



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

**ESTUDIO DE LAS DEMANDAS DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL VALLE DE MÉXICO
Y SU RELACIÓN CON EL DAÑO ESTRUCTURAL**

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

PRESENTA:
PABLO DAVID QUINDE MARTÍNEZ

TUTORES:
Dr. EDUARDO REINOSO ANGULO INSTITUTO DE INGENIERÍA
Dr. AMADOR TERÁN GILMORE UAM

CIUDAD DE MÉXICO, ENERO 2019



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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (Méjico).

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: Dra. RUIZ GÓMEZ SONIA

Secretario: Dr. ORDAZ SCHROEDER MARIO

1er. Vocal: Dr. REINOSO ANGULO EDUARDO

2do. Vocal: Dr. TERÁN GILMORE AMADOR

3er. Vocal: Dr. PEÑA MONDRAGÓN FERNANDO

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

TUTOR DE TESIS:

Dr. EDUARDO REINOSO ANGULO

TUTOR DE TESIS:

Dr. AMADOR TERÁN GILMORE

FIRMA

FIRMA

© UNAM – Posgrado de Ingeniería
Ciudad Universitaria, Ciudad de México (México)

Derechos.

All rights reserved. No part of the publication may be reproduced in any form by print, photoprint, microfilm or any other means without written permission from the publisher.

D/XXXX/XXXX/XX
ISBN XXX-XX-XXX-XXX-XX

Agradecimiento

Un agradecimiento muy especial para *mi esposa, padres y hermanos*, por la paciencia y por ser mi apoyo durante todos estos años.

A mis tutores de tesis, Dr. Eduardo Reinoso Angulo y Dr. Amador Terán Gilmore, por su tiempo, asesoramiento y consejos durante el desarrollo de esta tesis.

Al comité de revisión, por todos los comentarios que ayudaron a mejorar este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería (II) de la UNAM, a todo el personal y compañeros, en especial a los maestros *Miguel Leonardo, Salvador Ramos, Luis Buendía y Emilio Berny* y al *Dr. Mauro Niño*, por su gran apoyo y consejos en la realización de esta tesis.

Al Dr. Fabrizio Mollaioli por la oportunidad para realizar una estancia de investigación en la “Universitá La Sapienza di Roma”, además de su apoyo y comentarios que sirvieron para mejorar este trabajo.

A todos mis compañeros del posgrado de la UNAM, con los cuales compartí bastantes horas de estudio y diversión, y cuya amistad hizo más amena mi estancia en México.

A mis compañeros de la Roseschool (IUSS), en Pavia, Italia, por las experiencias vividas durante mi estancia de investigación.

Por último, *Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT)* por el apoyo económico brindado, el cual fue indispensable para realizar mis estudios de posgrado en la UNAM.

... ¡MUCHAS GRACIAS!

Dedicatoria

Para mi esposa, Gaby

Pablo David Quinde Martínez,
Ciudad de México, enero 2019

Resumen

El enfoque mundialmente aceptado para el diseño sismorresistente establece que el daño estructural debe minimizarse para eventos frecuentes (eventos de baja intensidad), y que el colapso y el daño irreparable deben evitarse para los sismos poco frecuentes (eventos de alta intensidad). Partiendo de esta perspectiva, la mayoría de regulaciones sísmicas consideran una filosofía de diseño sismorresistente, en donde, se establece la posibilidad que el sistema estructural pueda sufrir un comportamiento inelástico durante eventos sísmicos severos. Normalmente, se establece un umbral de desplazamiento de diseño máximo, y se supone que la estructura tiene un nivel razonable de seguridad contra el colapso, mientras que su demanda de desplazamiento máximo no supera ese umbral. El umbral de diseño, generalmente, se establece considerando la capacidad de desplazamiento del sistema cuando está sujeto a una deformación de carga monótona creciente. Sin embargo, no se considera el número de ciclos de comportamiento plástico al que puede estar sometida la estructura durante un evento sísmico, lo que puede llevar a un deterioro importante en las propiedades mecánicas relevantes como la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación. Este tipo de comportamiento es más severo en sitios sujetos a movimientos del terreno de larga duración, similares a los registrados en Ciudad de México.

