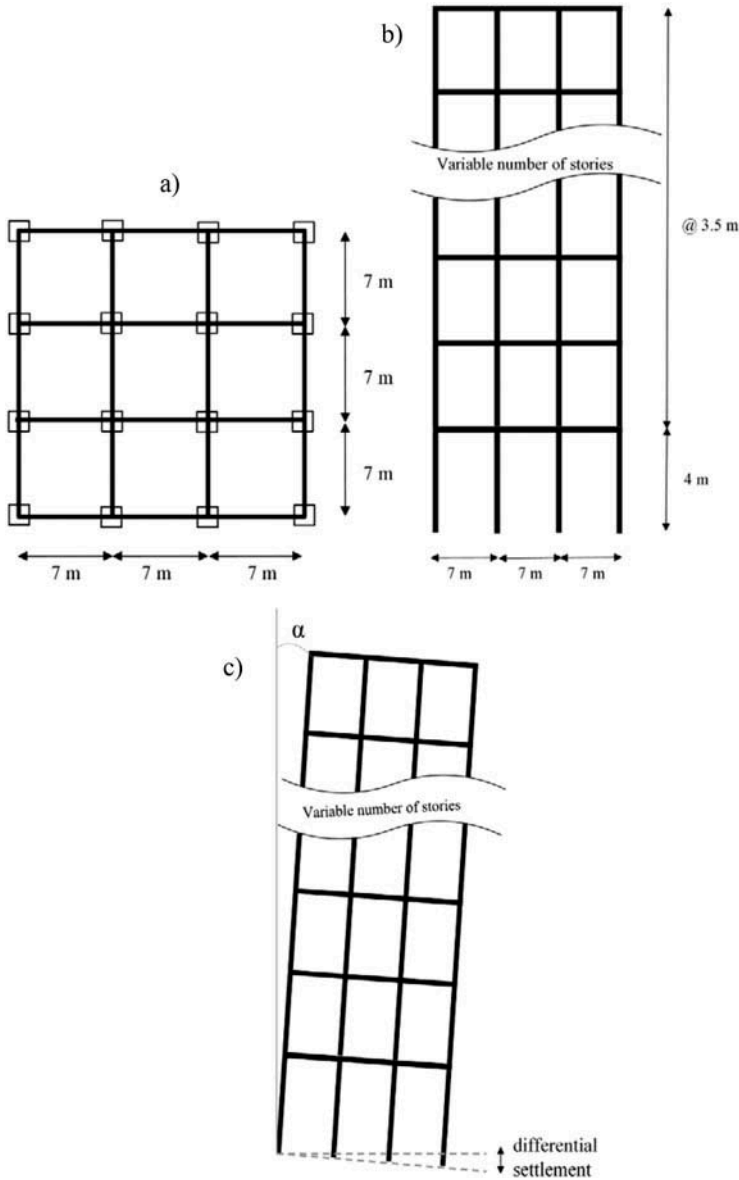


**FIGURE 13** Comparison of the mathematical expression proposed with those existing in the literature for systems with: (a)  $\mu = 2$ , (b)  $\mu = 3$ , and (c)  $\mu = 4$ .

structure with a lateral strength amplified by (6) will present a seismic performance similar, in terms of the global ductility demand, to that of a symmetric structure with the same characteristics. In order to verify it, an illustrative example of the dynamic response of a regular 9-story R/C building with, and alternatively, without asymmetric yielding, is presented. The symmetric building is designed in accordance with the Mexico City Building Code (*MCBC-2004*). The plan and elevation of the building are shown in Fig. 14.

In order to make a comparison between a structure with asymmetric yielding and a symmetric structure, two designs are considered. The first corresponds to the symmetric building (hereinafter, *Building A*) which is designed in a conventional way using the lateral strength recommended by *MCBC-2004*. The second design is a building (*Building B*) with the same geometry and structural system that the symmetric one, but exhibiting asymmetric yielding characterized by  $\alpha=0.020$  (see Fig. 14c). Due to the tilting exhibited by *Building B*, its lateral strength must be amplified using eq. 6 to achieve a seismic performance in terms of the global ductility demand, similar to the symmetric building. It is considered that the lateral strength is amplified due to the structural members jacketing.

The occupancy of the buildings is considered as residential. The nominal design compression stress is  $f'_c=34.3$  MPa for concrete, and  $f_y=411.9$  MPa in tension and compression for the reinforcing steel. The design of the buildings was carried out by using the software ETABS [CSI, 2015]. The buildings are assumed to be located in the



**FIGURE 14** (a) Plan, (b) elevation, and (c) tilting idealization of the buildings considered in the study.

Mexico City lake zone, and to have a seismic behaviour coefficient,  $Q$ , of 4 (which implies that the detailing requirements for their structural members are similar to those established by the Uniform Building Code [UBC, 1994] for reinforced concrete moment-resisting frames). The design of both versions of the building was based in a modal spectral dynamic analysis. The lateral stiffness was selected in order that the maximum interstory drift does not exceed 0.030, which is the limit specified by the *MCBC-2004* for the design of ductile moment-resisting concrete frames. The fundamental vibration period obtained in the analysis and design of *Building A* was  $T_1=1.32$  s. The design base shear

coefficient for a building with the mentioned characteristics located in a zone with  $T_s=1.5$  s, is 0.23. The design base shear coefficient is reduced by an over-strength factor  $R = 2$ . Thus, the resultant design base shear coefficient is 0.115. On the other hand, for *Building B*,  $c$  must be amplified by a factor given by (6), as follows:

$$AF = 0.02(16(4) - 9) \left( \frac{1.32}{1.50} \right)^{2+0.5(4)} + 1.02 = 1.68 \quad (9)$$

Then, the amplified design base shear coefficient for the asymmetric yielding version of the building is  $c = (0.115)(1.68)=0.193$ . The resultant dimensions of the structural members of both versions of the building are summarized in Table 4. It must be noted that due to the higher lateral strength of *Building B*, its structural members are bigger than those of *Building A*. This has a positive effect on the seismic behavior of the building with asymmetric yielding, since its vibration period is reduced (due to its greater stiffness), which leads to decrease the detrimental effect of the asymmetric yielding, because it moves away from the zone where such effect is more important (i.e.,  $T_1/T_s=1$ ).

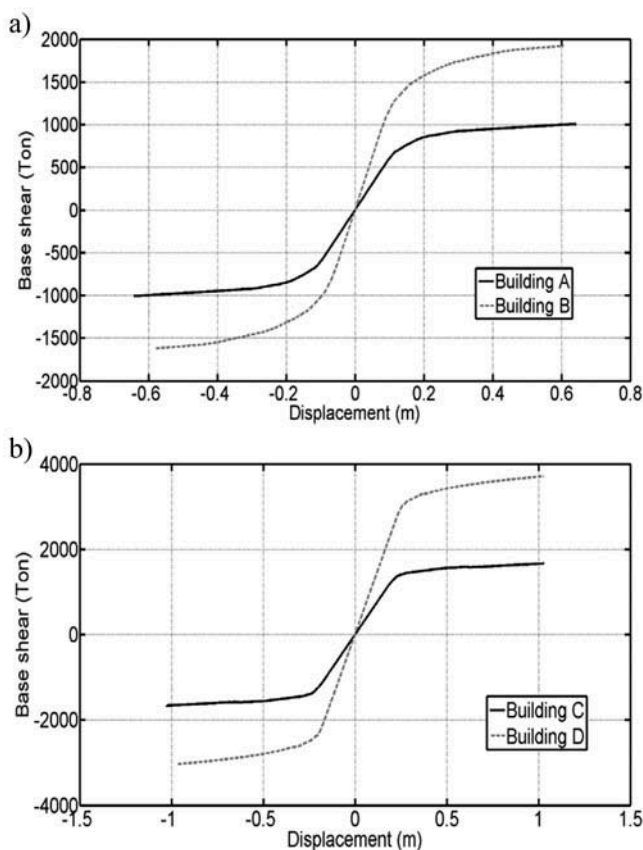
**6.1.1. Nonlinear Modeling of the Buildings.** Once the design of the two versions of the building is completed, both buildings are idealized by nonlinear structural models using the software *Ruamoko3D* [Carr, 2007]. The modeling of the buildings includes the nonlinear behavior of their structural members. In this study, the modeling of the beams considers a plastic hinge length equal to the half of their height to estimate the rotational capacity. The yield moment in each of the principal axes of the beams is obtained from the corresponding moment-curvature diagram of the cross sections located at their ends, and is associated to the smallest of the curvatures corresponding to: (1) the fracture of the tension longitudinal steel, (2) the buckling of the compression longitudinal steel, and (3) the crushing of compression concrete block. For the columns, the interaction diagram is developed for each member. The rigid end-block lengths of the beams and columns are taken equal to half of the height of the members which intersect with. Rigid diaphragms were considered in all building stories, and all the mass of a given story is considered to be lumped in its center of mass. The hysteretic behavior of the structural members is idealized as elasto-plastic to be consistent with the results presented before for simplified models. As before, the soil-structure interaction is taken into account through springs attached to the bottom of the columns in the first story.

**TABLE 4** Dimensions of the structural members of *Buildings A* and *B* (in meters)

Story	<i>Building A</i>		<i>Building B</i>	
	Beams	Columns	Beams	Columns
1	0.35x0.75	0.75x0.75	0.40x0.85	1.00x1.00
2	0.35x0.75	0.75x0.75	0.40x0.85	1.00x1.00
3	0.35x0.75	0.75x0.75	0.40x0.85	1.00x1.00
4	0.35x0.70	0.70x0.70	0.40x0.80	0.95x0.95
5	0.35x0.70	0.70x0.70	0.40x0.80	0.95x0.95
6	0.35x0.70	0.70x0.70	0.40x0.80	0.95x0.95
7	0.30x0.60	0.65x0.65	0.35x0.75	0.90x0.90
8	0.30x0.60	0.65x0.65	0.35x0.75	0.90x0.90
9	0.30x0.60	0.65x0.65	0.35x0.75	0.90x0.90

6.1.2. *Lateral Capacity of the Buildings.* The lateral capacity of the two buildings is obtained by means of a nonlinear static analysis (pushover). The lateral load pattern used is proportional to the design lateral forces obtained from the dynamic analysis. The software *Ruaumoko3D* is used for this purpose. Figure 15 shows the pushover curves (base shear vs roof displacement) for the two buildings. As shown, *Building B* exhibits asymmetric yielding behavior in opposite directions produced by the tilting angle (i.e., the ultimate deformation capacity is reduced in the tilting direction; and is increased in the opposite direction). Also, as expected, the stiffness of *Building B* is greater than that of *Building A*, since the former was designed for a higher lateral strength. The mechanical properties of the two buildings are summarized in Table 5.

It can be observed that the maximum base shear calculated for *Building A* is 1,007 ton, which according to its weight,  $W=4,120$  ton, gives a base shear coefficient of 0.24. This value is very close to the expected base shear coefficient, which is 0.23. For *Building B*, the maximum base shear is 1,915 ton, which for a building with  $W=4,918$  ton, leads to a base shear coefficient of 0.39. This value is also very close to the expected base shear coefficient of the building. The ratio between the base shear coefficients corresponding to the two buildings is  $0.39/0.24=1.63$ , which is consistent with the design approach, since the lateral strength of the *Building B* is 68% higher than that of *Building A*. Using a



**FIGURE 15** Base shear vs. roof displacement curves of: (a) *Buildings A and B* and (b) *Buildings C and D*.



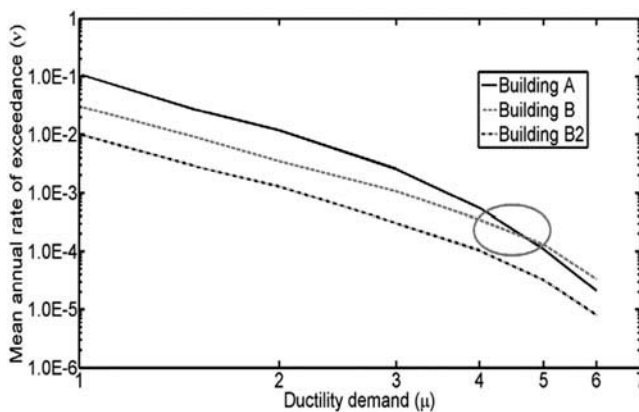
**TABLE 5** Mechanical properties of *Buildings A* and *B*

Model	Direction of analysis	$V_b$	W	c	$d_y$	$d_u$
		(Ton)	(Ton)		(m)	(m)
Building A	Both directions	1007	4066	0.25	0.16	0.64
Building B	Direction of tilting	-1616	4918	0.33	0.16	0.58
	Opposite direction of tilting	1915	4918	0.39	0.15	0.61

bilinear approximation of the pushover curves, the yield displacement ( $d_y$ ), and the maximum displacement ( $d_u$ ) of both buildings, are calculated. It leads to  $d_y=0.16$  m for *Building A*, and 0.15 m for *Building B*. The maximum roof displacements are 0.64 m and 0.61 m, for *Building A* and *B*, respectively. It must be noted that neither of the buildings exhibits a negative post-elastic slope in the displacements in the range of interest, which implies that  $P-\Delta$  effects does not have an important influence in the seismic performance of the buildings.

**6.1.3. Ductility Demand Hazard Curves of the Buildings.** In this section, ductility demand hazard curves are obtained for *Buildings A* and *B*, using (1). For this purpose, it is necessary to estimate the dynamic response of each building. Several nonlinear time history analyses were performed to estimate the global ductility demand as function of the seismic intensity. The global ductility demand of the buildings is evaluated in the same way that for the simplified systems (see Section 5, (4)). The thirteen pairs of ground motions presented in Table 1 are used for the analyses. In order to amplify the discussion of the results, in addition to the *Buildings A* and *B*, a variant in which *Building B* is considered symmetric, is analyzed. It is denoted as *Building B2*. Figure 16 shows the DDHC corresponding to the three cases.

Figure 16 shows that the expected ductility demand of *Building A* is much greater than that of *Building B2* for any value of the annual rate of exceedance, since *Building B2* was designed for a significantly higher lateral strength than *Building A*, and both are symmetric. Also, Fig. 16 shows that the DDHC corresponding to *Building A* and to *Building B* presents relatively small differences between the expected ductility demand

**FIGURE 16** Ductility demand hazard curves for *Buildings A*, *B*, and *B2*.

(especially around 4 and 5), which is indicated in the figure by a circle. Moreover, the results indicate that the seismic performance of the reinforced building with asymmetric yielding is superior to that of its symmetric counterpart. This is because the asymmetric yielding building is designed for a higher lateral strength, which leads to bigger structural members and to a stiffer structure, which moves away from the dynamic amplification zone (i.e.,  $T_1/T_s = 1$ ).

*6.1.4. Example of an Asymmetric Yielding Building with  $T_1/T_s > 1$ .* It is important to consider that in some cases, the change in the lateral stiffness of buildings with asymmetric yielding with respect to that of symmetric buildings may not be beneficial. For example, in the case of structures whose fundamental vibration period is much higher than that of the soft soil ( $T_1/T_s \gg 1$ ), the increment in the lateral stiffness will approach the structure to the zone of higher dynamic amplification, and consequently to an inferior seismic structural performance than that of its symmetric counterpart.

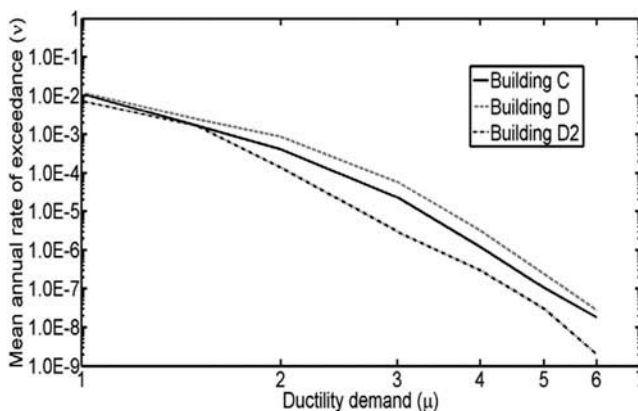
Considering the situation just mentioned, in this section the dynamic response of a building with  $T_1/T_s > 1$  is analyzed. A 15-story building, located in the same site, is designed in a similar way that the 9-story example presented above (Sec. 6.1). Its plan and elevation are shown in Fig. 14. This building version is denoted hereinafter as *Building C*, and its asymmetric yielding counterpart (with a tilting angle  $\alpha=0.02$ ) is denoted as *Building D*. The fundamental vibration period obtained from the modal spectral dynamic analysis for *Building C* was 1.79 s, and according to *MCBC-2004*, its design base shear coefficient (considering a seismic behavior coefficient,  $Q = 4$ , and an over-strength factor,  $R = 2$ ) is 0.115. Thus, the lateral strength of *Building D* must be amplified by a factor of 1.72 according to (6), leading to a design base shear coefficient of 0.205. The fundamental vibration period estimated for *Building D* is 1.38 s. The dimensions of the structural members of *Buildings C* and *D*, are shown in Table 6.

**TABLE 6** Dimensions of the structural members of *Buildings C* and *D* (in meters)

Story	Building C		Building D	
	Beams	Columns	Beams	Columns
1	0.40x0.80	0.90x0.90	0.50x0.90	1.20x1.20
2	0.40x0.80	0.90x0.90	0.50x0.90	1.20x1.20
3	0.40x0.80	0.90x0.90	0.50x0.90	1.20x1.20
4	0.40x0.80	0.90x0.90	0.50x0.90	1.20x1.20
5	0.40x0.80	0.90x0.90	0.50x0.90	1.20x1.20
6	0.35x0.80	0.75x0.75	0.45x0.90	1.00x1.00
7	0.35x0.80	0.75x0.75	0.45x0.90	1.00x1.00
8	0.35x0.80	0.75x0.75	0.45x0.90	1.00x1.00
9	0.35x0.80	0.75x0.75	0.45x0.90	1.00x1.00
10	0.35x0.80	0.75x0.75	0.45x0.90	1.00x1.00
11	0.30x0.65	0.65x0.65	0.35x0.75	0.85x0.85
12	0.30x0.65	0.65x0.65	0.35x0.75	0.85x0.85
13	0.30x0.65	0.65x0.65	0.35x0.75	0.85x0.85
14	0.30x0.65	0.65x0.65	0.35x0.75	0.85x0.85
15	0.30x0.65	0.65x0.65	0.35x0.75	0.85x0.85

**TABLE 7** Mechanical properties of *Buildings C and D*

Model	Direction of analysis	$V_b$	$W$	c	$d_y$	$d_u$
		(Ton)	(Ton)		(m)	(m)
Building C	Both directions	1670	7314	0.23	0.27	1.05
Building D	Direction of tilting	-3037	8900	0.34	0.23	0.97
	Opposite direction of tilting	3704	8900	0.42	0.25	1.03

**FIGURE 17** Ductility demand hazard curves for *Buildings C, D and D2*.

The nonlinear modeling of the buildings is considered in the same way as discussed in Sec. 6.1.1. The lateral capacity curves of *Buildings C and D*, are shown in Fig. 15b; and their mechanical properties are summarized in Table 7. The corresponding DDHC were obtained following a similar procedure discussed in Sec. 6.1.3. The curves are shown in Fig. 17. As in the case of *Buildings A and B*, a variant in which *Building D* is considered symmetric (denoted hereinafter as *Building D2*) was analyzed. It can be observed from Fig. 17 that the mean annual rate of exceedance of the expected global ductility demand of *Building D* is slightly higher than that of *Building C* (it is expected, because the reduction in the fundamental vibration period of *Building D* leads it to the pseudo-acceleration spectral zone of higher dynamic amplification). On the other hand, it is observed that although *Building D2* lies in a zone with higher dynamic amplification than that of *Building C*, the mean annual rate of exceedance of its expected global ductility demand is lower than that of *Building C*, because *Building D2* was designed for a significantly higher lateral strength and both are symmetric.

Considering this fact, an alternative structural or geotechnical solution is needed for the rehabilitation of asymmetric yielding buildings with  $T_1/T_s \gg 1$ .

## 7. Conclusions

A reliability-based methodology to estimate the additional strength requirement for the design of existing structures exhibiting asymmetric yielding, was proposed and applied. A simplified mathematical expression was developed to calculate strength amplification factors required for asymmetric yielding buildings to achieve a seismic behavior (in

terms of the global ductility demand) similar to their symmetric counterparts. The expression was applied to a 9-story reinforced concrete tilted building located in Mexico City. The main results of this study are as follows.

1. The expected ductility demand of systems with asymmetric yielding is much higher than those of their corresponding symmetric systems. The increment in the ductility demand depends on factors such the strength of the system, and the ratio of the fundamental vibration period of the structure to that of the site soil; in addition, it was found that the increment is independent of the value of the annual rate of exceedance of the structural demand.
2. The effect of the two commonly used combination rules on the ductility structural demands, namely the *SRSS* and *30%* rules, was analyzed. These rules lead to very similar results in the amplification factors estimated in this study; also it was found that the results corresponding to a bi-directional analysis ( $\mu_{max2D}$ ) are more conservative than those obtained using a unidirectional analysis ( $\mu_{1D}$ ).
3. A building with asymmetric yielding produced by tilting, whose lateral strength was increased by the strength amplification factor calculated with the mathematical expression proposed in this study, exhibited a structural reliability similar to that of the corresponding symmetric structure; however, it was shown that in some cases the increment in the lateral stiffness leads to an inferior seismic structural performance, so an alternative geotechnical or structural solution must be applied.
4. The strength amplification factor recommended by the Mexico City Building Code [2004] leads to conservative results for a wide range of structural fundamental vibration periods; however, it leads to non-conservative results for structures with fundamental vibration periods close to the dominant period of the soil. It is recommended to take it into account in the next version of the *MCBC*, which is now under revision.

## Acknowledgments

The authors thank the two anonymous reviewers whose comments improved the quality of this work.

## Funding

The first author acknowledges the scholarship given by Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) for his Ph.D. studies. Thanks are also given to UNAM (PAPIIT-IN102114) and to Instituto de Seguridad de las Construcciones de la Ciudad de Mexico, for their support.

## ORCID

Sonia E. Ruiz  <http://orcid.org/0000-0002-2731-6780>

## References

- Bazzurro, P. and Cornell, C. A. [1994] “Seismic hazard analysis of nonlinear structures I: methodology,” *Journal of Structural Engineering* **120**, 3320–3344.
- Bazzurro, P., Cornell, C. A., Shome, N., and Carballo, J. E. [1998], Three proposals for characterizing M dof nonlinear seismic response,” *Journal of Structural Engineering* **124**, 1281–1289.

- Carr, A. J. [2007] *Ruaumoko 3D User Manual*, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Computers and Structures, Inc. [2015] “ETABS”, analysis and design of buildings software, Berkeley, California, USA.
- Cornell, C. A. [1968] “Engineering seismic risk analysis,” *Bulletin of the Seismological Society of America* **58**(5), 1583–1606.
- Cornell, C. A. [1969] “A probability-based structural code,” *ACI Journal* **66**(12), 974–985.
- Cornell, C. A. [1996] “Calculating building seismic performance reliability: a basis for multilevel design norms,” *Proc. 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Paper 2122, pp. 5707–5712.
- Cornell, C. A. and Krawinkler, H. [2000] “Progress and challenges in seismic performance assessment,” *PEER Center News*, 3. Available at <http://peer.berkeley.edu/news/2000spring/performance.html>
- Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., and Foutch, D. A. [2002], “The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines,” *Journal of Structural Engineering, ASCE* **128**(4), 526–533.
- Deierlein, G. G. [2004] “Overview of a comprehensive framework for earthquake performance assessment,” *PEER 2004/05*, in *International Workshop on Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation*, eds. P. Fajfar and H. Krawinkler (Bled, Slovenia), p. 12.
- Esteva, L. [1980] “Design general,” in *Design of Earthquake Resistant Structures*, ed. E. Rosenblueth (Pentech Press), Ch. 3. London, UK.
- Esteva, L. [1968] “Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico (Basis for decision-making of seismic design),” Ph.D. thesis, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México (in Spanish).
- Frangopol, D. M. [1985] “Structural optimization using reliability concepts,” *Journal of Structural Engineering, ASCE* **111**(11), 2288–2301.
- Galambos, T. V. and Ravindra, M. K. [1973] “Tentative load and resistance factor design criteria for steel buildings,” *Research Report 18*, Structural Division, Washington University, St. Louis, Missouri.
- Han, S. W. and Wen, Y. K. [1997] “Method of reliability-based seismic design I: equivalent nonlinear systems,” *Journal of Structural Engineering*, **123**, 256–263.
- Jalayer, F. and Cornell, C. A. [2003] “A technical framework for probability-based demand and capacity factor design (DCFD) seismic formats,” *PEER Report 2003/08*, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley.
- Jalayer, F., Beck, J. L., and Porter, K. A. [2004], “Effects of ground motion uncertainty on predicting the response of an existing R<sub>c</sub> frame structure,” *Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, p. 10.
- Kim, J. and Jung, M. K. [2013], “Progressive collapse resisting capacity of tilted building structures,” *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **22**, 1359–1375.
- Mexico City Building Code [1987, 2004] *Complementary Technical Norms for Earthquake Resistant Design*, Mexico City, Mexico.
- Park, Y. J. and Ang, A. H. [1985] “Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete,” *ASCE Journal of Structural Engineering* **111**(4), 740–757.
- Rosenblueth, E. [1972] “Code specification of safety and serviceability,” *Conference Preprints Reports*, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Technical committee 10, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, pp. 23–51.
- Ruiz, S. E., Rosenblueth, E., and Diederich, R. [1989] “The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Seismic response of asymmetrically yielding structures,” *Earthquake Spectra* **5**(1), 103–111.
- Ruiz, S. E. [1991] “Influence of intensity of motion on the seismic response of structures with asymmetric force-deformation curves,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **20**(1), 1–9.
- Ruiz, S. E. [2006] “Evaluating seismic reliability of building structures,” in *Earthquake Engineering, Honoring Luis Esteva*, ed. J. J. Pérez Gavilán (Instituto de Ingeniería, UNAM), pp. 555–574.

- Terán-Gilmore, A., Juárez, H., and Frausto, M. [2000] “On the dynamic response of regular structures exhibiting tilt,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **29**(9), 1343–1374.
- Terán-Gilmore, A. and Arroyo-Espinoza, D. [2005] “Planteamiento de factores de amplificación de resistencia para estructuras con asimetría en fluencia (Approach about resistance amplification factors for structures with asymmetric yielding),” *Revista de Ingeniería Sísmica*, 72, 81–06 (in Spanish).
- Uniform Building Code [1994] *Structural Engineering Design Provisions*, vol. 2, International Conference of Building Officials. Whittier, California, USA.



## **ANEXO 2**

# **ARTÍCULO PUBLICADO EN LA REVISTA *APPLIED SCIENCES***

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Gaxiola-Camacho, J.R. (2017), "On the seismic design of structures with tilting located within a seismic region", *Applied Sciences*, 7(11). <http://dx.doi.org/10.3390/app7111146>

Article

# On the Seismic Design of Structures with Tilting Located within a Seismic Region

Federico Valenzuela-Beltrán <sup>1,\*</sup> , Sonia E. Ruiz <sup>1</sup> , Alfredo Reyes-Salazar <sup>2</sup> and J. Ramón Gaxiola-Camacho <sup>3</sup>

<sup>1</sup> Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Coyoacán, 04510 Ciudad de Mexico, Mexico; SRuizG@iingen.unam.mx

<sup>2</sup> Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán Rosales, 80013 Sinaloa, Mexico; reyes@uas.edu.mx

<sup>3</sup> Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, University of Arizona, Tucson, AZ 85721, USA; jrgaxiola@email.arizona.edu

\* Correspondence: FValenzuelaB@iingen.unam.mx; Tel.: +52-5556233600 (ext. 8480)

Received: 13 September 2017; Accepted: 30 October 2017; Published: 7 November 2017

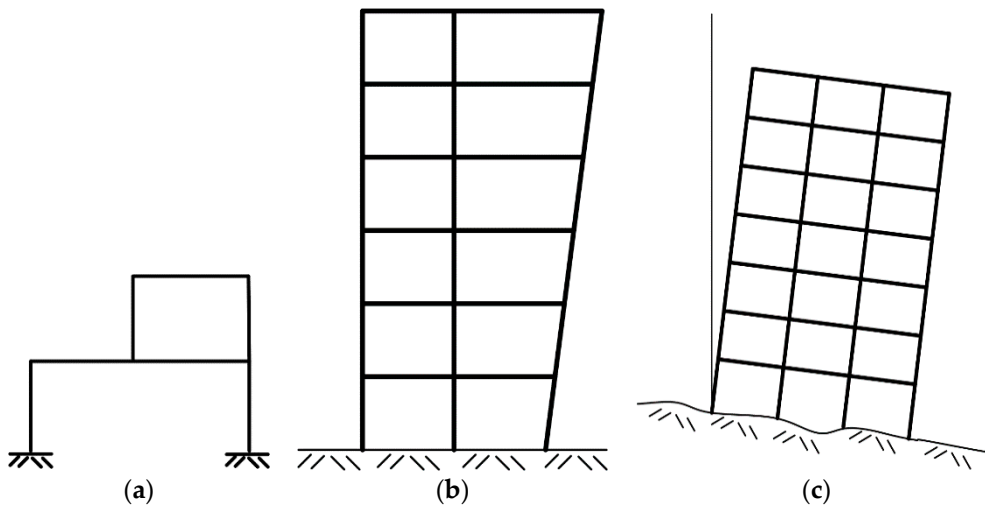
**Abstract:** A reliability-based criterion to estimate strength amplification factors for buildings with asymmetric yielding located within a seismic region presenting different soil conditions is proposed and applied. The approach involves the calculation of the mean annual rate of exceedance of structural demands of systems with different levels of asymmetric yielding. Two simplified mathematical expressions are developed considering different soil conditions of the valley of Mexico. The mathematical expressions depend on the ductility of the structural systems, their level of asymmetric yielding, their fundamental vibration period and the dominant period of the soil. In addition, the proposed expressions are compared with that recommended by the current Mexico City Building Code (MCBC). Since the expressions are developed with the help of simplified structural systems, the validity of such expressions is corroborated by comparing the expected ductility demand of multi-degree of freedom (MDOF) structural systems with respect to that of their equivalent simplified systems. Both structural representations are associated with a given annual rate of exceedance value of an engineering demand parameter. The expressions proposed in this study will be incorporated in the new version of the MCBC.

**Keywords:** structural reliability; asymmetric yielding behavior; seismic risk analysis; seismic design; structural tilting

## 1. Introduction

Structures built on intermediate or soft soils are those that commonly present structural problems. One of these complications is that buildings may suffer tilting due to differential settlements, leading to an uneven load-deformation behavior (hereinafter referred as asymmetric yielding behavior); this means that such structures exhibit different yield strength in opposite directions. Since symmetric (without asymmetric yielding) structures tend to oscillate around their un-deformed position, their plastic deformation demands tend to counteract each other. Otherwise, asymmetric yielding structures tend to accumulate the plastic deformation demands in the weaker direction (i.e., the direction of tilting) when they are excited by seismic loading. In other words, originally symmetric structures develop “strong” and “weak” directions due to tilting. There are several reasons why a structure exhibits different yield strength in opposite directions, for example: asymmetry in vertical loads, structures with sloping facades, the presence of mezzanines, tilting, etc. (see Figure 1a–c). This undesirable behavior may significantly affect the seismic performance of these kinds of structures, particularly, when they are subjected to long-duration seismic ground motions.





**Figure 1:** Some examples of structures with asymmetric yielding: (a) asymmetry in vertical loads; (b) structures with sloping facades; (c) tilting.

As discussed later in this paper, the effect of asymmetric yielding significantly reduces the seismic performance of structures, and this, combined with other factors such as constructive deficiencies, poor design procedures, among others, may cause the failure of such structures when subjected to intense seismic ground motions. Therefore, it is necessary to take action to counteract the effect of asymmetric yielding. There are different types of solutions to improve the performance of buildings with asymmetric yielding. The best solution will depend on the particular problem under consideration. These solutions could be geotechnical, structural or a combination between them. The present study is focused exclusively on structural solutions. Using the approach proposed in this paper, buildings with asymmetric yielding must be designed for a higher lateral strength than symmetric ones, requiring the development of strength amplification factors (AF) of the design pseudo-acceleration spectrum in order to take into account the detrimental effect of the yielding asymmetry.

On the other hand, future design codes must be oriented not only to guarantee a satisfactory seismic behavior, but also an adequate level of reliability, which will allow engineers to design for a certain pre-established risk associated with structures. Over recent years, the development of structural reliability methods has provided a more rational basis for the design of earthquake-resistant structures. Numerous reliability-based code calibrations have been formulated by several researchers [1,2] and have also been included in guidelines like MCBC [3], National Building Code of Canada (NBCC) [4], Federal Emergency Management Agency (FEMA 445) [5], FEMA P-58 [6], among others.

Hence, in the present study, a reliability-based methodology is proposed and applied to develop simplified mathematical expressions to estimate strength amplification factors for existing structures exhibiting asymmetric yielding produced by tilting. The structures are supposed to be distributed within a seismic region. It is important to emphasize that this methodology can be applied not only for existing buildings, but also for new structures with asymmetric yielding caused by other reasons, as illustrated in Figure 1.

The mathematical expressions proposed in this paper are based on the analysis of simplified one-story one-bay three-dimensional (3D) structural systems subjected to orthogonal seismic ground motions. The methodology is illustrated by applying it to develop strength amplification factors for the valley of Mexico. In addition, in order to verify the applicability of the mathematical expressions to multi-degree of freedom (MDOF) structural systems, ductility transformation factors (DTF) between MDOF asymmetric yielding structural systems and simplified (one-story one-bay) 3D asymmetric yielding systems, are estimated.

There are several studies in the literature in which modification factors of the seismic design spectrum are proposed. The factors are intended to reduce linear elastic design spectra due to

There are several studies in the literature in which modification factors of the seismic design spectrum are proposed. The factors are intended to reduce linear elastic design spectra due to different reasons. For example, different methods to calculate strength reduction factors that allow estimating inelastic strength demands from elastic strength demands for structures located in different soil conditions have been proposed [7–9]. Other authors have proposed factors to reduce elastic seismic design spectra due to damping [10–15]; however, none of the mentioned studies consider the influence of asymmetric yielding on the seismic structural response.

Although there are several studies related to strength modification factors of the seismic design spectra, there are only a few studies in the literature focused on proposing strength amplification factors of the design spectrum that consider the yielding asymmetry of structural systems. Most of them analyze asymmetric yielding structural systems located in Mexico City (this is mainly due to the particular characteristics of the soft soil in this region). Some of these studies are focused on estimating the increment of the seismic response of systems with asymmetric yielding with respect to that of symmetric systems, and in developing mathematical expressions for that purpose [16,17]. Other studies are addressed on identifying some of the characteristics of both the structure and the soil involved in the seismic response of asymmetric yielding structures [18].

There are studies that evaluate the seismic response of tilted structures subjected to different scenarios. Moon [19] studied the performance of tilted tall buildings designed with different structural systems such as braced tubes, diagrids, and outrigger systems, identifying several factors that affect the structural performance of tilted buildings. Carpinteri et al. [20] assessed the behavior of an eighth-century masonry tower called “Torre Sineo”, located in Italy. The tower has been damaged due to seismic events during the last few years and presents a deviation from verticality. The study deals with the possible scenario of an increase in the tilt mechanism of the tower and performs some numerical simulations to predict the possible damages. The results present a valuable picture of possible damage evolution and provide some advices for structural monitoring of the tower.

Recent studies regarding the asymmetric yielding behavior propose amplification factors for the lateral seismic design forces for either reinforcement or design of new structures. Teran-Gilmore and Arroyo-Espinoza [21] proposed mathematical expressions of strength amplification factors for structures with asymmetric yielding located on soft and firm soils of Mexico City. They analyzed single degree of freedom systems (SDOF) with different hysteretic behavior. The obtained expressions were similar for all the hysteretic rules considered. In general, these expressions came out to be more conservative than those recommended by the Mexico City Building Code (MCBC-2004) [3]. Valenzuela-Beltrán et al. [22] proposed a reliability-based methodology to estimate strength amplification factors for structures with asymmetric yielding by means of ductility uniform exceedance rate spectra corresponding to narrow-band seismic ground motions. They concluded that: (a) the ductility demand of systems with asymmetric yielding may be much higher than those corresponding to symmetric systems, particularly for structural systems with vibration periods close to the dominant period of the soil, (b) the effect of asymmetric yielding is more detrimental for systems with low lateral strength and with high ductility demand, and (c) the increment in the expected ductility demand of asymmetric yielding systems with respect to that of symmetric systems is independent of the chosen value of the mean annual rate of exceedance.

Despite the valuable contributions of the studies discussed above, most of them were limited to the analysis of single degree of freedom (SDOF) systems subjected to unidirectional analyses, and the asymmetric yielding was considered by means of an idealized SDOF model. In addition, several important factors were not incorporated as the explicit consideration of the tilting angle, the influence of two orthogonal components of the ground motions, and the implicit levels of reliability in the development of the strength amplification factors were not considered. Some of these issues are addressed in the present paper. Hence, the specific objectives of this research are: (1) to apply a reliability-based methodology to estimate the additional strength requirement of structures with asymmetric yielding, located in sites with different soil conditions, (2) to develop simplified

mathematical expressions for this purpose, which can be applied to existing structures that exhibit asymmetric yielding located in a seismic region, considering the influence of two orthogonal horizontal seismic ground motions, and (3) to estimate ductility transformation factors between the expected ductility demand of MDOF asymmetric yielding structural systems with respect to that of their equivalent simplified 3D systems, both associated to a given annual probability of exceedance.

*Buildings with Asymmetric Yielding Produced by Tilting in Mexico City*

Many buildings located in Mexico City downtown, which is a very populated area, suffer tilting problems. The main reason associated to structural tilting in this zone is that a considerable part of the valley of Mexico is located over an ancient lake, this fact indicates that Mexico City downtown is built on soft and very soft soils. Figure 2 shows the classification of the soil in the valley of Mexico according to the dominant period,  $T_s$  [3]. The  $T_s$  values were computed from spectral amplification functions corresponding to more than 100 free-field strong motion stations complemented with around 500 micro-tremor measurements [23]. The contour map of soils with equal dominant periods (iso-periods) is shown in Figure 2. It was constructed by means of a Bayesian spatial interpolation technique [23]. The firm ground (commonly known as Hill zone) presents relatively small dominant periods (around 0.5 s); however, the soft soil (soil only known as Lake Bed zone) have large vibration periods, up to 4 seconds.

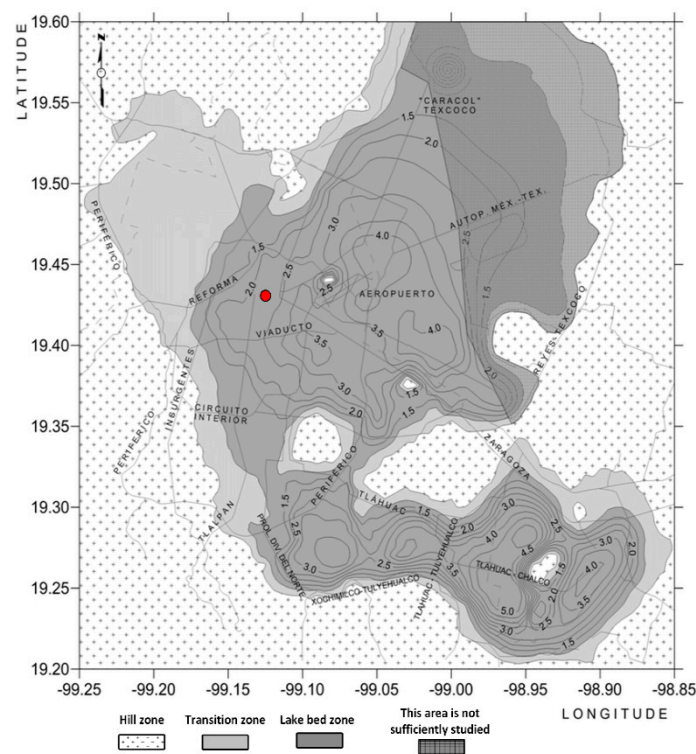


Figure 2. Curves of the dominant soil periods in the valley of Mexico.  
 Figure 2. Curves of the dominant soil periods in the valley of Mexico.

To illustrate the problem of buildings suffering tilting in the downtown of Mexico City, a small area (marked with a small red dot in Figure 2) was selected. The tilted buildings located in that area were classified as shown in Figure 3. The detection of these buildings was based on visual inspection. It was observed that the main cause of tilting in these buildings was that they are built on very soft soils, provoking differential settlements. However, there could also be cases in which tilting was due to the effect of previous intense earthquakes. It was found that exist over 50 buildings that present tilting problems in such a small area (approximately 1.5 km<sup>2</sup>). It indicates that there are hundreds of tilted buildings in the soft soil of the valley of Mexico. Most of the tilted buildings that were identified in this zone have 3 to 6 stories; however, there are some that have 8 or more stories. It is important to mention that most of the buildings presented in Figure 3 are old constructions, and probably, they do not comply with the current seismic regulations. For example, some of these buildings were designed for a considerably lower lateral strength than the suggested in the current MCBC, i.e., the

zone have 3 to 6 stories; however, there are some that have 8 or more stories. It is important to mention that most of the buildings presented in Figure 3 are old constructions, and probably, they do not comply with the current seismic regulations. For example, some of these buildings were designed for a considerably low design spectral strength than are suggested in the current MCBC years ago. Therefore, the design spectral ordinates are higher present days problems could be that probably. Therefore, the fact that this kind of buildings present tilting problems and that probably do not comply with the current seismic regulation may lead to catastrophes for these structures in case of a high intensity ground motion. One of the main reasons for these structures, is its importance to propose seismic strength amplification factor for structures with the tilting in any direction, the tilting produced by tilting and other reasons with the aim of incorporating the factors in the code reliability based study can be applied to structural systems with similar problems, located worldwide.



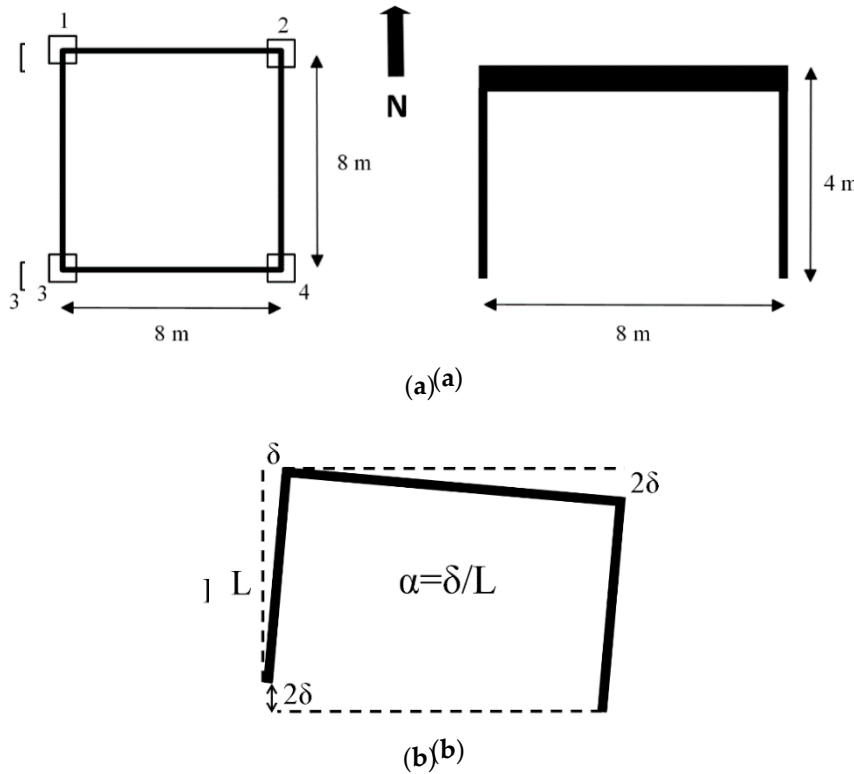
**Figure 3.** Example of reinforced concrete tilted buildings located in the highlighted area of Figure 2.

In the present study, mathematical expressions are obtained for strength amplification factors corresponding to structures with asymmetric yieldings produced by any of the aforementioned causes located in the whole area of the valley of Mexico. This area was divided in seven seismic zones (A, B, C, D, E, F and G) according to its dominant period. Their main characteristics and the ground motions used for each zone are described in Section 4. After obtaining the mathematical expressions for the estimation of the strength amplification factors, the authors had the concern about the applicability of the proposed expressions to actual MDOF buildings, so, it was decided to verify, by means of seismic risk analyses, that the expressions can be applied to R/C buildings with multiple bays and stories. Such verification is presented in the Section right before the Conclusions.

## 2. Simplified Structural Models

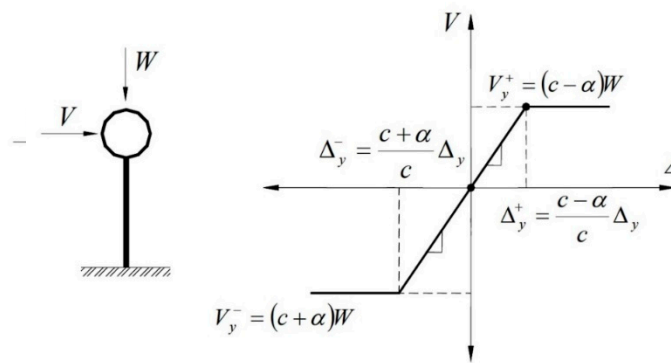
The simplified structural systems analyzed in this study are 3D models that present only one degree of freedom in each horizontal direction (E-W and N-S), and are symmetric in both strength and geometry, as shown in Figure 4a,b. The mass of the systems is lumped at the center of mass of the deck. It must be noted that the systems studied in this paper are not essentially SDOF systems since axial forces can be developed in columns under the seismic excitation. The asymmetric yielding of structural systems is characterized by means of the parameter  $\alpha$ , which in this case is taken as the tilting of the structural systems is characterized by means of the parameter  $\alpha$ , which in this case is taken as the tilting angle of the model, and resulting from the horizontal displacement ( $\delta$ ) of the system in one direction (produced by a differential settlement) divided by its height, L (see Figure 4b). The tilting angle is considered to occur by a differential settlement in only two columns (i.e., columns 2 and 4 in Figure 4a) producing tilting in only one direction (i.e., the model is tilted as rigid body and,

angle of the model, and resulting from the horizontal displacement ( $\delta$ ) of the system in one direction (produced by a differential settlement) divided by its height,  $L$  (see Figure 4b). The tilting angle is considered to occur by a differential settlement in only two columns (i.e., columns 2 and 4 in Figure 4a) producing tilting in only one direction (i.e., the model is tilted as rigid body and, consequently, there is no damage in the fixed model before the application of the seismic load; the tilting angle can be associated with a rigid rotation of the structure's foundation). Because of this reason, the yield strength of the systems in the direction of tilting becomes smaller than that of the opposite direction, leading to an asymmetric yielding behavior of its structural members (see Figure 5).



**Figure 4:** (a) plan and elevation, and (b) definition of the parameter  $\alpha$  of the simplified structural systems used in this study.

Moreover, the parameter  $\alpha$  that quantifies the level of asymmetric yielding in this study is equivalent to that defined in other studies [10,18]. Therefore, the results are valid for any reason that causes an asymmetric yielding behavior (see Figure 1).



**Figure 5:** Single degree of freedom (SDOF) system without tilting and with asymmetric yielding.

When buildings are subjected to monotonically increasing lateral deformation, the strain hardening and the gradual yielding of its structural members produce a positive post-elastic slope when the second order effects ( $R/\Delta$ ) are neglected; however, when the analysis takes into account the secondary moments produced by the gravity loads, such effects tend to counteract the strain hardening and the gradual yielding, leading to a post-elastic slope close to zero for deformations in the range of interest [18]. For this reason, the second order effects in this study are implicitly

When buildings are subjected to monotonically increasing lateral deformation, the strain hardening and the gradual yielding of its structural members produce a positive post-elastic slope when the second order effects (P- $\Delta$ ) are neglected; however, when the analysis takes into account the secondary moments produced by the gravity loads, such effects tend to counteract the strain hardening and the gradual yielding, leading to a post-elastic slope close to zero for deformations in the range of interest [18]. For this reason, the second order effects in this study are implicitly considered by assigning a post-elastic slope close to zero in the hysteretic behavior of the structural members (i.e., the hysteretic behavior of the structural members was modeled as bi-linear with 1% of post-elastic slope). It is important to mention that this assumption is valid only for structures presenting moderate P- $\Delta$  effects. The study of structures with excessive P- $\Delta$  effects that may produce a negative post-elastic slope is out of the scope of this study. The hysteretic model used here does not consider strength or stiffness degradation; however, as reported by Teran-Gilmore et al. [18] and Terán-Gilmore and Arroyo-Espinoza [21] the results corresponding to a non-degrading bi-linear model (like those analyzed here) are more conservative than those corresponding to structures with structural degradation.

### 3. General Methodology

#### 3.1. Evaluation of the Structural Reliability

One of the main objectives of Earthquake Engineering is to estimate the levels of reliability in structures by considering the possible seismic intensities that may occur at a specific site, during a given time interval. There are several methods in the literature to estimate the reliability of structures. For example: (a) the semi-probabilistic [24], (b) first order and second moments (FOSM) [25–27], (c) load and resistance factors design (LRFD) format [28,29], (d) those based on seismic hazard or risk analysis [30–34], and (e) those based on optimization [35–38]. In the present study, the structural reliability is evaluated by means of seismic hazard analysis. Using this format, the seismic reliability of structures can be estimated by combining the relationship between seismic ground motion intensity and structural response with ground motion hazard models [39–41]. To establish this relationship, it is common to use scalar intensity measures (IM), like the spectral acceleration at the fundamental vibration period of the structure ( $S_a(T_1)$ ) [42], and the average spectral acceleration over a range of vibration periods  $S_{aavg}$  [43]. However, there are other approaches that have been proposed to estimate the structural reliability, which are not based on scalar quantities. Such approaches represent the IM as a vector [44,45], but they are out of the scope of this study.

The main objective of seismic risk analysis is to estimate conditional probabilities of exceeding a certain value of an Engineering Demand Parameter (EDP) given a certain value of IM. It is assumed that the EDP for a certain value of the IM,  $y$ , follow a lognormal distribution [2,42,46]. Next, the conditional probabilities of exceeding a certain value of EDP are combined with the seismic hazard curve (which is obtained by means of a seismic hazard analysis of the site) associated with the site and to the fundamental vibration period of the structural system with the objective of estimating the mean annual rate of exceedance ( $\nu$ ) of a particular EDP value,  $y$ ,  $\nu_{EDP}(y)$ , using the following equation [39,40]:

$$\nu_{EDP}(y) = \int_{IM} \left| \frac{d\nu_{IM}(im)}{d(im)} \right| P(EDP > y | IM = im) dim \quad (1)$$

where  $P(EDP > y | IM = im)$  is the conditional probability that  $EDP > y$ , for an  $IM = im$ ,  $\left| \frac{d\nu_{IM}(im)}{d(im)} \right|$  is the absolute value of the derivative of the seismic hazard curve associated with the site where the structure is located, corresponding to its fundamental vibration period ( $T_1$ ). In the present study, the spectral acceleration at the fundamental vibration period as a fraction of gravity ( $S_a(g)$ ,  $T_1$ ) and the maximum ductility demand ( $\mu$ ) of the structures are selected as IM, and EDP, respectively.

### 3.2. Steps to Follow for the Proposed Methodology

In order to find expressions that allow us to estimate the strength amplification factors such that asymmetric yielding structures present a seismic reliability similar to that of symmetric yielding structures, steps (1) to (8) are followed:

- (1) Firstly, several nonlinear time history analyses are carried out for simplified structural systems with different characteristics of base shear coefficient ( $c$ ), asymmetric level ( $\alpha$ ), and vibration period ( $T_1$ ). This is performed with the aim of obtaining the EDP as a function of seismic intensity. The maximum ductility demand of the systems ( $\mu$ ) is taken here as the EDP of interest. In order to calculate the maximum ductility demand of the systems, it is necessary to estimate first the ductility demand in both E-W and N-S directions ( $\mu_x, \mu_y$ ) considering the simultaneous action of both horizontal components of the seismic ground motions;  $\mu_x$  and  $\mu_y$  are calculated by taking the maximum horizontal displacement of the center of mass of the structural systems in each direction ( $d_x, d_y$ ) divided by their yield displacement,  $d_y$ , which in turn is estimated by a nonlinear static analysis). Finally, the maximum ductility demand is defined in this study as the maximum of the ductility values estimated in each horizontal direction, as indicated in Equation (2).

$$\mu = \max(\mu_x, \mu_y) \tag{2}$$

- (2) Next, the median ( $D$ ) and standard deviation ( $\sigma_{\ln D}$ ) of the ductility demand logarithms are calculated.
- (3) Fragility curves for several values of the maximum ductility demand are obtained using Equation (3):

$$P(\text{EDP} > y | \text{IM} = \text{im}) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(y/D)}{\sigma_{\ln D}}\right) \tag{3}$$

where all the variables were defined before, and  $\Phi$  represents the Gaussian cumulative distribution function.

- (4) Ductility demand hazard curves (DDHC, Equation (1)) are obtained for symmetric yielding systems, and alternatively, for systems with different levels of asymmetric yielding.
- (5) Considering the ductility demand hazard curves corresponding to a wide variety of systems with different characteristics, ductility uniform exceedance rate spectra ( $\mu$ -UERS) are obtained for several mean annual rate of exceedance values. To explicitly display the increment in the expected ductility demand of asymmetric yielding systems with respect to symmetric systems, ratios of  $\mu$ -UERS corresponding to asymmetric yielding systems with respect to symmetric ones are calculated.
- (6) The next step is to obtain base shear coefficient spectra (BSCS) for symmetric as well as for asymmetric yielding systems employing a linear interpolation process. This procedure consists in selecting a value of the ductility demand and the associated values of  $T_1$  and  $c$ , corresponding to a given  $\mu$ -UERS. The process is repeated several times in order to obtain a data set  $T_1$  vs  $c$  for each value of the ductility demand considered. More details about this process can be found in [22]. Ratios between BSCS of systems with different levels of asymmetric yielding with respect to symmetric systems,  $R_{\text{BSCS}}$ , are calculated with the objective of quantifying the additional lateral strength requirement of systems with asymmetric yielding to achieve a seismic performance equivalent to their symmetric counterparts. These ratios can be expressed as:

$$R_{\text{BSCS}} = \frac{c[\text{BSCS}(T_1, \nu, \mu, \alpha)]}{c[\text{BSCS}(T_1, \nu, \mu, \alpha = 0)]} \tag{4}$$

- (7) A simplified mathematical expression is fitted to the ratios of the base shear coefficient spectra obtained in step 6. The proposed expression is a function of the asymmetry level ( $\alpha$ ) of the

structural system, the ratio between the fundamental vibration period of the system and the dominant period of the soil, and the maximum ductility demand of the system.

- (8) Steps (1) to (7) are repeated for the seismic zones of interest (having different soil dominant periods, from firm ground to very soft soil). The resulting mathematical expressions for each zone will be compared between them to evaluate the influence of the dominant period of the soil on the strength amplification factors. Hence, general rules for the seismic region under study can be proposed.

Finally, the validity of the mathematical expressions proposed in this study is corroborated by estimating the expected ductility demand of actual MDOF systems and comparing it with that of the simplified systems associated to the same value of the mean annual rate of exceedance. In the end, ductility transformation factors will be calculated in order to consider the possible differences between the responses of the two structural configurations.

#### 4. Seismic Zones Analyzed

With the aim of proposing simplified mathematical expressions for different soil conditions of the valley of Mexico, the area was divided into seven seismic zones according to its dominant period,  $T_s$  (see Table 1). To address this concern, several seismic ground motions recorded in different stations were selected, their main characteristics can be consulted in [15]. The seismic records correspond to subduction events with moment magnitude greater than or equal to 6.9 ( $M \geq 6.9$ ), and approximately similar epicentral distances. It can be observed in Table 1 that the dominant period of the selected seismic zones varies from approximately 0.5 s for Zone A (firm ground) to approximately 3.5–4 s for Zone G (very soft soil).

The dominant period of each seismic record is defined as the period where the pseudo-acceleration elastic response spectrum reaches its maximum value, and the dominant period of a given seismic zone is taken as the period where the arithmetic average spectrum reaches its maximum value. The dominant periods of the seven seismic zones are shown in the third column of Table 1. Here, both horizontal components of the seismic ground motions are scaled in terms of the pseudo-acceleration in the fundamental vibration period of the structure, using the quadratic mean format, as follows:

$$S_a = \sqrt{\frac{S_{aEW}^2 + S_{aNS}^2}{2}} \quad (5)$$

where  $S_{aEW}$  and  $S_{aNS}$  are the pseudo-acceleration elastic response spectra ordinates associated to the fundamental vibration period of the system under consideration, for 5% of critical damping, corresponding to E-W and N-S ground motions components, respectively. The seismic ground motions were scaled for  $S_a/g$  values from 0.1 to 1.4. The scaling of the seismic records consists of multiplying the ordinates of the accelerograms using some factors in order to achieve that all the records present the same value of  $S_a$  at the fundamental vibration period of the structure under consideration [42]. Figure 6 shows the pseudo-acceleration elastic response spectra for 5% of critical damping for the E-W component of the selected ground motions, along with their corresponding arithmetic average spectrum, which is represented by a bold black line.

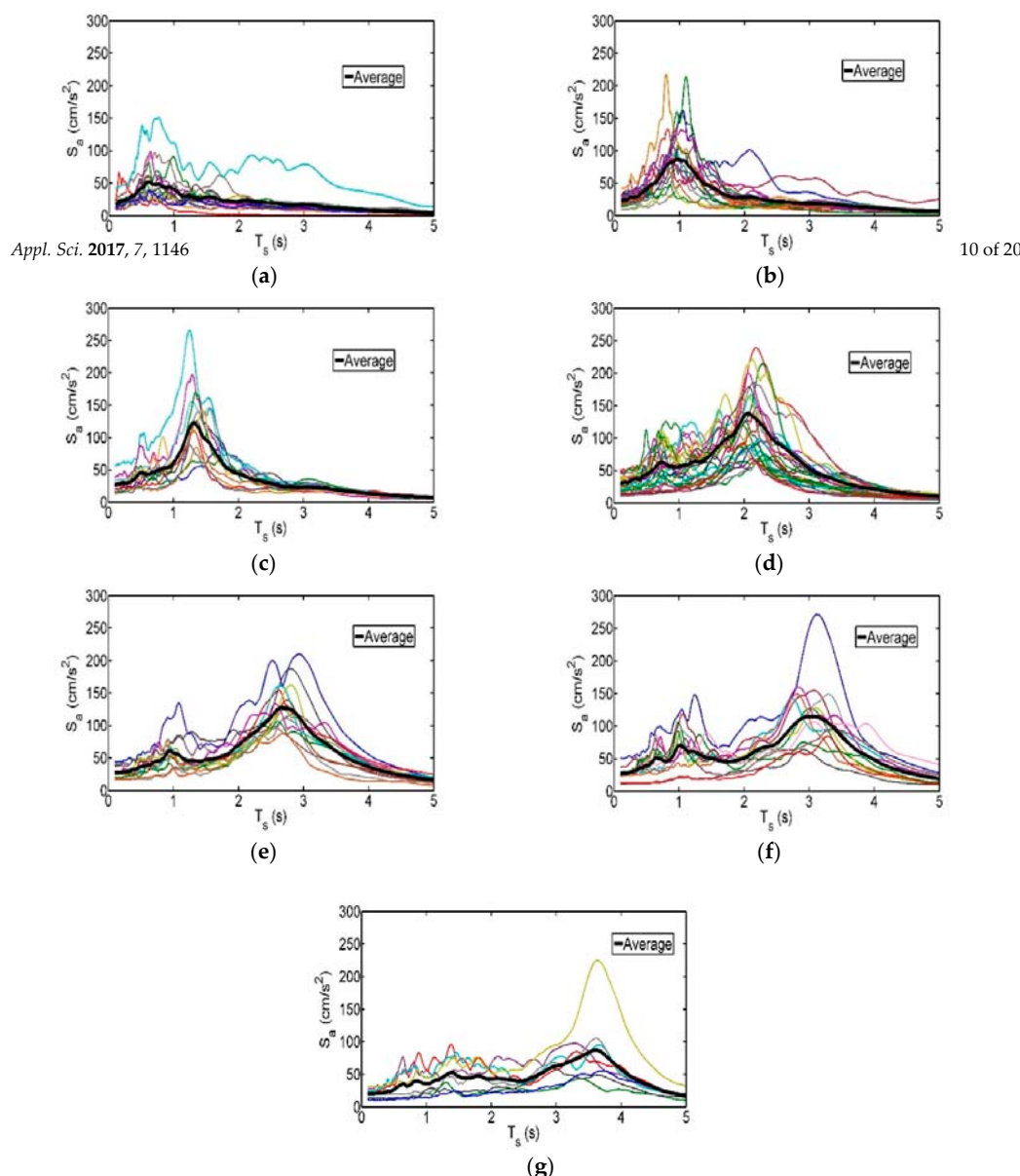
It can be observed in Figure 6 that for the Zones A and B the spectral shapes are not clearly defined around a single vibration period; however, it is observed that for zones C to G, the spectral peaks are grouped around the dominant period of the soil. The change in the spectral shapes may be attributed to seismic source effects like magnitude and frequency content, as well as to the dominant period of the soil.



corresponding to E-W and N-S ground motions components respectively. The seismic ground motions were scaled for  $S_a/g$  values from 0.1 to 1.4. The scaling of the seismic records consists of multiplying the ordinates of the accelerograms using some factors in order to achieve that all the records present the same value of  $S_a$  at the fundamental vibration period of the structure under consideration [42]. Figure 6 shows the pseudo-acceleration elastic response spectra for 5% of critical damping for the E-W component of the selected ground motions, along with their corresponding arithmetic average spectrum, which is represented by a bold black line.

**Table 1.** Characterization of the valley of Mexico according to the dominant period of the soil.

Zone	Zone	Range of Period (s)	Average Dominant Period (s)	Average Dominant Period (s)
A	A	$T_s \leq 0.5$	0.62	0.62
B	B	$0.5 < T_s \leq 1.0$	0.96	0.96
C	C	$1.0 < T_s \leq 1.5$	1.41	1.41
D	D	$1.5 < T_s \leq 2.0$	1.98	1.98
E	E	$2.0 < T_s \leq 2.5$	2.55	2.55
F	F	$2.5 < T_s \leq 3.0$	3.03	3.03
G	G	$3.0 < T_s \leq 4.0$	3.61	3.61



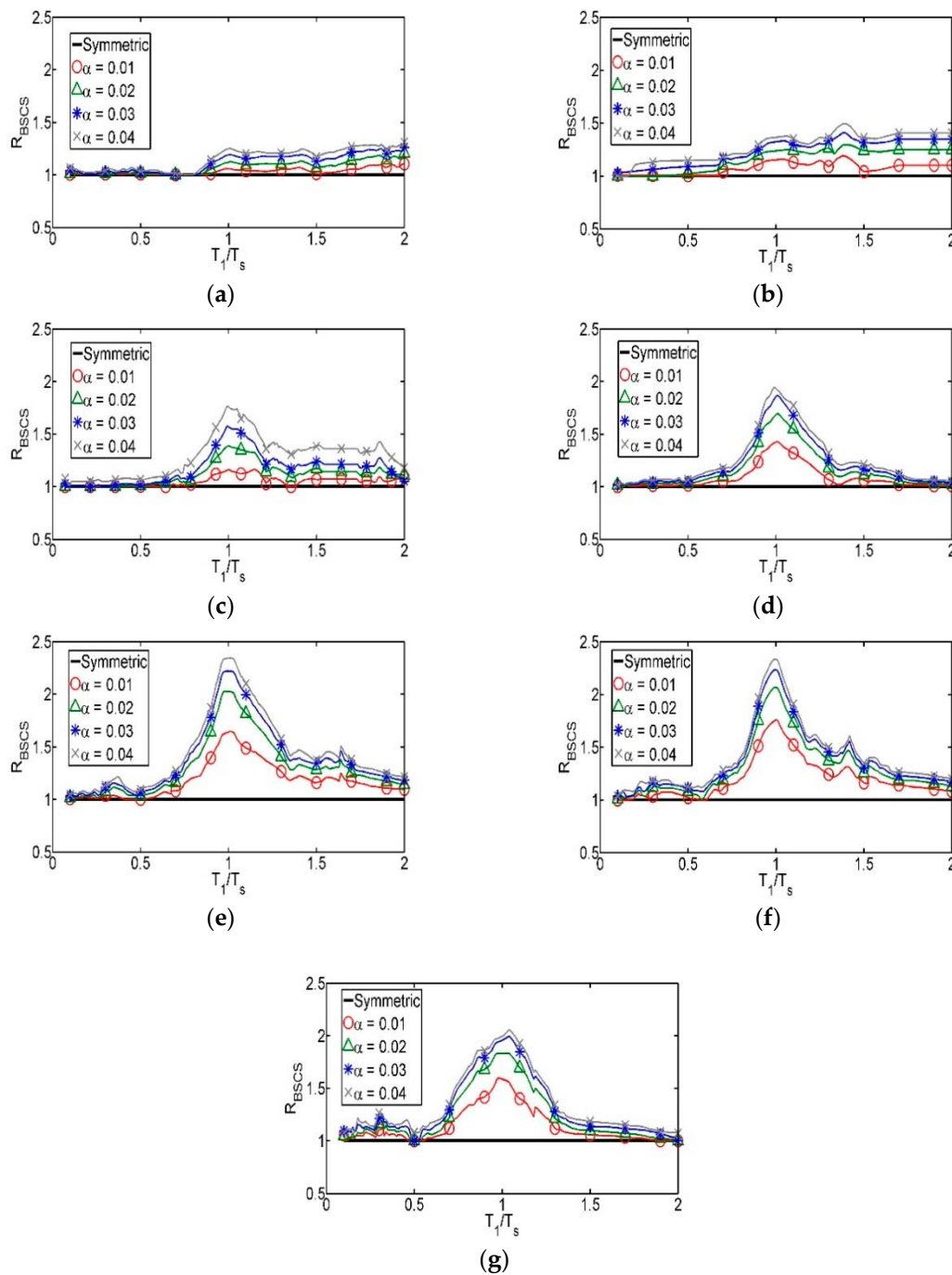
**Figure 6.** Pseudo-acceleration response spectra for 5% of critical damping, corresponding to the seismic records selected in (a) Zone A, (b) Zone B, (c) Zone C, (d) Zone D, (e) Zone E, (f) Zone F and (g) Zone G of the valley of Mexico considered in this study (E-W Component).

It can be observed in Figure 6 that for the Zones A and B the spectral shapes are not clearly defined and grouped around the dominant period of the soil. The change in the spectral shapes may be attributed to seismic source effects like magnitude and frequency content, as well as to the dominant period of the soil. The methodology to estimate the strength amplification factors for structures with asymmetric yielding mentioned in Section 3.2 was applied here to the valley of Mexico. Figure 7a–g show the ratios

### 5. Mathematical Expressions of Strength Amplification Factors Corresponding to the Seismic Region of Interest

The methodology to estimate the strength amplification factors for structures with asymmetric yielding mentioned in Section 3.2 was applied here to the valley of Mexico. Figure 7a–g show the ratios  $R_{BSCS}$  (defined in Equation (4)) for zones A to G corresponding to a ductility demand of 2 ( $\mu = 2$ ) and a damping ratio of 0.05 ( $\gamma = 0.05$ ). The amplification factors are plotted against the dominant period  $T_s$  (s) of the structure. The

$R_{BSCS}$  (defined in Equation (4)) for zones A to G corresponding to a ductility demand of 2 ( $\mu = 2$ ) and annual rate of exceedance  $\nu = 0.008$  (corresponding to a return period,  $T_r = 125$  years). The horizontal axis represents the ratio of the fundamental vibration period of the structural systems to that of the dominant period of the soil corresponding to the seismic zone under consideration; while the vertical axis shows the parameter  $R_{BSCS}$  which represents the additional strength required for asymmetric yielding systems to achieve a seismic performance and structural reliability, in terms of the ductility demand equivalent to their symmetric yielding counterparts.



**Figure 7.** Parameter  $R_{BSCS}$  corresponding to (a) Zone A; (b) Zone B; (c) Zone C; (d) Zone D; (e) Zone E; (f) Zone F and (g) Zone G, for different values of  $\alpha$ , and  $\mu = 2$ .

Even though the results are presented for a single value of ductility demand and mean annual rate of exceedance, the main observations are valid for all the ductility values considered in this study. Besides, as reported by [22], the increment in the ductility demand of asymmetric yielding systems with respect to symmetric systems is sensibly independent of the selected mean annual rate of exceedance (return period). It is worth mentioning that in Zones A and B (firm ground) there is no dominant period of the soil; however, it is considered in the same way as the other zones with the objective of standardizing the results presented in this study.

Even though the results are presented for a single value of ductility demand and mean annual rate of exceedance, the main observations are valid for all the ductility values considered in this study. Besides, as reported by [22], the increment in the ductility demand of asymmetric yielding systems with respect to symmetric systems is sensibly independent of the selected mean annual rate of exceedance (return period). It is worth mentioning that in Zones A and B (firm ground) there is no a dominant period of the soil; however, it is considered in the same way as the other zones with the objective of standardizing the results presented in this study.

It is observed in Figure 7 that the  $R_{BSCS}$  parameter is smaller for firm ground (Zones A and B) than for intermediate and soft soils (Zones C, D, E, F, and G) in the zone where the effect of asymmetric yielding is more important (i.e.,  $T_1/T_s \approx 1$ ). This indicates that the detrimental effect of asymmetric yielding is, generally, higher on soft soil than on firm ground; however, this is not always true, particularly for  $T_1/T_s$  ratios away from unity. In contrast, it is observed that for Zones A and B the shapes of the graphs are almost constant for  $T_1/T_s$  greater than 1. However, for the other seismic zones, the strength requirement reaches its maximum where the vibration period of the system is close to the dominant period of the soil and decreases as the  $T_1/T_s$  ratio moves away from unity. In summary, Figure 7 demonstrates that the effect of asymmetric yielding is more detrimental for structural systems located on soft soils and whose vibration period is close to the dominant period of the soil where is located.

Once the information was grouped into these seven categories, simplified mathematical expressions were fitted to the results using the least square method. It must be noticed that the shape of the graphs corresponding to firm ground is different from that associated with intermediate and soft soils (see Figure 7). The resulting expressions are in function of the parameters that influence the seismic performance of structures with asymmetric yielding such as: the level of asymmetric yielding ( $\alpha$ ), the ductility demand ( $\mu$ ), the fundamental vibration period of the structure ( $T_1$ ) and the dominant period of the soil ( $T_s$ ). The general forms of the mathematical expressions proposed here are an extension of those proposed by Teran-Gilmore and Arroyo-Espinoza [21], which are based on a statistical analysis of the response of SDOF systems, under one-directional ground motions, where the SDOF systems are idealized with asymmetric force-deformation relationship (Figure 5), and in accordance with a constant damage criterion using the Park and Ang damage index [47]. On the other hand, the expressions proposed in this paper are based on a reliability analysis, which estimates mean annual rates of exceedance of an EDP for a given return period. In addition, the structural ductility demand and the level of asymmetric yielding are explicitly considered.

The mathematical expressions for the estimation of the strength amplification factors (AF) that were fitted to the  $R_{BSCS}$  ratios (as those in Figure 7) are:

$$AF = \frac{a \left( \frac{T_1}{T_s} \right)^b}{c + \left( \frac{T_1}{T_s} \right)^b} + d \text{ (firm ground)} \quad (6)$$

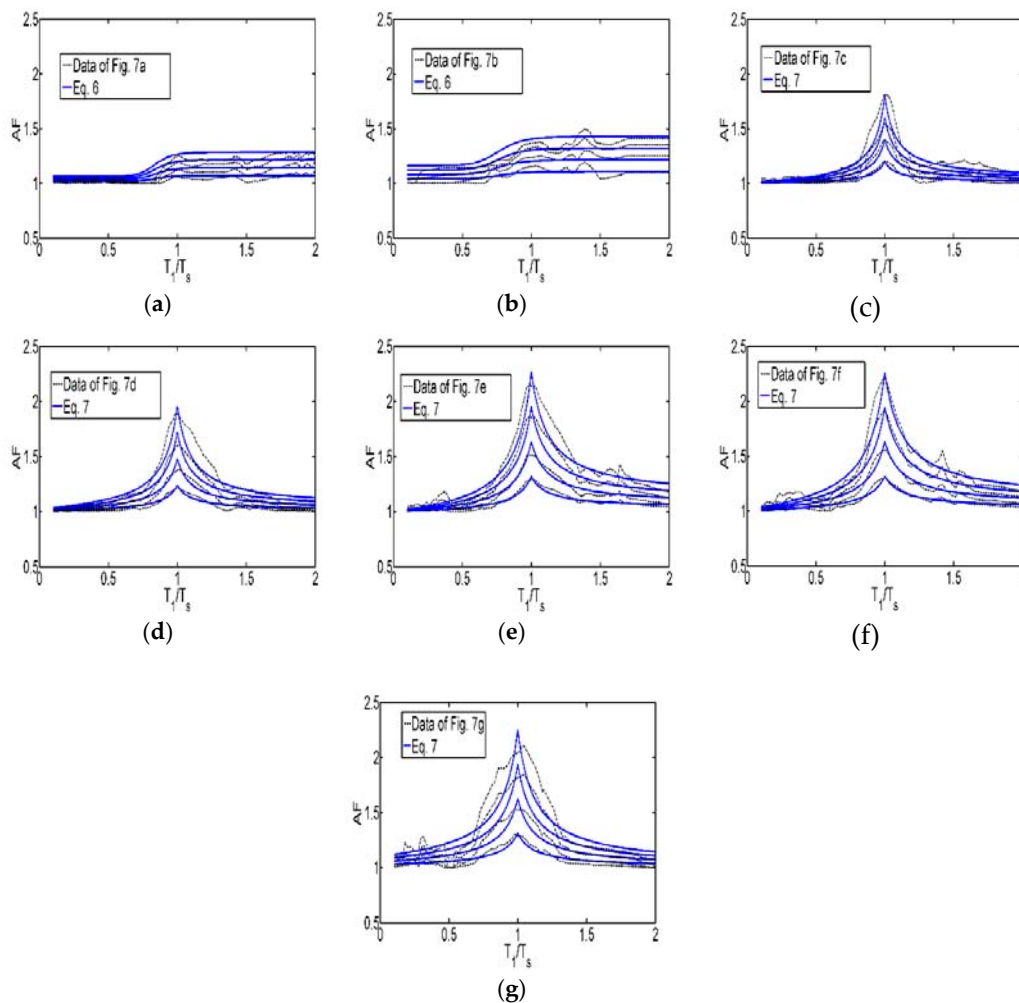
$$AF = \frac{a \left( \frac{T_1}{T_s} \right)^b}{c + \left| \frac{T_1}{T_s} - 1 \right|} + d \text{ (intermediate and soft soils)} \quad (7)$$

The values of  $a$ ,  $b$ ,  $c$ , and  $d$  are presented in Table 2 for the seven seismic zones in which the valley of Mexico was classified. Equations (6) and (7) were developed to be applied to structural systems with levels of asymmetric yielding up to 0.04 and ductility demands of 2, 3 and 4; they are not valid to estimate strength amplification factors for structures that exceed those values. However, most of the structures susceptible to present asymmetric yielding produced by tilting, fall into these ranges. It is noticed that a level of asymmetry larger than 0.03 has a very small probability to occur.

**Table 2.** Parameters involved in Equations (6) and (7), corresponding to seismic zones A to G.

Zone	Dominant Period (s)	a	b	c	d
A	$T_s \leq 0.5$	$(3.5\mu - 1.5) \alpha$	13.4	0.1	$1.6\alpha + 1$
B	$0.5 < T_s \leq 1.0$	$(4.8\mu - 3) \alpha$	8.8	0.1	$4.1\alpha + 1$
C	$1.0 < T_s \leq 1.5$	$(1.5\mu - 1.4) \alpha$	0.7	0.08	1
D	$1.5 < T_s \leq 2.0$	$(2\mu - 1.6) \alpha$	0.5	0.1	1
E	$2.0 < T_s \leq 2.5$	$(1.5\mu + 0.8) \alpha$	0.9	0.12	1
F	$2.5 < T_s \leq 3.0$	$(1.5\mu + 1.1) \alpha$	0.7	0.13	1
G	$3.0 < T_s \leq 4.0$	$(1.9\mu - 0.05) \alpha$	0.1	0.12	1

Figure 8 compares the results obtained with Equations (6) and (7) with those shown in Figure 7, corresponding to  $R_{BSCS}$  associated with a ductility demand of 2. It can be seen in Figure 8 that Equations (6) and (7) fit appropriately to the  $R_{BSCS}$  data.



**Figure 8.** Comparison of the strength amplification factors (AF) obtained with Equations (6) and (7) with those presented in Figure 7, corresponding to a ductility demand  $\mu = 2$ . (a) Zone A; (b) Zone B; (c) Zone C; (d) Zone D; (e) Zone E; (f) Zone F; (g) Zone G.

It is important to mention that the values of the parameters presented in Table 2 do not correspond strictly to the least square method results, since their values could be more complex by introducing a larger number of parameters, and consequently represent better the data obtained from the analyses; however, the authors consider that the proposed mathematical expressions (Equations (6) and (7)) can be used in a practical seismic design context, providing sufficiently accurate results.

Comparison of the Proposed Mathematical Expressions with that Recommended in the Current Mexico City Building Code

Figure 9a,b compare the strength amplification factors obtained according to the mathematical expressions proposed in this study (Equations (6) and (7), and Table 2) with those recommended by the MCBC-2004. The MCBC-2004 recommends amplifying the design base shear coefficient of structures that exhibit asymmetric yielding produced by tilting by the following factor:

Comparison of the Proposed Mathematical Expressions with that Recommended in the Current Mexico City Building Code

Figure 9a,b compare the strength amplification factors obtained according to the mathematical expressions proposed in this study (Equations (6) and (7), and Table 2) with those recommended by the MCBC-2004. The MCBC-2004 recommends amplifying the design base shear coefficient of structures that exhibit asymmetric yielding produced by tilting by the following factor:

$$AF_{MCBC-2004} = 1 + 5Qf \tag{8}$$

where Q is the seismic behavior coefficient, that is related to the ductility of the structure, and f is the level of asymmetry of the structure (which is equivalent to the parameter  $\alpha$  used in this study). The comparison is made for a ductility demand of 2 and considering a level of asymmetric yielding  $\alpha = 0.02$ . The general observations made are valid for other values of  $\mu$  and  $\alpha$ . As shown in Figure 9a,b, the expression given by the MCBC-2004 is more conservative than the expressions proposed in this study for all the  $T_1/T_s$  ratios considered. On the other hand, for intermediate and soft soils, the expressions recommended by MCBC-2004 lead to conservative results only for  $T_1/T_s$  ratios away from unity; nevertheless, there is an important underestimation of the strength amplification factors for structures whose fundamental vibration period is close to the dominant period of the soil (i.e.,  $T_1/T_s \approx 1$ ). Results indicate that this underestimation may be higher than 100% (depending on the level of asymmetric yielding and on the ductility value). It is noticed that the MCBC-2004 recommends factors that are constant for all  $T_1/T_s$  values. This is an important limitation considering that the results presented in this study demonstrated that the effect of asymmetric yielding is more important for structural systems with vibration period close to the dominant period of the soil. The difference between the curves obtained in this study with respect to the MCBC-2004 is due to the fact that the former were obtained from a reliability-based analysis, while the latter were derived from a brief deterministic constant ductility criterion and engineering judgment.

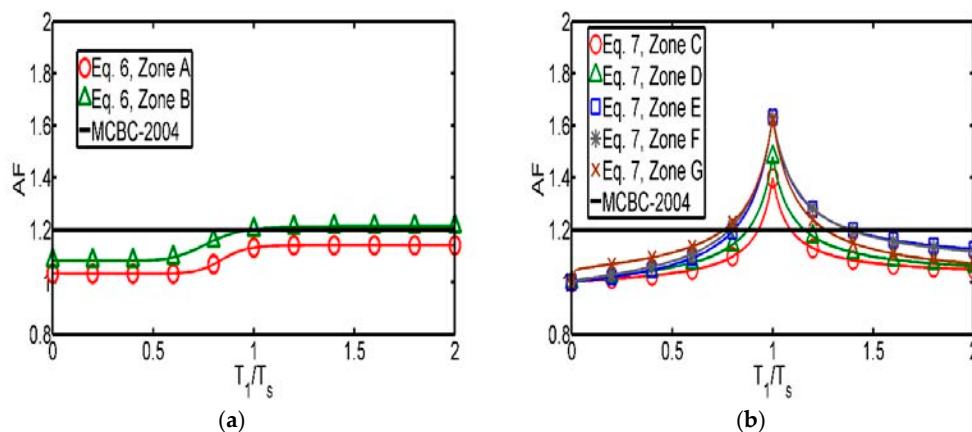


Figure 9. Comparison of the strength amplification factors obtained with Equations (6) and (7) with those recommended by MCBC-2004, corresponding to  $\mu = 2$  and  $\alpha = 0.02$ . (a) Firm ground; (b) Intermediate and soft soil.