Actualmente, existe una tendencia de diseño sismorresistente en donde los principales sistemas estructurales ya no solo deben evitar el colapso o daños graves, sino que deben permanecer funcionales o en un estado de ocupación inmediata. En esta tesis se plantea estudiar el daño acumulado debido al fenómeno de fatiga ante un bajo número de ciclos, así como el daño residual que se podría presentar debido a cargas cíclicas severas, en sitios de suelo blando en Ciudad de México. Estos problemas se abordarán utilizando conceptos de energía sísmica como base de los modelos propuestos. Así mismo, para cubrir la falta de información respecto a sismos fuertes registrados en Ciudad de México se utilizarán metodologías de simulación sísmica, analizando su influencia en la respuesta no lineal del sistema estructural. Los modelos propuestos en los diferentes capítulos de esta tesis servirán como base para una metodología basada en energía para estimar el daño esperado para sistemas de un solo grado de libertad ubicados en sitios de suelo blando de la Ciudad de México.

Abstract

The globally accepted approach to earthquake-resistant design states that structural damage should be minimized for frequent events (low-intensity events), and that collapse and irreparable damage should be avoided for rare earthquakes (high-intensity events). From this perspective, most of seismic regulations consider a seismic-resistant design philosophy, where might be the possibility that the structure undergo in inelastic behavior during severe seismic events. Normally, a maximum design displacement threshold is established, and the structure is assumed to have a reasonable level of safety against collapse while its maximum displacement demand does not exceed that threshold. The design threshold, generally, is established considering the displacement capacity of the system when it is subject to monotonic increasing deformation. However, the number and severity of plastic cycles the structure may undergo during the seismic event is not considered, which may lead to excessive degradation of relevant mechanical such as stiffness, strength, and deformation capacity. This type of behavior is more severe in sites subject to long-time ground motions, similar to those registered in Mexico City.

Currently, there is a trend in seismic design where the main structural systems must not only avoid collapse or severe damage, but remain functional or in a state of immediate occupancy. In this thesis, we study the cumulative damage due to low-cycle fatigue, as well as the residual damage that could occur due to severe cyclic loads, for soft soil sites (particularly, those located in Mexico City). These problems will be addressed using seismic energy concepts as the base of the proposed models. Likewise, to cover the lack of information for strong motion recorded in Mexico City, seismic simulation methodologies will be used, analyzing their influence on the non-linear response of the structural system. The models proposed in the different chapters of this thesis will serve as the basis for a energy-based methodology to estimate the expected damage for single degree of freedom systems located in soft-soil sites of Mexico City.

Índice

Agradecimiento	i
Dedicatoria	iii
Resumen	v
Abstract	vii
Contenido	ix
Lista de Figuras	xiii
Lista de Tablas	xvii
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 PROBLEMÁTICA Y MOTIVACIÓN	1
1.2 OBJETIVOS	3
1.3 BASE DE DATOS UTILIZADA	3
1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	4
2 CARACTERIZACIÓN DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO	7
2.1 INTRODUCCIÓN	7
2.2 CARACTERISTICAS DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO	9
2.2.1 Duración del movimiento del terreno	9
2.2.2 Contenido de frecuencias	10
2.2.3 Energía sísmica	11
2.3 SIMULACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS SINTÉTICOS	11
2.3.1 Escalado lineal	12
2.3.2 Escalado sismológico	13