6. Ductility Transformation Factors between Simplified and MDOF Systems

6. Ductility Transformation Factors between Simplified and MDOF Systems

The above analyses regarding the estimation of the strength amplification factors for the design or reinforcement of structures with asymmetric yielding were performed considering simplified systems (SS); however, the ductility demand of asymmetric yielding MDOF structural systems may be different from that of its equivalent SS. Because of this reason, it is necessary to consider such difference by finding ductility transformation factors between the ductility demands of both structural systems (MDOF and SS). There are some studies related to transformation factors of the dynamic response of conventional (MDOF and SS) SDOF structural systems. For example, Bojorquez et al. [48] proposed equations to obtain probabilistic response transformation factors for maximum ductility and inter-story drift using artificial neural networks; they concluded that an artificial neural network is a useful tool for reliability-based seismic design procedures of framed buildings. Similarly, Bojorquez et al. [49] estimated probabilistic and deterministic response transformation factors in order to evaluate the response in terms of maximum ductility and maximum interstory drifts of MDOF systems based on the response of equivalent SDOF systems. They analyzed five steel buildings designed in accordance

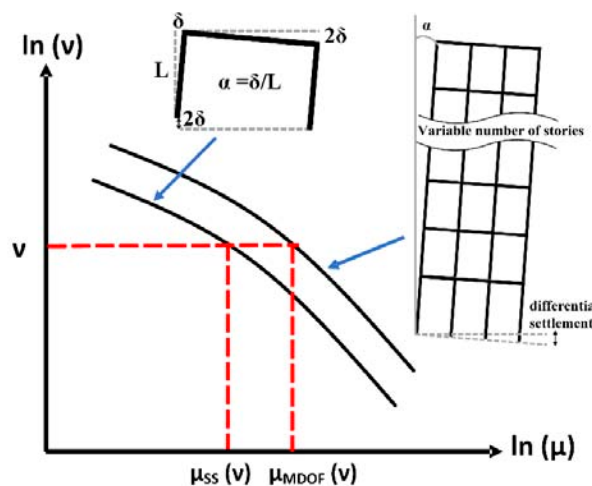
There are some studies related to transformation factors of the dynamic response of conventional MDOF and SDOF structural systems. For example, Bojorquez et al. [48] proposed equations to obtain probabilistic response transformation factors for maximum ductility and inter-story drift using artificial neural networks; they concluded that an artificial neural network is a useful tool for reliability-based seismic design procedures of framed buildings. Similarly, Bojorquez et al. [49] estimated probabilistic and deterministic response transformation factors in order to evaluate the response in terms of maximum ductility and maximum interstory drifts of MDOF systems based on the response of equivalent SDOF systems. They analyzed five steel buildings designed in accordance with the MCBC-2004, and concluded that in both approaches, the structural demand of steel frames can be obtained with good accuracy by means of equivalent SDOF systems; however, the results documented in the above studies are not valid for asymmetric yielding reinforced concrete buildings. In the present study, ductility transformation factors (DTF) for reinforced concrete structures exhibiting asymmetric yielding produced by tilting are calculated using Equation (9) as:

In the present study ductility transformation factors (DTF) for reinforced concrete structures exhibiting asymmetric yielding produced by tilting are calculated using Equation (9) as:

$$DTF = \frac{\mu_{MDOF}(v)}{\mu_{SS}(v)} \tag{9}$$

$$DTF = \frac{\mu_{MDOF}(v)}{\mu_{SS}(v)} \tag{9}$$

where  $\mu_{MDOF}(v)$  represents the maximum ductility demand estimated for buildings modeled as MDOF systems associated to an annual rate of exceedance value ( $v$ ), and  $\mu_{SS}(v)$  is the maximum ductility demand calculated for an equivalent simplified system associated with the same value of  $v$ . To estimate the expected ductility demand of the structural systems, associated with an annual rate of exceedance value, the corresponding ductility demand hazard curves (DDHC) need to be obtained using Equation (1). Figure 10 illustrates schematically the calculation of the DTF from the ratio of DDHC corresponding to MDOF and to SS systems, associated with a given value.



**Figure 10.** Schematic representation related to the estimation of the ductility transformation factor (DTF).

DTF were estimated for five reinforced concrete structures (8-, 9-, 10-, 11-, and 12-story buildings designed according to MCBC 2004) and their corresponding equivalent simplified structural systems, considering several values of  $v$  (0.2–0.03). (Regarding the number of buildings analyzed, it is worth mentioning that this study is based on the analysis of asymmetric yielding produced by differential settlements, which is more likely to occur in buildings built on soft soil and having shallow foundations, which are often used in medium-rise buildings. Conversely, taller buildings are usually supported on deep foundations, which reach the firm ground, and consequently, the tilting is not a common problem. To incorporate the influence of the annual rate of exceedance value in the results, DTF were calculated for  $v$  values between 0.01 and 0.001 (which correspond to return intervals between 100 and 1000 years).

6.1. Characteristics of the Buildings Analyzed

The buildings analyzed in this study were designed in a conventional way, following the recommendations of the MCBC-2004. The plan and elevation of the buildings are illustrated in Figure 11. The occupancy of the buildings is considered to be residential. The nominal design compression stress is  $f'_c = 29.4$  MPa for concrete, and  $f_y = 411.9$  MPa in tension and compression for the reinforcing

6.1. Characteristics of the Buildings Analyzed

The buildings analyzed in this study were designed in a conventional way, following the recommendations of the MCBC-2004. The plan and elevation of the buildings are illustrated in Figure 11. The occupancy of the buildings is considered to be residential. The nominal design compression stress is  $f'_c = 29.4$  MPa for concrete, and  $f_y = 411.9$  MPa in tension and compression for the reinforcing steel. The design of the buildings was carried out by using the software ETABS (2016, Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, USA) [50]. The buildings are assumed to be located in a zone in the valley of Mexico with a soil dominant period  $T_s = 1.8$  s (which falls in the intermediate zone as considered in the present study), with a seismic behavior coefficient,  $Q = 3$  (which implies that the detailing requirements for their structural members are similar to those established by the Uniform Building Code [51] for reinforced concrete special moment-resisting frames). The design of the buildings was based on a modal spectral dynamic analysis. The lateral stiffness was selected so that the maximum inter-story drift does not exceed 0.030, which is the limit specified by MCBC-2004 for the design of ductile moment-resisting concrete frames.

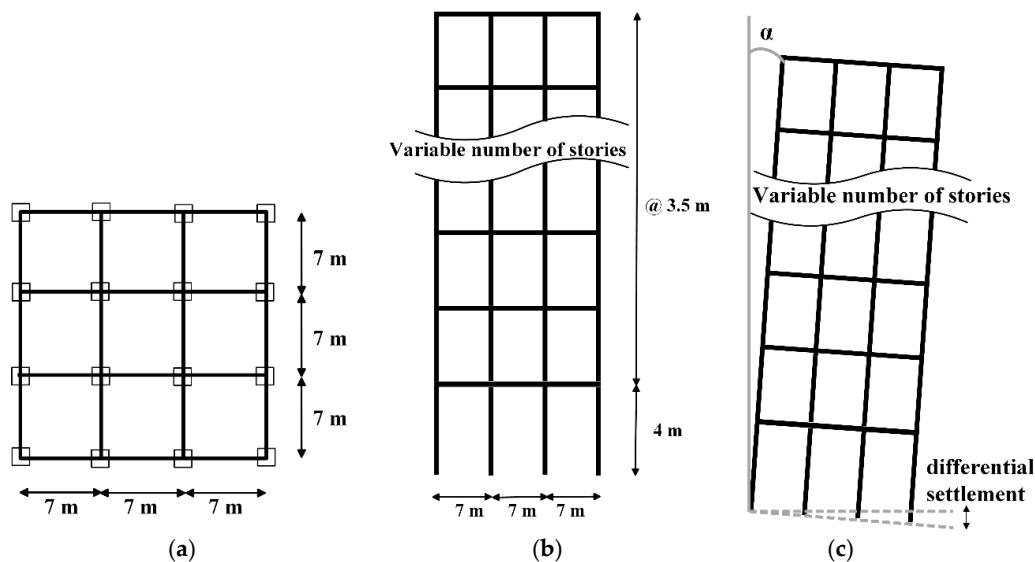


Figure 11. Plan, elevation, and characterization of asymmetric yielding of the buildings. (a) plan; (b) elevation; (c) asymmetric yielding building.

The nonlinear idealization of the buildings was carried out with the Ruaumoko3D (2007, Athol Carnahan, Canterbury, Christchurch, New Zealand) [52] software. The modeling of the beams and columns includes the nonlinear behavior of their structural members. In this study, the modeling of the beams considers a plastic hinge length equal to half of their height, to estimate the rotational capacity. The yield moment in each of the principal axes of the beams is obtained from the corresponding moment-curvature diagram of the cross sections located at their ends, and it is associated with the smallest of the curvatures corresponding to: (1) fracture of the tension longitudinal steel, (2) buckling of the compression longitudinal steel, and (3) crushing of the compression concrete block. An interaction diagram is developed for each column, and the corresponding plastic lengths of the beams and columns are taken equal to half of the heights of the members with Rayleigh damping and rigid diaphragms are considered in all building levels, and the corresponding mass of a given story is considered to be lumped in its center of mass. The Tangent Stiffness Rayleigh Damping model was used in the analysis, therefore, P-A effects are implicitly considered. The hysteretic behavior of the structural members is idealized as bi-linear, with 1% of post-elastic stiffness (to be consistent with the results presented before for simplified models), and therefore, P-Δ effects are implicitly considered. Table 3 summarizes the main dynamic characteristics of the buildings such as their fundamental vibration period ( $T_1$ ), the resistant base shear ( $V_b$ ), the resistant base shear coefficient (c), the yield displacement ( $d_y$ ), and the ultimate displacement ( $d_u$ ), the latter two were obtained through nonlinear static (pushover) analyses.

Table 3. Dynamic characteristics of the buildings analyzed.

Building	$T_1$ (s)	$V_b$ (Ton)	$W$ (Ton)	c	$d_y$ (m)	$d_u$ (m)
8-story	1.2	1332.45	3807	0.35	0.168	0.63
9-story	1.22	1498.2	4540	0.33	0.181	0.65

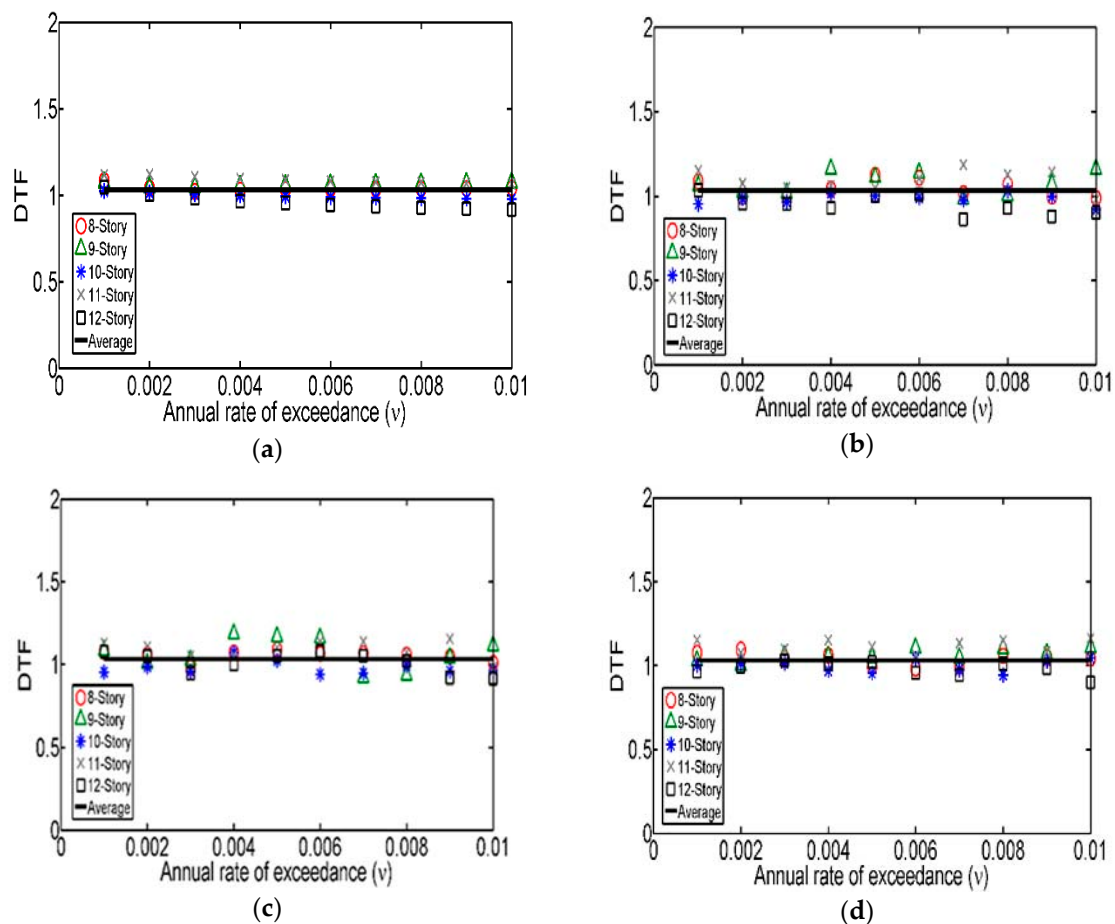
Table 3 summarizes the main dynamic characteristics of the buildings such as their fundamental vibration period ( $T_1$ ), the resistant base shear ( $V_b$ ), the resistant base shear coefficient ( $c$ ), the yield displacement ( $d_y$ ), and the ultimate displacement ( $d_u$ ), the latter two were obtained through nonlinear static (pushover) analyses.

**Table 3.** Dynamic characteristics of the buildings analyzed.

Building	$T_1$ (s)	$V_b$ (Ton)	$W$ (Ton)	$c$	$d_y$ (m)	$d_u$ (m)
8-story	1.2	1332.45	3807	0.35	0.168	0.63
9-story	1.1	1468.1	4140	0.33	0.181	0.65
10-story	1.33	1563.02	5042	0.31	0.195	0.69
11-story	1.4	1721.1	5757	0.3	0.223	0.74
12-story	1.48	1877.04	6478	0.28	0.246	0.78

Figure 12 shows the DTF estimated for the five reinforced concrete buildings of interest (see Table 3) and their corresponding equivalent SS, corresponding to different values of asymmetric yielding ( $\alpha$ ). It can be observed that the DTF estimated for the five buildings are very close to unity. In addition, it is shown that the DTF do not present any trend regarding the annual rate of exceedance, the level of asymmetric yielding, nor the number of stories of the buildings.

The results were fitted to a linear function, and it is observed that the expected ductility demand of the SS is, on an average basis, only 4% higher than that of MDOF systems, for any value of the annual rate of exceedance. These results indicate that the use of simplified structural systems for the calculation of strength amplification factors for MDOF structures with asymmetric yielding is slightly conservative. Thus, the expressions proposed in Equations (6) and (7) may be considered as appropriated.



**Figure 12.** Ductility transformation factors between simplified systems (SS) and multi-degree of freedom (MDOF) systems for different values of  $\alpha$ . (a) Symmetric; (b)  $\alpha = 0.01$ ; (c)  $\alpha = 0.02$ ; (d)  $\alpha = 0.03$ .

**7. Conclusions**

A reliability-based methodology to estimate the additional strength requirement for structures exhibiting asymmetric yielding caused by different reasons was proposed and properly applied. Simplified mathematical expressions to estimate strength amplification factors were obtained for different soil conditions, and the methodology was applied to the valley of Mexico; however, the



The results were fitted to a linear function, and it is observed that the expected ductility demand of the SS is, on an average basis, only 4% higher than that of MDOF systems, for any value of the annual rate of exceedance. These results indicate that the use of simplified structural systems for the calculation of strength amplification factors for MDOF structures with asymmetric yielding is slightly conservative. Thus, the expressions proposed in Equations (6) and (7) may be considered as appropriated.

## 7. Conclusions

A reliability-based methodology to estimate the additional strength requirement for structures exhibiting asymmetric yielding caused by different reasons was proposed and properly applied. Simplified mathematical expressions to estimate strength amplification factors were obtained for different soil conditions, and the methodology was applied to the valley of Mexico; however, the proposed steps can be applied to structural systems located in other seismic regions. The objective of amplifying the lateral strength of structures with asymmetric yielding with the expressions proposed in this study is that they achieve a seismic performance, in terms of the expected ductility demand, equivalent to that of their symmetric yielding counterparts; that is, they have similar reliability levels. The resulting expressions were compared with that recommended in the current Mexico City Building Code (MCBC-2004) and their advantages and disadvantages were discussed. The main conclusions of this study are listed as follows:

1. Results indicate that the additional lateral strength requirement of structures with asymmetric yielding is higher for those with fundamental vibration periods close to the dominant period of the soil where they are located; this requirement is even higher for structures located on soft soils.
2. Simplified mathematical expressions were proposed for the estimation of strength amplification factors for structures with asymmetric yielding, considering different soil conditions. The expressions correspond to the valley of Mexico and depend on factors such as the ductility of the structure, the level of asymmetric yielding, and the ratio between the fundamental vibration period of the structure and that of the dominant period of the soil.
3. The proposed mathematical expressions are more conservative than that recommended in the current Mexico City Building Code (MCBC-2004) for intermediate and soft soils, especially for structures whose vibration period is close to the dominant period of the soil where they are located. Although the expression proposed in the MCBC-2004 leads to conservative results for firm ground, results indicate that the effect of asymmetric yielding is much more detrimental on intermediate and soft soils than on firm ground. The expressions developed in this study have been approved by the Technical Committee for Seismic Design of the MCBC, and will be incorporated in the new version of the Mexico City Building Code.
4. It was verified that the value of the expected ductility demand of asymmetric yielding MDOF systems, associated with a given return period, is almost equal to that corresponding to their equivalent simplified systems. The implication of this is that the use of simplified structural systems to estimate strength amplification factors for MDOF structures with asymmetric yielding is appropriate.

**Acknowledgments:** The authors thank the three anonymous reviewers whose comments improved the quality of this work. The valuable comments made by L. Esteva, A. Teran-Gilmore and J. L. Camba are greatly appreciated, as well as the support given by UNAM (under project PAPIIT-IN103517) and by Instituto para la Seguridad de las Construcciones en el Distrito Federal. The first author acknowledges the scholarship given by Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) for his Ph.D. studies. The seismic records used were obtained from the database of the Institute of Engineering, UNAM.

**Author Contributions:** Alfredo Reyes-Salazar and J. Ramón Gaxiola-Camacho performed the nonlinear time history analyses of the structural models and estimated the ductility transformation factors for actual MDOF structural systems; Federico Valenzuela-Beltrán and Sonia E. Ruiz performed the reliability analysis, fitted the mathematical expressions to the data and wrote the paper.

**Conflicts of Interest:** The authors declare no conflict of interest.

## References

1. Ellingwood, B.; MacGregor, J.G.; Galambos, T.V.; Cornell, C.A. Probability Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations. *ASCE J. Struct. Div.* **1982**, *108*, 978–997.
2. Rosenblueth, E.; Esteva, L. Reliability basis for some Mexican codes. *ACI Publ. SP-31* **1972**, *31*, 1–41.
3. Mexico City Building Code (MCBC). *Complementary Technical Norms for Earthquake Resistant Design*; MCBC: Mexico City, Mexico, 2004.
4. National Research Council of Canada. *National Building Code of Canada (NBCC)*; National Research Council of Canada: Ottawa, ON, Canada, 2005.
5. FEMA. *Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines, Prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency*; Report No. FEMA 445; FEMA: Washington, DC, USA, 2006.
6. FEMA. *Next-Generation Methodology for Seismic Performance Assessment of Buildings, Prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency*; Report No. FEMA P-58; FEMA: Washington, DC, USA, 2012.
7. Rosenblueth, E. Seismic design requirements in a Mexican 1976 code. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* **1979**, *7*, 49–61. [[CrossRef](#)]
8. Zhai, C.; Xie, L. The modification of strength reduction factors for MDOF effect. *Adv. Struct. Eng.* **2006**, *9*, 477–490. [[CrossRef](#)]
9. Ruiz-García, J.; Miranda, E. Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performance-based design. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* **2007**, *36*, 1235–1254. [[CrossRef](#)]
10. Newmark, N.M.; Hall, W.J. *Earthquake Spectra and Design*; EERI Monograph Series; Earthquake Engineering: Oakland, CA, USA, 1982.
11. Wu, J.P.; Hanson, R.D. Inelastic response spectra with high damping. *J. Struct. Div. (ASCE)* **1989**, *115*, 1412–1431. [[CrossRef](#)]
12. Ramirez, O.M.; Constantinou, M.C.; Kircher, C.A.; Whittaker, A.S.; Johnson, M.W.; Gomez, J.D.; Chrysostomou, C.Z. *Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation Systems*; Report No. MCEER-00-0010; Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER): New York, NY, USA, 2000.
13. Arroyo-Espinoza, D.; Terán-Gilmore, A. Strength reduction factors for ductile structures with passive energy dissipating devices. *J. Earthq. Eng.* **2003**, *7*, 297–325. [[CrossRef](#)]
14. Cameron, W.; Green, R. Damping correction factors for horizontal ground-motion response spectra. *Bull. Seismol. Soc. Am.* **2007**, *97*, 934–960. [[CrossRef](#)]
15. Castillo, T.; Ruiz, S.E. Reduction factors for seismic design spectra for structures with viscous energy dampers. *J. Earthq. Eng.* **2014**, *18*, 323–349. [[CrossRef](#)]
16. Ruiz, S.E.; Rosenblueth, E.; Diederich, R. The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Seismic response of asymmetrically yielding structures. *Earthq. Spectra* **1989**, *5*, 103–111. [[CrossRef](#)]
17. Ruiz, S.E. Influence of intensity of motion on the seismic response of structures with asymmetric force-deformation curves. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* **1991**, *20*, 1–9. [[CrossRef](#)]
18. Terán-Gilmore, A.; Juarez, H.; Frausto, M. On the dynamic response of regular structures exhibiting tilt. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* **2000**, *29*, 1343–1374. [[CrossRef](#)]
19. Moon, K.S. Comparative evaluation of structural systems for tilted tall buildings. *Int. J. High-Rise Build.* **2014**, *3*, 89–98.
20. Carpinteri, A.; Invernizzi, S.; Lacidogna, G. In situ damage assessment and nonlinear modelling of an historical masonry tower. *Eng. Struct.* **2005**, *27*, 387–395. [[CrossRef](#)]
21. Terán-Gilmore, A.; Arroyo-Espinoza, D. Planteamiento de factores de amplificación de resistencia para estructuras con asimetría en fluencia (Approach about resistance amplification factors for structures with asymmetric yielding). *Revista de Ingeniería Sísmica* **2005**, *72*, 81–106.
22. Valenzuela-Beltrán, F.; Ruiz, S.E.; Reyes-Salazar, A.; Bojórquez, E. Reliability-based strength amplification factors for structures with asymmetric yielding. *J. Earthq. Eng.* **2016**. [[CrossRef](#)]
23. Avilés, J.; Pérez-Rocha, L.E. Regional subsidence of Mexico City and its effects on seismic response. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* **2010**, *30*, 981–989. [[CrossRef](#)]

24. Rosenblueth, E. Code specification of safety and serviceability. Conference Preprints Reports. In Proceedings of the International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Bethlehem, PA, USA, 21–26 August 1972; pp. 23–51.
25. Cornell, C.A. A probability-based structural code. *ACI J.* **1969**, *66*, 974–985.
26. Hao, G.; Liang, X.; Zhang, S. The new approximate calculation method for the first order reliability. *Appl. Math.* **2013**, *4*, 505–509. [[CrossRef](#)]
27. Gaxiola-Camacho, J.R.; Azizsoltani, H.; Villegas-Mercado, F.J.; Haldar, A. A novel reliability technique for implementation of Performance-Based Seismic Design of structures. *Eng. Struct.* **2017**, *142*, 137–147. [[CrossRef](#)]
28. Galambos, T.V.; Ravindra, M.K. *Tentative Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Buildings*; Research Report 18; Structural Division, Washington University: St. Louis, MO, USA, 1973.
29. Basha, B.; Babu, G.L. Reliability-based load and resistance factor design approach for external seismic stability of reinforced soil walls. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* **2014**, *60*, 8–21. [[CrossRef](#)]
30. Cornell, C.A.; Jalayer, F.; Hamburger, R.O.; Foutch, D.A. The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines. *J. Struct. Eng.* **2000**, *128*, 526–533. [[CrossRef](#)]
31. Montiel, M.A.; Ruiz, S.E. Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of building structures under narrow-band motions. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* **2007**, *36*, 1915–1934. [[CrossRef](#)]
32. Baker, J.; Gupta, A. Bayesian treatment of induced seismicity in probabilistic seismic hazard analysis. *Bull. Seismol. Soc. Am.* **2016**, *106*, 860–870. [[CrossRef](#)]
33. Bradley, B.; Burks, L.; Baker, J. Ground motion selection for simulation-based seismic hazard and structural reliability assessment. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* **2015**, *44*, 2321–2340. [[CrossRef](#)]
34. Sfahani, M.G.; Guan, H.; Loo, Y. Seismic reliability and risk assessment of structures based on fragility analysis—A review. *Adv. Struct. Eng.* **2015**, *18*, 1653–1669. [[CrossRef](#)]
35. Frangopol, D.M. Structural optimization using reliability concepts. *J. Struct. Eng.* **1985**, *111*, 2288–2301. [[CrossRef](#)]
36. Esteva, L. Design general. In *Design of Earthquake Resistant Structures*; Rosenblueth, E., Ed.; Pentech Press: London, UK, 1980; Chapter 3.
37. Kang, Z.; Luo, Y. Reliability-based structural optimization with probability and convex set hybrid models. *Struct. Multidiscip. Optim.* **2010**, *42*, 89–102. [[CrossRef](#)]
38. Miller, M.; Baker, J. Ground-motion intensity and damage map selection for probabilistic infrastructure network risk assessment using optimization. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* **2015**, *44*, 1139–1156. [[CrossRef](#)]
39. Cornell, C.A. Engineering seismic risk analysis. *Bull. Seismol. Soc. Am.* **1968**, *58*, 1583–1606.
40. Esteva, L. Bases para la Formulación de Decisiones de Diseño Sísmico (Basis for the Formulation of Seismic Design Decisions). Ph.D. Thesis, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Mexico City, Mexico, 1968.
41. Cornell, C.A.; Krawinkler, H. Progress and challenges in seismic performance assessment. *PEER Center News* **2000**, *3*, 1–3.
42. Shome, N.; Cornell, C.A. *Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures*; Report No. RMS-35; Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University: Stanford, CA, USA, 1999.
43. Baker, J.W.; Cornell, C.A. Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* **2006**, *35*, 1077–1095. [[CrossRef](#)]
44. Jalayer, F.; Beck, J.L.; Porter, K.A. Effects of ground motion uncertainty on predicting the response of an existing RC frame structure. In Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada, 1–6 August 2004.
45. Bojórquez, E.; Iervolino, I.; Reyes-Salazar, A.; Ruiz, S.E. Comparing vector-valued intensity measures for fragility analysis of steel frames for the case of narrow-band ground motions. *Eng. Struct.* **2012**, *45*, 472–480. [[CrossRef](#)]
46. Brown, P.C.; Lowes, L.N. Fragility Functions for Modern Reinforced-Concrete Beam-Column Joints. *Earthq. Spectra* **2007**, *23*, 263–289. [[CrossRef](#)]
47. Park, Y.J.; Ang, A.H. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *J. Struct. Eng.* **1985**, *111*, 740–757. [[CrossRef](#)]

48. Bojórquez, J.; Ruiz, S.E.; Bojórquez, E.; Reyes-Salazar, A. Probabilistic seismic response transformation factors between SDOF and MDOF systems using Artificial Neural Networks. *J. Vibroeng.* **2016**, *18*, 2248–2262. [[CrossRef](#)]
49. Bojórquez, E.; Bojórquez, J.; Ruiz, S.E.; Reyes-Salazar, A.; Velázquez-Dimas, J. Response transformation factors for deterministic-based and reliability-based seismic design. *Struct. Eng. Mech.* **2013**, *46*, 755–773. [[CrossRef](#)]
50. Computers and Structures Inc.; ETABS. *Analysis and Design of Buildings Software*; Computers and Structures Inc.: Berkeley, CA, USA, 2016.
51. Uniform Building Code. Structural Engineering Design Provisions Vol. 2. In Proceedings of the International Conference of Building Officials, Whittier, CA, USA, May 1994. Available online: [http://digitalassets.lib.berkeley.edu/ubc/UBC\\_1994\\_v1.pdf](http://digitalassets.lib.berkeley.edu/ubc/UBC_1994_v1.pdf) (accessed on 22 August 2017).
52. Carr, A.J. *3D RUAUMOKO: Inelastic Three-Dimensional Dynamic Analysis Program*; Department of Civil Engineering, University of Canterbury: Christchurch, New Zealand, 2007.



© 2017 by the authors. Licensee MDPI, Basel, Switzerland. This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

## ANEXO 3

# TRABAJO PUBLICADO EN LA *SERIE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO* DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM

Valenzuela-Beltrán, F. y Ruiz, S.E. (2017), “Factores de amplificación de espectros de diseño sísmico para estructuras con asimetría en fluencia”, *Serie Investigación & Desarrollo*, Instituto de Ingeniería UNAM, No. 701, ISBN: 978-607-02-9711-3, 96 pp.  
<http://aplicaciones.iingen.unam.mx/consultasspii/DetallePublicacion.aspx?id=5178>

Las Series del Instituto de Ingeniería describen los resultados de algunas de las investigaciones más relevantes de esta institución. Con frecuencia son trabajos in extenso de artículos que se publican en revistas especializadas, memorias de congresos, etc.

Cada número de estas Series se edita con la aprobación técnica del Comité Editorial del Instituto, basada en la evaluación de árbitros competentes en el tema, adscritos a instituciones del país y/o el extranjero.

Actualmente hay tres diferentes Series del Instituto de Ingeniería:

#### SERIE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO

Incluye trabajos originales sobre investigación y/o desarrollo tecnológico. Es continuación de la Serie Azul u Ordinaria, publicada por el Instituto de Ingeniería desde 1956, la cual actualmente tiene nueva presentación y admite textos en español e inglés.

#### SERIE DOCENCIA

Está dedicada a temas especializados de cursos universitarios para facilitar a estudiantes y profesores una mejor comprensión de ciertos temas importantes de los programas de estudio.

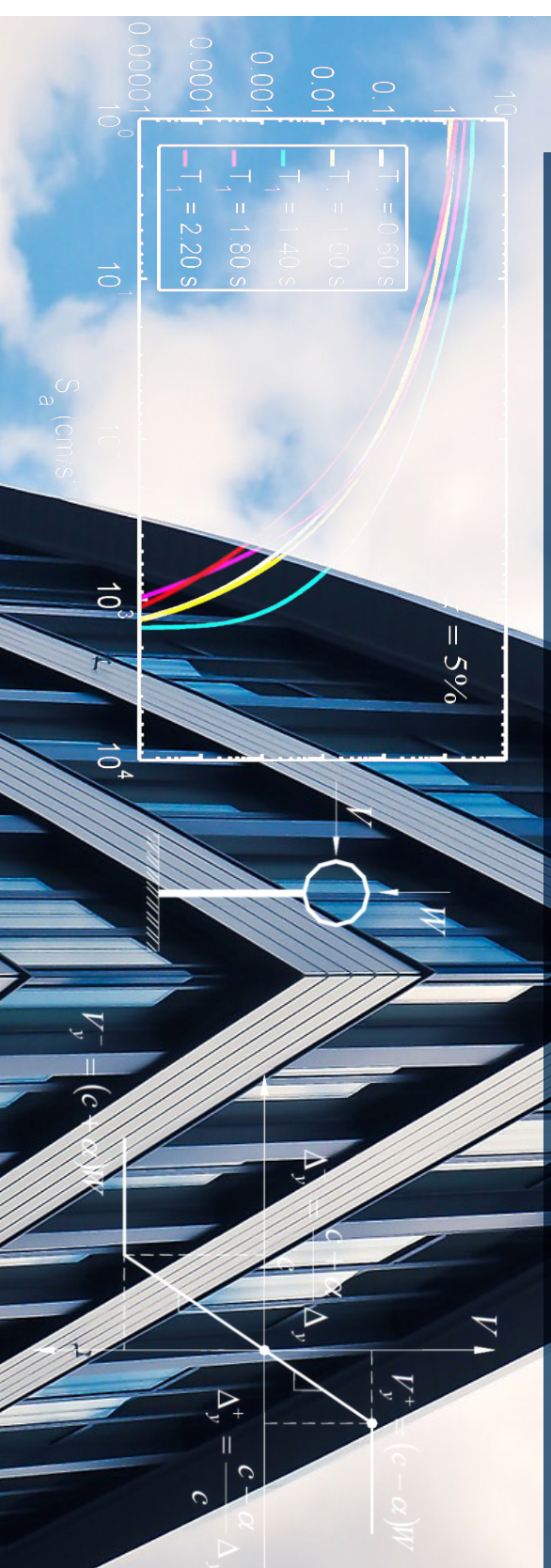
#### SERIE MANUALES

Abarca manuales útiles para resolver problemas asociados con la práctica profesional o textos que describen y explican el estado del arte o el estado de la práctica en ciertos temas. Incluye normas, manuales de diseño y de laboratorio, reglamentos, comentarios a normas y bases de datos.

Factores de amplificación de espectros de diseño sísmico para estructuras con asimetría en fluencia

# Factores de amplificación de espectros de diseño sísmico para estructuras con asimetría en fluencia

ISBN: 978-607-02-9711-3



SID 701. OCTUBRE, 2017



**SERIE**  
**investigación**

**y desarrollo**

PUBLICACIÓN ARBITRADA

FEDERICO VALENZUELA BELTRÁN  
SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

SID 701  
Octubre, 2017

Las Series del Instituto de Ingeniería pueden consultarse gratuitamente desde la dirección electrónica del Instituto <http://www.ii.unam.mx> (<http://aplicaciones.iingen.unam.mx/ConsultasSPI/Buscarpublicacion.aspx>) y pueden grabarse o imprimirse en formato PDF desde cualquier computadora.

Serie  
**INVESTIGACIÓN Y  
DESARROLLO**

Publicación arbitrada

**Factores de amplificación de espectros de diseño sísmico  
para estructuras con asimetría en fluencia**

ISBN: 978-607-02-9711-3

Factores de amplificación de espectros de diseño sísmico para estructuras con asimetría en fluencia

Las Series del Instituto de Ingeniería describen los resultados de algunas de las investigaciones más relevantes de esta institución. Con frecuencia son trabajos in extenso de artículos que se publican en revistas especializadas, memorias de congresos, etc.

Cada número de estas Series se edita con la aprobación técnica del Comité Editorial del Instituto, basada en la evaluación de árbitros competentes en el tema, adscritos a instituciones del país y/o el extranjero.

Actualmente hay tres diferentes Series del Instituto de Ingeniería:

**SERIE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO**

Incluye trabajos originales sobre investigación y/o desarrollo tecnológico. Es continuación de la Serie Azul u Ordinaria, publicada por el Instituto de Ingeniería desde 1956, la cual actualmente tiene nueva presentación y admite textos en español e inglés.

**SERIE DOCENCIA**

Está dedicada a temas especializados de cursos universitarios para facilitar a estudiantes y profesores una mejor comprensión de ciertos temas importantes de los programas de estudio.

**SERIE MANUALES**

Abarca manuales útiles para resolver problemas asociados con la práctica profesional o textos que describen y explican el estado del arte o el estado de la práctica en ciertos temas. Incluye normas, manuales de diseño y de laboratorio, reglamentos, comentarios a normas y bases de datos.

Las Series del Instituto de Ingeniería pueden consultarse gratuitamente desde la dirección electrónica del Instituto (II UNAM), <http://www.ii.unam.mx> (<http://aplicaciones.ingen.unam.mx/ConsultasSPII/Buscarpublicacion.aspx>) y pueden grabarse o imprimirse en formato PDF desde cualquier computadora.

FEDERICO VALENZUELA BELTRÁN

SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

SID 701  
OCTUBRE, 2017

Publicación arbitrada

ISBN 978-607-02-9711-3

**FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE  
ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA  
ESTRUCTURAS CON ASIMETRÍA EN  
FLUENCIA**

**Federico Valenzuela Beltrán<sup>1</sup>**  
IIUNAM  
[fvalenzuelab@iingen.unam.mx](mailto:fvalenzuelab@iingen.unam.mx)

**Sonia Elda Ruiz Gómez<sup>2</sup>**  
IIUNAM  
[sruizg@iingen.unam.mx](mailto:sruizg@iingen.unam.mx)

Serie Investigación y Desarrollo 701  
Octubre 2017

---

<sup>1</sup> Candidato a doctor

<sup>2</sup> Investigadora Titular



## Resumen

En este estudio se propone y aplica una metodología basada en un análisis de confiabilidad para obtener expresiones matemáticas simplificadas que permitan estimar factores de amplificación de resistencia para el diseño de estructuras nuevas o existentes, con asimetría en fluencia. La metodología involucra el cálculo de curvas de vulnerabilidad y tasas medias anuales de excedencia de la demanda estructural de sistemas con diferentes niveles de asimetría en fluencia. Se proponen expresiones matemáticas para diferentes condiciones de suelo del valle de México. Las expresiones dependen de varios factores: la ductilidad de las estructuras, el nivel de asimetría en fluencia, su periodo fundamental de vibración y el periodo dominante del suelo. Las expresiones resultantes se compararon con las que actualmente se recomiendan en las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo* (NTCDS-2004) del *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal* (RCDF-2004), así como con las que se especifican en el *Manual de Obras Civiles: Diseño por Sismo* (MOC-2015). La validez de las expresiones propuestas se comprueba mediante un ejemplo de aplicación a un edificio regular de concreto reforzado de 9 niveles con asimetría en fluencia, ubicado en la Ciudad de México. Se utilizó una técnica de refuerzo para suministrar la resistencia lateral requerida por el edificio asimétrico en fluencia. Se verificó que la tasa anual de excedencia de la demanda de ductilidad del edificio con asimetría en fluencia, cuya resistencia lateral se amplificó con los factores propuestos en este estudio, fuese similar a la de un edificio con las mismas características pero sin asimetría en fluencia. Las expresiones matemáticas resultantes de este estudio fueron incluidas en las Secciones 2.5 (Comportamiento Asimétrico) y 10 (Estructuras Existentes) de nueva versión de las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo* (2017).

*Palabras clave:* análisis de confiabilidad; riesgo sísmico; asimetría en fluencia; análisis sísmico; factores de amplificación de resistencia

## Abstract

A reliability-based methodology to obtain simplified mathematical expressions that allow to estimate strength amplification factors for the design of new or existing structures with asymmetric yielding, is proposed and applied. The methodology involves the calculation of vulnerability curves and annual rates of exceedance of the structural demands of systems with different levels of asymmetric yielding. Mathematical expressions were proposed for different soil conditions of the valley of Mexico. The expressions depend on several factors: the ductility of the structures, their level of asymmetric yielding, their fundamental vibration period and the dominant period of the soil. The resultant expressions were compared with those currently recommended by *Complementary Technical Norms for Earthquake Resistant Design* (NTCDS) of *Mexico City Building Code* (2004), as well as to those specified by *Manual de Obras Civiles* (MOC-2015). The validity of the proposed expressions is verified through an illustrative example of a 9-story reinforced concrete building exhibiting asymmetric yielding, located in Mexico City. A reinforcement technique was used to provide the additional strength requirement for the asymmetric yielding building. It was verified that the annual rate of exceedance of the ductility demand of the asymmetric yielding building, whose lateral strength was amplified by the factors proposed in this study, were very similar to that of a building with the same characteristics but without asymmetric yielding. The resultant mathematical expressions of this study were included in the Sections 2.5 (Asymmetric Behavior) and 10 (Existing Structures) of the new version of the *Complementary Technical Norms for Earthquake Resistant Design* (2017).

*Keywords:* reliability analysis; seismic risk; asymmetric yielding; seismic analysis; strength amplification factors

# Índice

1.	Introducción .....	1
1.1	Recomendaciones de diseño de las actuales NTCDS (2004).....	3
2.	Revisión de estudios realizados en México .....	5
3.	Objetivos del presente estudio .....	7
3.1	Objetivos Generales .....	7
3.2	Objetivos particulares .....	8
4.	Metodología general.....	9
4.1	Evaluación de la Confiabilidad Estructural .....	9
4.2	Pasos Generales de la Metodología .....	10
5.	Modelos estructurales.....	13
6.	Registros sísmicos .....	17
7.	Aplicación de la metodología a modelos estructurales ubicados en la Zona C .....	27
7.1	Mediana y Desviación Estándar de los Logaritmos de las Demandas Estructurales.....	27
7.2	Curvas de Vulnerabilidad y de Peligro de Ductilidad.....	29
7.3	Espectros de Tasa de Excedencia Uniforme de Ductilidad ( $\mu$ -ETEUE) .....	31
7.4	Espectros de Resistencia .....	35
7.5	Expresiones Matemáticas Simplificadas para Obtener los Factores de Amplificación de Resistencia (FA) .....	40
8.	Influencia de las diferentes maneras de combinar los efectos sísmicos ortogonales en la estimación de los <i>FA</i> .....	43
9.	Factores de Amplificación de Resistencia para todo el valle de México.....	49
9.1	Comparación de las Expresiones Matemáticas Propuestas en este Estudio con las Especificadas en el NTCDS-2004, y en el MOC-15 .....	60
9.1.1	Especificaciones de las NTCDS-2004 y del MOC-2015 Relativas a Estructuras con Asimetría en Fluencia .....	60

9.1.2	Discusión sobre la Comparación de las Expresiones Matemáticas.....	63
10.	Ejemplo de aplicación a un edificio de C/R con asimetría en fluencia .....	67
10.1	Edificio Reforzado con Encamisado de Concreto (Edificio B) .....	70
10.2	Capacidad Lateral de los Edificios .....	71
10.3	Curvas de Peligro de Ductilidad de los Edificios.....	73
11.	Conclusiones .....	79
	Referencias.....	83
	Apéndice A .....	87
	Apéndice B .....	95

# ANEXO 4

## ARTÍCULO SOMETIDO PARA POSIBLE PUBLICACIÓN EN LA *REVISTA DE INGENIERÍA SÍSMICA*

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Terán-Gilmore, A. (2017), “Factores de amplificación de resistencia para estructuras con comportamiento asimétrico”, *artículo sometido para posible publicación en la Revista de Ingeniería Sísmica*.

# FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE RESISTENCIA PARA ESTRUCTURAS CON COMPORTAMIENTO ASIMÉTRICO

Federico Valenzuela Beltrán<sup>(1)</sup>, Sonia E. Ruiz Gómez<sup>(1)</sup>, Alfredo Reyes Salazar<sup>(2)</sup> y Amador Terán Gilmore<sup>(3)</sup>

## RESUMEN

Se presenta un criterio basado en un análisis de confiabilidad para estimar factores de amplificación de resistencia para estructuras con asimetría en fluencia. La metodología involucra el cálculo de tasas medias anuales de excedencia de la demanda estructural de sistemas con diferentes niveles de asimetría. Se proponen expresiones matemáticas simplificadas para varias condiciones del suelo del valle de México. Las expresiones dependen de la ductilidad de los sistemas estructurales, su nivel de asimetría, su periodo fundamental de vibración y el periodo dominante del suelo. Las expresiones resultantes se comparan con las recomendadas en las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo* (NTCDS-2004) del *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal* (2004), así como con las que se especifican en el *Manual de Obras Civiles: Diseño por Sismo* (2015). Finalmente, la validez de las expresiones propuestas se comprueba mediante un ejemplo de aplicación a un edificio regular de concreto reforzado de 9 niveles que exhibe asimetría en fluencia producto de un desplomo. Las expresiones aquí propuestas fueron incluidas en la nueva versión de las NTCDS-2017.

**Palabras clave:** confiabilidad estructural; asimetría en fluencia; diseño sísmico; análisis de riesgo sísmico

## STRENGTH AMPLIFICATION FACTORS FOR STRUCTURES WITH ASYMMETRIC BEHAVIOR

### ABSTRACT

A reliability-based criterion to estimate strength amplification factors for structures with asymmetric yielding is presented. The methodology involves the calculation of mean annual rates of exceedance of the structural demand of systems with different levels of asymmetric yielding. Simplified mathematical expressions are proposed for different soil conditions of the valley of Mexico. The expressions depend on several factors: the ductility of the structural systems, their level of asymmetric yielding, their fundamental vibration period and the dominant period of the soil. The resultant expressions are compared with those recommended by the *Complementary Technical Norms for Earthquake Resistant Design* (NTCDS-2004) of the *Mexico City Building Code* (2004), as well as to those specified in *Manual de Obras Civiles: Diseño por Sismo* (2015). Finally, the validity of the proposed expressions are verified by means of an illustrative example of a 9-story regular reinforced

---

<sup>1</sup> Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, Del. Coyoacán, C.P. 04510, Ciudad de México, México. E-mail: [FValenzuelaB@iingen.unam.mx](mailto:FValenzuelaB@iingen.unam.mx), [SRuizG@iingen.unam.mx](mailto:SRuizG@iingen.unam.mx).

<sup>2</sup> Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Ciudad Universitaria, Culiacán, Sinaloa, México. E-mail: [reyes@uas.edu.mx](mailto:reyes@uas.edu.mx).

<sup>3</sup> Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, Av. San Pablo No. 180, Col. Reynosa Tamaulipas, Del. Azcapotzalco, C.P. 02200, Ciudad de México, México. E-mail: [tga@correo.azc.uam.mx](mailto:tga@correo.azc.uam.mx).

concrete building exhibiting asymmetric yielding produced by tilting. The expressions proposed here were included in the new version of the NTCDS-2017.

**Keywords:** structural reliability; asymmetric yielding; seismic design; seismic risk analysis

## INTRODUCCIÓN

El valle de México se compone de distintos tipos de suelo, que van desde suelo firme hasta suelo muy blando. Las estructuras desplantadas en suelos blandos son las que generalmente presentan mayores problemas estructurales. Una de esas complicaciones es que las edificaciones pueden sufrir inclinación debido a asentamientos diferenciales, lo que conduce a tener un comportamiento asimétrico en fluencia; es decir, que la estructura presenta diferentes resistencias de fluencia en los dos sentidos de una dirección de análisis. Las estructuras simétricas en fluencia tienden a oscilar alrededor de su posición no deformada cuando se ven sujetas a excitaciones sísmicas, y sus demandas de deformación plástica tienen a contrarrestarse entre ellas. Por otro lado, las estructuras con asimetría en fluencia tienden a acumular las demandas de deformación plástica en su dirección más débil, es decir, que desarrollan direcciones “fuerte” y “débil”. Existen varias razones por la que una estructura tiene resistencias de fluencia diferentes en direcciones opuestas, por ejemplo: asimetría en las cargas verticales, estructuras con fachadas inclinadas, estructuras con elementos estructurales que respondan de manera diferente en cada sentido de la excitación sísmica, presencia de mezzanines, desplomo de la construcción, etc. (ver Figs. 1a, 1b y 1c). Este comportamiento, que en lo sucesivo se llama “asimetría en fluencia” o “comportamiento asimétrico” puede afectar significativamente el desempeño sísmico de las edificaciones, especialmente cuando se ven sujetas a movimientos sísmicos intensos de larga duración, como los que se presentan en el suelo blando del valle de México.

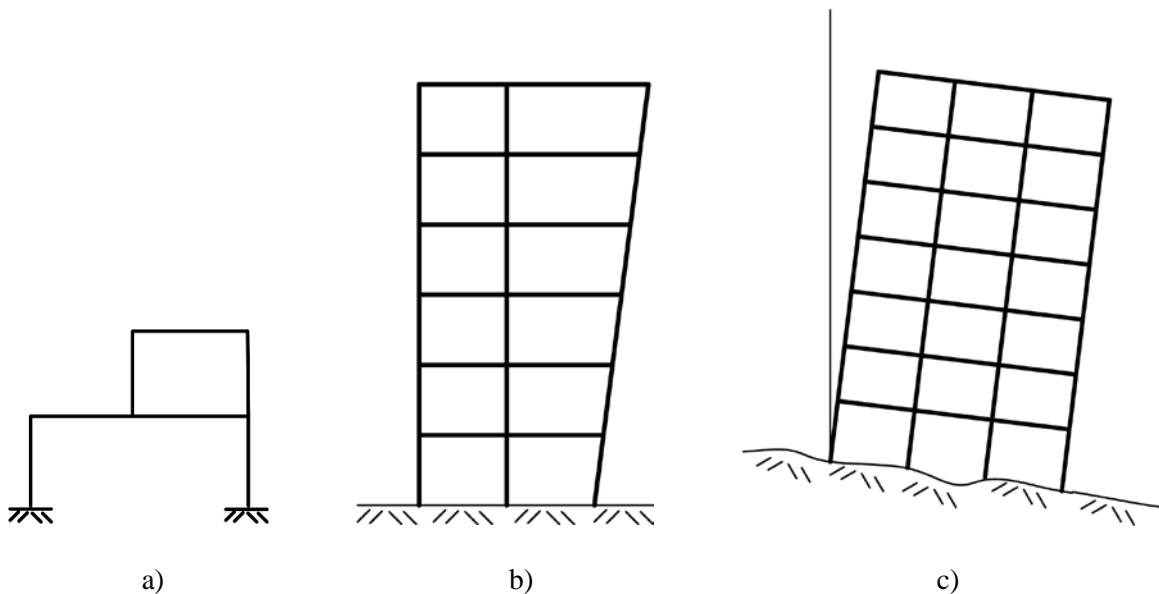


Fig. 1. Algunos ejemplos de estructuras con asimetría en fluencia: a) asimetría en cargas verticales, b) estructuras con fachadas inclinadas, c) estructuras con desplomo.

Existen varias soluciones para mejorar el comportamiento deficiente de un edificio con asimetría en fluencia sujeto a movimientos sísmicos intensos. La solución depende de cada problema particular. Algunas

soluciones pueden ser de tipo geotécnico, otras de tipo estructural (reforzando la estructura), o bien combinando ambos tipos de soluciones (García Jarque, 2016; Camba, 2016; comunicación personal).

El presente estudio se enfoca en soluciones exclusivamente del tipo estructural. Bajo ese enfoque, una estructura que exhibe un comportamiento asimétrico en fluencia se debe diseñar para fuerzas sísmicas más grandes que una estructura con las mismas características, pero sin asimetría en fluencia. Lo anterior lleva a la necesidad de contar con *factores de amplificación de resistencia (FA)* del espectro de diseño con el objetivo de que la estructura con asimetría en fluencia presente una *confiabilidad* similar a la de su contraparte simétrica.

Los códigos de diseño futuros estarán orientados no solo a garantizar un desempeño sísmico satisfactorio, sino niveles adecuados de confiabilidad estructural, lo que permitirá a los ingenieros estructurales diseñar para un riesgo pre-establecido en las estructuras. El presente trabajo se enfoca desde ese punto de vista. En la primera parte se proponen expresiones matemáticas sobre *factores de amplificación de resistencia* del espectro de diseño sísmico para el diseño o el refuerzo de estructuras con asimetría en fluencia, de manera que las estructuras con asimetría (cuya resistencia lateral se amplificó con los factores propuestos en este estudio) presenten una tasa media anual de excedencia de su demanda estructural similar a la que tendrían las estructuras si no presentaran asimetría en fluencia. En la segunda parte se presenta un ejemplo ilustrativo de un edificio de 9 niveles que exhibe asimetría en fluencia producto de un desplomo, en donde se emplean las expresiones propuestas.

## REVISIÓN DE LINEAMIENTOS DE DISEÑO EN MÉXICO

Como antecedente, en lo que sigue se mencionan las recomendaciones sobre el diseño y refuerzo de estructuras con asimetría en fluencia que se especifican: a) en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2004) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004), y b) en el Manual de Obras Civiles - Diseño por Sismo (MOC-2015) de la Comisión Federal de Electricidad.

### a) Especificaciones de las NTCDS-2004

Los procedimientos de diseño del refuerzo de estructuras con asimetría en fluencia que recomiendan las NTCDS-2004 del RCDF-2004 se basan en estudios breves y en juicio ingenieril. Tales procedimientos fueron establecidos en 1987, y no consideran el efecto de factores importantes en el desempeño sísmico de estructuras con asimetría en fluencia, que en algunos casos pueden llevar a situaciones del lado de la inseguridad. La Sección 8.8 de las NTCDS-2004 titulada “*Comportamiento asimétrico*” especifica lo siguiente:

*“En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza–deformación difieran en sentidos opuestos, se dividirán los factores de resistencia que corresponden según las Normas respectivas, en tre el siguiente valor:*

$$1+2.5dQ \tag{1}$$

*donde Q es el factor de comportamiento sísmico, d es la diferencia en los valores de  $a/Q'$ , expresados como fracción de la gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de la estructura en uno y otro sentido de la dirección de análisis, a es la ordenada del espectro de diseño como fracción de la gravedad y  $Q'$  es factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural”.*



Para estructuras que exhiban asimetría en fluencia producto de un desplomo, las NTCDS-2004 en su Sección 11 titulada “Estructuras existentes” recomiendan lo siguiente:

“Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplomo de la construcción excede de 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por  $1+10f$  cuando se use el método simplificado de análisis sísmico, o por  $1+5Qf$  cuando se use el estático o el dinámico modal, siendo  $f$  el desplomo de la construcción dividido entre su altura. Si se emplea el método dinámico de análisis paso a paso se hará consideración explícita de la inclinación”.

b) Especificaciones del MOC-2015

Los lineamientos del MOC-2015 para estructuras con comportamiento asimétrico, se derivaron usando un criterio de daño constante mediante el índice de daño de Park y Ang (Terán y Arroyo, 2005). Los lineamientos no consideran sistemas estructurales ubicados en suelos con periodos dominantes mayores a 2 s. En el MOC-2015 se recomienda lo siguiente:

“En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza-deformación difieran en sentidos opuestos se dividirán los factores de resistencia correspondientes entre el factor  $A_{ca}(T_{e0})$ , siendo para terrenos Tipo I”:

$$A_{ca}(T_{e0}) = 1 + d \left( 1 + \frac{k_1 T_{e0}^{k_2}}{k_3 + T_{e0}^{k_2}} \right) \quad (2)$$

y para terreno blando (Tipo II y III):

$$A_{ca}(T_{e0}) = 1 + d \left[ 1 + \frac{k_1 \left( \frac{T_{e0}}{T_s} \right)^{k_2}}{k_3 + \left| \frac{T_{e0}}{T_s} - 1 \right|} \right] \quad (3)$$

donde:

$A_{ca}(T_{e0})$ : factor de amplificación por comportamiento asimétrico

$T_{e0}$ : periodo fundamental de la estructura

$T_s$ : periodo dominante del terreno

$d$ : es la diferencia entre el valor de la relación  $a(T_{e0}, \beta) / [Q'(T_{e0}, Q)R(T_{e0}, R_0)\rho]$  o  $a(T_{e0}, \beta)A_{ca}(T_{e0}) / [Q'(T_{e0}, Q)R(T_{e0}, R_0)\rho]$  según sea el caso, que causarían la falla o la fluencia plástica de la construcción en uno y otro sentido, expresados como fracción de la gravedad, en donde el factor de amortiguamiento,  $\beta(T_{e0}, \xi_e)$ , se evalúa en  $T_{e0}$ ;  $a(T_{e0}, \beta)$  es la ordenada espectral normalizada,  $Q'(T_{e0}, Q)$  es el factor reductor por ductilidad,  $R(T_{e0}, R_0)$  es el factor reductor por sobre-resistencia,  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico,  $\rho$  es el factor por redundancia y  $A_{ca}(T_{e0})$  es el factor de amplificación por comportamiento histerético degradante

$k_1, k_2, k_3$ : son parámetros que dependen del tipo de terreno y del comportamiento histerético supuesto para el sistema estructural y cuyos valores se proporcionan en la Tabla 1”

Tabla 1. Valores de los parámetros  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$

Tipo de Terreno	Comportamiento	$k_1$	$k_2$	$k_3$
Blando (Tipo II y III)	Elastoplástico	1.7 - 2.9d	0.6	0.2
	Degradante	4.2 - 8.6d	1.5	0.6
Firme o roca (Tipo I)	Elastoplástico	0.25 - 0.1d	0.6	0.2
	Degradante	1	1.5	0.6

## ESTUDIOS REALIZADOS EN MÉXICO Y OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

Algunas expresiones matemáticas para obtener factores que permitan amplificar la resistencia lateral de diseño de estructuras con asimetría en fluencia se introdujeron por primera vez en el RCDF en 1987; desde entonces varios investigadores mexicanos han estudiado este tema. Ruiz *et al.* (1989), usando sistemas de un grado de libertad (S1GL) con comportamiento histerético bilineal, encontraron que las demandas de ductilidad de sistemas con asimetría en fluencia sometidos a la acción de sismos de banda angosta tienden a ser mucho mayores que las correspondientes a estructuras simétricas, y propusieron expresiones para considerar dicho incremento en la demanda de ductilidad. Ruiz y Rosas (1990) dedujeron una expresión para calcular el factor esperado de amplificación de las fuerzas sísmicas de diseño para tomar en cuenta la asimetría en fluencia de las estructuras; concluyeron que la expresión obtenida era más conservadora que los requerimientos incluidos en las NTCDS del RCDF-1987, y sugirieron que era necesaria una modificación a las normas. Ruiz (1991) estudió la influencia de la duración del movimiento sísmico en la respuesta de estructuras con asimetría en fluencia. Terán-Gilmore *et al.* (2000) estudiaron la respuesta dinámica de S1GL con asimetría en fluencia diseñados con los requerimientos del RCDF, concluyeron que para el diseño de estructuras con asimetría en fluencia era necesario tomar en cuenta factores como el comportamiento histerético y la resistencia lateral de la estructura, el contenido de frecuencias y la duración de la excitación sísmica. Terán y Arroyo (2005) a través del estudio de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto y comportamientos histeréticos con diferentes niveles de degradación, propusieron expresiones para estimar un factor de amplificación de resistencia para el diseño de estructuras sismo-resistentes con asimetría en fluencia; en su estudio emplean tres conjuntos de acelerogramas artificiales basados en las características estadísticas de tres movimientos sísmicos correspondientes a registros obtenidos en terrenos firme, intermedio y blando. Terán Gilmore y Ruiz Martínez (2006) aplicaron las expresiones propuestas por Terán y Arroyo (2005) a un edificio de varios niveles y crujiás, con asimetría en fluencia, y alternativamente sin esta, concluyeron que dichas expresiones pueden aplicarse para la evaluación y diseño de estructuras sismo-resistentes complejas, asimismo mencionan que para los casos que ellos analizaron, los efectos  $P-\Delta$  no tienen una influencia de importancia en el desempeño sísmico de dichas edificaciones.

A pesar de las importantes contribuciones mencionadas en el párrafo anterior acerca de estudios realizados sobre estructuras con asimetría en fluencia en el valle de México, todos ellos se han limitado a análisis estadísticos de S1GL sujetos a análisis sísmicos unidireccionales; además, los factores de amplificación de resistencia propuestos corresponden solo a algunos sitios del valle de México. La consideración explícita del nivel de asimetría, la influencia de dos componentes ortogonales de los movimientos sísmicos, y los niveles de confiabilidad implícitos en la estimación de los factores de amplificación de resistencia, no ha sido estudiada hasta la fecha. El presente estudio se enfoca desde el punto de vista de análisis de riesgo sísmico y se consideran algunos de los aspectos mencionados; además, se estudian suelos con diferentes características del valle de México.

Los principales objetivos de esta investigación son los siguientes: 1) aplicar una metodología basada en un análisis de confiabilidad para estimar factores de amplificación de resistencia para estructuras con asimetría en fluencia, 2) proponer expresiones matemáticas simplificadas para ese propósito, correspondientes a zonas con diferentes condiciones de suelo del valle de México, 3) proponer al Comité Revisor de las NTCDS que las expresiones matemáticas se integren en la nueva versión (2017) de las normas, y 3) verificar la validez de las expresiones propuestas mediante un ejemplo de aplicación a un edificio de concreto reforzado de varios niveles y crujeas ubicado en la Ciudad de México.

## METODOLOGÍA

### Evaluación de la confiabilidad estructural

Uno de los principales objetivos de la *Ingeniería Sísmica* es estimar los niveles de confiabilidad en las estructuras considerando las posibles intensidades de los temblores que pueden ocurrir en un sitio, durante un intervalo dado de tiempo. En los lineamientos de diseño sísmico existen varios formatos basados en confiabilidad (Ruiz, 2006), por ejemplo: a) semi-probabilístico (Rosenblueth, 1972), b) primer orden y segundos momentos (FOSM) (Cornell, 1969; Hao *et al.*, 2013), c) diseño por factores de carga y resistencia (LRF) (Galambos y Ravindra, 1973; Basha y Babu, 2014), d) los basados en un *análisis de riesgo sísmico* (Cornell, 1996; Cornell *et al.*, 2002; Montiel y Ruiz, 2007; Baker y Gupta, 2016; Bradley *et al.*, 2015) y e) los basados en optimización (Frangopol, 1985; Esteva, 1980; Miller y Baker, 2015). En el presente estudio, la confiabilidad estructural se evalúa por medio de un *análisis de riesgo sísmico*. Usando este análisis, la confiabilidad sísmica de las estructuras se puede estimar combinando las relaciones entre las intensidades de los movimientos sísmicos y la respuesta estructural por medio de modelos de peligro sísmico (Cornell, 1968; Esteva, 1968; Bazzurro y Cornell, 1994; Cornell y Krawinkler, 2000; Deierlein, 2004). Las medidas de intensidad escalares ( $MI$ ), como la aceleración espectral en el periodo fundamental de vibración de la estructura ( $S_a(T_1)$ ), se usan frecuentemente para establecer la relación entre el peligro sísmico y la respuesta estructural. Se han propuesto enfoques para estimar la confiabilidad estructural que no se basan en  $MI$  escalares sino en vectoriales (Han y Wen, 1997; Bazzurro *et al.*, 1998; Jalayer *et al.*, 2004; Bojórquez *et al.*, 2012); sin embargo, estas están fuera del alcance de este estudio.

El objetivo de un *análisis de peligro sísmico* es estimar la probabilidad condicional de exceder un cierto nivel de un *Parámetro de Demanda Estructural (PDE)* para un nivel dado de  $MI$ , el cual se puede combinar con la curva de peligro sísmico asociada al sitio en estudio,  $v_{MI}$ , y al periodo fundamental de vibración del sistema estructural; esto con el fin de estimar la tasa media anual de excedencia,  $v$ , de un valor particular de  $PDE$ , correspondiente a una intensidad  $y$ ,  $v_{EDP}(y)$ , de la siguiente manera (Esteva, 1968; Cornell, 1968):

$$v_{PDE}(y) = \int_{MI} \left| \frac{dv_{MI}(mi)}{d(mi)} \right| P(PDE > y | MI = mi) d(mi) \quad (4)$$

donde  $P(PDE > y | MI = mi)$  es la probabilidad condicional que  $PDE > y$ , para una  $MI = mi$ .  $\left| \frac{dv_{MI}(mi)}{d(mi)} \right|$  es el valor absoluto de la derivada de la curva de peligro sísmico asociada al sitio donde se localiza la estructura y a su periodo fundamental de vibración ( $T_1$ ).

En el presente estudio, la aceleración espectral en el periodo fundamental de vibración, como fracción de la gravedad ( $S_a(g)$ ), así como la demanda global de ductilidad ( $\mu$ ) de las estructuras se seleccionan como  $MI$  y  $PDE$ , respectivamente.

## Proceso de análisis

Los pasos a seguir en la metodología son los siguientes:

- 1) Se estima la respuesta sísmica de varios sistemas estructurales simplificados con diferentes características de coeficiente sísmico ( $c$ ), nivel de asimetría ( $\alpha$ ), y periodo de vibración ( $T_1$ ). Para ello se realiza un gran número de análisis no lineales paso a paso con el objetivo de obtener las demandas estructurales en función de la intensidad sísmica.
- 2) Una vez obtenida la demanda estructural en función de la intensidad, se calculan la mediana ( $D$ ) y la desviación estándar de sus logaritmos ( $\sigma_{\ln D}$ ).
- 3) Se obtienen *curvas de vulnerabilidad* usando la Ec. (5):

$$P(PDE > y | MI = mi) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(y/D)}{\sigma_{\ln D}}\right) \quad (5)$$

donde todas las variables se han definido previamente, y  $\Phi$  representa la función de probabilidad acumulada Gaussiana.

- 4) Se calculan *curvas de peligro de ductilidad (CPD)* usando la Ec. (4) para sistemas estructurales simétricos, y alternativamente, para sistemas con diferentes niveles de asimetría en fluencia.
- 5) Con base en las *curvas de peligro de ductilidad* correspondientes a un gran número de sistemas estructurales con diferentes características, se obtienen *espectros de tasa de excedencia uniforme de ductilidad ( $\mu$ -E TEU)* correspondientes a varios valores de tasa media anual de excedencia. Con el objetivo de mostrar explícitamente el incremento en la demanda de ductilidad esperada de sistemas con asimetría en fluencia con respecto a sistemas simétricos, se calculan cocientes entre los  $\mu$ -E TEU correspondientes a sistemas con asimetría en fluencia con respecto a los asociados a sistemas simétricos.
- 6) En el siguiente paso se obtienen espectros de resistencia ( $ER$ ) para sistemas estructurales tanto simétricos como asimétricos en fluencia. Los  $ER$  se calculan a partir de los  $\mu$ -E TEU usando un proceso de interpolación lineal (los detalles de este proceso de interpolación se pueden consultar en Valenzuela-Beltrán *et al.*, 2016).
- 7) Con la finalidad de cuantificar la resistencia lateral adicional de sistemas con asimetría en fluencia de manera que se logre una confiabilidad estructural y un desempeño sísmico equivalentes a sus contrapartes simétricos, se calculan relaciones entre los  $ER$  de sistemas estructurales con diferentes niveles de asimetría en fluencia con respecto a sistemas simétricos, como sigue:

$$R_{ER} = \frac{c[ER(T_1, \nu, \mu, \alpha)]}{c[ER(T_1, \nu, \mu, \alpha=0)]} \quad (6)$$

- 8) Se ajusta una expresión matemática simplificada a las relaciones entre los  $ER$  obtenidos en el paso 7), para ello se usa el método de *mínimos cuadrados*. La expresión propuesta resulta función del nivel de asimetría de los sistemas, de la relación entre su periodo fundamental de vibración con respecto al periodo dominante del suelo, y de la demanda de ductilidad de los sistemas. Las expresiones matemáticas resultantes se comparan con las que se recomiendan en las NTCDS-2004 y el MOC-15.

- 9) Se repiten los pasos 1) a 8) para varias zonas del valle de México con diferentes periodos dominantes (abarcando desde suelo firme hasta suelo muy blando). Las expresiones matemáticas resultantes para cada zona se comparan entre sí para evaluar la influencia del periodo dominante del suelo en los factores de amplificación de resistencia. A partir de lo anterior, se establecen reglas generales para toda la región (en este caso para todo el valle de México).
- 10) Finalmente, se verifica la aplicabilidad de las expresiones matemáticas propuestas mediante un ejemplo de aplicación a un edificio de concreto reforzado que exhibe asimetría en fluencia.

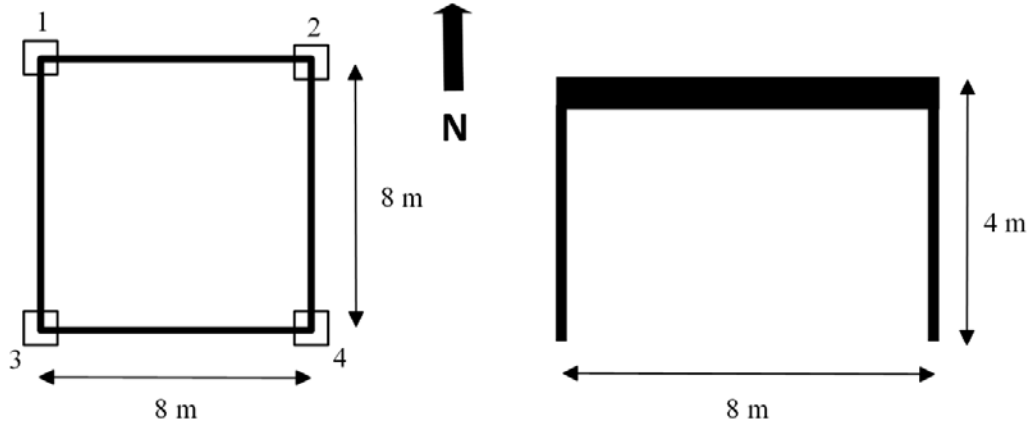
## MODELOS ESTRUCTURALES

Los modelos estructurales simplificados que se usan en este estudio son modelos tridimensionales que presentan solamente un grado de libertad traslacional en cada dirección ortogonal (N-S y E-O), como se muestra en la Fig. 2. Los sistemas estructurales se consideran simétricos tanto en resistencia como en geometría. Toda la masa de los sistemas se concentra en la losa. El comportamiento histerético de los elementos estructurales se modela como elasto-plástico perfecto. Aunque se reconoce que algunas estructuras pueden presentar comportamiento estructural con degradación de rigidez y de resistencia, este efecto queda fuera del alcance del presente estudio. Se debe notar que los modelos estructurales usados en este estudio no son estrictamente sistemas de un grado de libertad (S1GL) ya que se pueden desarrollar fuerzas axiales en las columnas ante la acción de la excitación sísmica. El parámetro que cuantifica el nivel de asimetría en fluencia en los sistemas estructurales se denota como  $\alpha$ , y se define como el desplomo del sistema estructural ( $\delta$ ) en una dirección (producto de un asentamiento diferencial en solo dos columnas, por ejemplo, en las columnas 2 y 4 de la Fig. 2a) dividido entre su altura ( $L$ ), como se indica en la Fig. 2b ( $\alpha = \delta/L$ ).

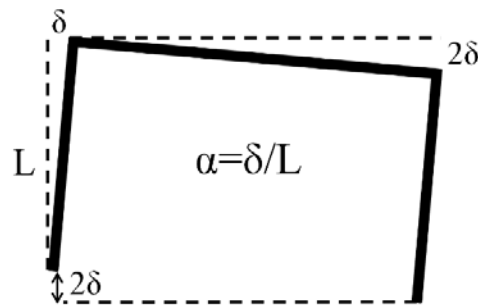
Es importante mencionar que el parámetro  $\alpha$  que cuantifica el nivel de asimetría que se considera en este estudio es equivalente al que se ha definido en los trabajos de Ruiz *et al.* (1989) y Terán y Arroyo (2005), y los resultados son válidos para cualquier causa que provoque un comportamiento de asimetría en fluencia (ver Fig. 1). La suposición anterior es válida solamente para sistemas estructurales en los cuales los efectos P- $\Delta$  no sean importantes. Es decir, el parámetro  $\alpha$  también puede definirse como (ver Fig. 3):

$$\alpha_{sd} = \frac{V_y^- - V_y^+}{2W} \quad (7)$$

donde  $V_y^-$  y  $V_y^+$  son los cortantes basales de fluencia en las direcciones fuerte y débil de la estructura, respectivamente;  $W$  es el peso total de la estructura a nivel de desplante y  $\alpha_{sd}$  es el parámetro de asimetría para una estructura sin desplomo.



a) Planta y elevación



b) definición del parámetro  $\alpha$

Fig. 2. Características de los modelos estructurales usados en este estudio.

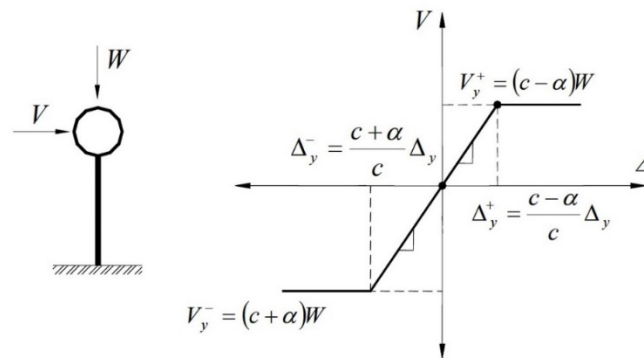


Fig. 3. Modelo de un grado de libertad sin desplomo y con asimetría en fluencia (Terán y Arroyo, 2005).

Cuando una estructura se somete a una deformación lateral monótonicamente creciente, el endurecimiento por deformación de sus elementos estructurales y el hecho de que no todos fluyen al mismo tiempo, produce un pendiente post-elástica positiva cuando no se consideran los efectos de segundo orden (P- $\Delta$ ); sin embargo, cuando se consideran dichos efectos, los momentos secundarios producidos por las cargas gravitatorias tienden a contrarrestar la fluencia gradual y el endurecimiento por deformación, lo que resulta en una pendiente post-elástica cercana a cero para deformaciones en el rango de interés (Terán-

Gilmore *et al.*, 2000). En el presente estudio los efectos P- $\Delta$  se consideran implícitamente asignando una pendiente post-elástica igual a cero en el modelo hysterético de los elementos estructurales. Es importante mencionar que esta suposición es válida solamente para edificios que exhiban efectos P- $\Delta$  moderados. El estudio de estructuras con efectos P- $\Delta$  excesivos que pueden producir una pendiente post-elástica negativa está fuera del alcance de este estudio.

## ZONAS SÍSMICAS ANALIZADAS

Con el objetivo de proponer expresiones matemáticas simplificadas para varias condiciones de suelo del valle de México, este se dividió en 7 zonas de acuerdo con su periodo dominante, como se resume en la Tabla 2. Para ello, se seleccionaron decenas de movimientos sísmicos registrados en diferentes estaciones del valle de México, cuyas principales características se pueden consultar en Castillo y Ruiz (2014). Los registros corresponden a eventos de subducción con magnitud mayor o igual a 6.9 ( $M \geq 6.9$ ). Se puede observar en la Tabla 2 que el periodo dominante de las zonas seleccionadas varía desde aproximadamente 0.5 s para la Zona A (suelo firme) hasta alrededor de 3.5 s para la zona G (suelo muy blando). El periodo dominante de una determinada zona se define como el periodo donde el espectro *promedio* elástico de pseudo-aceleración alcanza su valor máximo. En la Fig. 4 se presentan los espectros elásticos de pseudo-aceleración para la componente E-O de las 7 zonas consideradas, incluyendo el espectro promedio obtenido para cada zona, el cual se representa con una línea gruesa. Los espectros se construyeron considerando el 5% del amortiguamiento crítico.

Tabla 2. Clasificación del valle de México de acuerdo al periodo dominante del suelo (Castillo y Ruiz, 2014)

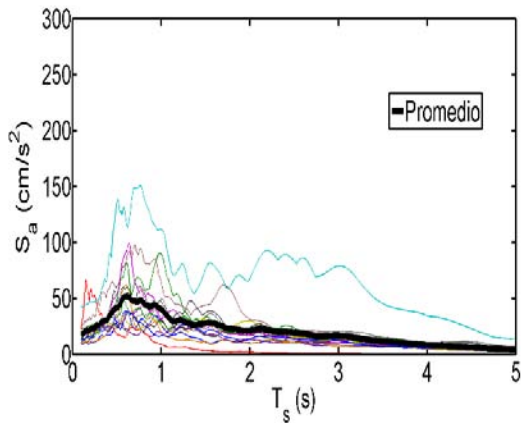
Zona	Intervalo de periodos (s)	Periodo dominante promedio $T_s$ (s)
A	$T_s \leq 0.5$	0.62
B	$0.5 < T_s \leq 1.0$	0.96
C	$1.0 < T_s \leq 1.5$	1.41
D	$1.5 < T_s \leq 2.0$	1.98
E	$2.0 < T_s \leq 2.5$	2.45
F	$2.5 < T_s \leq 3.0$	2.98
G	$3.0 < T_s \leq 4.0$	3.61

En la Fig. 4 se puede observar que para las Zonas A y B, las formas espectrales no están claramente definidas alrededor de un solo periodo de vibración; por otra parte, se observa que para las zonas C a G, los picos espectrales están agrupados alrededor del periodo dominante del suelo. El cambio en las formas espectrales se puede atribuir a los efectos de la fuente como la magnitud y el contenido de frecuencias, así como al periodo dominante del suelo.

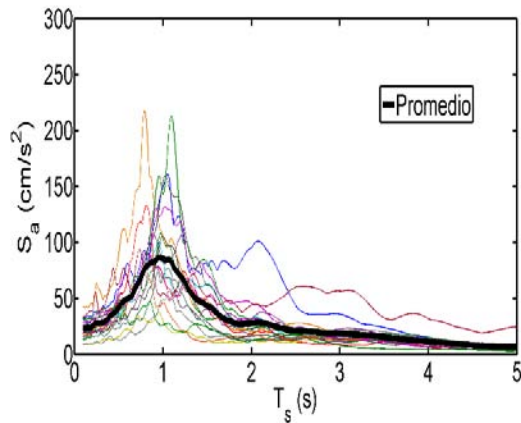
En el presente estudio las componentes *E-O* y *N-S* de los registros sísmicos se escalan en términos de la aceleración espectral en el periodo fundamental de la vibración de la estructura, usando la *media cuadrática*, de la siguiente manera:

$$S_a = \sqrt{\frac{S_{aEO}^2 + S_{aNS}^2}{2}} \quad (8)$$

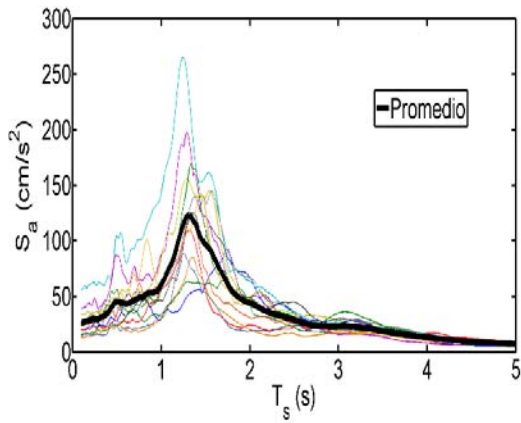
donde  $S_{aEO}$  y  $S_{aNS}$  son las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración asociadas al periodo fundamental de vibración del sistema estructural para 5% del amortiguamiento crítico, correspondientes a las componentes  $E-O$  y  $N-S$ , respectivamente. Los registros sísmicos se escalaron para valores de  $S_a/g$  entre 0.1 y 1.4.



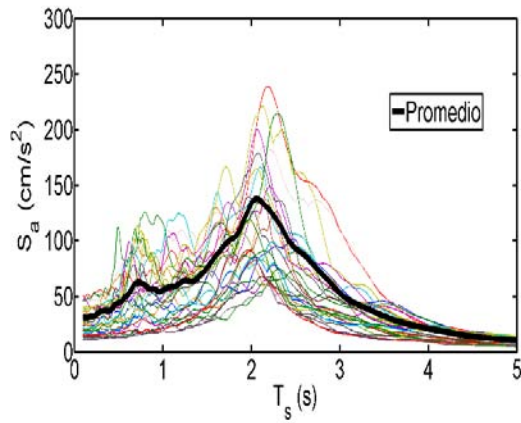
a) Zona A



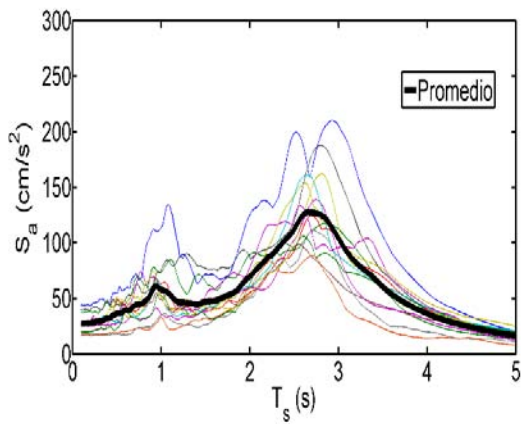
b) Zona B



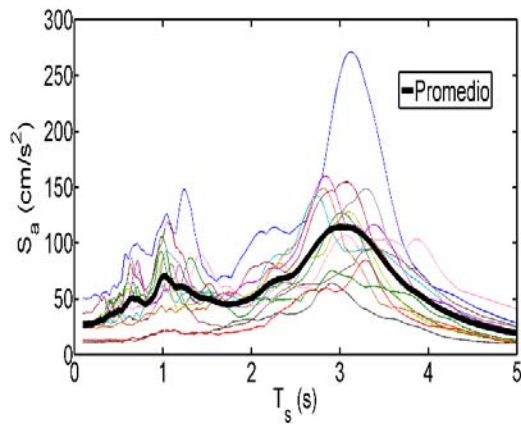
c) Zona C



d) Zona D



e) Zona E



f) Zona F



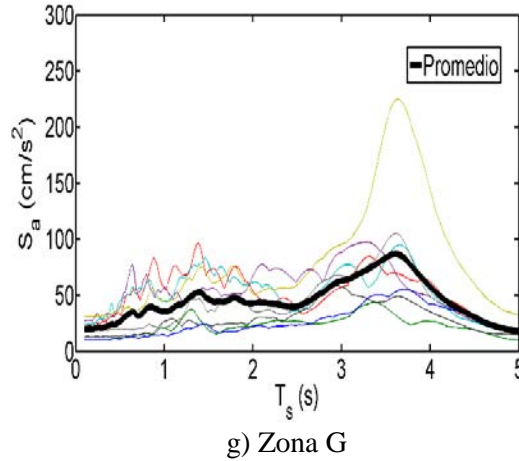


Fig. 4. Espectros de respuesta elásticos de pseudo-aceleración para 5 % de amortiguamiento crítico, correspondientes a la componente E-O de los registros sísmicos.

### EXPRESIONES MATEMÁTICAS PARA ESTIMAR FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE RESISTENCIA CORRESPONDIENTES AL VALLE DE MÉXICO

Como se mencionó anteriormente, la demanda global de ductilidad de los sistemas se toma como el *parámetro de demanda estructural (PDE)* de interés. Primeramente, se obtiene la demanda de ductilidad de los sistemas en las direcciones *E-O* y *N-S* ( $\mu_X, \mu_Y$ ), considerando la acción simultánea de las dos componentes horizontales de los registros sísmicos. Para ello, se divide el máximo desplazamiento horizontal del centro de masas de los sistemas estructurales en cada una de las direcciones horizontales ( $d_X, d_Y$ ) entre el desplazamiento de fluencia,  $d_y$ , el cual se estima por medio de un análisis estático no lineal (“*pushover*”). La demanda global de ductilidad de los sistemas se toma como el mayor de los valores calculados en cada una de las dos direcciones horizontales, como se indica en la Ec. 9:

$$\mu = \max(\mu_X, \mu_Y) \quad (9)$$

donde  $\mu_X$  y  $\mu_Y$  representan a las demandas de ductilidad calculadas en las direcciones *X* (E-O) y *Y* (N-S), respectivamente.

Con el fin de ilustrar la metodología, esta se aplicará primeramente a una sola zona (*Zona C*; correspondiente a  $1 \text{ s} \leq T_s < 1.5 \text{ s}$ ), y posteriormente, se ampliará a todas las zonas del valle de México que se listan en la Tabla 2.

#### Curvas de vulnerabilidad y de peligro de ductilidad

Con el fin de obtener la mediana y la desviación estándar de los logaritmos de las demandas de ductilidad se realizan cientos de análisis sísmicos “paso a paso” no lineales, usando el programa Ruaumoko3D (Carr, 2007). Los sistemas se analizan considerando diferentes características de coeficiente sísmico ( $c$ ), periodo de vibración ( $T_1$ ), y nivel de asimetría ( $\alpha$ ). Posteriormente, se obtienen curvas de vulnerabilidad y de peligro de ductilidad (*CPD*) usando las Ecs. 5 y 4, respectivamente. Las curvas se calcularon para un amplio intervalo de valores de  $c$ ,  $T_1$  y  $\alpha$ ; sin embargo, debido a que las observaciones generales son similares para la mayoría de los casos, la discusión se presenta solamente para un sistema

estructural con las siguientes características:  $c = 0.35$ ,  $T_1 = 1.4$  s considerando diferentes valores de  $\alpha$ . La Fig. 5 muestra las curvas de vulnerabilidad obtenidas para el sistema estructural con las características mencionadas y para valores de demanda de ductilidad de 2, 3 y 4. Las curvas se presentan para la versión simétrica del sistema (Fig. 5a) y para una versión con asimetría en fluencia caracterizada por  $\alpha = 0.02$  (Fig. 5b). Se observa que la probabilidad de excedencia de un determinado valor de la demanda de ductilidad es mayor conforme el nivel de asimetría en fluencia del sistema aumenta. Por ejemplo, de la Fig. 5a (sistema simétrico), la probabilidad de excedencia para  $\mu = 4$  es prácticamente cero para cualquier valor de la intensidad sísmica; por otra parte, para el sistema con asimetría en fluencia (Fig. 5b), la probabilidad de excedencia del mismo valor de ductilidad es aproximadamente de 50% para una intensidad sísmica de 0.90g. Estos resultados indican que los sistemas con asimetría en fluencia exhiben un desempeño sísmico inferior (en términos de la demanda global de ductilidad) que sistemas simétricos con las mismas características.