2.3.3 Comentarios del capítulo 2	15
3 MOVIMIENTOS FUERTES DEL TERRENO EN EL VALLE DE MÉXICO: COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS BLANDOS Y ENERGÍA SÍSMICA	17
3.1 INTRODUCCIÓN	17
3.2 COMPORTAMIENTO DEL SUELO DEL VALLE DE MÉXICO	18
3.2.1 Pseudoaceleración en el Valle de México	19
3.3 CONCEPTOS DE ENERGÍA SÍSMICA	19
3.3.1 Energía sísmica en el Valle de México	24
3.4 COMENTARIOS DEL CAPÍTULO 3	29
ANEXO C3: Spectral ratios, aceleration and hysteretic energy spectra for the Mexico earthquake of september 19, 2017	31
4 ESPECTROS DE ENERGÍA INELÁSTICOS PARA SUELOS BLANDOS: APLICACIÓN PARA CIUDAD DE MÉXICO	59
4.1 INTRODUCCIÓN	59
4.2 ENERGÍA SÍSMICA INELÁSTICA	60
4.2.1 Respuesta inelástica de un oscilador de un grado de libertad	60
4.2.2 Demandas de energía inelástica para la zona de lago de Ciudad de México	62
4.3 MODELOS DE PREDICCIÓN DE ENERGÍA DE ENTRADA INELÁSTICA	64
4.3.1 Formulación de los factores de reducción de respuesta	65
4.3.2 Forma funcional propuesta	66
4.3.3 Resultados de los modelos de factores de reducción de respuesta para energía de entrada inelástica	67
4.3.4 Resultados de los modelos de factores de reducción de respuesta para energía histerética	69
4.4 COMENTARIOS DEL CAPÍTULO 4	71
ANEXO C4: Inelastic seismic energy spectra for soft soils: Application to Mexico City	73
5 DAÑO ESTRUCTURAL ACUMULADO DEBIDO A FATIGA POR BAJO NÚMERO DE CICLOS: UNA APROXIMACIÓN BASADA EN ENERGÍA SÍSMICA	85
5.1 INTRODUCCIÓN	85
5.2 FATIGA POR BAJO NÚMERO DE CICLOS	86
5.2.1 Energía histerética como parámetro de diseño	87
5.3 ÍNDICES DE DAÑO	88

5.3.1	Índice de daño de Park y Ang	89
5.3.2	Índice de daño de Terán y Jirsa	90
5.3.3	Índice de daño de Rodríguez	91
5.4	RESULTADOS PARA EL VALLE DE MÉXICO	91
5.4.1	Relación entre la energía plástica y la ductilidad máxima	93
5.4.2	Influencia de la técnica de simulación de registros sísmicos	95
5.4.3	Influencia de la resistencia lateral	96
5.4.4	Forma funcional propuesta	97
5.5	COMENTARIOS DEL CAPÍTULO 5	97
ANEXO C5: Cumulative structural damage due to low cycle fatigue: An energy-based approximation		99
6	ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTO RESIDUAL PARA SUELOS BLANDOS: APLICACIÓN PARA EL LECHO LACUSTRE DE CIUDAD DE MÉXICO	131
6.1	INTRODUCCIÓN	131
6.2	PROPIEDADES DE LOS SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD UTILIZADOS	132
6.2.1	Modelo bilineal	132
6.2.2	Modelo trilineal	133
6.3	RELACIÓN ENTRE DESPLAZAMIENTO MÁXIMO Y RESIDUAL	134
6.3.1	Influencia del modelo de comportamiento inelástico	136
6.3.2	Influencia de la resistencia lateral	137
6.3.3	Forma funcional	138
6.4	COMENTARIOS DEL CAPÍTULO 6	138
ANEXO C6: Residual displacement estimation for soft soils: application for Mexico City lake-bed		141
7	ESTIMACIÓN DE DAÑO ESTRUCTURAL PARA SISTEMAS EN SUELOS BLANDOS: UNA APROXIMACIÓN BASADA EN ENERGÍA	167
7.1	INTRODUCCIÓN	167
7.2	CONSIDERACIÓN DEL DAÑO ACUMULADO EN SITIOS DE SUELO BLANDO .	168
7.3	FUNCIONES DE FRAGILIDAD Y VULNERABILIDAD	171
7.3.1	Respuesta no-lineal de SDOF para suelos blandos	171
7.3.2	Estimación de la curva de daño esperado	173
7.3.3	Daño esperado para sitios en suelo blando	174
7.4	METODOLOGÍA PROPUESTA PARA ESTIMAR EL DAÑO ESPERADO EN SDOF	178

7.4.1 Resultados del modelo de estimación de daño esperado para el lecho lacustre de Ciudad de México	180
7.5 COMENTARIOS DEL CAPÍTULO 7	188
8 CONCLUSIONES	189
Referencias	193

Lista de Figuras

1.3.1 Estaciones acelerométricas bajo consideración y periodos dominantes del suelo del lecho lacustre de Ciudad de México	4
2.3.1 Sismos registrados en estación CU desde 1964	12
2.3.2 Respuesta de registros simulados usando un escalado lineal	12
2.3.3 Espectro de respuesta de pseudoaceleración (S_a) y Energía de entrada (E_I), para los sismos completos y recortados de la Figura 2.3.2	13
2.3.4 Comparaciones de escalado sismológico y lineal	15
3.2.1 Variación del comportamiento del suelo en relación con la profundidad del lecho lacustre del suelo en Ciudad de México. Sismo del 19 de septiembre de 2017	18
3.2.2 Demandas de pseudoaceleración para la Ciudad México. a) Sismo de 1985 para $T=1.5s$, b) sismo de 2017 $T=1.5s$, c) sismo de 1985, $T=2.0s$ y d) sismo de 2017, $T=2.0$	20
3.3.1 Diagrama de cuerpo libre para fuerzas relativas a la base	21
3.3.2 Diagrama de cuerpo libre para fuerzas relativas a la base	22
3.3.3 Historia en el tiempo de la energía normalizada cinética (EK), de amortiguamiento (ED) e histerética (EH), para los casos de energía de entrada absoluta y relativa. Estación SCT ($T_g=1.9s$) para tres sismos	23
3.3.4 Contribución de la energía histerética E_H y de amortiguamiento E_D en la energía de entrada relativa E_I para una ductilidad $\mu = 2$. Estación CDAO sismo del 25 de abril de 1989	24
3.3.5 Espectros de energía de entrada (E_I) y pseudoaceleración (S_a) para las estaciones y eventos mostradas en las figuras (las ordenadas se encuentran a diferente escala)	25
3.3.6 Valores máximos de pseudoaceleración (S_a) y Energía de entrada (E_I) para tres sitios en Ciudad de México	25
3.3.7 Mapas de isoenergía de entrada, para una ductilidad de 4 y para periodos de vibración de $T=1, 1.5, 2$ y $3s$. Sismo del 12 de marzo de 2012, magnitud $Mw = 7.4$. Las unidades de la escala de intensidad son $kg - cm/s^2$	26

3.3.8 Mapas de isoenergía histerética, para una ductilidad de 4 y para periodos de vibración de $T=1, 1.5, 2$ y 3s . Sismo del 12 de marzo de 2012, magnitud $Mw = 7.4$. Las unidades de la escala de intensidad son $kg - cm/s^2$	27
3.3.9 Mapas de isoenergía de entrada, para una ductilidad de 3, para periodos de vibración de $T=1, 2, 3$ y 4s . Sismo del 19 de septiembre de 2017, magnitud $Mw = 7.4$. Las unidades de la escala de intensidad son $kg - cm/s^2$	28
4.2.1 Espectros de energía, E_I (primera fila), E_H (segunda fila) y E_D (tercera fila) para los sismos indicados. Estación 84 ($T_g=1.4\text{s}$)	62
4.2.2 Espectros de energía, E_I (primera fila), E_H (segunda fila) y E_D (tercera fila) para los sismos indicados. Estación SCT ($T_g=1.9\text{s}$)	63
4.2.3 Espectros de energía, E_I (primera fila), E_H (segunda fila) y E_D (tercera fila) para los sismos indicados. Estación 12 ($T_g=3.8\text{s}$)	64
4.3.1 Factores de reducción de respuesta de energía de entrada inelástica para diferentes para las ductilidades, estaciones y sismos indicados	66
4.3.2 Factores de reducción de respuesta de energía histerética para diferentes para las ductilidades, estaciones y sismos indicados	67
5.2.1 Energía histerética similar para dos sistemas con comportamiento plástico diferentes (adaptada de Terán y Jirsa (2005))	87
5.2.2 Espectros de demanda de energía histerética (primera fila) y energía histerética normalizada (segunda fila), para el sismo del 19 de septiembre de 2017 y las estaciones indicadas. Resistencia del oscilador calculada con las normativas de diseño NTCD con un valor de $Q = 4.0$	89
5.3.1 Definición gráfica de ductilidad cíclica μ_c (adaptado de Terán y Jirsa 2005)	90
5.3.2 Comportamiento del sistema. Modelo de daño de Rodríguez (2015) (adaptado de Rodríguez 2015)	91
5.4.1 Ductilidades máximas (μ_{max}) que puede alcanzar un sistema para los modelos de daño de Park y Ang (PA) y Terán y Jirsa (TJ) para una ductilidad última $\mu_u = 4$. Para las estaciones indicadas y el sismo del 25 de abril de 1989.	92
5.4.2 Relación μ_{max}/μ_u para una ductilidad última $\mu_u = 4$. Para los modelos de daño de Park y Ang (ID_{PA}) y de Terán y Jirsa (ID_{TJ}). Sismo del 25 de abril d 1989.	92
5.4.3 Resistencia de diferentes sistemas de un grado de libertad con masa unitaria para los sitios indicados en Ciudad de México. Sismo del 25 de abril d 1989	93
5.4.4 Relación entre $\mu_{max} - NE_{H\mu}$ para las estaciones indicadas del Grupo 4. a) Relaciones del Grupo 4, y b) ajustes de la respuesta mediana del Grupo 4	94
5.4.5 Construcción de espectros de demandas de me para la estación SCT: a) me para osciladores con los periodos indicados; b) espectro de demanda de m_e	94
5.4.6 Comparación de demandas de energía histerética normalizada ($NE_{H\mu}$) para los periodos indicados en cada figura y un $Q = 4.0$ para la estación SCT	95