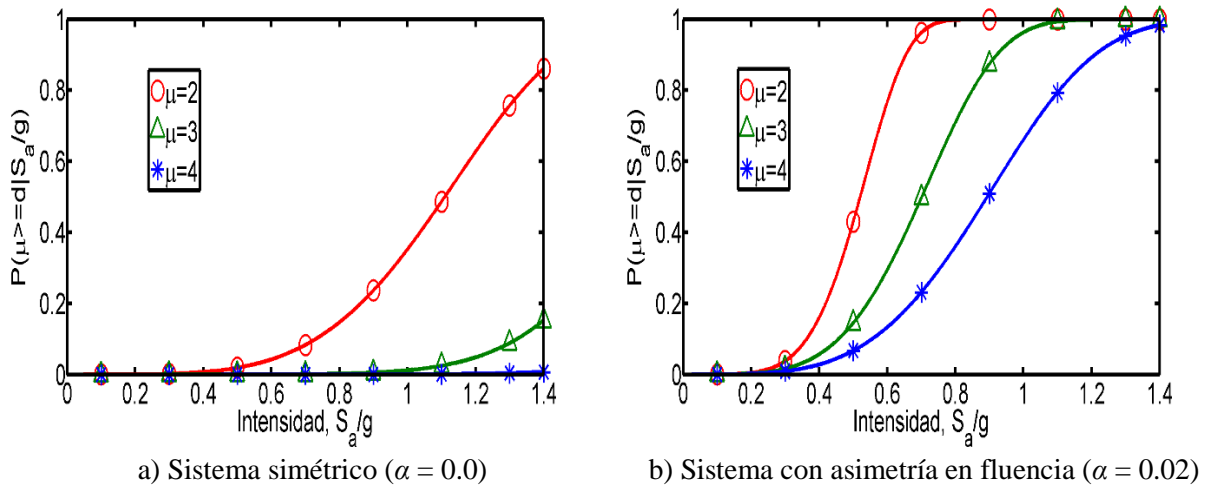


Fig. 5. Curvas de vulnerabilidad para sistemas con diferentes niveles de asimetría en fluencia.

Las Figs. 6a y 6b muestran las *CPD* para sistemas con diferentes valores de  $\alpha$ . Las *CPD* representan la demanda de ductilidad esperada de los sistemas correspondiente a un valor dado de la *tasa media anual de excedencia* ( $\nu$ ). La Fig. 6a corresponde a un sistema con  $T_1 = 1.4$  s (que es muy cercano al periodo dominante del suelo de la zona considerada;  $T_s \approx 1.5$  s), y la Fig. 6b corresponde a un sistema con  $T_1 = 2.4$  s (el cual está alejado del periodo dominante del suelo). Ambos sistemas estructurales tienen una resistencia lateral caracterizada por  $c = 0.35$ . En las figuras se puede observar que, para un valor dado de la tasa anual de excedencia, la demanda de ductilidad esperada se incrementa conforme aumenta el nivel de asimetría en fluencia de los sistemas. Este incremento es más significativo para sistemas con periodo de vibración cercano al periodo dominante del suelo. Por ejemplo, para el sistema con  $T_1 = 1.4$  s (Fig. 6a), y para valores de la tasa anual de excedencia de 0.008, 0.004, 0.002, y 0.001 (correspondientes a periodos de retorno  $T_r = 125, 250, 500, \text{ y } 1000$  años, respectivamente), las demandas de ductilidad esperada de sistemas con asimetría en fluencia son mucho mayores a las correspondientes a sistemas simétricos. Por otra parte, para sistemas con periodo de vibración alejado del periodo dominante del suelo (Fig. 6b), hay poca diferencia en la demanda de ductilidad esperada para todos los valores de  $\nu$  considerados. Los resultados anteriores indican que el efecto de la asimetría en fluencia tiene mucha mayor influencia para sistemas con periodos de vibración cercanos al periodo dominante del suelo, y tal efecto es mucho menor para sistemas con periodos de vibración alejados de este.

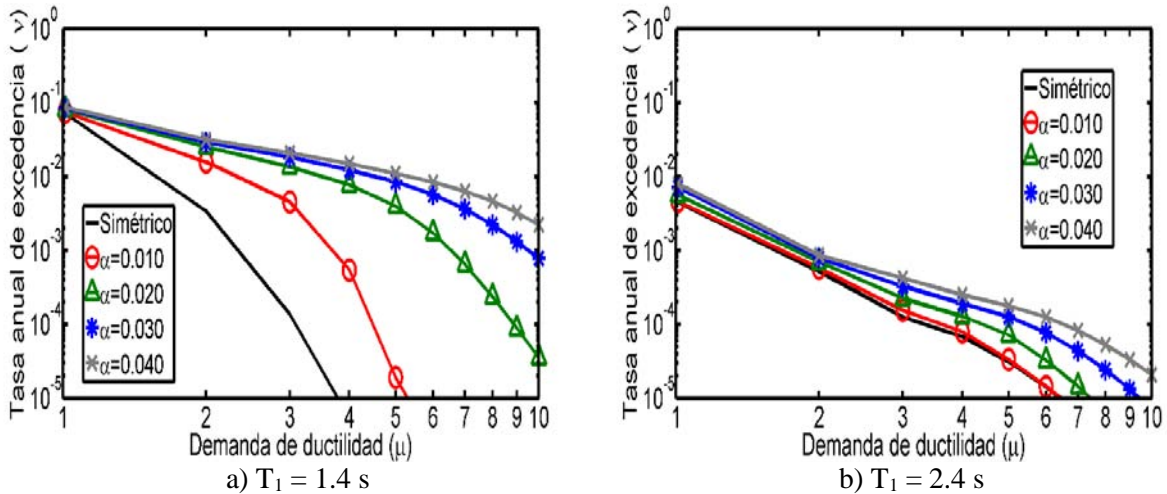


Fig. 6. Curvas de peligro de ductilidad para sistemas estructurales con diferentes periodos de vibración.

### Espectros de tasa de excedencia uniforme de ductilidad ( $\mu$ -ETEUE)

Una vez obtenidas las curvas de peligro de ductilidad para sistemas con diferentes valores de  $c$ ,  $T_1$  y  $\alpha$ , el siguiente paso es obtener, a partir de estas curvas, los espectros de tasa de excedencia uniforme de ductilidad correspondientes a valores dados de tasa anual de excedencia. A partir de este tipo de gráficas se puede deducir de manera cuantitativa el incremento en la demanda de ductilidad esperada de sistemas con asimetría en fluencia con respecto a sistemas simétricos y, además, la influencia de la resistencia lateral de los sistemas en tal incremento. Las Figs. 7a y 7b muestran los  $\mu$ -ETEUE obtenidos para sistemas con distintos niveles de resistencia lateral ( $c = 0.30$  y  $0.50$ , respectivamente), asociados a una tasa anual de excedencia igual a  $0.008$  ( $T_r = 125$  años).

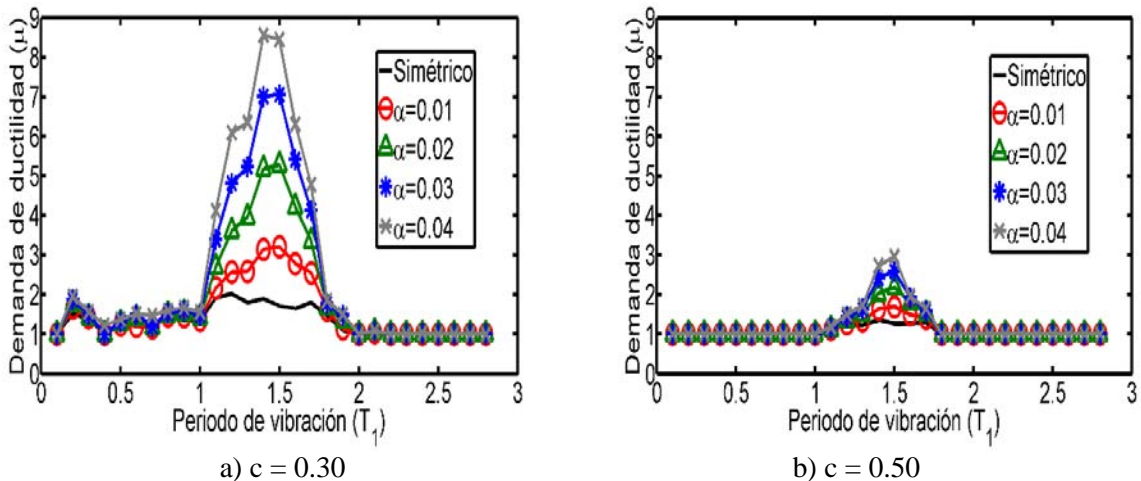


Fig. 7. Espectros de tasa de excedencia uniforme de ductilidad para sistemas con diferente resistencia lateral.

A partir de las figuras 7a y 7b se puede observar de manera clara que el efecto de la asimetría en fluencia en la demanda de ductilidad esperada está relacionado a la resistencia lateral del sistema. Por

ejemplo, para los sistemas con menor resistencia lateral ( $c = 0.30$ , Fig. 7a), se puede observar que existe un incremento importante en la demanda de ductilidad de sistemas asimétricos en fluencia en comparación a sistemas simétricos en el intervalo de periodos de vibración cercanos al periodo dominante del suelo; además, para sistemas con periodos de vibración alejados de este, existe también un incremento, aunque relativamente pequeño, en la demanda de ductilidad. Por otra parte, el efecto de la asimetría en fluencia en los sistemas con mayor resistencia lateral ( $c = 0.50$ , Fig. 7b) es solamente significativo en la zona donde el periodo de vibración es cercano al periodo dominante del suelo, y para sistemas con periodo de vibración alejado de este, el efecto de la asimetría en fluencia es casi despreciable.

## Espectros de Resistencia

Una vez calculados los  $\mu$ -ETEU para una gran variedad de sistemas estructurales con diferentes características, se procede a obtener Espectros de Resistencia ( $ER$ ) por medio de un método de interpolación lineal. Los  $ER$  se utilizarán para cuantificar la resistencia adicional requerida por sistemas con asimetría en fluencia para lograr un desempeño sísmico y una confiabilidad similar al de los respectivos sistemas simétricos, en términos de la demanda global de ductilidad. Tal incremento de resistencia depende del periodo fundamental de vibración del sistema estructural, de su nivel de asimetría en fluencia y de la demanda de ductilidad. Las Figs. 8a y 8b muestran los  $ER$  para valores de la demanda global de ductilidad de 2 y 3, respectivamente. Los  $ER$  mostrados en la Fig. 8 se presentan solamente para  $\nu = 0.008$ , debido a que en estudios previos (Valenzuela-Beltrán *et al.*, 2016) se encontró que el incremento en la demanda de ductilidad de los sistemas con asimetría en fluencia con respecto a sistemas simétricos es sensiblemente independiente de la tasa anual de excedencia seleccionada.

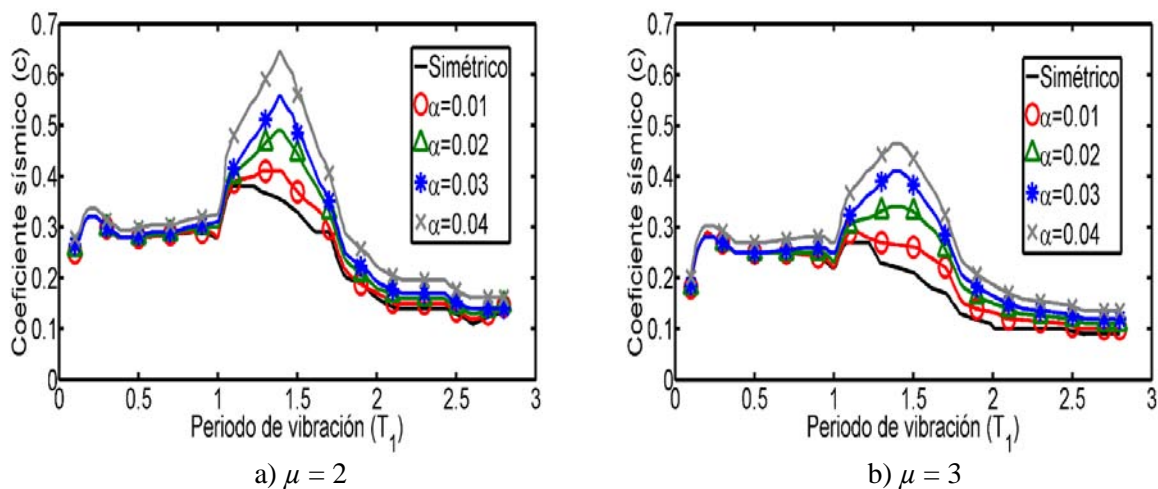


Fig. 8. Espectros de resistencia para sistemas con diferentes niveles de asimetría y demandas de ductilidad.

Se puede observar en la Fig. 8 que, consistente con los resultados presentados anteriormente, el requerimiento de resistencia lateral de sistemas con asimetría en fluencia es más importante en el intervalo de periodos de vibración que son cercanos al periodo dominante del suelo. Para expresar numéricamente ese incremento de resistencia, el siguiente paso es obtener relaciones entre los  $ER$  de sistemas con asimetría en fluencia con los correspondientes a sistemas simétricos. Estas relaciones se representan por medio del parámetro  $R_{ER}$ , y se calculan con la Ec. 6. Los valores calculados del parámetro  $R_{ER}$  para la Zona C se presentan en las Figs. 9a y 9b, para  $\mu = 2$  y 3, respectivamente. De los resultados presentados, se puede concluir que el requerimiento adicional de resistencia de sistemas con asimetría en fluencia con respecto a sistemas simétricos es muy importante en algunos casos, particularmente cuando los sistemas estructurales

reúnen las siguientes características: 1) periodo fundamental de vibración cercano al periodo dominante del suelo, 2) baja resistencia lateral, y 3) alta demanda de ductilidad.

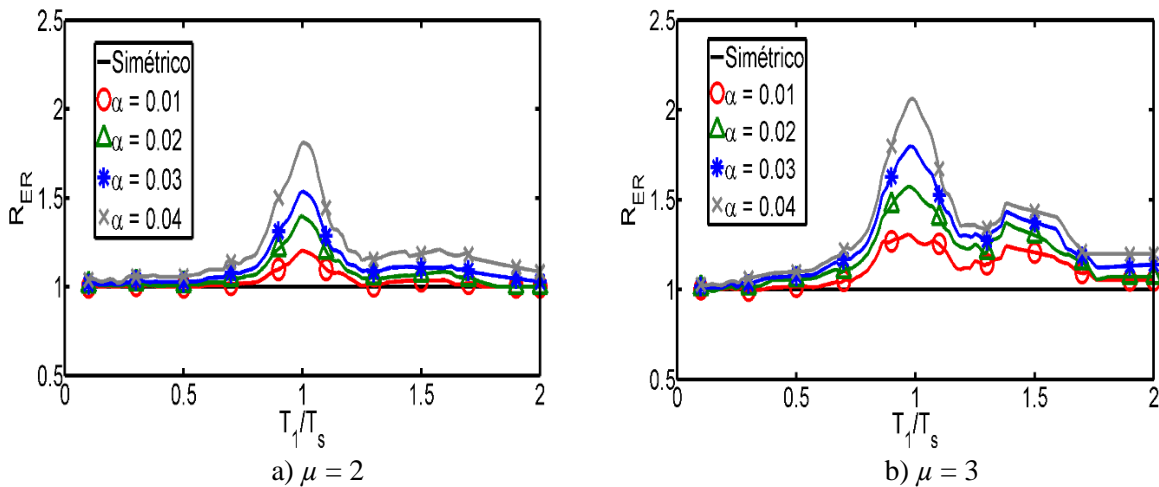
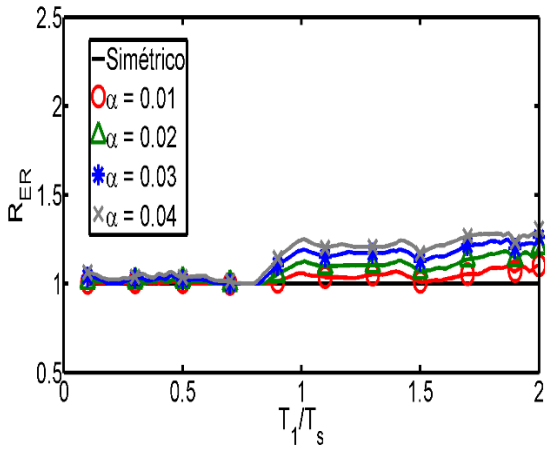
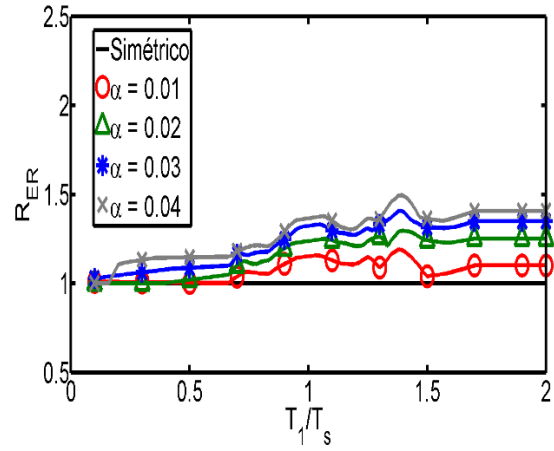


Fig. 9. Valores del parámetro  $R_{ER}$  correspondientes a demandas de ductilidad de 2 y 3 correspondientes a la Zona C.

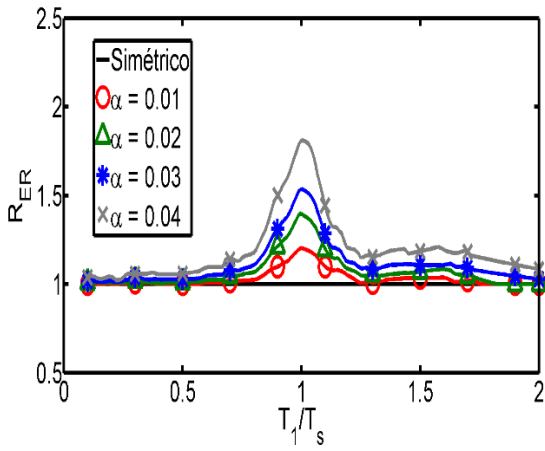
El procedimiento antes descrito se repitió para las siete zonas consideradas en este estudio (Tabla 2). Las Figs. 10a-10g muestran los valores del parámetro  $R_{ER}$  obtenidos para las 7 zonas, para varios valores de  $\alpha$ , y asociados a un valor de ductilidad de  $\mu = 2$ . El eje horizontal de las Figs. 10a-10g representa la relación entre el periodo fundamental de vibración de los sistemas estructurales con el periodo dominante del suelo; mientras que en el eje vertical se grafica cuantitativamente la resistencia adicional requerida por sistemas estructurales con diferentes niveles de asimetría en fluencia para lograr un desempeño sísmico y confiabilidad estructural, en términos de la demanda global de ductilidad, equivalente al de sus contrapartes simétricos. Se presentan solamente los resultados asociados a un valor de la demanda global de ductilidad ( $\mu = 2$ ) y una tasa de excedencia  $\nu = 0.008$ . Las principales observaciones son válidas para otros valores de  $\mu$ ; además, como se comentó arriba, el incremento en la demanda de ductilidad, y consecuentemente, el requerimiento de resistencia lateral de estructuras con asimetría en fluencia es sensiblemente independiente del valor de la tasa anual de excedencia seleccionado. También, es importante comentar que en las Zonas A y B (suelo firme) no existe un periodo dominante del suelo; sin embargo, aquí se consideró así con el objetivo de dar un tratamiento similar (del manejo de datos) al de las demás zonas.



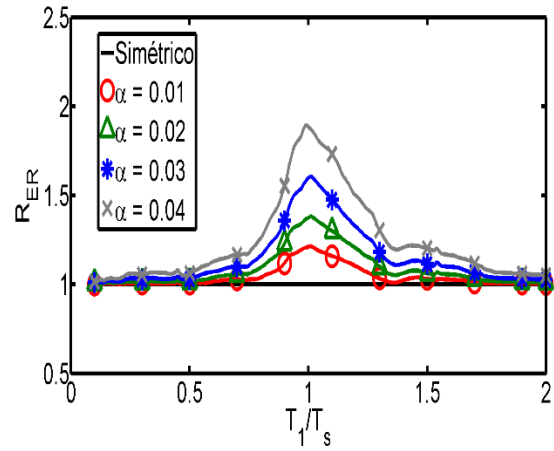
a) Zona A



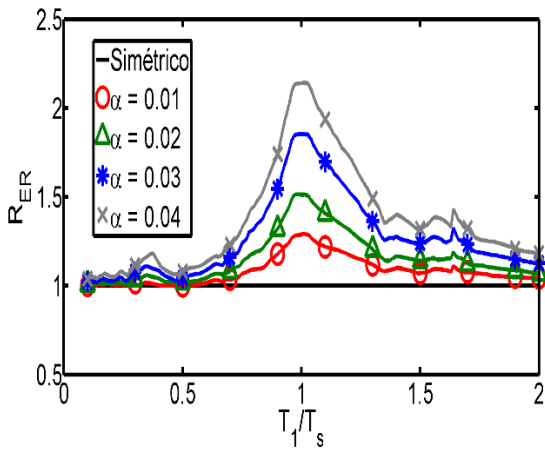
b) Zona B



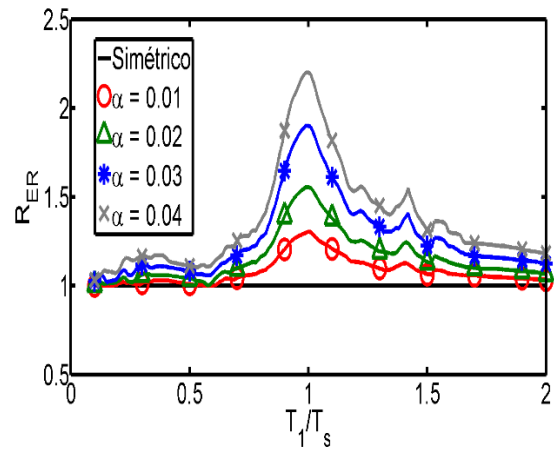
c) Zona C



d) Zona D



e) Zona E



f) Zona F

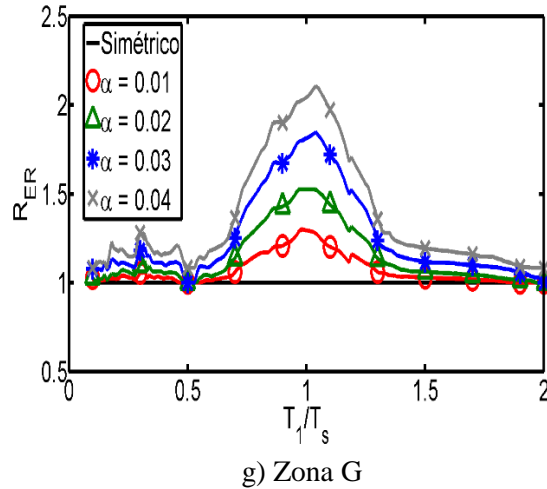


Fig. 10. Parámetro  $R_{ER}$  correspondiente a las siete zonas consideradas en este estudio, para diferentes valores de  $\alpha$ , y  $\mu = 2$ .

Se puede notar en las figuras que los valores del parámetro  $R_{ER}$  son mucho menores para las Zonas A y B que para las Zonas C, D, E, F y G, en donde el efecto de la asimetría en fluencia es más importante, es decir, para valores de  $T_1/T_s \approx 1$ . Esto indica que el efecto de la asimetría en fluencia es, en general, mayor en suelos blandos que en suelos firmes; no obstante, esto no siempre se cumple, especialmente para relaciones  $T_1/T_s$  alejadas de la unidad. Por otro lado, se observa que para las Zonas A y B las formas de las gráficas son casi constantes para valores de  $T_1/T_s$  mayores que 1; sin embargo, para las demás zonas, el requerimiento de resistencia alcanza su valor máximo donde el periodo del sistema estructural es cercano al periodo dominante del suelo ( $T_1/T_s \approx 1$ ) y disminuye conforme la relación  $T_1/T_s$  se aleja de la unidad. En resumen, las Figuras 10a a 10g indican que, en general, el efecto de la asimetría en fluencia es más perjudicial para sistemas estructurales localizados en suelos blandos, y cuyo periodo fundamental de vibración es cercano al periodo dominante del suelo donde se ubica.

Una vez que los resultados se clasificaron dentro de esas siete categorías, se ajustaron expresiones matemáticas simplificadas a los datos del parámetro  $R_{ER}$  por medio del método de *mínimos cuadrados*. Las expresiones resultaron en función de parámetros que influyen en el comportamiento sísmico de una estructura con asimetría en fluencia, como: el nivel de asimetría ( $\alpha$ ), la demanda global de ductilidad ( $\mu$ ), el periodo fundamental de vibración del sistema estructural ( $T_1$ ), y el periodo dominante del suelo ( $T_s$ ). Debido a que la forma de las gráficas para las Zonas A y B (suelo firme) es diferente a la de las Zonas C, D, E, F y G (suelos intermedio y blando; ver Fig. 10), se tiene que usar una forma de ecuación distinta en ambos casos. Por lo tanto, para las zonas A y B se seleccionará una forma matemática como la de la Ec. 10, y para las zonas restantes, una como la de la Ec. 11. Las formas matemáticas de estas ecuaciones fueron originalmente propuestas por Terán y Arroyo (2005), y son las que se especifican en el MOC-15; sin embargo, los valores de los parámetros ( $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$ ) que intervienen en ellas son diferentes a las que se proponen en el presente estudio.

$$FA = \frac{a\left(\frac{T_1}{T_s}\right)^b}{c + \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^b} + d \quad (10)$$

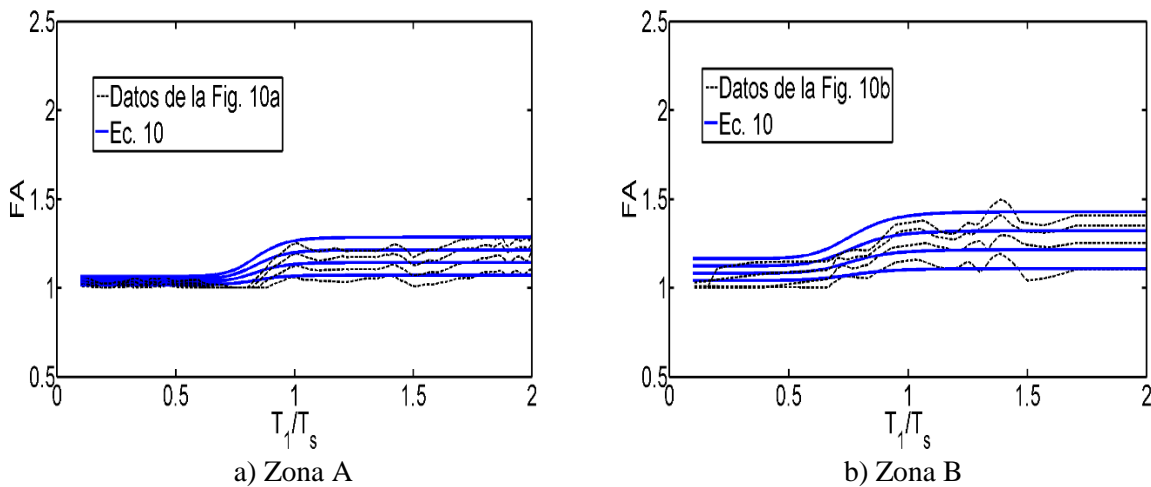
$$FA = \frac{a \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^b}{c + \left|\frac{T_1}{T_s} - 1\right|} + d \quad (11)$$

donde los valores de  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  se presentan en la Tabla 3 para las siete zonas en las que se clasificó el suelo del valle de México.

Tabla 3. Parámetros involucrados en las Ecs. 10 y 11, correspondientes a las zonas A a G

Periodo del sitio (s)	a	b	c	d
$T_s \leq 0.5$	$(3.5Q-1.5) \alpha$	13.4	0.1	$1.6\alpha+1$
$0.5 < T_s \leq 1.0$	$(4.8Q-3) \alpha$	8.8	0.1	$4.1\alpha+1$
$1.0 < T_s \leq 1.5$	$(1.5Q-1.4) \alpha$	0.7	0.08	1
$1.5 < T_s \leq 2.0$	$(2Q-1.6) \alpha$	0.5	0.1	1
$2.0 < T_s \leq 2.5$	$(1.5Q+0.8) \alpha$	0.9	0.12	1
$2.5 < T_s \leq 3.0$	$(1.5Q+1.1) \alpha$	0.7	0.13	1
$3.0 < T_s \leq 4.0$	$(1.9Q-0.05) \alpha$	0.1	0.12	1

En la Fig. 11 se comparan los resultados obtenidos con las Ecs. 10 y 11 con aquellos que se muestran en la Fig. 10, que corresponden a los valores del parámetro  $R_{ER}$  para demandas de ductilidad de 2. Se puede ver en las figuras que las Ecs. 10 y 11 se ajustan adecuadamente a los datos del parámetro  $R_{ER}$ ; no obstante, es importante mencionar que los valores de los parámetros de la Tabla 3 no corresponden estrictamente a los resultados del ajuste obtenidos con el método de los *mínimos cuadrados*, debido a que las expresiones pudieran ser más complejas al introducir un mayor número de parámetros y, en consecuencia, reflejar de una mejor manera los datos obtenidos de los análisis. Por lo anterior, los autores consideran que las expresiones matemáticas propuestas en este estudio son simples y conducen a resultados suficientemente precisos que caen dentro de un diseño sísmico práctico.





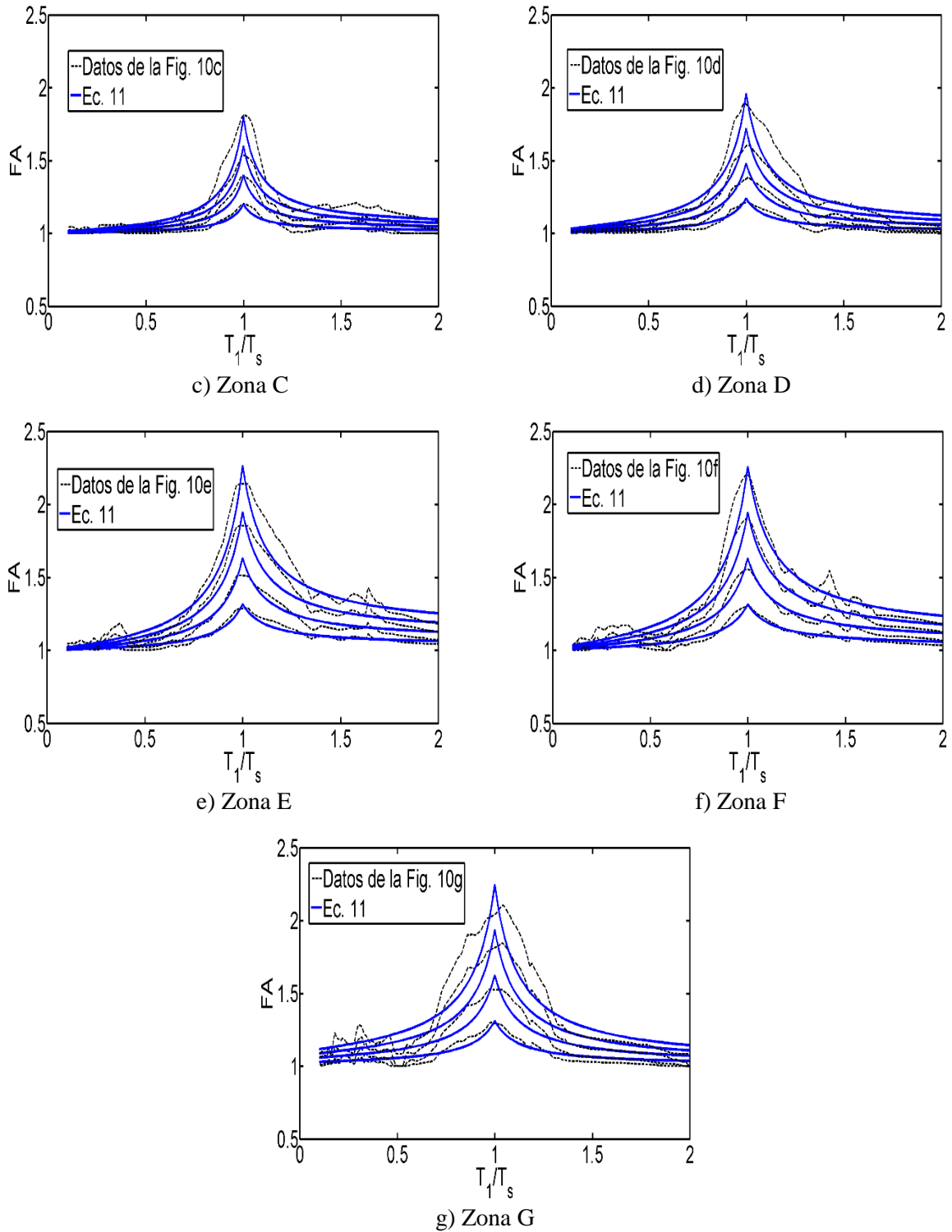


Fig. 11. Comparación de los valores obtenidos con las Ecs. 10 y 11 con los de la Fig. 10, correspondientes a una demanda de ductilidad  $\mu = 2$ .

## COMPARACIÓN DE LAS EXPRESIONES PROPUESTAS CON LAS QUE RECOMIENDAN LAS NTCDS-2004 Y EL MOC-2015

En esta sección se comparan los *factores de amplificación de resistencia* propuestos en este trabajo (Ecs. 10 y 11) con los que se recomiendan las NTCDS-2004 y el MOC-2015. Las Figs. 12 y 13 muestran dicha comparación para demandas de ductilidad de 2 y 3, un nivel de asimetría de  $\alpha = 0.02$ , y para suelos con  $T_s \leq 1$  s (Zonas A y B) y suelos con  $T_s > 1$  s (Zonas C, D, E, F y G), respectivamente. Antes de discutir los resultados de las comparaciones es necesario mencionar que las expresiones propuestas en este estudio se obtuvieron mediante un análisis de *confiabilidad* tomando la ductilidad máxima como parámetro de desempeño de los sistemas estructurales, mientras que las expresiones recomendadas en el MOC-2015 se propusieron de acuerdo a un criterio de daño constante usando el *índice de daño de Park y Ang* (Terán y Arroyo, 2005); por otro lado, la expresión recomendada en las NTCDS-2004 se derivó de un criterio de ductilidad constante y juicio ingenieril.

Se puede observar en las Figs. 12 y 13 que, para *suelo firme* ( $T_s \leq 1$  s), la expresión recomendada por las NTCDS-2004 es más conservadora que las expresiones propuestas en este estudio para todo el intervalo de relaciones  $T_1/T_s$ . También, se puede apreciar que para *suelos intermedios* y *suelos blandos* ( $T_s > 1$  s), la expresión recomendada en las NTCDS-2004 conduce a resultados conservadores solo para relaciones  $T_1/T_s$  alejadas de la unidad; sin embargo, hay una importante subestimación de los factores de amplificación de resistencia para estructuras cuyo periodo fundamental de vibración está cercano al periodo dominante del suelo ( $T_1/T_s \approx 1$ ). Los resultados indican que esta subestimación puede ser mayor a 100% (dependiendo del nivel de asimetría y la ductilidad). Por otra parte, se puede notar que el factor recomendado por las NTCDS-2004 es constante para todos los valores de  $T_1/T_s$ , es decir, no considera que el efecto de la asimetría en fluencia es más perjudicial para estructuras con periodo de vibración cercano al periodo dominante del suelo, ni que dicho efecto es, en general, mayor en suelos blandos que en suelos firmes.

Por otra parte, en las Figs. 12 y 13 también se puede apreciar que la expresión recomendada por el MOC-2015 para *suelo firme* es más conservadora que la que se propone en este estudio para valores de  $T_1/T_s \leq 1$ ; sin embargo, es menos conservadora para  $T_1/T_s > 1$ . Por otro lado, las expresiones aquí propuestas para *suelos intermedios* y *blandos* (Zonas C, D, E, F y G) son ligeramente más conservadoras a las que se recomiendan en el MOC-2015 para *suelo blando*. Esto se debe a que en este estudio se consideran suelos con periodos dominantes que van desde 1 s hasta 4 s; mientras que las expresiones del MOC-2015 se obtuvieron considerando registros sísmicos asociados a un sitio con un periodo dominante de 2 s, es decir, no se estudió el caso de sistemas estructurales con asimetría en fluencia localizados en suelos con periodos dominantes mayores que 2 s. Además, en el presente estudio se consideró que el criterio de ductilidad máxima era el más apropiado para establecer los factores de amplificación de resistencia, mientras que en el MOC-2015 el criterio de daño tomó en cuenta, adicionalmente, la demanda de energía de estructuras.

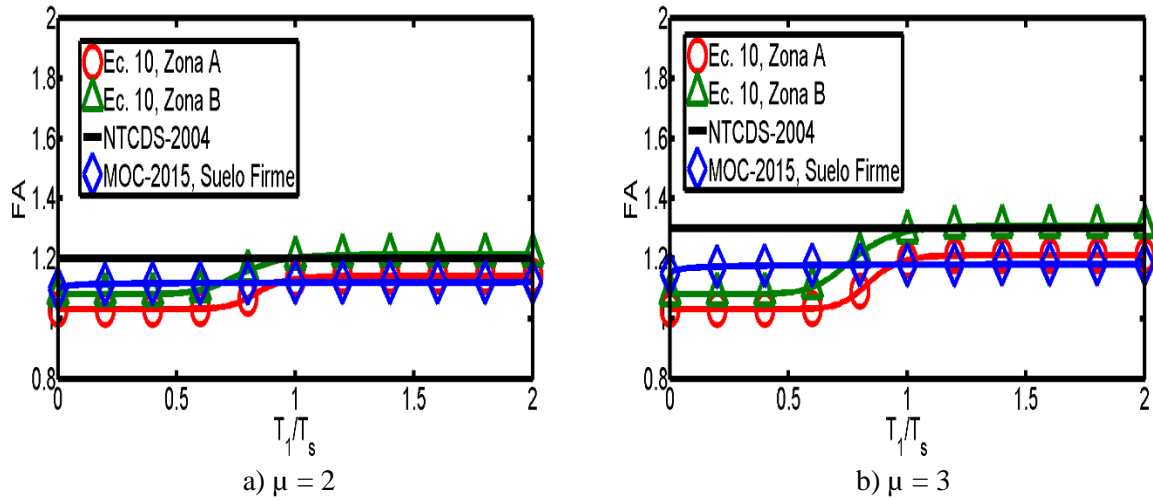


Fig. 12. Comparación entre los valores obtenidos con las expresiones aquí propuestas con las recomendadas en las NTCDS-2004 y en el MOC-2015, considerando  $\alpha = 0.02$  y  $T_s \leq 1$  s.

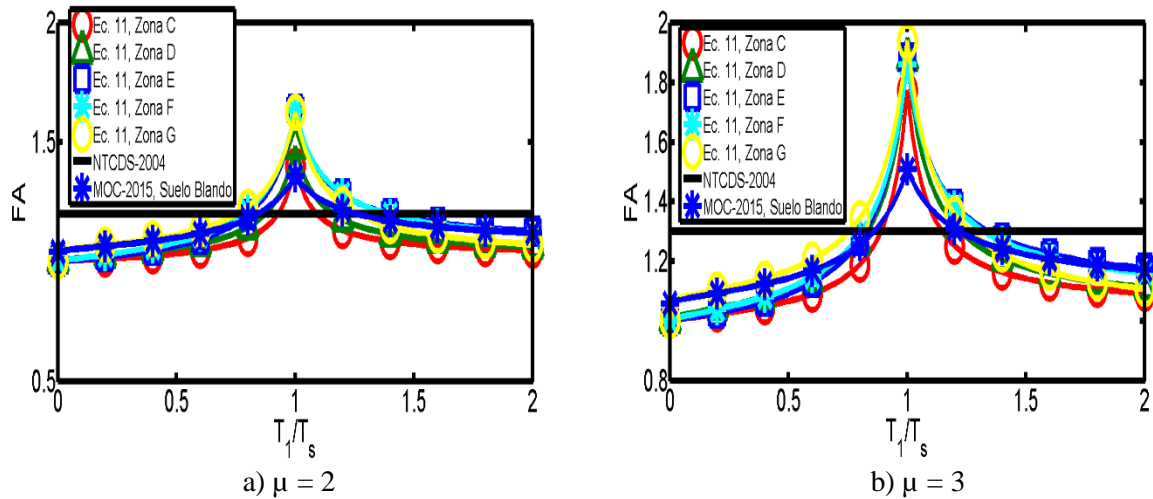


Fig. 13. Comparación entre los valores obtenidos con las expresiones aquí propuestas con las recomendadas en las NTCDS-2004 y en el MOC-2015, considerando  $\alpha = 0.02$  y  $T_s > 1$  s.

### EJEMPLO DE APLICACIÓN A UN EDIFICIO DE VARIOS NIVELES Y CRUJÍAS CON ASIMETRÍA EN FLUENCIA

Una estructura que exhibe asimetría en fluencia requiere diseñarse para una mayor resistencia lateral que una estructura simétrica con características similares. Se espera que una estructura con asimetría en fluencia con una resistencia lateral amplificada (por las Ecs. 10 o 11) exhiba una confiabilidad sísmica similar, en términos de la demanda global de ductilidad, al de una estructura simétrica en fluencia con las mismas características. Con el objetivo de verificar esto, en lo que sigue se presenta un ejemplo ilustrativo del análisis de confiabilidad de un edificio regular de concreto reforzado de 9 niveles y tres crujías; el edificio se considerará simétrico y, alternativamente, exhibiendo asimetría en fluencia debido a un

desplomo. El diseño del edificio se realizó siguiendo los lineamientos del RCDF-2004. La planta y la elevación del edificio se muestran en la Fig. 14.