5.4.7 Comparación de demandas de ductilidad máxima (μ_{max}) para los periodos indicados en cada figura y un $Q = 4.0$ para la estación SCT	95
5.4.8 Comparación de la relación entre la demanda de ductilidad máxima (μ_{max}) y energía histerética normalizada ($NE_{H\mu}$) para diferentes valores de Q y un periodo de $T=1.0s$ para la estación SCT	96
5.4.9 Comparación de la relación entre la demanda de ductilidad máxima (μ_{max}) y energía histerética normalizada ($NE_{H\mu}$) para diferentes valores de T y $Q=4.0$ para la estación SCT	96
5.4.10 Influencia de la resistencia lateral para la pendiente m_e , para los sitios indicados en cada figura y valores de Q de 2, 3 y 4	97
6.2.1 Modelo de comportamiento bilineal	133
6.2.2 Modelo de comportamiento trilineal	134
6.3.1 Historia del tiempo de desplazamiento para los sitios y sismos indicados	135
6.3.2 Espectro de respuesta de los dos tipos de desplazamientos (máximo y residual) para los tres sitios de Ciudad de México, indicados en cada Figura, para un $Q=3.0$. Las gráficas se encuentran a diferente escala.	135
6.3.3 Relación $x_{max} - x_{res}$: a) y b) Modelo de elasto-plástico perfecto para $T = 1.5$ y $3.0s$ respectivamente; c) Bilineal con $k_1 = 0.05k$; y d) Bilineal con $k_1 = 0.10k$ para $T = 1.5s$	136
6.3.4 Relación $x_{max} - x_{res}$: a) influencia de la pendiente post-elástica k_1 ; b) comparación entre comportamiento del modelo bilineal y trilineal	137
6.3.5 Influencia de la pendiente post-elástica k_1 en las demandas de m_d , para un valor de $Q = 3.0$: a) estación 01, Grupo 3; b) estación SCT, Grupo 3; c) estación 05, Grupo 4	137
6.3.6 Valores de m_d para la estación SCT, Grupo 3: a) Influencia de Q en los espectros para $k_1 = 0$; b) Influencia del parámetro Q en los espectros para $k_1 = 0.05k$; c) Relación $x_{max} - x_{res}$ para osciladores de un grado de libertad diseñados para diferentes valores de Q y que tienen $T = 2.0s$	138
7.2.1 Registro acelerométrico de SCT para el sismo del 19 de septiembre de 1985. Registro completo (ubicación superior) y registro recortado (ubicación inferior)	169
7.2.2 Espectros de respuesta de Pseudoaceleración (S_a), desplazamiento espectral (S_d) y energía de entrada (E_I). Espectros asociados a los registros completos y recortado de la Figura 1, para diferentes ductilidades (μ).	169
7.2.3 Comportamiento histerético del sistema. Primera fila corresponde a un modelo elasto-plástico perfecto (EPP) y segunda fila para un modelo degradante con “pinching” (DPM).	170
7.3.1 Comparación de las metodologías IDAs (análisis dinámico incremental con escalamiento sismológico) y MSA (análisis dinámico multibanda)	173
7.3.2 Histogramas de la frecuencia de registros para cada intensidad	175
7.3.3 Curvas de daño para estación SCT. Considerando la energía de entrada (E_I) como medida de intensidad	176

7.3.4 Curvas de daño para estación SCT. Considerando la aceleración espectral (Sa) como medida de intensidad	177
7.3.5 Comparación de curvas de daño (normalizadas) considerando diferentes medidas de intensidad	178
7.4.1 Esquema de la metodología propuesta en este capítulo para evaluar el daño acumulado y residual	180
7.4.2 Esquema de metodología alternativa para evaluación de las demandas máximas, partiendo de las demandas residuales	181
7.4.3 Evaluación del daño esperado para la estación 53 ($T_g=1.5s$) para un oscilador con $T=1.5s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)	182
7.4.4 Evaluación del daño esperado para la estación 22 ($T_g=1.5s$) para un oscilador con $T=1.5s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)	182
7.4.5 Evaluación del daño esperado para la estación SCT ($T_g=1.9s$) para un oscilador con $T=2.0s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)	183
7.4.6 Evaluación del daño esperado para la estación SCT ($T_g=2.4s$) para un oscilador con $T=2.5s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)	183
7.4.7 Evaluación del daño esperado para la estación 06 ($T_g=2.9s$) para un oscilador con $T=3.0s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)	184
7.4.8 Evaluación del daño esperado para la estación CDAO ($T_g=3.3s$) para un oscilador con $T=3.3s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)	184
7.4.9 Evaluación del daño esperado para la estación 11 ($T_g=4.5s$) para un oscilador con $T=4.5s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)	185
7.4.10 Evaluación del daño esperado para la estación 20 ($T_g=4.9s$) para un oscilador con $T=5.0s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)	185
7.4.11 Curvas de daño estimado y modelados junto con sus respectivas desviaciones estándar, para estaciones del grupo 3	186
7.4.12 Curvas de daño estimado y modelados junto con sus respectivas desviaciones estándar, para estaciones del grupo 4	187
7.4.13 Curvas de daño estimado y modelados junto con sus respectivas desviaciones estándar, para estaciones del grupo 5	187
7.4.14 Curvas de daño estimado y modelados junto con sus respectivas desviaciones estándar, para estaciones del grupo 6	187

Lista de Tablas

2.3.1 Parámetros sísmicos del evento del 25 de abril de 1989, usado como semilla	14
4.3.1 Valores de las regresiones para el modelo de ERF de energía de entrada inelástica	68
4.3.2 Valores de la regresión de α , β y γ	69
4.3.3 Valores de las regresiones para el modelo de ERF de energía de entrada inelástica para el percentil 84	70
4.3.4 Valores de regresión para el modelo ERF de la energía histerética para los percentiles indicados	71
7.4.1 Errores entre daño estimado y modelado utilizando un $IM = E_I$ para las estaciones sindicadas	186

INTRODUCCIÓN

1.1 PROBLEMÁTICA Y MOTIVACIÓN

La respuesta de la estructura durante un movimiento fuerte del terreno es un problema complejo que se ha estudiado durante varios años. Se han propuesto algunas metodologías para describir el comportamiento sísmico de una estructura y los códigos de diseño sísmico han adoptado criterios para revisar la respuesta sísmica de la misma y evaluar su desempeño. La filosofía actual de diseño sismorresistente, para estructuras comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, entre otras, establece la posibilidad que el sistema estructural pueda incurrir en un comportamiento inelástico durante eventos sísmicos severos. En la mayoría de los reglamentos de diseño, además de la resistencia de la estructura, se establece un umbral máximo de desplazamientos (x_u) por debajo del cual la estructura tendrá un nivel de seguridad razonable ante el colapso, mientras que su demanda máxima de desplazamiento no supere ese límite preestablecido. El umbral de diseño, generalmente, se establece considerando la capacidad de desplazamiento del sistema cuando está sujeto a una deformación de carga monótona creciente. Sin embargo, no se considera el número de ciclos de comportamiento plástico al que puede estar sometida la estructura durante un sismo, lo que puede llevar a un deterioro importante en las propiedades mecánicas de la misma y de la eficiencia de su ciclo histerético. Este tipo de comportamiento es más severo en sitios sujetos a movimientos del terreno de larga duración, similares a los registrados en Ciudad de México.