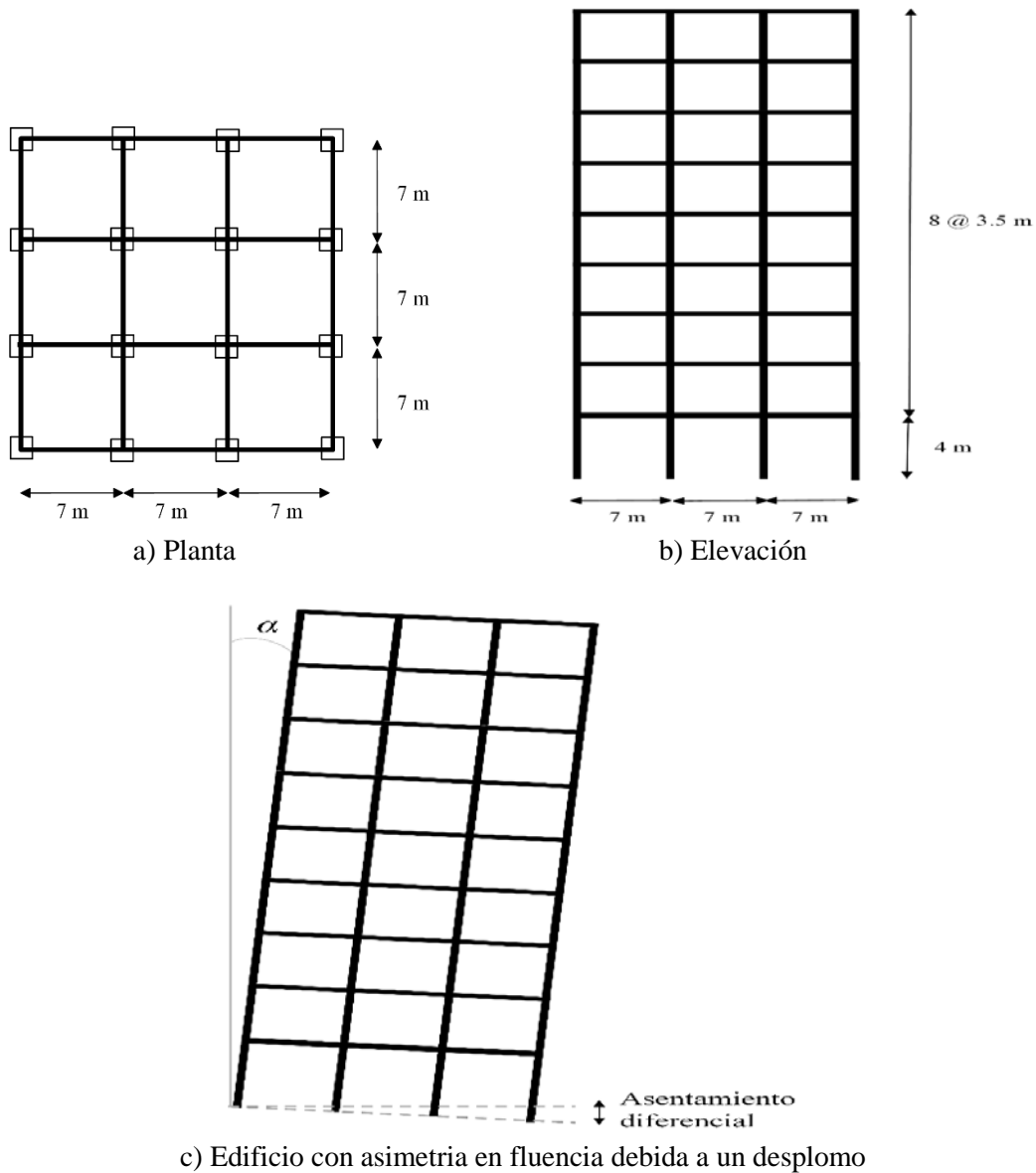


Fig. 14. Características geométricas del edificio considerado en este estudio

Para hacer la comparación entre un edificio con asimetría en fluencia y un edificio simétrico se consideran dos diseños. El primero corresponde a la versión simétrica del edificio (en lo sucesivo se le llama *Edificio A*), el cual se diseñó de una forma convencional usando la resistencia lateral recomendada en el *Apéndice A* de las NTCDS-2004. El segundo diseño es un edificio (*Edificio B*) con la misma geometría y sistema estructural que el *Edificio A*, pero que exhibe una asimetría en fluencia caracterizada por  $\alpha = 0.01$  (ver Fig. 14c). Debido a la asimetría en fluencia del *Edificio B*, su resistencia lateral se debe amplificar usando la Ec. 10 o la Ec. 11 (según sea el caso) para lograr que tenga una confiabilidad sísmica (en términos de la demanda global de ductilidad) similar a la versión simétrica en fluencia del edificio.

El diseño de ambas versiones de los edificios se basó en un análisis dinámico modal espectral. Se supone que los edificios están ubicados en la zona del Lago de la Ciudad de México, y que cumplen con las condiciones de un factor de comportamiento sísmico  $Q = 3$ . El uso de los edificios se considera como residencial. La resistencia nominal a compresión del concreto es  $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ , y se considera una resistencia de fluencia del acero de refuerzo de  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ . La rigidez lateral se seleccionó de tal manera que la distorsión máxima de entrepiso en cualquiera de los niveles no excediera 0.030, que es el límite especificado en el RCDF-2004 para el diseño de marcos dúctiles de concreto reforzado. Cabe aclarar que aunque las estructuras de concreto reforzado exhiben un comportamiento histérico degradante, aquí se modela el comportamiento de los elementos estructurales como elasto-plástico perfecto debido a que los factores de amplificación de resistencia se obtuvieron bajo esa consideración. En los análisis se consideran los efectos de segundo orden (P- $\Delta$ ).

El periodo fundamental de vibración del *Edificio A* se estimó como  $T_1 = 1.16 \text{ s}$ . De acuerdo con el *Apéndice A* de las NTCDS-2004, el coeficiente sísmico ( $c$ ) de diseño para un edificio con las características mencionadas, ubicado en una zona con un periodo dominante  $T_s = 1.4 \text{ s}$  (que en este estudio se clasificó como *Zona C*), es igual a  $c = 0.31$  (ya reducido por ductilidad). Tal valor de coeficiente sísmico se redujo por un factor de sobre-resistencia  $R = 2$ . Por lo tanto, el coeficiente sísmico de diseño resulta igual a 0.155. Por otro lado, para el *Edificio B*, el coeficiente sísmico  $c$  se debe amplificar por el factor dado por la Ec. 11 y la Tabla 3, como sigue:

$$FA = \frac{[(1.5)(3)-1.4](0.01)\left(\frac{1.16}{1.4}\right)^{0.7}}{0.08+\left|\frac{1.16}{1.4}-1\right|} + 1 = 1.11 \quad (12)$$

Entonces, el coeficiente sísmico de diseño amplificado para el *Edificio B* es  $c = (0.155)(1.11) = 0.172$ .

Con el fin de suministrar la resistencia lateral requerida por el *Edificio B* para tener un comportamiento sísmico (y niveles de confiabilidad) equivalente al *Edificio A*, aquí se considerará que algunos de los elementos estructurales se reforzaran usando la técnica de encamisado de concreto.

Lo que sigue se refiere al refuerzo del edificio considerado por efecto de la asimetría en fluencia. Primeramente, se describen las características del edificio reforzado, y posteriormente, se comparan los resultados (análisis estáticos no lineales y de curvas de peligro de demanda estructural) de ambas versiones del edificio. Primeramente, se realiza el diseño del edificio de manera convencional con el espectro de diseño amplificado (obtenido multiplicando las ordenadas del espectro de diseño sísmico que se obtiene del *Apéndice A* de las NTCDS-2004 por los factores obtenidos con la Ec. 11). Evidentemente, el diseñar el edificio para fuerzas laterales más grandes conduce a tener elementos estructurales más robustos y con mayor armado, lo que implica que la rigidez lateral del edificio aumenta y, en consecuencia, su periodo de vibrar disminuye. Después de realizar algunas iteraciones, el periodo fundamental de vibración del *Edificio B* reforzado con encamisado de concreto resultó igual a 1.12 s. Las secciones resultantes de los elementos estructurales de ambas versiones del edificio (*Edificio A* y *Edificio B*) se presentan en la Tabla 4. Se puede observar en la tabla que solamente fue necesario aumentar ligeramente las secciones transversales de las columnas de las esquinas de los niveles 1 y 4 del *Edificio B* (las cuales se indican con color rojo en la Fig. 15, y con negritas en la Tabla 4).

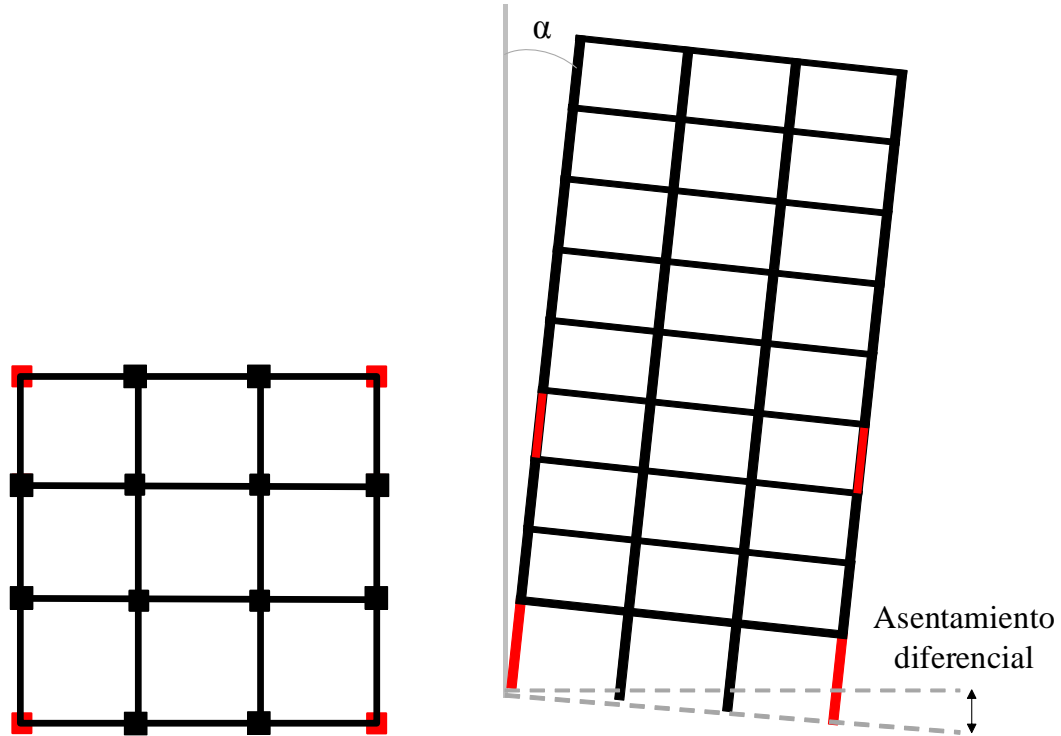


Fig. 15. Elementos reforzados en el *Edificio B*.

Tabla 4. Secciones transversales de los elementos estructurales de los *Edificios A y B*

Nivel	<i>Edificio A</i>		<i>Edificio B</i>	
	Vigas	Columnas	Vigas	Columnas
1	0.75x0.35	0.80x0.80	0.75x0.35	0.80x0.80
2	-	-	-	<b>0.95x0.95</b>
3	0.75x0.35	0.80x0.80	0.75x0.35	0.80x0.80
4	0.70x0.35	0.70x0.70	0.70x0.35	0.70x0.70
5	-	-	-	<b>0.80x0.80</b>
6	0.70x0.35	0.70x0.70	0.70x0.35	0.70x0.70
7	0.60x0.30	0.65x0.65	0.60x0.30	0.65x0.65
8	0.60x0.30	0.65x0.65	0.60x0.30	0.65x0.65
9	0.60x0.30	0.65x0.65	0.60x0.30	0.65x0.65

El hecho de aumentar la rigidez lateral del edificio tiene un impacto positivo en su desempeño sísmico debido a la correspondiente disminución de su periodo de vibrar, ya que esto aleja a la estructura de la zona donde el efecto de la asimetría en fluencia es más significativo ( $T_1/T_s \approx 1$ ). Se hace notar que este comentario es válido solamente para estructuras cuyo periodo fundamental de vibración es menor que el periodo dominante del suelo ( $T_1 < T_s$ ); en el caso de estructuras cuyo periodo de vibrar sea mayor al periodo dominante del suelo, un incremento en la rigidez lateral da lugar a que el periodo del edificio se acerque a la zona de mayor amplificación dinámica y, por ende, a un desempeño sísmico inferior.

## Capacidad lateral de los edificios

Una vez que se completó el diseño y refuerzo del edificio, se procede a idealizarlo por medio de un modelo estructural que tome en cuenta el comportamiento no lineal de sus elementos estructurales. La modelación de las vigas considera una longitud de la articulación plástica igual a la mitad de su peralte. Los momentos de fluencia en cada uno de los ejes principales de las vigas se obtiene de su correspondiente diagrama momento-curvatura, y se asocia al menor valor de las curvaturas correspondientes a: 1) la fractura del acero longitudinal en tensión, 2) el pandeo del acero longitudinal a compresión, y 3) el aplastamiento del concreto. Se obtuvieron los diagramas de interacción para cada una de las columnas. Los extremos rígidos de vigas y columnas se toman como la mitad del peralte de los miembros con los cuales intersectan. Se consideran diafragmas rígidos en todos los entrepisos, y toda la masa de un entrepiso se considera concentrada en su centro de masas. El comportamiento histerético de los elementos estructurales se idealiza como elasto-plástico perfecto.

La capacidad lateral de los edificios se estimó por medio de un análisis estático no lineal (“*pushover*”). El patrón de cargas laterales que se empleó es proporcional a las fuerzas laterales de diseño derivadas del análisis modal. El análisis “*pushover*” se llevó a cabo usando el programa *Ruamoko3D*. La Fig. 16 muestra las relaciones cortante basal vs desplazamiento de azotea para los *Edificio A* y *B*. En la figura se puede ver que la rigidez del *Edificio B* es mayor a la del *Edificio A* debido al encamisado con concreto de algunos de los elementos estructurales. El cortante basal máximo estimado para el *Edificio A* es de 1182 Ton, que dividido entre su peso,  $W = 3,930$  Ton, da un coeficiente sísmico de 0.30. Este valor es muy cercano al coeficiente sísmico esperado, que es 0.31. Para el *Edificio B*, el cortante basal máximo es de 1360 Ton, que dividido entre  $W = 3942$  Ton, da lugar a un coeficiente sísmico de 0.34, que también es muy cercano al coeficiente sísmico esperado. La relación entre el cortante basal del *Edificio A* con respecto al del *Edificio B* es  $0.34/0.30 = 1.13$ ; este valor es congruente con el planteamiento inicial, debido a que las fuerzas sísmicas de diseño del *Edificio B* son 11% mayores que las del *Edificio A*. En este caso se tiene que el *Edificio B* desarrolla una resistencia ligeramente mayor para la cual se diseñó, esto es debido a que, por cuestiones prácticas, el encamisado de concreto requiere ampliar la sección transversal en mínimamente 15 cm para que se pueda colocar el acero de refuerzo adicional, aunque en el modelo de análisis se requiera una sección un poco menor para llegar a la resistencia lateral deseada.

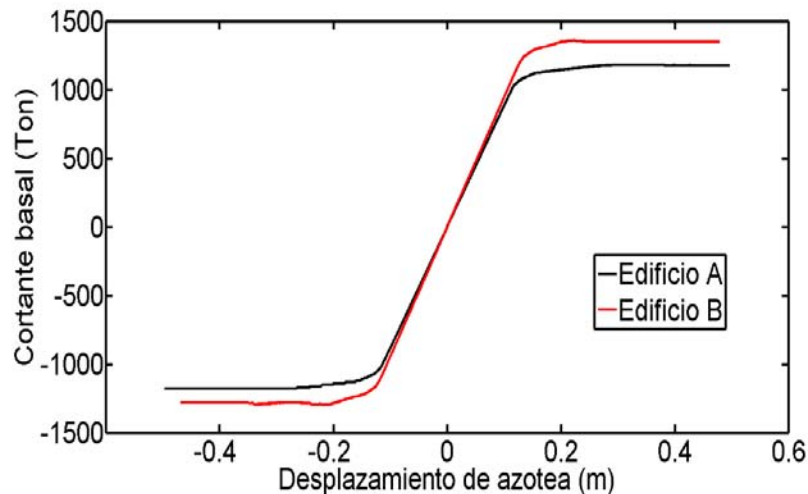


Fig. 16. Relaciones cortante basal vs desplazamiento de azotea de los *Edificio A* y *B*.

Por otra parte, se puede observar que ninguno de los edificios exhibe una pendiente post-elástica negativa en el intervalo de desplazamientos de interés, lo cual implica que los efectos  $P-\Delta$  no influyen de manera importante en el desempeño sísmico de este tipo de edificios. El desplazamiento de fluencia ( $d_y$ ) y el desplazamiento último ( $d_u$ ) de los edificios se calculan a partir de las curvas del análisis “pushover” usando una aproximación bi-lineal. En la Tabla 5 se resumen las características de los dos edificios analizados.

Tabla 5. Características mecánicas de los *Edificios A y B*

Modelo	$V_b$ Ton	W Ton	c	$d_y$ m	$d_u$ m
Edificio A	1182	3930	0.30	0.125	0.50
Edificio B	1360	3940	0.34	0.130	0.48

### Curvas de peligro de ductilidad de los edificios

Se obtuvieron curvas de peligro de ductilidad para las diferentes versiones del edificio en cuestión, usando la Ec. 4. Con la finalidad de ilustrar de mejor manera la discusión, se analiza una variante del *Edificio A* (sin refuerzo) que exhibe una asimetría en fluencia caracterizada por  $\alpha = 0.01$ , que en lo sucesivo se denota como *Edificio A-asimétrico*. Para calcular las curvas de peligro de ductilidad fue necesario estimar la respuesta dinámica de cada uno de los edificios para varios registros sísmicos. Se realizaron cientos de análisis paso a paso no lineales con el objetivo de obtener la demanda global de ductilidad como función de la intensidad sísmica. Antes de sujetar los modelos no lineales de los edificios al efecto de los acelerogramas, se les aplicó la carga vertical, de tal manera que el desempeño estructural que se reporta considera el efecto combinado de las cargas verticales gravitacionales y las acciones laterales debidas a sismo. La demanda global de ductilidad de los edificios se evaluó de la misma manera que para los sistemas simplificados (ver Ec. 9). Debido a que los edificios se suponen localizados en una zona con un periodo dominante de 1.4 s, se usaron registros sísmicos correspondientes a la *Zona C* de la Tabla 2. En las Figs. 17 y 18 se presentan las curvas de la mediana y desviación estándar de los logaritmos de la demanda de ductilidad de los edificios, respectivamente. Se observa que la mediana de la demanda de ductilidad se incrementa con la intensidad sísmica, como se esperaba. En las figuras se puede notar que, como se esperaba, el *Edificio B* (reforzado con encamisado de concreto) presenta las demandas de ductilidad más bajas debido a que se diseñó para una mayor resistencia lateral; por otra parte, es evidente que el *Edificio A-asimétrico* presenta las demandas de ductilidad más altas, ya que presenta asimetría en fluencia y no está reforzado. En el caso de las desviaciones estándar se puede ver que para valores de intensidad pequeños la incertidumbre en los logaritmos de las demandas es pequeña debido a que los edificios permanecen en el rango elástico o apenas incursionan en el rango inelástico, y para intensidades grandes, la desviación estándar crece, pero sin mostrar una tendencia clara con la intensidad sísmica.



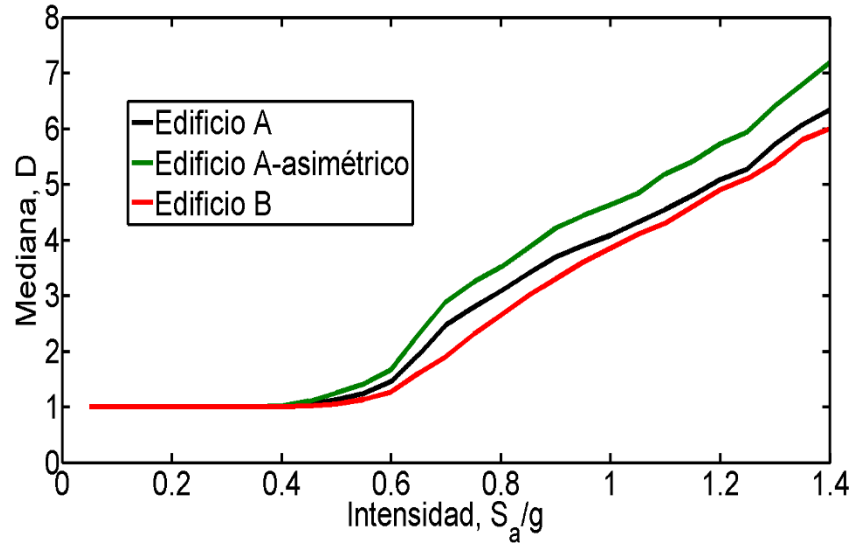


Fig. 17. Medianas de las demandas de ductilidad para los edificios considerados.

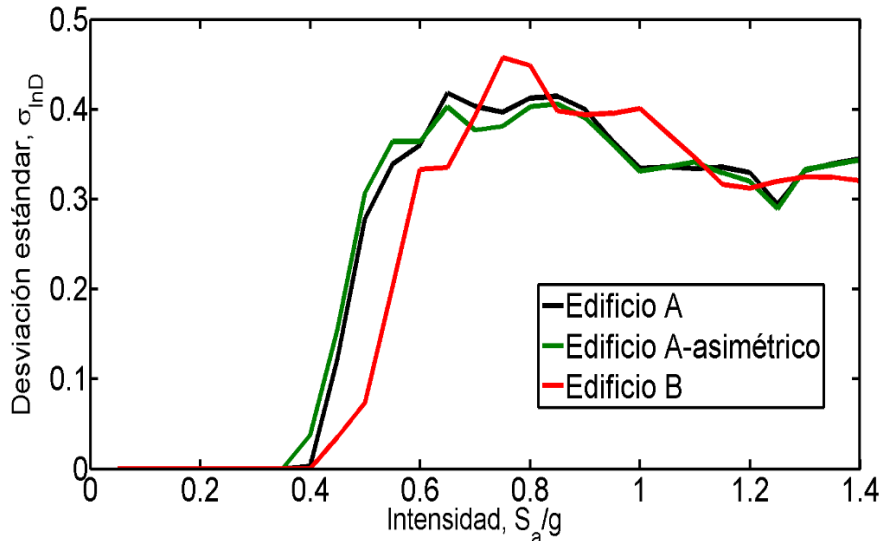


Fig. 18. Desviaciones estándar de los logaritmos de las demandas de ductilidad para los edificios considerados.

En las Figs. 19-21 se presentan las curvas de vulnerabilidad para los edificios considerados, las cuales se estimaron usando la Ec. 5. Las figuras muestran que, de acuerdo a las medianas de los logaritmos de las demandas mostradas en la Fig. 17, la probabilidad de excedencia de un determinado valor de la demanda global de ductilidad del edificio con asimetría en fluencia cuya resistencia lateral se amplificó por medio de la Ec. 11 (*Edificio B*) es ligeramente menor a la del edificio simétrico (*Edificio A*).

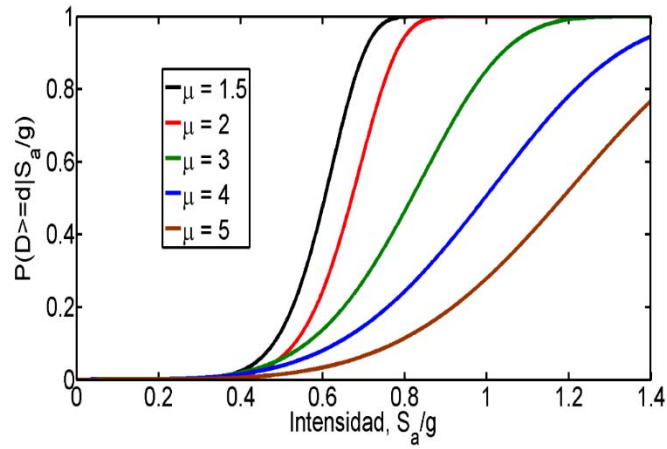


Fig. 19. Curvas de vulnerabilidad para el *Edificio A*, asociadas a varios valores de la demanda global de ductilidad.

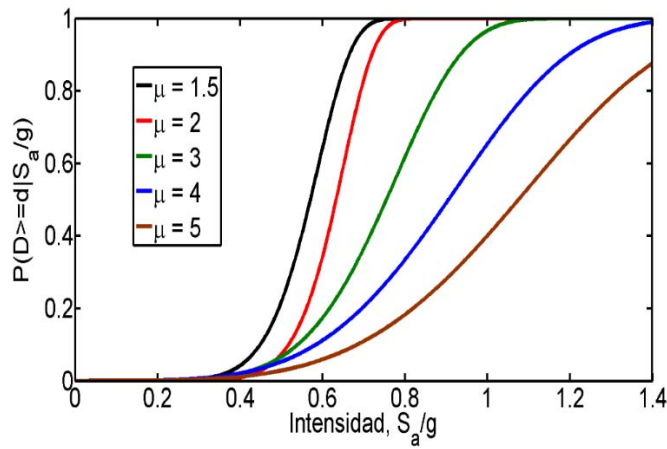


Fig. 20. Curvas de vulnerabilidad para el *Edificio A-asimétrico*, asociadas a varios valores de la demanda global de ductilidad.

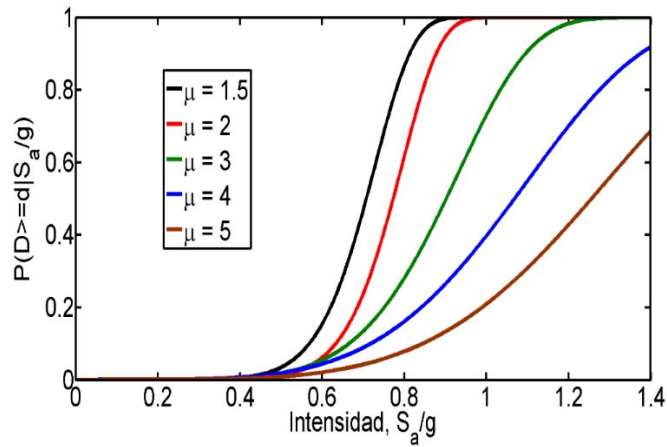


Fig. 21. Curvas de vulnerabilidad para el *Edificio B*, asociadas a varios valores de la demanda global de ductilidad.

En la Fig. 22 se muestran las curvas de peligro de ductilidad para los edificios considerados. Se puede observar que las curvas de peligro de ductilidad correspondientes al *Edificio B* con respecto a las del *Edificio A* presentan pequeñas diferencias en la demanda de ductilidad esperada para cualquier valor de la tasa media anual de excedencia. No obstante, estos resultados indican que el comportamiento sísmico del edificio con asimetría en fluencia reforzado con encamisado de concreto (*Edificio B*) es superior al de su contraparte simétrica (*Edificio A*). Esto se debe a que el *Edificio B* se diseñó para fuerzas laterales más grandes, lo que conduce a elementos estructurales más robustos y a una estructura más rígida, lo cual la aleja de la zona de mayor amplificación dinámica (i.e.  $T_1/T_s = 1$ ). Además, en esta figura se puede apreciar explícitamente como una estructura que exhibe comportamiento asimétrico tiene un desempeño sísmico inferior (en términos de la demanda global de ductilidad esperada) en comparación a una estructura que se ha reforzado con los factores de amplificación de resistencia aquí propuestos. Basado en los resultados anteriores, se puede concluir que estructuras con asimetría en fluencia cuya resistencia lateral se amplifica con los factores propuestos exhiben un desempeño sísmico equivalente (o superior) al de su contraparte simétrica.

Se debe comentar que el refuerzo con encamisado de concreto para estructuras cuyo periodo fundamental de vibración sea mayor al periodo dominante del suelo puede resultar perjudicial, debido a que aumentar la rigidez de la estructura la llevaría a la zona de mayor amplificación dinámica y, por ende, a un comportamiento sísmico inferior. Considerando este hecho, en este caso sería más conveniente usar otra técnica de refuerzo, por ejemplo: polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP) o bien optar por una solución geotécnica.

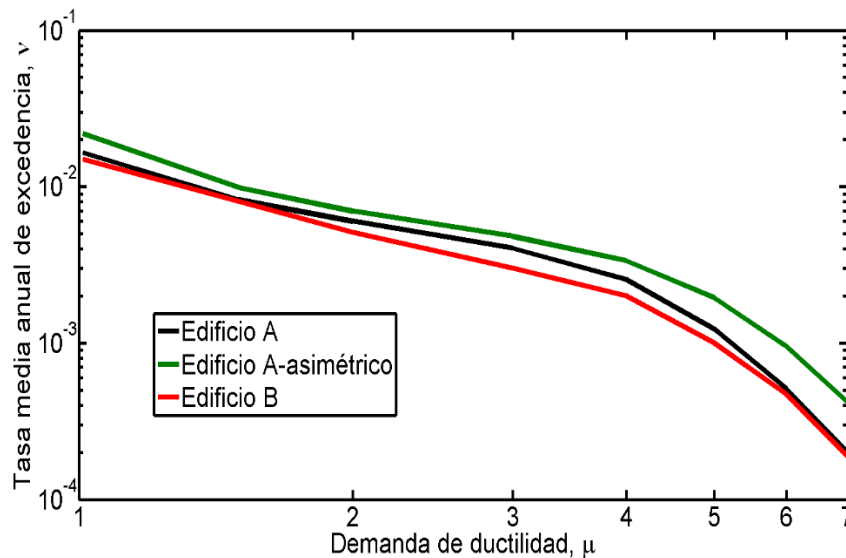


Fig. 22. Curvas de peligro de ductilidad para los edificios considerados.

## Conclusiones

Se propuso y aplicó una metodología basada en un análisis de confiabilidad para estimar la resistencia adicional requerida para el diseño (o refuerzo) de estructuras que exhiben asimetría en fluencia producida por diferentes causas. Se desarrollaron expresiones matemáticas simplificadas para estimar los factores de amplificación de resistencia. Dichas expresiones se obtuvieron para diferentes tipos de suelo y se clasificaron para su aplicación en el valle de México. El objetivo de amplificar la resistencia lateral de estructuras con asimetría en fluencia con las expresiones propuestas en este estudio es que estas logren un desempeño estructural sísmico, en términos de la demanda global de ductilidad esperada, equivalente al de

su contraparte simétrica; es decir, que tengan una confiabilidad similar. Las expresiones resultantes de este estudio se compararon con las que actualmente se recomiendan en las NTCDS-2004 y el MOC-2015. Finalmente, se comprobó la validez de las expresiones propuestas mediante un ejemplo de aplicación a un edificio de concreto reforzado de 9 niveles y 3 crujiás, ubicado en la Ciudad de México. Los principales resultados derivados de este estudio son los siguientes:

1. Se propusieron expresiones matemáticas para estimar factores de amplificación de resistencia para estructuras con asimetría en fluencia, considerando diferentes condiciones de suelo. Las expresiones corresponden a 7 zonas del valle de México y dependen de los siguientes factores: ductilidad de la estructura, nivel de asimetría, y relación entre el periodo fundamental de vibración de la estructura y el periodo dominante del suelo.
2. Las expresiones matemáticas propuestas son más conservadoras que la que se recomiendan actualmente en las NTCDS-2004 para suelos intermedios y blandos, especialmente en la zona donde el efecto de la asimetría en fluencia es más importante ( $T_1/T_s$ ); por otra parte, la expresión de las NTCDS-2004 conduce a resultados ligeramente más conservadores para suelo firme.
3. Las expresiones matemáticas propuestas en este estudio son, en general, más conservadoras que las que se recomiendan en el MOC-15, especialmente para estructuras ubicadas en suelos blandos y que presentan alta ductilidad. Esto es debido a que en el presente estudio considera como parámetro de desempeño a la ductilidad máxima, mientras que el MOC-15 considera el índice de Park y Ang. Es deseable realizar en el futuro un análisis similar al presente, en donde se considere un criterio de daño que tome en cuenta las demandas de energía de estructuras con asimetría en fluencia, que en suelos blandos pueden ser significativas; así mismo, es deseable que el presente estudio se extienda a sistemas estructurales que tengan comportamiento histerético degradante.
4. Se verificó que un edificio de concreto reforzado con asimetría en fluencia, cuya resistencia lateral se amplificó con los factores estimados con las expresiones matemáticas propuestas en este estudio, exhibe una confiabilidad similar a la de su correspondiente contraparte simétrica.
5. Se recomendó al Comité Revisor de las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo* (NTCDS) del *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal* (RCDF) que las expresiones propuestas en el presente estudio se incluyeran en la versión 2017 de las NTCDS. En respuesta a esta propuesta, las expresiones dadas por las ecuaciones 10 y 11 así como la Tabla 3 fueron incluidas en las especificaciones que aparecen en la Sección 2.5 (sobre Comportamiento Asimétrico) y en la Sección 10 (sobre Estructuras Existentes) de las NTCDS-2017.

## Agradecimientos

Se agradecen los valiosos comentarios de J. L. Camba, L. Esteva y F. García Jarque, así como el apoyo proporcionado por el Instituto de Seguridad para las Construcciones en el Distrito Federal (ISCDF), y por la DGAPA-UNAM dentro del programa PAPIIT (IN103517). El primer autor agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) la beca otorgada para sus estudios de posgrado.

## Referencias

Baker, J. y Gupta, A. (2016), "Bayesian treatment of induced seismicity in probabilistic seismic hazard analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **106** (3), 860-870. <http://dx.doi.org/10.1785/0120150258>

Basha, B. y Babu, G.L. (2014), “Reliability-based load and resistance factor design approach for external seismic stability of reinforced soil walls”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **60**, 8-21. <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.01.013>

Bazzurro P. y Cornell, C.A. (1994), “Seismic hazard analysis of nonlinear structures I: methodology”, *Journal of Structural Engineering*, **120**, 3320–3344.

Bazzurro, P., Cornell, C.A., Shome, N. y Carballo, J.E. (1998), “Three proposals for characterizing MDOF nonlinear seismic response”, *Journal of Structural Engineering*, **124**, 1281–1289.

Bojórquez, E., Iervolino, I., Reyes-Salazar, A. y Ruiz, S.E. (2012), “Comparing vector-valued intensity measures for fragility analysis of steel frames for the case of narrow-band ground motions”, *Engineering Structures*, **45**, 472-480. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.07.002>

Bradley, B., Burks, L. y Baker, J. (2015), “Ground motion selection for simulation-based seismic hazard and structural reliability assessment”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **44**, 2321-2340. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.2588>

Castillo, T. y Ruiz S.E. (2014), “Reduction factors for seismic design spectra for structures with viscous energy dampers”, *Journal of Earthquake Engineering*, **18**, 323-349. <http://dx.doi.org/10.1080/13632469.2013.860932>

Camba, J.L. (2016), “Comunicación personal”.

Carr, A.J. (2007), “*Ruamoko 3D User Manual*”, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Cornell, C.A. (1968), “Engineering seismic risk analysis”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, **58** (5), 1583-1606.

Cornell, C.A. (1969), “A probability-based structural code”, *ACI Journal*, **66** (12), 974-985.

Cornell, C.A. (1996), “Calculating building seismic performance reliability: a basis for multilevel design norms”, *Proceedings*, 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper 2122, 5707-5712.

Cornell C.A. y Krawinkler, H. (2000), “Progress and challenges in seismic performance assessment”, *PEER Center News*, vol. **3**. <http://peer.berkeley.edu/news/2000spring/performance.html>

Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O. y Foutch, D.A. (2002), “The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **128** (4), 526-533.

Deierlein, G.G. (2004), “Overview of a comprehensive framework for earthquake performance assessment”, *PEER 2004/05*, In *International Workshop on Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation*, Bled, Slovenia, Fajfar P., Krawinkler H. (eds).

Esteva, L. (1980), Design general, “Design of earthquake resistant structures”, Capítulo 3, E. Rosenblueth (ed), Pentech Press, Londres.

Esteva, L. (1968), “Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico”, *Tesis Doctoral*, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Frangopol, D.M. (1985), “Structural optimization using reliability concepts”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **111** (11), 2288-2301.

Galambos, T.V. y Ravindra, M.K. (1973), "Tentative load and resistance factor design criteria for steel buildings", *Research Report 18*, Structural Division, Washington University, St. Louis.

García Jarque, F. (2016), "Comunicación personal".

Han, S.W. y Wen, Y.K. (1997), "Method of reliability-based seismic design I: equivalent nonlinear systems", *Journal of Structural Engineering*, **123**, 256–263.

Hao, G., Liang, X. y Zhang, S. (2013), "The new approximate calculation method for the first order reliability", *Applied Mathematics*, **4**, 505-509. <http://dx.doi.org/10.4236/am.2013.43075>

Jalayer, F., Beck, J.L. y Porter, K.A. (2004), "Effects of ground motion uncertainty on predicting the response of an existing Rc frame structure", *Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada; 10.

*Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo* (2015), Comisión Federal de Electricidad (CFE), Ciudad de México.

Miller, M. y Baker, J. (2015), "Ground-motion intensity and damage map selection for probabilistic infrastructure network risk assessment using optimization", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **44**, 1139-1156. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.2506>

Montiel, M.A. y Ruiz, S.E. (2007), "Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of building structures under narrow-band motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**, 1915-1934. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.711>

Park, Y.J. y Ang, A.H. (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **111** (4), 740-757.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004, 2017), *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Ciudad de México.

Rosenblueth, E. (1972), "Code specification of safety and serviceability", *Conference Preprints Reports*, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Technical committee 10, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, 23-51.

Ruiz, S.E., Rosenblueth, E. y Diederich R. (1989), "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Seismic response of asymmetrically yielding structures", *Earthquake Spectra*, **5** (1), pp. 103-111. <http://dx.doi.org/10.1193/1.1585513>

Ruiz, S.E. y Rosas H. (1990), "Factor de amplificación de la respuesta de estructuras con resistencia asimétrica", *Revista de Ingeniería Sísmica*, **39**, pp. 15-26.

Ruiz, S.E. (1991), "Influence of intensity of motion on the seismic response of structures with asymmetric force-deformation curves", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20** (1), 1-9. <http://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/eqe.4290200102/full>

Ruiz, S.E. (2006), "Evaluating seismic reliability of building structures", *Chapter of the book Earthquake Engineering, Honoring Luis Esteva*, ISBN: 970-32-3699-5. J. J. Pérez Gavilán (ed). Instituto de Ingeniería, UNAM, 555-574.

Terán-Gilmore, A., Juárez, H. y Frausto, M. (2000), “On the dynamic response of regular structures exhibiting tilt”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **29** (9), 1343-1374.

Terán Gilmore, A. y Arroyo Espinoza, D. (2005), “Planteamiento de factores de amplificación de resistencia para estructuras con asimetría en fluencia”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, **72**, 81-106.

Terán Gilmore, A. y Ruiz Martínez, A. (2006), “Diseño de estructuras con asimetría en fluencia ubicadas en la zona del lago del D.F.”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, México.

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Bojórquez, E. (2016), “Reliability-based strength amplification factors for structures with asymmetric yielding”, *Journal of Earthquake Engineering*, Online. <http://dx.doi.org/10.1080/13632469.2016.1211568>

# ANEXO 5

## ARTÍCULO SOMETIDO PARA POSIBLE PUBLICACIÓN EN LA *REVISTA EARTHQUAKE ENGINEERING AND ENGINEERING VIBRATION*

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. y Santos-Santiago, M.A. (2018), “Life-cycle cost of reinforced concrete buildings exhibiting asymmetric yielding”, *artículo sometido para posible publicación en la revista Earthquake Engineering and Engineering Vibration*.



# Life-Cycle Cost of Reinforced Concrete Buildings Exhibiting Asymmetric Yielding

Federico Valenzuela-Beltrán<sup>1\*</sup>, Sonia E. Ruiz<sup>1</sup>, Alfredo Reyes-Salazar<sup>2</sup> and Marco A. Santos-Santiago<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, Coyoacán, Ciudad de México, C.P. 04510, México*

<sup>2</sup>*Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Ciudad Universitaria, Culiacán, Sinaloa, México*

Email: [FValenzuelaB@iingen.unam.mx](mailto:FValenzuelaB@iingen.unam.mx), [SRuizG@iingen.unam.mx](mailto:SRuizG@iingen.unam.mx), [reyes@uas.edu.mx](mailto:reyes@uas.edu.mx), [MSantosS@iingen.unam.mx](mailto:MSantosS@iingen.unam.mx)

## Abstract

A framework for life-cycle total cost estimation for buildings with asymmetric yielding is presented. Asymmetric yielding behavior could be produced by different reasons, for example: tilting, asymmetry in vertical loads, sloping facades, etc. This type of structures should be reinforced such that they present the same structural reliability as those having symmetric yielding behavior. The proposed approach is illustrated by a 9-story reinforced concrete building located in soft soil region of Mexico City. The building is considered symmetric, and alternatively, with asymmetric yielding behavior. The life-cycle cost for both versions of the building is estimated, and the effect of the asymmetric behavior on such cost is discussed. Then, the use of strength amplification factors of the design spectrum previously proposed by the authors is illustrated by reinforcing the structure. It is verified that the asymmetric yielding building, whose lateral strength was amplified by the mentioned modification factors and using two different techniques: 1) concrete jacketing and, 2) carbon fiber reinforced polymer, exhibits a seismic performance and a structural reliability similar to its symmetric yielding counterpart; in addition, its life-cycle cost is significantly reduced.