Las fuerzas y desplazamientos, por sí solos, no caracterizan el fenómeno sísmico, y por lo tanto, se pierde el control sobre el daño o los ciclos de histéresis que se desea que tuviera la estructura, y solo se puede verificar que no sobrepasen ciertos valores establecidos previamente, los que no corresponden a estados de daño estructural, en especial para eventos sísmicos de larga duración. Las deformaciones plásticas acumuladas pueden conducir a una degradación excesiva de las propiedades mecánicas relevantes de la estructura, como la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación. Una posible consecuencia de esto es que podría presentarse el fallo de elementos estructurales a niveles de deformación significativamente menores de la capacidad de deformación última ante carga monótona que tendría el sistema. Este fenómeno es más conocido como fatiga ante un bajo número de ciclos. Existen varios trabajos que abordan esta problemática, entre los que se pueden citar: Fajfar (1992) ; Cosenza y Manfredi (1996); Malhotra (2002); Kunnath y Chai (2004); Chai (2005); Teran-Gilmore y Jirsa (2005); Arroyo y Ordaz (2006); Trifunac (2008); Kalkan y Kunnath (2008); Bojorquez y col. (2009); Choi y Kim (2009); Leelataviwat y col. (2009); Mollaioli y Bosi (2012); Cheng y col. (2015); Donaire-Ávila y col. (2017).

Existen nuevas tendencias de análisis estructural, en donde los diseños estructurales empiezan a evaluarse desde un enfoque financiero y de funcionalidad, donde no solo se consideran los costos inmediatos,

sino también los costos indirectos futuros (costos probables), como, por ejemplo, costos de reparación, pérdidas económicas por la no utilización de las estructura, entre otros. Entre las principales iniciativas de diseño que buscan afrontar estos nuevos retos en el diseño sismorresistente se puede nombrar a “The Resilience-based Earthquake Design Initiative (*REDiTM*) Rating System”, desarrollado por Arup’s Advanced Technology and Research team (2013), el cual presenta metodologías de diseño y evaluación mucho más exigentes, en donde los principales sistemas estructurales ya no solo deben evitar el colapso o daños graves, sino que permanezcan en estado de ocupación inmediata o funcionales. Estos tipos de diseños ya pueden considerarse como resilientes. Dentro de sus consideraciones de diseño estructural, se establecen dos revisiones adicionales con respecto a las de la mayoría de las regulaciones tradicionales, y mencionan que se debe: a) minimizar el daño estructural, y b) minimizar desplazamientos (o derivas) residuales. Estas dos nuevas consideraciones, normalmente no son contempladas en las regulaciones internacionales de diseño tradicionales.

En lugares con suelo blando, similares a los existentes en ciertas zonas del Valle de México, es de especial importancia contemplar el daño estructural, ya que los sistemas están sometidos a varios ciclos de comportamiento plásticos, debido a las largas duraciones de los movimientos fuertes del terreno, además de estar sometidos a varios sismos durante su vida útil.

Una de las alternativas de abordar estos problemas es a través de conceptos de energía sísmica, lo cuales pueden generar información relacionada con el daño y comportamiento estructural, relacionándose con los ciclos de histéresis y duración del evento. Una de las ventajas de utilizar la energía como parámetro de diseño es que la duración del evento, el número de ciclos para que se produzca la falla y la inestabilidad dinámica, pueden ser considerados directa y explícitamente. Se ha realizado varias investigaciones sobre el balance entre suministro y demanda de energía. Housner (1956) y Uang y Bertero (1988) introdujeron conceptos de energía para el diseño sísmico estructural. Posteriormente, Chai y Fajfar (2000), estudiaron el daño acumulado en estructuras utilizando un modelo de energía de entrada. Del mismo modo, Kunnath y Chai (2004), Chai (2005), Kalkan y Kunnath (2007), y Mollaioli y col. (2011) extendieron este concepto incorporando un modelo de fatiga ante ciclos de carga baja en espectros de diseño inelásticos dependientes de la duración. Hancock y Bommer (2005) y Kashani y col. (2017) estudiaron la influencia de la duración del movimiento fuerte y el número de ciclos plásticos en el comportamiento de los sistemas estructurales, encontrando resultados que muestran que es de particular importancia para aquellas estructuras ubicadas en sitios de suelo blando. Sin embargo, existen pocos estudios en los que consideran la respuesta de suelos blandos y su relación con el daño acumulado y residual que se podría presentar en un sistema estructural. Así mismo, la base de datos de sismos fuertes es muy pequeña como para estudiar la respuesta estructural ante cargas cíclicas severas, especialmente para sitios de suelo blando sujetos a sismos de larga duración, similares a los experimentados en Ciudad de México.