**Keywords:** Life-cycle cost; Asymmetric yielding; Seismic risk analysis; Seismic performance; Structural reliability

## 1. Introduction

Some structures may develop asymmetric yielding strengths in opposite directions due to different reasons like tilting, asymmetry in vertical loads, sloping facades, structural members responding differently in each direction of the seismic excitation, the presence of mezzanines, among others. When are subjected to seismic excitations, symmetric yielding structures tend to oscillate around their un-deformed position and their plastic deformation demands tend to offset each other; on the other hand, asymmetric yielding structures exhibit a monotonically increasing deformation state and tend to accumulate the plastic deformation demands in only one direction. Due to this, structures with asymmetric yielding behavior may exhibit a worse seismic performance than that of buildings without it. The asymmetric behavior may significantly affect the seismic performance of this kind of buildings, especially when are subjected to long duration intense seismic ground motions.

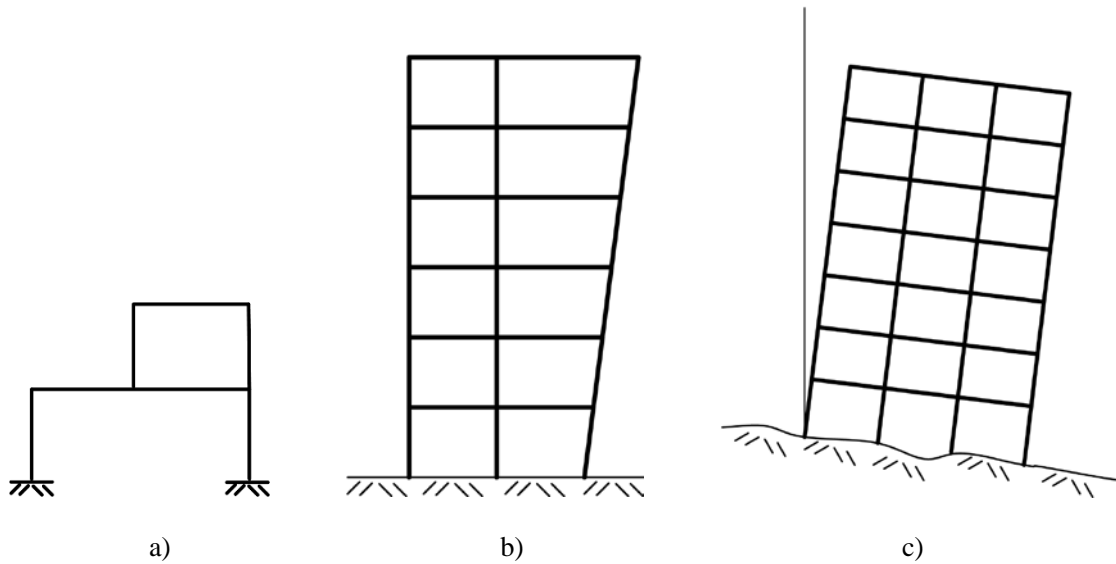


Fig. 1. Examples of asymmetric yielding structures: a) asymmetry in vertical loads, b) sloping facades, c) tilting.

The level of asymmetric yielding of buildings such those illustrated in Fig. 1 can be characterized by the parameter  $\alpha$ ; which is defined according to the reason that causes the asymmetric behavior. For example, for buildings with asymmetry in vertical loads, sloping facades or with structural members that respond differently in each direction of the seismic excitation, the level of asymmetric yielding is defined as in eq. 1:

$$\alpha = \frac{V_b^s - V_b^w}{2W} \quad (1)$$

where  $V_b^s$  and  $V_b^w$  are the base shear that causes yielding in the strong and weak directions of the building, respectively; and  $W$  is the weight of the building. The definition of  $\alpha$  is represented graphically in Fig. 2. For buildings exhibiting asymmetric yielding produced by tilting,  $\alpha$  will be equal to the tilting angle.

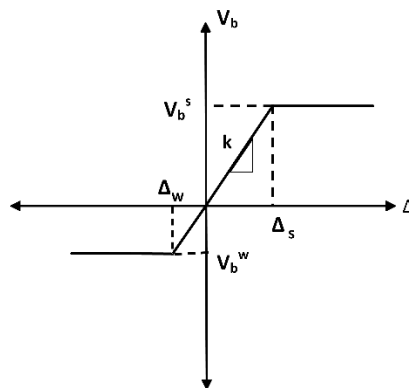


Fig. 2. Base shear vs displacement of a structural system with asymmetric yielding.

There are different solutions to improve the seismic performance of buildings with asymmetric yielding. The solution will depend on each particular problem. Some solutions may be geotechnical (e.g. restore the verticality of the building), others may be structural (strengthen the building using one of the different reinforcing techniques), or combining both types of solutions. This paper is focused on exclusively structural solutions. Under this approach, a structure that exhibits asymmetric yielding must be designed (or reinforced) to take higher seismic forces than a structure with the same characteristics but symmetric. This fact leads to the necessity of using strength amplification factors

of the acceleration design spectrum, in order that the reinforced buildings exhibit a seismic performance and a structural reliability similar to those of their symmetric counterparts.

There are several studies in the literature about the dynamic performance of structural systems with asymmetric yielding, most of them are focused in proposing strength amplification factors based on the analysis of single degree of freedom (SDOF) systems (Ruiz, 1989; Ruiz, 1991; Terán-Gilmore and Arroyo-Espinoza, 2005); while others have proposed reliability-based methodologies to estimate such factors considering aspects like the soil-structure interaction and the influence of the two horizontal components of the ground motions acting simultaneously (Valenzuela-Beltrán *et al.*, 2017; 2018). The former studies have identified factors that are important to understand the seismic response of buildings with asymmetric yielding such as the duration of the excitation, the ratio between the structural fundamental vibration period to that of the dominant period of the soil. (Terán-Gilmore *et al.*, 2000; Valenzuela-Beltrán *et al.*, 2017; 2018); however, there are no studies that discuss the effect of asymmetric yielding behavior on the economic losses of reinforced concrete buildings, which is one of the objectives of the present study.

Structural design has been evolving through the years. Now, many modern design codes are oriented not only to ensure a satisfactory structural seismic behavior, but also an adequate level of reliability, to reduce the future damage, and consequently, the life-cycle cost (Ellingwood, 1994a, 1994b; Wen and Kang, 2001a, 2001b; Faber and Sorensen, 2002), which is one of the most studied topics last decades (Sarma and Adeli, 2002; Lagaros, 2007; Ang, 2011; Esteva *et al.*, 2011; Frangopol and Soliman, 2016; Bojórquez *et al.* 2017). The topic is especially important because one of the goals of structural design is to find a balance between economy and structural performance (safety).

Due to the inferior seismic performance of buildings with asymmetric yielding compared with that of symmetric yielding buildings, the damage cost of the first is expected to be higher than that of the latter under an intense earthquake scenario. So, it is desirable to increase the lateral strength of the buildings in order to reduce the expected total cost. The main objectives of this study are: 1) to propose an approach to evaluate the effect of asymmetric yielding behavior on the expected total cost of reinforced concrete buildings, and 2) to compare the structural reliability and the expected total cost of reinforced concrete buildings with asymmetric yielding with those with symmetric yielding behavior.

## 2. General Approach

The general approach proposed and applied in this study is as follows:

- 1) First, the building of interest is designed in accordance with a specific design seismic code. The building is considered symmetric in its yield strength, and alternatively, exhibiting asymmetric yielding. Then, a set of seismic ground motions recorded in different stations representative of the zone where the building is located, is selected.
- 2) The seismic response of the building is estimated through several nonlinear time history analysis in order to calculate the engineering demands parameters, EDP. In the present study, it is selected the maximum inter-story drift of the buildings,  $\delta$ , for a given intensity measure,  $IM$ .
- 3) Fragility curves are obtained for different particular values of the EDP,  $y$ , using eq. 2:

$$P(\text{EDP} > y | \text{IM} = \text{im}) = 1 - \Phi \left( \frac{\ln(y/\hat{D})}{\sigma_{\ln D}} \right) \quad (2)$$

where  $\hat{D}$  and  $\sigma_{\ln D}$  are the median and the standard deviation of the EDP logarithms, respectively.

- 4) The structural reliability is evaluated by estimating the mean annual rate of exceedance of a certain value of the EDP, which results in a structural demand hazard curve, which can be estimated as follows (Esteva, 1967; Cornell, 1968):

$$v_{EDP}(d) = \int_{IM} \left| \frac{dv_{IM}(im)}{d(im)} \right| P(EDP > d | IM = im) \dim \quad (3)$$

where  $P(EDP > y | IM = im)$  is the conditional probability that  $EDP > d$ , given a seismic intensity  $IM=im$ .  $v_{IM}(im)$  is the average number of events that equals or exceeds  $im$  per year, and represents the seismic hazard curve of the site.

- 5) Incremental dynamic analyses (IDAs) (Vamvatsikos and Cornell, 2002) are performed to estimate the maximum inter-story drift associated to the limit states of serviceability (first yield) and ultimate (near collapse) capacity of the buildings.
- 6) The damage cost functions depend on the level of damage of the buildings when being subjected to a given seismic intensity. Then, it is necessary to use a damage index for this purpose. In this study, the following damage index proposed by Tolentino and Ruiz (2015) is used:

$$DI = \frac{\delta_d - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (4)$$

where  $\delta_d$  is the maximum inter-story drift demand,  $\delta_y$  represents the maximum inter-story drift associated with the yielding limit state, and  $\delta_u$  is the maximum inter-story drift associated with the near collapse limit state.  $DI$  varies from 0 (which means no damage) to 1.0 (total damage).

- 7) From the structural demand hazard curves and the estimation of the capacity of the buildings obtained in steps 4 and 5, respectively, an analysis to estimate the mean annual rate of exceedance of the expected total cost of the two versions of the building is performed and the effect of asymmetric yielding behavior on such cost is identified. Details of the cost functions used in this study are presented in Section 3. All the costs are discounted to present value ( $PV$ ), using the following expression:

$$PV = \frac{FV}{(1+q)^n} \quad (5)$$

where  $FV$  is the value at future year  $n$  and  $q$  is the discount rate, which is assumed to be equal to 5% (Wen and Kang, 2001a;2001b).

- 8) The lateral strength of the building with asymmetric yielding is amplified by strength amplification factors existing in the literature. In the present study, the additional lateral strength of the building is supplied using two reinforcement techniques: a) Concrete Jacketing of its structural members, and b) using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP). Then, the seismic performance and structural reliability of the reinforced building are compared with those of its symmetric yielding counterpart.
- 9) Next, the mean annual rate of exceedance for a given value of the expected total cost of the reinforced asymmetric yielding building is compared with that corresponding to the same building but without reinforcement.
- 10) From the results, the use of adequate strength amplification factors to reduce the expected total cost of concrete buildings is discussed.

### 3. Components of the Cost Functions

There are two main components of an expected total cost function of a particular structure: the initial cost and the expected cost of future damages.

$$E(T_c) = C_I + E(C_D) \quad (6)$$

where  $E(T_c)$  is the expected total cost,  $C_I$  is the initial cost, and  $E(C_D)$  is the expected cost of future damages.

### 3.1 Initial Cost

The total initial cost ( $C_I$ ) of the structures is estimated by means of an approximated procedure (DeLeón, 1995; Bojorquez *et al.*, 2017). This cost includes the direct costs ( $C_{DI}$ ), indirect costs ( $C_{IN}$ ) and construction fees ( $C_{CF}$ ). The estimation of the direct cost may be simplified by making the assumption that this is calculated by the summation of the cost of materials ( $C_M$ ) and the labor cost ( $C_L$ ). The latter is taken as 40% of the cost of materials. Therefore, the direct cost is estimated as in Eq. 7. The cost of the non-structural components is not considered in this study. The indirect cost includes the training of the possible workers, insurance, among others; and is taken as 20% of the direct cost, as in Eq. 8.

$$C_{DI} = 1.4C_M \quad (7)$$

$$C_{IN} = 0.2C_{DI} \quad (8)$$

The constructor fee ( $C_{CF}$ ) is estimated to be approximately 15% of the summation of direct and indirect costs, as follows:

$$C_{CF} = 0.15(C_{DI} + C_{IN}) \quad (9)$$

The cost of materials ( $C_M$ ) is taken from the average cost of concrete and reinforcing steel in Mexico City, as shown in Table 1.

Table 1. Average unitary cost of construction materials in Mexico City (2018)

Material	Unit	Cost (American dollars)
Concrete ( $f_c = 24.52$ Mpa)	m <sup>3</sup>	\$97
Reinforcing steel	Ton	\$700

Thus, the total initial cost results of the summation of  $C_{DI}$ ,  $C_{IN}$ , and  $C_{CF}$ :

$$C_I = 1.4C_M + 0.2(1.4C_M) + 0.15[1.4C_M + 0.2(1.4C_M)] = 1.93C_M \quad (10)$$

### 3.2 Expected Damage Cost

There are different costs associated with the potential damages that structures may suffer along their lifetime. This cost includes the repair or reconstruction cost ( $C_{RR}$ ), the cost associated to the loss of contents ( $C_C$ ), the cost of potential injured ( $C_{LE}$ ), the economic cost of loss of life ( $C_{LL}$ ), and the cost of business interruption ( $C_{BI}$ ). Thus, the expected damage cost can be expressed as (De León, 1995):

$$E(C_D) = C_{RR} + C_C + C_{LE} + C_{LL} + C_{BI} \quad (11)$$

The cost associated with the damage depends on the level of the expected structural damage in the useful life of the structure under consideration. To quantify the global damage of the building when is subjected to a given seismic intensity, the damage index proposed by Tolentino and Ruiz (2015) is used (see eq. 4).

### 3.2.1 Repair/Reconstruction Cost:

There are different methods to repair (or reinforce) damaged buildings, for example: concrete jacketing, carbon fiber reinforced polymer (CFRP), etc. To illustrate the effect of the asymmetric yielding behavior in the expected total cost of the building, in this section it is assumed that this will be repaired using the jacketing of structural members technique.

The repair cost of the buildings was taken from Bojorquez *et al.*, (2017); they found that, for R/C buildings located in Mexico City, the maximum repair cost is about \$450/m<sup>2</sup>, which is approximately equal to 50% of the initial cost of the structure. There is a limit of repairable damage from which the structure must be demolished and rebuilt; this limit is taken as  $DI < 0.70$  (De León, 1995). The cost of reconstruction is considered to be 1.2 times the initial cost ( $1.2C_I$ ) and includes the cost of demolition, cleaning, re-designing the structure, etc. In addition, it is considered that reconstruction of the buildings takes a period of two years. Thus, the relationships between the damage index and repair/reconstruction cost are the following:

$$C_{RR} = C_I DI^2 ; 0 \leq DI < 0.70 \quad (12)$$

$$C_{RR} = 1.2C_I ; DI \geq 0.70 \quad (13)$$

### 3.2.2 Cost of Loss of Contents

This cost is directly related to the occupancy of the building under consideration, and consequently, to its type of contents; also, it is directly related to the floor acceleration that occur in a building when is affected by a seismic event. The building studied here is supposed to be an office, so the cost of contents depends mainly on the office business. It is important to mention that the cost of contents is not considered in this study by taking into account the floor accelerations of the building, but it will be taken in an approximate way, as a percentage of the initial cost. Surahman and Riojani (1983) have suggested that the maximum cost of contents can be taken as 0.5 times the initial cost. Therefore, the cost associated to the loss of contents can be expressed as follows:

$$C_C = 0.5C_I DI ; 0 < DI < 1.0 \quad (14)$$

$$C_C = 0.5C_I ; DI \geq 1.0 \quad (15)$$

To estimate the cost of contents as a fraction of the initial cost is not appropriate due to that this can be underestimated or overestimated; in addition, it varies greatly depending on the type of structure considered. For example, there may be cases as warehouses where the structure is undamaged after an intense seismic event but its contents result severely damaged. On the other hand, the opposite can happen, that is, that the structures can present important damages and a large part of the contents can be recovered (for example, housing) (Jaimes *et al.*, 2013).

### 3.2.3 Cost of Injuries

The evaluation of the cost of injuries considers mainly the cost of hospital stays, medicines, and physical/psychological therapies for people who could result injured in a seismic event. To evaluate this type of cost, it is necessary to estimate the average number of people that can be injured during an earthquake scenario. For this purpose, De León (1995) estimated the average number of injured people per unit of area of collapsed buildings during the 1985 Mexico City earthquake (Tokyo Metropolitan Government, 1985; Instituto de Ingenieria UNAM, 1985), this resulted to be 0.0168/m<sup>2</sup>. Thus, to estimate the total cost of injuries, the following data, taken from Bojórquez *et al.* (2017), are adopted: 1) the cost of injuries without disability ( $C_{LEN}$ ) is considered to be equal to \$1,700 (injuries without disability consider the cost of a small hospital stay, medicine, and medical fees), 2) the cost of disability injuries ( $C_{LEP}$ ) is taken as \$400,000 (equal to fatality cost, defined in Section 3.2.4) and includes the cost of therapy, continuous care, and legal actions. It is assumed that the disability injuries represent 10% of the total injuries. Thus, the cost of injuries function is supposed to vary with the damage index, as follows:

$$C_{LE} = \begin{cases} [0.1C_{LEP} + 0.9C_{LEN}](0.0168)(A)(DI^2) & ; 0 < DI < 1 \\ [0.1C_{LEP} + 0.9C_{LEN}](0.0168)(A) & ; DI \geq 1 \end{cases} \quad (16)$$

where A is the floor area of the collapsed buildings.

### 3.2.4 Economic Cost of Loss of Life

To estimate the expected cost related to life loss, it is necessary to estimate the average number of people that could result killed per unit of floor area of collapsed buildings after an earthquake event. So, the only way to obtain such data is from the damage caused by previous intense earthquakes. For this purpose, Orellana-Ojeda (2017) performed a nonlinear least squares regression analysis of the number of deaths ( $N_d$ ) per unit of area of collapsed buildings during the 1985 Mexico City earthquake. The data was reported by the Tokyo Metropolitan Government in 1985. The fitting of the data and the proposed expression are presented in Fig. 3 and eq. 17, respectively.

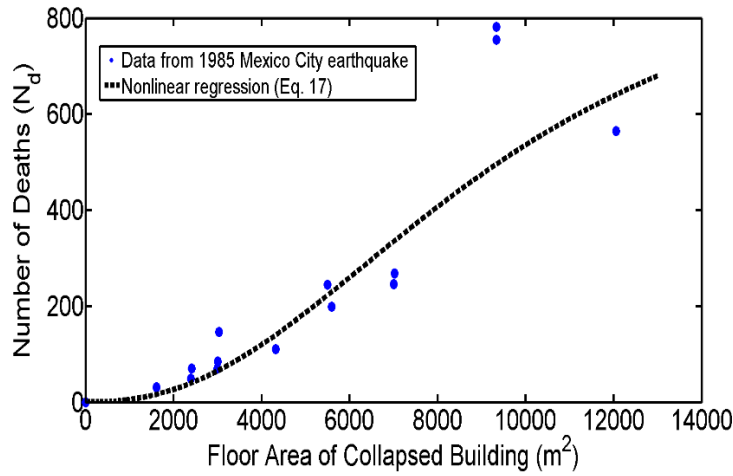


Fig. 3. Number of deaths per unit of area of collapsed buildings.

$$N_d = \frac{995.3A^{2.34}}{188+A^{2.34}} \quad (17)$$

The evaluation of the economic cost of life loss is a controversial issue. Perhaps instinctively we can argue that a life is priceless and that it is impossible to quantify in monetary terms. In addition, there is no standard concept for the value of a statistical human life in economics (Nilsson, 2014). A widely accepted procedure to estimate the economic value of human life is to calculate the expected loss of future incomes (Linnerooth, 1979). Under this assumption, the fatality cost is taken according to the average annual income of a statistical person over its expected working life. According to Bojorquez *et al.* (2017), the number of people who may lose their lives in a collapsed building is approximately 75% of the total people inside the building; however, for incipient collapse (defined as a near collapse state), it is assumed that only 5% of people die. Therefore, the number of deaths associated with an incipient collapse state ( $N_{dCI}$ ) are considered in this study to estimate the expected cost of loss of life (eq. 18). If we consider that the average annual income of a statistical person in Mexico City is approximately \$16,000 US Dollars and that its average working life is 25 years, the resulting fatality cost ( $C_F$ ) of a statistical person is estimated to be \$400,000 US Dollars. Therefore, the cost of life loss is defined as in eq. 19. It must be noted that for minor or moderate damage ( $DI < 1$ ) it is assumed that the cost of loss of life follows a fourth power function (De León, 1995).

$$N_{dCI} = \frac{0.05N_d}{0.75} \quad (18)$$

$$C_{LL} = \begin{cases} N_{dCI}C_FDI^4 & ; 0 < DI < 1 \\ N_{dCI}C_F & ; DI \geq 1 \end{cases} \quad (19)$$

### 3.2.5 Cost of Business Interruption

This cost depends directly of the occupancy of the buildings. The occupancy of the building analyzed in this study is considered as office. This implies that the cost of business interruption is mainly related to the loss of rental income during the repair or reconstruction time period. It is considered that the maximum period of reconstruction ( $R_P$ ) is two years and the average rent for offices ( $R_{OFF}$ ) in Mexico City is around \$19/m<sup>2</sup> monthly. This cost is associated to total damage ( $DI \geq 1$ ); however, for intermediate damage, it is assumed that the cost function variation is quadratic (De León, 1995). Thus, the business interruption cost function is expressed as:

$$C_{BI} = \begin{cases} R_{OFF}AR_P & ; DI \geq 1 \\ R_{OFF}AR_P DI^2 & ; 0 \leq DI < 1 \end{cases} \quad (20)$$

## 4. Illustration of the Approach

In order to illustrate the methodology mentioned above, it is applied to 9-story reinforced concrete (R/C) building located on soft soil of Mexico City.

### 4.1 Characteristics of the R/C Building

The design of the building was based on a modal spectral dynamic analysis and in accordance with the specifications of the Mexico City Building Code (*MCBC-2004*). The occupancy of the building is considered as offices. The nominal design compression stress is  $f'_c=24.52$  MPa for concrete, and  $f_y=411.9$  MPa in tension and compression for the reinforcing steel. The design of the building was carried out by using the software ETABS (2016, Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, USA). The building is assumed to be located in the Mexico City lake zone with a dominant period  $T_s=1.4$  s, and to have a seismic behavior coefficient,  $Q$ , of 4, which implies that the detailing requirements for their structural members are similar to those established by the Uniform Building Code (UBC, 1994) for reinforced concrete special moment-resisting frames. The lateral stiffness was selected in order that the maximum inter-story drift does not exceed 0.030, which is the limit specified by the *MCBC-2004* for the design of ductile moment-resisting concrete frames. The fundamental vibration period obtained in the design of the building is  $T_1 = 1.22$  s. Fig. 4 shows the plan and elevation of the building while in Table 2 the dimensions of the structural members are shown.

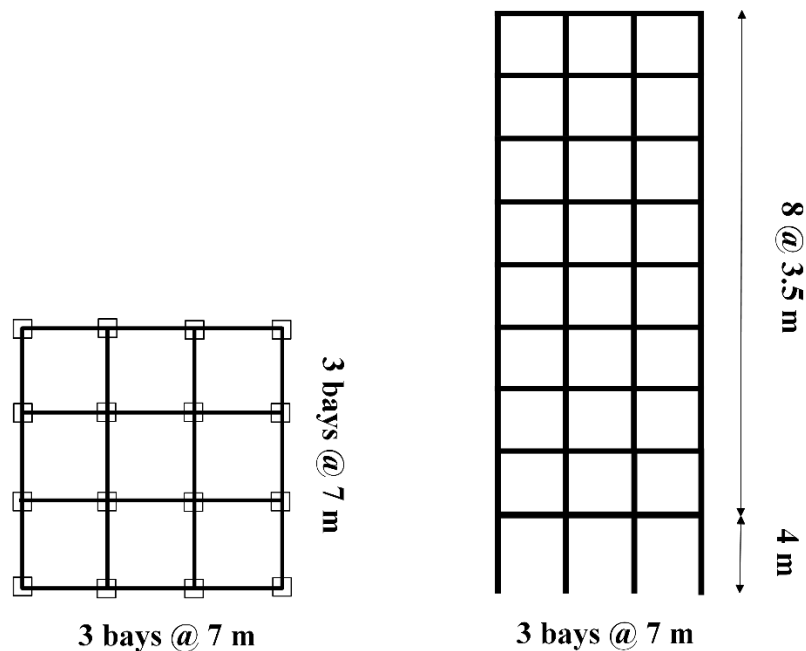


Fig. 4. Plan and elevation of the 9-story reinforced concrete building.



Table 2. Dimensions of the structural members of the building

Story	Beams	Columns
1	0.65x0.40	0.70x0.70
2	0.65x0.40	0.70x0.70
3	0.65x0.40	0.70x0.70
4	0.60x0.35	0.65x0.65
5	0.60x0.35	0.65x0.65
6	0.60x0.35	0.65x0.65
7	0.60x0.30	0.60x0.60
8	0.60x0.30	0.60x0.60
9	0.60x0.30	0.60x0.60

The building is idealized by means of a structural model that take into account the non-linear behavior of its structural members, using the software Ruaumoko3D (Carr, 2011). The modeling of the beams considers a plastic hinge length equal to the half of their height to estimate the rotational capacity. The yield moments in each principal axis of the beams are obtained from the corresponding moment-curvature diagram, and is associated to the smallest curvature corresponding to: 1) the buckling of the compression longitudinal reinforcing steel, 2) the fracture of the tension longitudinal reinforcing steel, and 3) the crushing of the compression concrete block. Interaction diagrams are obtained for each column. The rigid end-blocks lengths of beams and columns are taken equal to the half of the height of the structural members which intersect with. All the mass of a given story is considered lumped in its center of mass and rigid diaphragms are considered in all building stories. The hysteretic behavior of the structural members is idealized by a Modified-Takeda hysteretic model (Takeda *et al.*, 1970). The strength and stiffness degradation of the structural members is considered in the dynamic analyses.

#### 4.2 Seismic Ground Motions

Thirteen pairs of seismic ground motions recorded at different stations close to the zone where the building is located are selected for the nonlinear time history analyses. The ground motions correspond to subduction events with moment magnitude  $M_w \geq 6.9$ . Their main characteristics are summarized in Table 3. It can be seen in Table 3 that the dominant period of the seismic records varies between 1.25 s and 1.74 s. The dominant period of each record is taken as the period where the elastic pseudo-acceleration response spectrum reaches its maximum. The seismic ground motions are scaled in terms of the average pseudo-acceleration over a range of vibration periods,  $S_{avg}$  (Baker and Cornell, 2006), using eq. 21:

$$S_{avg}(T_1, \dots, T_n) = [\prod_{i=1}^n S_a(T_i)]^{(1/n)} \quad (21)$$

where  $n$  is the number of spectral ordinates to average, and  $T_1$  is the fundamental vibration period of the structure. The averaging range is taken from  $0.2T_1$  to  $1.3T_1$ .

The seismic analyses consider the two horizontal components of the seismic ground motions acting simultaneously. The seismic intensity of both components is combined using the *Square Root of Summation Squares* (SRSS), as follows:

$$S_{avg} = \sqrt{S_{avgEW}^2 + S_{avgNS}^2} \quad (22)$$

where  $S_{avgEW}$  and  $S_{avgNS}$  are the average spectral acceleration for 5% of critical damping, corresponding to EW and NS components, respectively. The elastic pseudo-acceleration response spectra for 5% of critical damping for both components of the 13 seismic ground motions are shown in Fig. 5. The figure also shows the arithmetic mean of the 13 spectra with a bold black line.

Table 3. Main characteristics of the seismic ground motions

Event	Date	Magnitude	Epicenter coordinates		Peak Ground Acceleration (cm/s <sup>2</sup> )	Dominant period T <sub>s</sub> (s)	
			Lat. <i>N</i>	Long. <i>W</i>		Component E-W	Component N-S
1	95/09/14	7.3	16.31	98.88	31.1	1.74	1.58
2	97/01/11	6.9	17.90	103.00	16.4	1.70	1.54
3	97/01/11	6.9	17.91	103.04	19.9	1.32	1.28
4	89/04/25	6.9	16.60	99.40	55.4	1.25	1.19
5	95/09/14	7.3	16.31	98.88	37.3	1.29	1.38
6	89/04/25	6.9	16.60	99.40	39.7	1.29	1.38
7	89/04/25	6.9	16.60	99.40	23.9	1.35	1.41
8	95/09/14	7.3	16.31	98.88	28.7	1.57	1.40
9	95/09/14	7.3	16.31	98.88	27.8	1.34	1.42
10	97/01/11	6.9	17.90	103.00	13.0	1.35	1.35
11	97/01/11	6.9	17.91	103.04	26.0	1.36	1.48
12	95/09/14	7.3	16.31	98.88	28.7	1.45	1.28
13	97/01/11	6.9	17.91	103.04	17.5	1.26	1.27

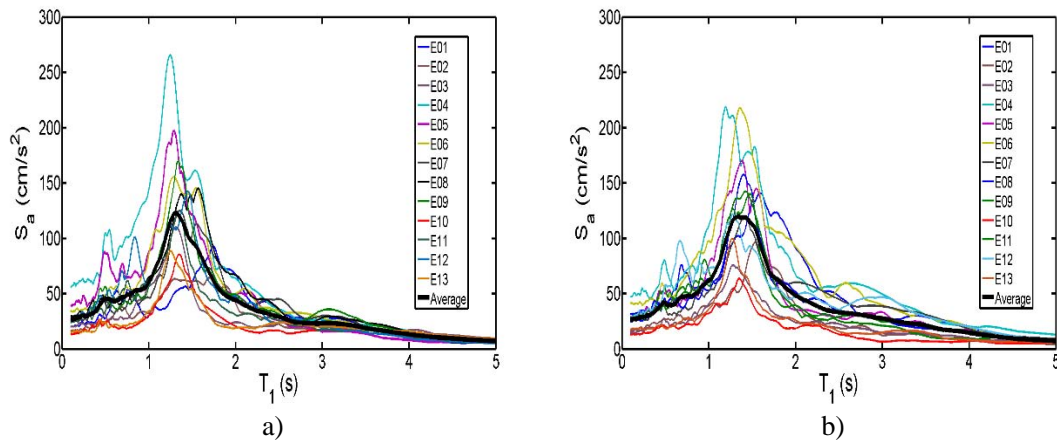


Fig. 5. Elastic pseudo-acceleration response spectra for a) E-W component, and b) N-S component.

### 4.3. Fragility and Structural Demand Hazard Curves

The fragility curves of the building are calculated with eq. 2. These curves are obtained for different values of the maximum inter-story drift. Figs. 6a and 6b show the fragility curves for the symmetric version, and alternatively, the version with asymmetric yielding of the building, respectively. It is observed that, for a given value of seismic intensity, the probability of exceedance of a certain value of the maximum inter-story drift is higher for the asymmetric yielding version than that corresponding to the symmetric version of the building. For example, for a seismic intensity of  $S_a(g)=0.8$ , the probability of exceedance of a maximum inter-story drift demand of  $\delta=0.02$  is around 22% for the symmetric yielding version of the building, while for the asymmetric yielding version, this probability is 100%, for the same value of seismic intensity.

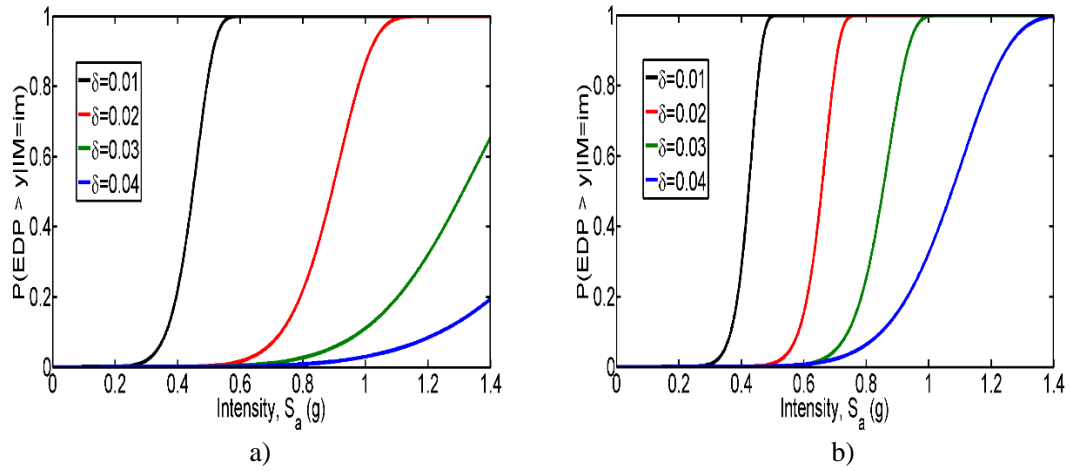


Fig. 6. Fragility curves for a) symmetric and b) asymmetric yielding version of the building.

Figure 7 shows the structural demand hazard curves for both versions of the building. It can be seen that the difference between the curves is small for high values of the mean annual rate of exceedance (short return periods) due to the building remains elastic or only a few structural members present inelastic behavior. This difference becomes higher as the mean annual rate of exceedance increases (i.e. for large return periods). These results illustrate the fact that structural systems with asymmetric yielding exhibit a worse seismic performance than systems with the same characteristics but symmetric in their yield strength. Due to the inferior seismic performance of buildings with asymmetric yielding behavior, the expected damage cost caused by seismic events will be higher, as it will be shown in the following sections.

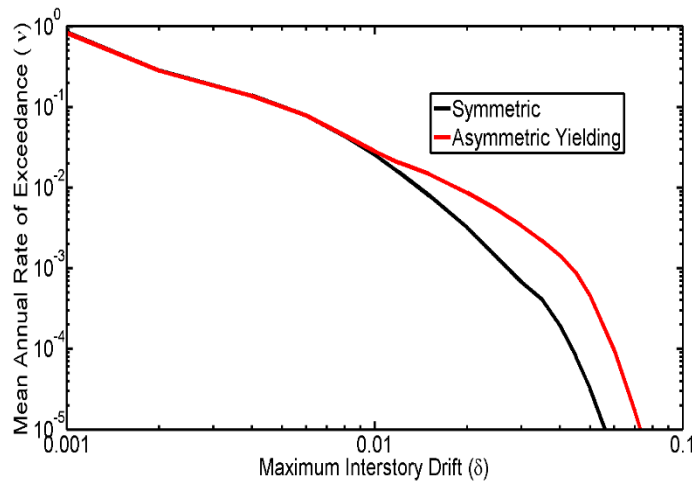


Fig. 7. Maximum inter-story drift demand hazard curves for both versions of the building.

#### 4.4 Structural Capacity

The structural capacity of the building is obtained using incremental dynamic analyses (IDAs). In this study, the maximum inter-story drift demand associated to an ultimate (near collapse) limit state is considered as indicated by FEMA-350 (2000) 20% tangent slope approach; that is, when the tangent lateral stiffness of the building is less than 20% of the elastic slope, the “capacity” point of the structure is defined. Figs. 8a and 8b show the IDA curves corresponding to the 13 seismic records considered, and for both versions of the building. From the IDAs results, the median and the standard deviation of the logarithms of the maximum inter-story drifts associated to both serviceability and collapse capacity are obtained and shown in Table 4. The uncertainties represented by the standard deviation are mainly due to random phasing in the ground motion, which is recognized as a dominant source of uncertainty in seismic risk assessment.

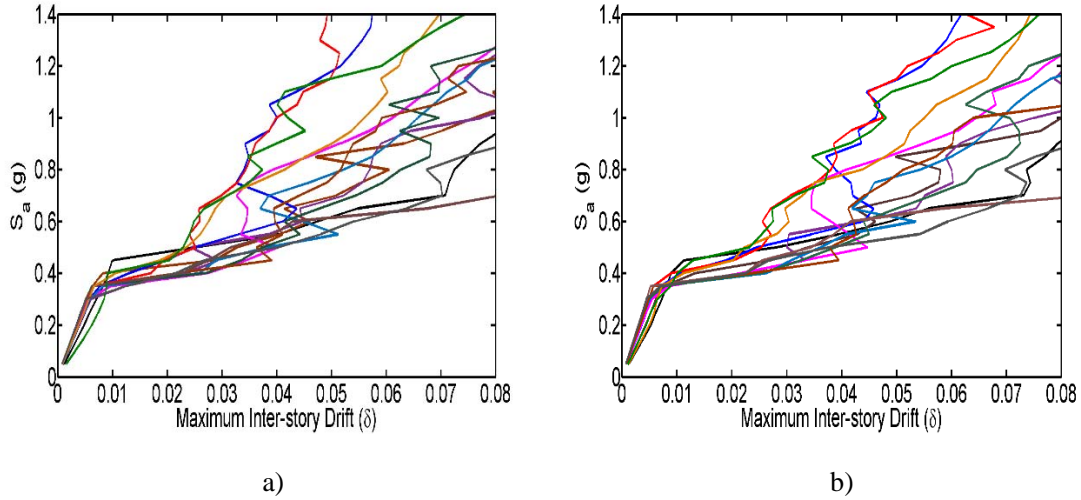


Fig. 8. Incremental dynamics analyses for the a) symmetric, and b) asymmetric yielding version of the 9-story building.

Table 4. Maximum inter-story drifts for the limit states of serviceability and collapse

Building	Serviceability		Collapse	
	Median, $\hat{D}$	$\sigma_{\ln D}$	Median, $\hat{D}$	$\sigma_{\ln D}$
Symmetric	0.0045	0.0765	0.0334	0.2026
Asymmetric Yielding	0.0042	0.0623	0.0312	0.2237

#### 4.5 Mean Annual Rate of Exceedance of the Expected Total Cost of the Building

The expected total cost of a building depends on the initial cost and the expected damage cost that could be generated during its useful lifetime. The cost functions defined in Section 3 are used to estimate such costs. The initial cost of the building can be estimated from the cost of materials multiplied by a factor of 1.93, as shown in eq. 10. Table 5 shows the cost of materials, as well as the quantities of concrete and reinforcing steel for the building under consideration, and, from eq. 10 we can estimate the initial cost of the building, which results in  $C_1=0.39$  mdd.

Table 5. Material cost for the 9-story reinforced concrete building (in American dollars)

Material	Unitary Cost	Quantity	Total Cost
Concrete $f_c = 24.52$ Mpa	\$97	1,141 m <sup>3</sup>	\$110,677
Reinforcing Steel	\$700	133 Ton	\$93,100
Total			<b>\$203,777</b>

To estimate the expected total cost of the building, it is necessary to estimate the mean annual rate of exceedance of the expected damage cost. For this purpose, we relate the structural demand hazard curves (Fig. 7) with the maximum inter-story drifts associated to the serviceability and to the collapse limit states (capacity curves, Fig. 8). From this, associated damage indexes can be calculated using eq. 4, resulting in a curve that represents the mean annual rate of exceedance of a certain value of the DI, for both symmetric and asymmetric yielding version of the building, as shown in Fig. 9. From this, it can be estimated the cost associated with the different types of damages. Figs. 10a to 10e show the mean annual rate of exceedance of the repair/reconstruction, loss of contents, injuries, loss of life and business interruption cost, respectively. It can be seen from Figs. 10a to 10e that the expected damage cost is considerably higher for the asymmetric yielding version of the building, especially for low values of  $v$ . For example, for a return period of 100 years ( $v=0.01$ ), the expected damage costs for the symmetric yielding version of the building are: 0.045 mdd for repair, 0.066 mdd for loss of contents, 0.32 mdd for injuries, 0.044 mdd for loss of life, 0.21 mdd for business interruption, what gives a total of 0.69 mdd. On the other hand, for the asymmetric yielding version of the building, there is an expected total cost of damages of 1.54 mdd, for the same return period.

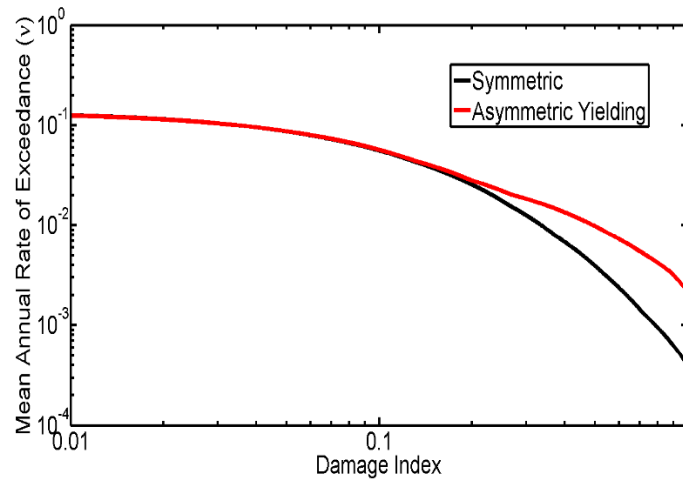
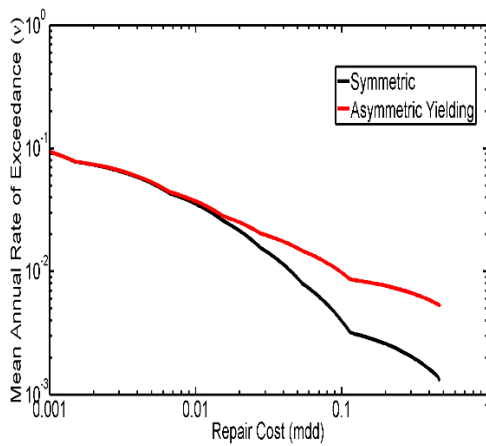
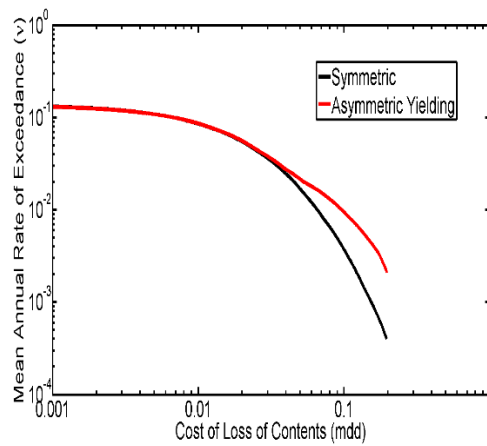


Fig. 9. Mean annual rate of exceedance of the damage index for both versions of the building.



a)



b)

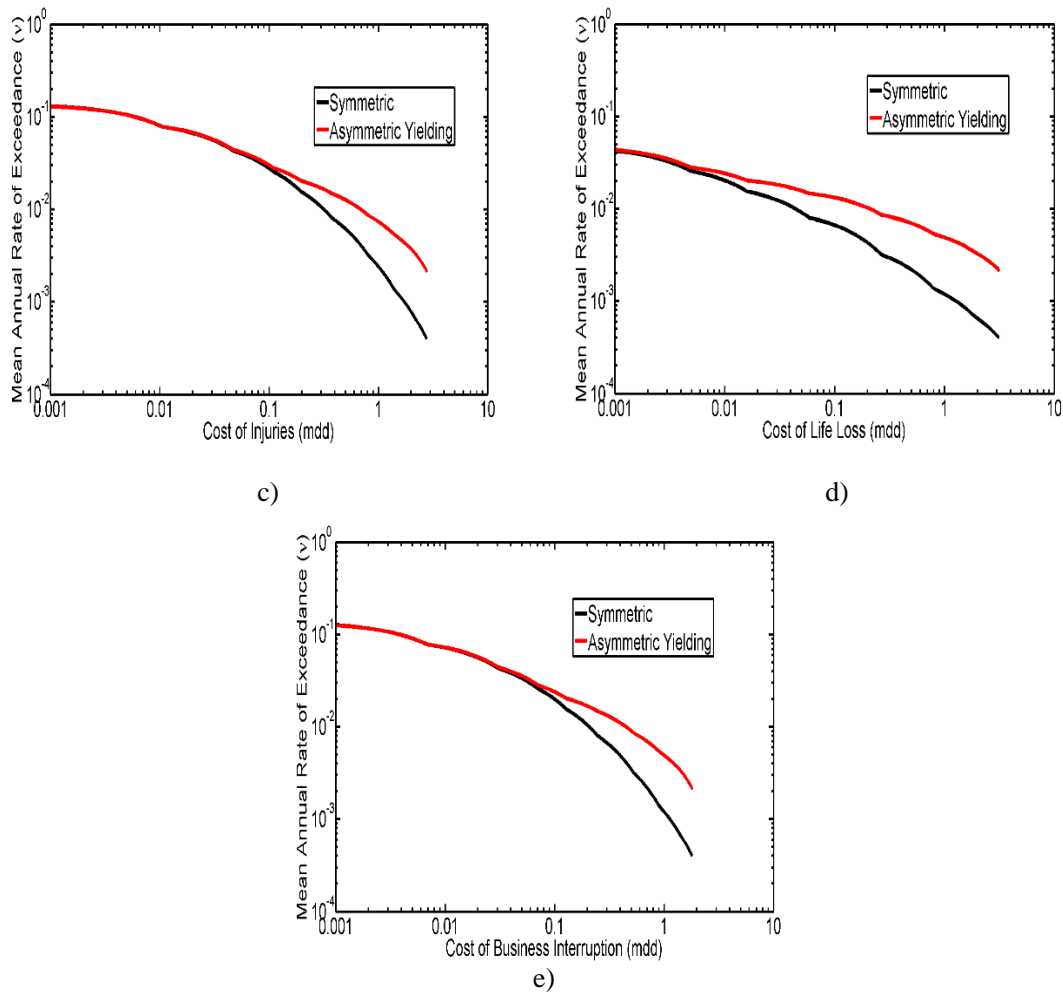


Fig. 10. Mean annual rate of exceedance of: a) repair, b) loss of contents, c) injuries, d) life loss, and e) business interruption cost, for both versions of the building.

The mean annual rate of exceedance of the expected total cost (initial cost plus the expected damage cost) for both versions of the building is shown in Fig. 11. It can be observed that for values of  $v$  higher than 0.1 (return periods lower than 10 years) the expected total cost is equal to the initial cost; that is, no structural damage costs are expected in that interval. From return periods of 33 years and larger ( $v < 0.03$ ), the total cost starts to be higher for the asymmetric yielding version of the building, and it increases as  $v$  becomes smaller. For example, for a return period of 100 years, there is an expected total cost of 1.07 mdd for the symmetric and of 1.93 mdd for the asymmetric yielding version. This indicates that, for this particular case, the asymmetric yielding behavior leads to an expected total cost 80% higher compared with the symmetric yielding version of the building. Based on these results, it can be concluded that the detrimental effect of asymmetric yielding behavior has an important influence on the expected damage cost of buildings. In addition, these results support the importance of applying adequate strength amplification factors to the design spectra in order to improve the seismic performance of asymmetric yielding buildings, and consequently, to reduce the economic losses caused by the potential earthquakes that may affect them during their useful life.

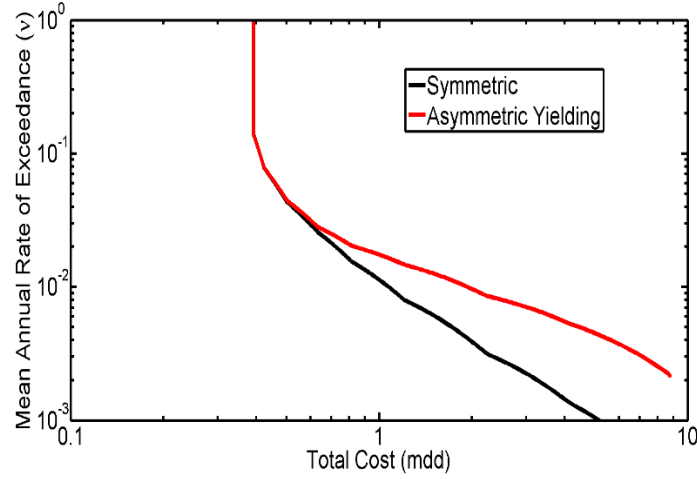


Fig. 11. Mean annual rate of exceedance of the total cost for both versions of the building.

## 5. Seismic Performance and Expected Total Cost of Asymmetric R/C Buildings Reinforced with Different Techniques

In this section, the lateral strength of the 9-story reinforced concrete building studied here is modified by using the strength amplification factors ( $AF$ ) proposed by the authors (Valenzuela-Beltran *et al.*, 2017). The additional lateral strength required for the building is supplied by means of two different reinforcement techniques: 1) jacketing of the structural members, and 2) using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP).

### 5.1. Strength Amplification Factors

Strength amplification factors of design spectrum ordinates were developed by the authors for the design of structures with asymmetric yielding located in Mexico City (Valenzuela-Beltrán *et al.*, 2017; 2018). The factors resulted from structural demand hazard analyses of asymmetric yielding systems with different characteristics, considering different soil conditions. The expressions to estimate the  $AF$  depend on the fundamental vibration period of the structural system ( $T_1$ ), the dominant period of the soil ( $T_s$ ), the level of asymmetric yielding ( $\alpha$ ), and the ductility of the system ( $\mu$ ), as follows:

$$AF = \frac{a\left(\frac{T_1}{T_s}\right)^b}{c + \left|\frac{T_1}{T_s} - 1\right|} + d \quad ; T_s > 1 \text{ s} \quad (23)$$

$$AF = \frac{a\left(\frac{T_1}{T_s}\right)^b}{c + \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^b} + d \quad ; T_s \leq 1 \text{ s} \quad (24)$$

where  $a$ ,  $b$ ,  $c$ , and  $d$  are shown in Table 6. Equations 23 and 24 have been included in the new version of the Mexico City Building Code (2017).

Table 6. Parameters involved in eqs. 23 and 24

Dominant Period of the Soil (s)	$a$	$b$	$c$	$d$
$T_s \leq 0.5$	$(3.5\mu - 1.5) \alpha$	13.4	0.1	$1.6\alpha + 1.0$
$0.5 < T_s \leq 1.0$	$(4.8\mu - 3.0) \alpha$	8.8	0.1	$4.1\alpha + 1.0$
$1.0 < T_s \leq 1.5$	$(1.5\mu - 1.4) \alpha$	0.7	0.08	1.0
$1.5 < T_s \leq 2.0$	$(2.0\mu - 1.6) \alpha$	0.5	0.1	1.0
$2.0 < T_s \leq 2.5$	$(1.5\mu + 0.8) \alpha$	0.9	0.12	1.0
$2.5 < T_s \leq 3.0$	$(1.5\mu + 1.1) \alpha$	0.7	0.13	1.0
$3.0 < T_s \leq 4.0$	$(1.9\mu - 0.05) \alpha$	0.1	0.12	1.0

## 5.2. Comparison of the Seismic Performance of Asymmetric Yielding Buildings Considering Two Reinforcement Techniques

The building described in Section 4.1 is reinforced using two different techniques. In order to compare the seismic performance and the structural reliability of the building, three designs are considered. The first corresponds to the symmetric yielding version of the building (*i.e.*, the building with the characteristics described in Section 4.1; hereinafter, *Building A*); the second version is a building with the same characteristics as *Building A*, but exhibiting an asymmetric yielding behavior characterized by  $\alpha=0.01$ , and its additional lateral strength is supplied by concrete jacketing of structural members, hereinafter *Building B*; and the third version is the same as *Building B* but the additional lateral strength is supplied by reinforcing its structural members with CFRP, hereinafter *Building C*. Thus, in order that *Building B* and *Building C* exhibit a seismic performance similar to that corresponding to *Building A*, their lateral strength is amplified using eq. 23 or eq. 24. The MCBC-2004 recommends a design base shear coefficient ( $c$ ) for a building with the mentioned characteristics equal to 0.23, which is reduced by an over-strength factor  $R = 2$ . Thus, the resultant design base shear coefficient is 0.115. Due to the fact that the building is located on a soil with dominant period  $T_s = 1.4$  s, its design base shear coefficient should be amplified by using eq. 23, as follows:

$$AF = \frac{[(1.5)(4) - 1.4](0.01)\left(\frac{1.22}{1.40}\right)^{0.7}}{0.08 + \left|\frac{1.22}{1.4} - 1\right|} + 1 = 1.20 \quad (25)$$

Consequently, the amplified design base shear coefficient results  $c = 0.115 \times 1.20 = 0.138$ ; so, *Buildings B* and *Building C* need to be designed for this value of  $c$ .

### 5.2.1. Jacketing of Structural Members (*Building B*)

In order to provide the additional lateral strength required by *Building B* to have a seismic performance similar to that of *Building A*, some structural members are reinforced, using the concrete jacketing technique. This reinforcement technique has been considered an important and common method to repair or retrofit reinforced concrete members. This technique involves placing a new layer of concrete together with longitudinal and transversal steel bars to improve the flexural and/or shear structural capacity. Several studies have been conducted that discuss the effect of methods of jacketing in the behavior of reinforced concrete members (Raval and Dave, 2013; Zhang, 2012; Cheong and MacAlevey, 2000). Obviously, to design the building to resist higher lateral forces leads to bigger structural members and, consequently, to a stiffer building. After some iterations, the fundamental vibration period of *Building B* resulted equal to  $T_1 = 1.16$  s. Figure 12 shows in red color the reinforced structural members. Table 7 shows the dimensions of the structural members of both *Building A* and *Building B*, where the resultant dimensions of the reinforced members are indicated with a bold black line in the table.



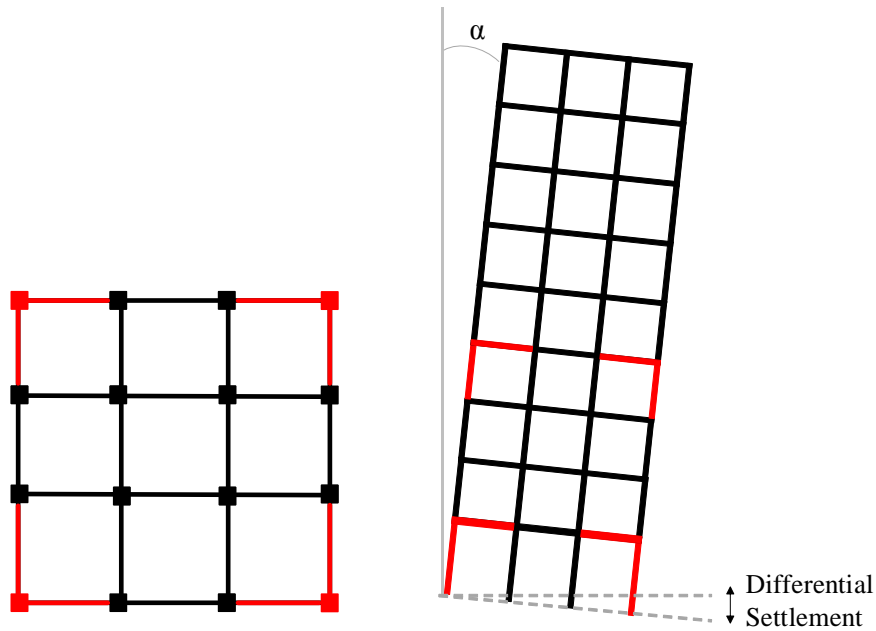


Fig. 12. Reinforced structural members of *Building B*.

Increasing the lateral stiffness of the building has a positive effect on its seismic performance because it moves away from the zone where the effect of asymmetric yielding is more important (i.e.  $T_1/T_s \approx 1$ ). It is noted that this comment is valid only for buildings whose vibration period is shorter than the dominant period of the soil (i.e.  $T_1 < T_s$ ); for buildings whose vibration period is larger than the dominant period of the soil, an increment in the lateral stiffness causes that buildings approach the zone of greater dynamic amplification and, therefore, to an inferior seismic performance. In such cases, other structural solutions that do not imply to change the lateral stiffness of the buildings are preferred, for example, CFRP reinforcement.

Table 7. Dimensions of the structural members of *Building A* and *Building B*

Story	<i>Building A</i>		<i>Building B</i>	
	Beams	Columns	Beams	Columns
1	0.65x0.40	0.70x0.70	0.65x0.40	0.70x0.70
2	-	-	<b>0.80x0.40</b>	<b>0.85x0.85</b>
3	0.65x0.40	0.70x0.70	0.65x0.40	0.70x0.70
4	0.60x0.35	0.65x0.65	0.60x0.35	0.65x0.65
5	-	-	<b>0.75x0.35</b>	<b>0.80x0.80</b>
6	0.60x0.35	0.65x0.65	0.60x0.35	0.65x0.65
7	0.60x0.30	0.60x0.60	0.60x0.30	0.60x0.60
8	0.60x0.30	0.60x0.60	0.60x0.30	0.60x0.60
9	0.60x0.30	0.60x0.60	0.60x0.30	0.60x0.60

### 5.2.2. Reinforcement with CFRP (*Building C*)

Over the years, new materials and innovative retrofit techniques for structural systems have been developed. CFRP has become a common alternative for the reinforcement of structures such as bridges, buildings, silos, etc. This material can be used for reinforcing structures that need more strength due to: increase of acting loads, damage of structural members, modifications of the structural system, updating of seismic regulations, and errors during the design or construction process. Several studies have been carried out about the use of CFRP for the strengthening of reinforced concrete

members (Yamamoto, 1992; Karayannis and Sirkelis, 2008; Fakharifar *et al.*, 2014; Kotynia and Cholostiakow, 2015; Kim *et al.*, 2017). This material is widely used because of lightweight, high strength, corrosion resistance, easy installation, good durability, among others.

The design of *Building C* is made taking into account the amplified seismic spectrum by  $AF = 1.20$ . The structural members that not comply with the required resistance are reinforced with CFRP, using the *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures* (ACI 440.2R-08). The reinforced structural members are shown in Fig. 13. The configuration of the CFRP reinforcement of the structural members is shown in Fig. 14. For columns of stories 1 and 4, the whole structural element is wrapped; also, it must be noted that one fifth of the height of columns of stories 2 and 5 are wrapped with CFRP. For the beams, one fifth of the length of the clear span is wrapped with CFRP. Table 8 shows the mechanical properties on the CFRP used for the reinforcement.

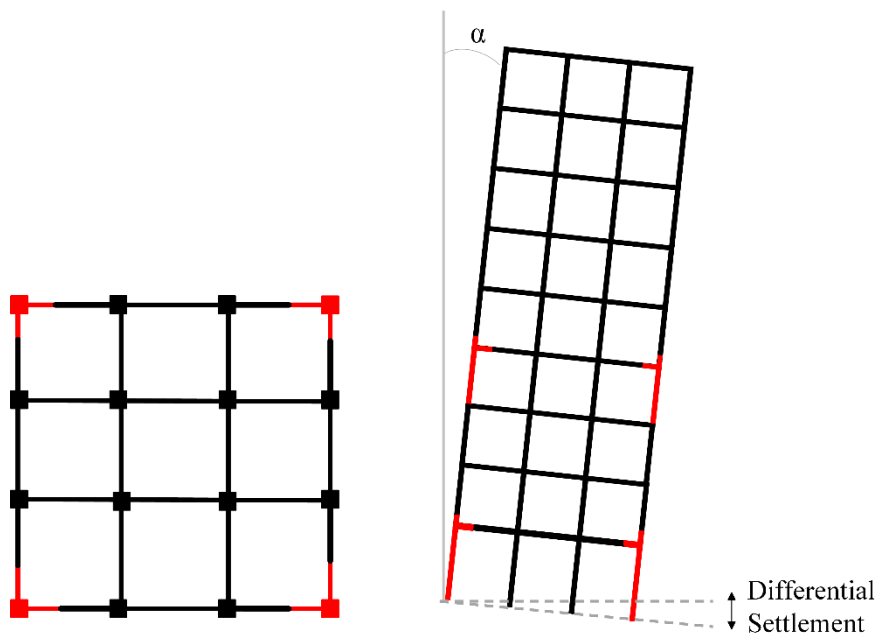


Fig. 13. Reinforced structural members of *Building C*.

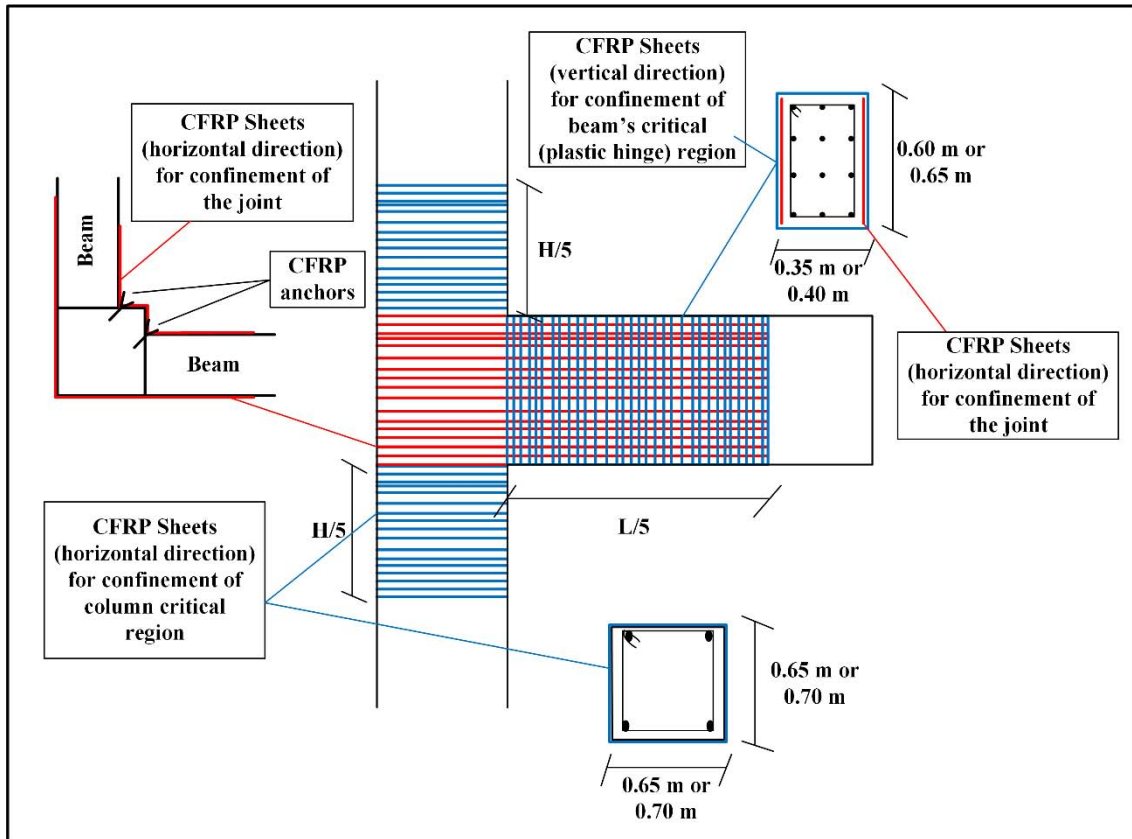


Fig. 14. Application of CFRP sheets for strengthening of structural members of *Building C*.

Table 8. Mechanical properties of the CFRP used in this study

Properties of CFRP	
Weight	530 g/m <sup>2</sup> ± 30 g/m <sup>2</sup> (carbon fiber only)
Density	1.8 g/cm <sup>3</sup> (based on fiber content)
Thickness	0.293 mm (based on total carbon fiber content)
Ultimate Tensile Strength	4,000 Mpa
Modulus of Elasticity	240,000 Mpa
Rupture Elongation	1.5% (nominal)
Design Properties	
Values considering the fiber composite + resin:	
"Gross laminate properties" according to the design guide ACI.440.2R	
Thickness (nominal)	1.3 mm
Ultimate Tensile Strength	Average: 780 Mpa
	Design: 713 Mpa
Modulus of Elasticity	Average: 50,200 Mpa
	Design: 49,100 Mpa

Figures 15a and 15b show the interaction diagrams of the columns corresponding to the first and the fourth story, respectively. It is observed that the compression axial strength of the columns increases around 50% due mainly to the confinement that provides the CFRP. Points A, B, and C in Figs. 15a and 15b are calculated as recommended by ACI 440.2R-08. In the case of the beams, the balanced moment, as well as the resistant moment, increases around 15 to 20%. These are calculated following the design process illustrated in Section 10 of ACI 440.2R-08.

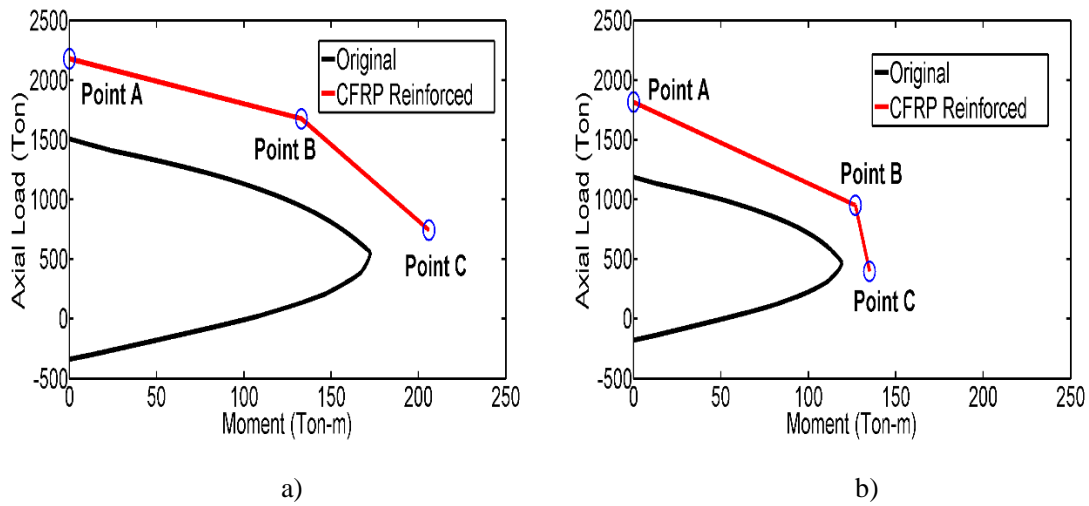


Fig. 15. Interaction diagrams of a) first story, and b) fourth story columns, corresponding to the original unreinforced and the CFRP reinforced versions.

### 5.2.3. Structural Demand Hazard Curves for Different Versions of the Building

The structural demand hazard curves corresponding to the symmetric and the asymmetric yielding versions of the building (*Building A*), as well as the reinforced structures (*Buildings B and C*) are shown in Fig. 16. In order to calculate these curves, it was necessary to estimate the nonlinear dynamic response of each building using the seismic records described in Table 3. Before subjecting the nonlinear models of the buildings to the effect of the seismic records, the vertical load was applied, in such a way that the reported structural performance considers both the combined effect of vertical gravitational loads and lateral actions due to earthquakes. It can be observed in Fig. 16 that the mean annual rate of exceedance of any value of the maximum inter-story drift of *Building B* is lower than that of *Building A*; that is, *Building B* exhibits a better seismic performance. This is because *Building B* was designed for higher lateral forces, which leads to bigger structural members and to a stiffer building. This fact moves the building away from the zone of higher dynamic amplification. On the other hand, it is observed that the structural demand hazard curve corresponding to *Building C* is similar to that of *Building A*. It is important to mention that *Building B* exhibits a better seismic performance than *Building C*; this is because the necessary increment in the dimensions of columns of stories 1 and 4 was only 0.1 m; but, due to the construction process, the minimum increment in the dimensions of a reinforced concrete member must be about 0.15 m to place the additional reinforcing steel. Thus, this additional increment in the dimensions of the columns leads to the building to have an additional lateral strength higher than the strictly required. From these results, it is verified that the use of *AF* given by eqs. 23 and 24 improve the seismic structural performance and the reliability of an asymmetric yielding building whose lateral additional strength is supplied by means of two alternative reinforcement techniques.

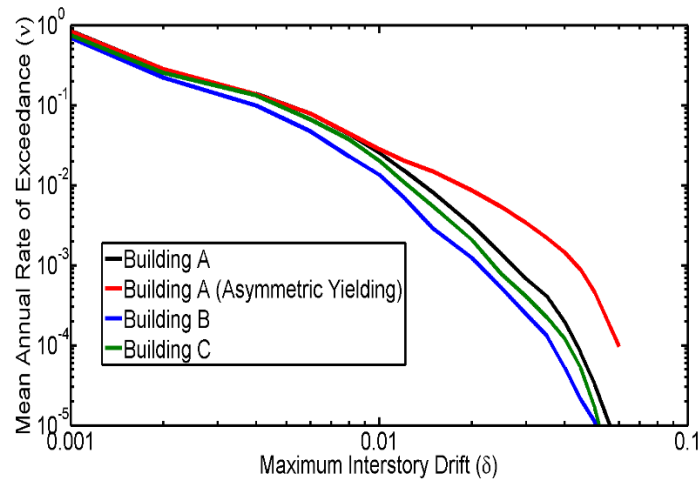


Fig. 16. Structural demand hazard curves for the different versions of the building.

#### 5.2.4. Expected Total Cost Analysis

The next step is to perform an expected total cost analysis which is illustrated for the building reinforced using the concrete jacketing technique (*Building B*). The cost functions presented in Section 3 are used for this purpose. First, it must be noted that the initial cost of *Building B* will be estimated as the summation of the initial cost of *Building A* and the corresponding cost of the reinforcement method.

The quantities of the additional materials are 13.07 m<sup>3</sup> of concrete and 2.26 Ton of reinforcing steel. This leads to an additional materials cost of 2,850 US dollars. The initial cost is not taken here as in eq. 10, due to the reinforcement cost ( $R_C$ ) involves other concepts such as demolition, anchorages, preparation of the element surface, formwork, tools, accessories, and everything necessary for the correct application of the reinforcement. Taken into account the mentioned concepts and according to the opinion of a leading structural design firm in Mexico City, the reinforcement cost for this particular concrete building strengthened by jacketing results around \$8,000 US dollars.

Following the procedure illustrated in Section 3, the mean annual rate of exceedance of the expected total cost of the symmetric and asymmetric yielding versions of *Building A*, as well as that of *Building B* are estimated. These are shown in Fig. 17. From this, it is possible to estimate the expected total cost for the two versions of the building, considering different return periods, and to quantify in economic terms the influence of asymmetric yielding behavior and, how this cost is reduced when the lateral strength of the building is amplified by using *AF*. Table 9 summarizes the expected total cost estimated for the three versions of the building and considering return periods of 10, 30, 50, and 100 years.

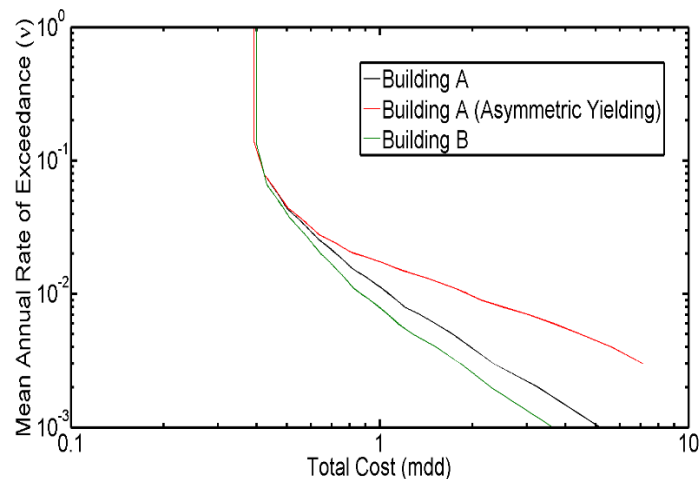


Fig. 17. Mean annual rate of exceedance of the total cost for *Building A* and *Building B*.

Table 9. Expected total cost for the different versions of the building

Return Period (years)	Expected Total Cost (mdd)		
	<i>Building A</i> (Symmetric yielding)	<i>Building A</i> (Asymmetric Yielding)	<i>Building B</i> (Reinforced)
10	0.41	0.41	0.41
30	0.57	0.59	0.54
50	0.72	0.83	0.64
100	1.07	1.93	0.87
125	1.20	2.49	0.99

From the results presented in Table 9, it is deduced that the expected total cost increases significantly for the building with asymmetric yielding behavior. Also, it is observed that this increment becomes more important as the return period is higher. For example, for a return period of 10 years, it is obtained the same expected total cost for all the versions of the building because all of them remain within elastic behavior; that is there is no damage. On the other hand, the increment in the expected total cost of the asymmetric yielding version of *Building A* is 3%, 15%, 80% and 108% for return periods of 30, 50, 100, and 125 years, respectively, compared to that of its symmetric yielding counterpart. Results show that the asymmetric yielding behavior has an important influence in the expected total cost of reinforced concrete buildings. Also, it is observed that *Building B* (reinforced with jacketing of its structural members using the *AF* proposed by the authors), exhibits significantly lower costs than the asymmetric yielding version of the building, especially for high return periods. In addition, *Building B* exhibits even lower costs than the symmetric yielding version of *Building A*, this is because the dimensions of the structural members of *Building B* were increased more than necessary due to requirements of the construction process.

In summary, the results presented above show that the detrimental effect of asymmetric yielding may be very important and affects the expected total cost of reinforced concrete buildings. Also, it is corroborated that the use of strength amplification factors for this kind of buildings improves their seismic performance and, therefore, reduces the total cost caused by the asymmetric yielding behavior.

## 6. Conclusions

The aim of this paper is to propose an approach to evaluate the effect of asymmetric yielding behavior in the seismic performance of reinforced concrete buildings, and how this affects their structural reliability and life-cycle cost. The methodology is illustrated by estimating, by means of a seismic risk analysis, the life-cycle cost of a 9-story reinforced concrete building with, and alternatively, without asymmetric yielding behavior. Then, the efficiency of strength amplification factors, previously proposed by the authors, was verified by increasing the lateral strength of the asymmetric yielding version of the building with the objective that the structure exhibits a seismic performance similar to its symmetric yielding counterpart. The main results of this study are the following:

1. The asymmetric yielding behavior significantly affects the seismic performance and the structural reliability of reinforced concrete buildings. This causes that the damage cost and, therefore, the expected total cost be higher for an asymmetric yielding building compared with other with the same characteristics but symmetric in its yield strength.
2. Amplifying the lateral strength of asymmetric yielding buildings by means of strength amplification factors lead these to have a similar or a better seismic performance and structural reliability than those of their symmetric yielding counterparts. This process was successfully illustrated by considering two reinforcement techniques: concrete jacketing and CFRP reinforcement.
3. The life-cycle cost of a reinforced concrete building exhibiting asymmetric yielding, whose additional lateral strength was amplified by the strength amplification factors proposed by the

authors, was significantly reduced with respect to the same building with symmetric yielding behavior.

## Acknowledgments

The first and fourth authors thank the scholarship given by Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) for their PhD studies. The support given by UNAM under project PAPIIT IN103517 is greatly appreciated.

## References

- American Concrete Institute (2008), "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures", *ACI 440.2R-08*, Michigan, USA.
- Ang, A.H. (2011), "Life-cycle considerations in risk-informed decisions for design of civil infrastructures", *Structure and Infrastructure Engineering*, **7**(1-2), 3-9. <https://doi.org/10.1080/15732471003588239>
- Baker, J.W. and Cornell, C.A. (2006), "Spectral shape, epsilon and record selection", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**(9), 1077-1095. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.571>
- Bojorquez, J., Ruiz, S.E., Ellingwood, B., Reyes-Salazar, A. and Bojorquez, E. (2017), "Reliability-based optimal load factors for seismic design of buildings", *Engineering Structures*, **151**, 527-539. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.046>
- Carr, A.J. (2011), "3D RUAUMOKO: In elastic Three-Dimensional Dynamic Analysis Program", Department of Civil Engineering, University of Canterbury: Christchurch, New Zealand.
- Cheong, H.K. and MacAlevy, N. (2000), "Experimental behavior of jacketed reinforced concrete beams", *Journal of Structural Engineering*, **126**(6), 692-699. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:6\(692\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:6(692))
- Computers and Structures Inc. (2016), "ETABS: Analysis and Design of Buildings Software", Berkeley, CA, USA.
- Cornell, C.A. (1968), "Engineering seismic risk analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **58**(5), 1583-1606.
- De Leon, D. (1995), "Integrating socio-economics in the development of criteria for optimal Aseismic design of R/C buildings", *Ph.D. Thesis*, University of California, Irvine, California.
- Ellingwood, B. (1994a), "Probability-based codified design for earthquakes", *Engineering Structures*, **6**(7), 498-506. [http://dx.doi.org/10.1016/0141-0296\(94\)90086-8](http://dx.doi.org/10.1016/0141-0296(94)90086-8)
- Ellingwood, B. (1994b), "Probability-based codified design: past accomplishments and future challenges", *Structural Safety*, **13**(3), 498-506. [https://doi.org/10.1016/0167-4730\(94\)90024-8](https://doi.org/10.1016/0167-4730(94)90024-8)
- Esteva, L. (1967), "Criterios para la construcción de espectros para diseño sísmico (Criteria for the construction of seismic design spectra)", *XII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural y III Simposio Panamericano de Estructuras*, Caracas, Venezuela.

Esteva, L., Campos, D. and Díaz-López, O. (2011), "Life-cycle optimisation in earthquake engineering", *Structure and Infrastructure Engineering*, **7**(1-2), 33-49. <http://dx.doi.org/10.1080/15732471003588270>

Faber, M.H. and Sorensen, J.D. (2002), "Indicators for inspection and maintenance planning of concrete structures", *Structural Safety*, **24**(2-4), 377-396. [https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(02\)00033-4](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(02)00033-4)

Fakharifar, M., Sharbatdar, M.K., Lin, Z., Dalvand, A., Sivandi-Pour, A. and Chen, G. (2014), "Seismic performance and global ductility of RC frames rehabilitated with retrofitted joints by CFRP laminates", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **13**(1), 59-73. <http://doi.org/10.1007/s11803-014-0212-6>

FEMA (2000), "*Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency*", Report No. FEMA-350, FEMA: Washington, DC, USA.

Frangopol, D.M. and Soliman, M. (2016), "Life-cycle of structural systems: recent achievements and future directions", *Structure and Infrastructure Engineering*, **12**(1), 1-20. <http://dx.doi.org/10.1080/15732479.2014.999794>

Instituto de Ingeniería UNAM (1985), "Efectos de los sismos de septiembre de 1985 en las construcciones de la Ciudad de México (Effects of 1985 earthquake on the constructions of Mexico City)", Mexico City, México.

Jaimes, M.A., Reinoso, E. and Esteva, L. (2013), "Seismic vulnerability of building contents for a given occupancy due to multiple failure modes", *Journal of Earthquake Engineering*, **17**(5), 658-672. <https://doi.org/10.1080/13632469.2013.771588>

Karayannis, C.G. and Sirkelis, G.M. (2008), "Strengthening and rehabilitation of RC beam-column joints using carbon-FRP jacketing and epoxy resin injection", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **37**(5), 769-790. <http://doi.org/10.1002/eqe.785>

Kim, M., Pokhrel, A., Jung, D., Kim, S. and Park, C. (2017), "The strengthening effect of CFRP for reinforced concrete beam", *Procedia Engineering*, **210**, 141-147. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.11.059>

Kotynia, R. and Cholostiakow, S. (2015), "New proposal for flexural strengthening of reinforced concrete beams using CFRP T-shaped profiles", *Polymers*, **7**(11), 2461-2477. <https://doi.org/10.3390/polym7111524>

Lagaros, N.D. (2007), "Life-cycle cost analysis of design practices for RC framed structures", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **5**(3), 425-442. <http://doi.org/10.1007/s10518-007-9038-1>

Linnerooth, J. (1979), "The value of human life: a review of the models", *Economic Inquiry*, **7**, 52-74.

Mexico City Building Code (2004), "*Complementary Technical Norms for Earthquake Resistant Design*", Mexico City.

Nilsson, A. (2014), "The monetary value of human life", *Master Thesis*, Lund University, Lund, Sweden.



Orellana-Ojeda, M.A. (2017), “Influencia del tipo de suelo en la combinación óptima de factores de carga para diseño sísmico (Influence of the type of soil in the optimum combination of load factors for seismic design)”, *Master Thesis*, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Raval, S.S. and Dave, U.V. (2012), “Effectiveness of various methods of jacketing for RC beams”, *Procedia Engineering*, **51**, 230-239. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.01.032>

Ruiz, S.E., Rosenblueth, E. and Diederich R. (1989), “The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Seismic response of asymmetrically yielding structures”, *Earthquake Spectra*, **5** (1), 103-111.

Ruiz, S.E. (1991), “Influence of intensity of motion on the seismic response of structures with asymmetric force-deformation curves”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20** (1), 1-9. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.4290200102>

Sarma, K.C. and Adeli, H. (2002), “Life-cycle cost optimization of steel structures”, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **55**(12), 1451-1462. <http://dx.doi.org/10.1002/nme.549>

Surahman, A. and Rojiani, K.B. (1983), “Reliability based optimum design of concrete frames”, *Journal of Structural Engineering*, **109**(3), 741-757. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1983\)109:3\(741\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:3(741))

Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N. (1970), “Reinforced concrete response to simulated earthquakes”, *Journal of Structural Engineering Div., ASCE*, **96**(12), 2557-2573.

Terán-Gilmore, A., Juárez, H. and Frausto, M. (2000), “On the dynamic response of regular structures exhibiting tilt”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **29** (9), 1343-1374.

Terán-Gilmore, A. and Arroyo-Espinoza, D. (2005), “Planteamiento de factores de amplificación de resistencia para estructuras con asimetría en fluencia (Approach about resistance amplification factors for structures with asymmetric yielding)”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, **72**, 81-106 (in Spanish).

Tokyo Metropolitan Government (1985), “Report in the investigation of the earthquake in Mexico”, Tokyo, Japan.

Tolentino, D. and Ruiz, S.E. (2015), “Time-dependent confidence factor for structures with cumulative damage”, *Earthquake Spectra*, **31**(1), 441-461. <https://doi.org/10.1193/010912EQS008M>

Uniform Building Code (1994) *Structural Engineering Design Provisions*, vol. 2, International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA.

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. and Gaxiola-Camacho, J.R. (2017), “On the seismic design of structures with tilting located within a seismic region”, *Applied Sciences*, **7**(1). <https://doi.org/10.3390/app7111146>

Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A. and Bojorquez, E. (2018), “Reliability-based strength amplification factors for structures with asymmetric yielding”, *Journal of Earthquake Engineering*, **22**(1), 36-62. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1211568>

Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002), "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(3), 491-514. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.141>

Wen, Y.K. and Kang, Y.J. (2001a), "Minimum building life-cycle cost design criteria. I: methodology", *Journal of Structural Engineering*, **127**(3), 330-337. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:3\(330\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:3(330))

Wen, Y.K. and Kang, Y.J. (2001b), "Minimum building life-cycle cost design criteria. II: applications", *Journal of Structural Engineering*, **127**(3), 338-346. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:3\(338\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:3(338))

Yamamoto, T. (1992), "FRP strengthening of RC columns for seismic retrofitting", *10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam.

Zhang, Y. (2012), "Repair and strengthening of reinforced concrete beams", *Ph.D. Thesis*, The Ohio State University, Columbus, Ohio, USA.