Partiendo de esta problemática, en esta tesis se plantea estudiar el daño acumulado debido al fenómeno de fatiga ante un bajo número de ciclos, así como el daño residual que se podría presentar debido a cargas cíclicas severas. Estos problemas serán abordados utilizando conceptos de energía sísmica, los mismos que estarán presentes en los modelos de comportamiento propuestos. Así mismo, para cubrir la falta de información respecto a sismos fuertes registrados en Ciudad de México se utilizarán metodologías de simulación sísmica.

Durante el desarrollo de esta tesis, se produjo el sismo de Puebla del 19 de septiembre de 2017 ($M_w 7.1$), cuyo epicentro se localizó cerca de los límites de los estados de Puebla y Morelos, aproximadamente a 120 km de Ciudad de México, causando daños severos en estas regiones. En Ciudad de México, más de 40 edificios colapsaron y cientos sufrieron daños de moderados a severos; docenas de ellos deberán ser demolidos. Por el grave impacto que tuvo este sismo sobre la sociedad mexicana y por la relevancia

de los datos capturados, se tomó la decisión de incluir en esta tesis algunos resultados sobre el sismo mencionado.

1.2 OBJETIVOS

El objetivo principal de la tesis es estudiar el daño acumulado y residual en osciladores de un grado de libertad (1GDL), sujetos a sismos de larga duración, específicamente para sitios del lecho lacustre de Ciudad de México, utilizando parámetros de energía sísmica.

Este objetivo general se puede dividir en varias etapas con objetivos específicos, los mismos se detallan a continuación:

- Estudiar el comportamiento del suelo del lecho lacustre de Ciudad de México y analizar una correcta metodología de simulación sísmica para cubrir la falta de información de sismos fuertes.
- Analizar el daño acumulado debido al fenómeno de fatiga ante un bajo número de ciclos, en suelos blandos, desde una perspectiva de energía sísmica.
- Estimar los desplazamientos residuales de un oscilador, y su relación con las demandas máximas, para sitios sujetos a sismos de larga duración.
- Proponer una metodología, basada en parámetros de energía sísmica, para estimar el daño esperado en osciladores de un grado de libertad.

1.3 BASE DE DATOS UTILIZADA

La Figura 1.3.1 muestra las 77 estaciones acelerométricas en Ciudad de México utilizadas para los análisis realizados en este estudio. La respuesta y las amplificaciones del suelo de Ciudad de México son variables, incluso con poca distancia. Una gran parte de la ciudad está ubicada sobre el antiguo Lago de Texcoco, que es la zona de interés para este estudio. El lecho del lago tiene un período dominante (T_g) mayor a 0.5s e incluso alcanza períodos superiores a 5.0s, en zonas cercanas al aeropuerto internacional de la ciudad. Debido al amplio intervalo de períodos de suelo, la zona del lecho lacustre debe caracterizarse por el período dominante del sitio, que también se presenta en la Figura 1.3.1. Reinoso (2002) clasificó los sitios en Ciudad de México en seis grupos. Mientras que los Grupos 1 y 2 corresponden a sitios con T_g menor que 1.0s, los grupos 3, 4 y 5 cubren intervalos de período de 1.0-1.8, 1.8-2.5 y 2.5-3.8s, respectivamente. El grupo 6 cubre sitios con T_g más largos que 3.8s (T_g puede alcanzar valores tan altos como 5.5s). Los grupos 1 y 2 no se consideraron en los resultados de esta tesis, ya que este trabajo aborda las demandas de energía en suelos blandos. Esta clasificación de los sitios, respecto a T_g , fue utilizada a lo largo de esta tesis.

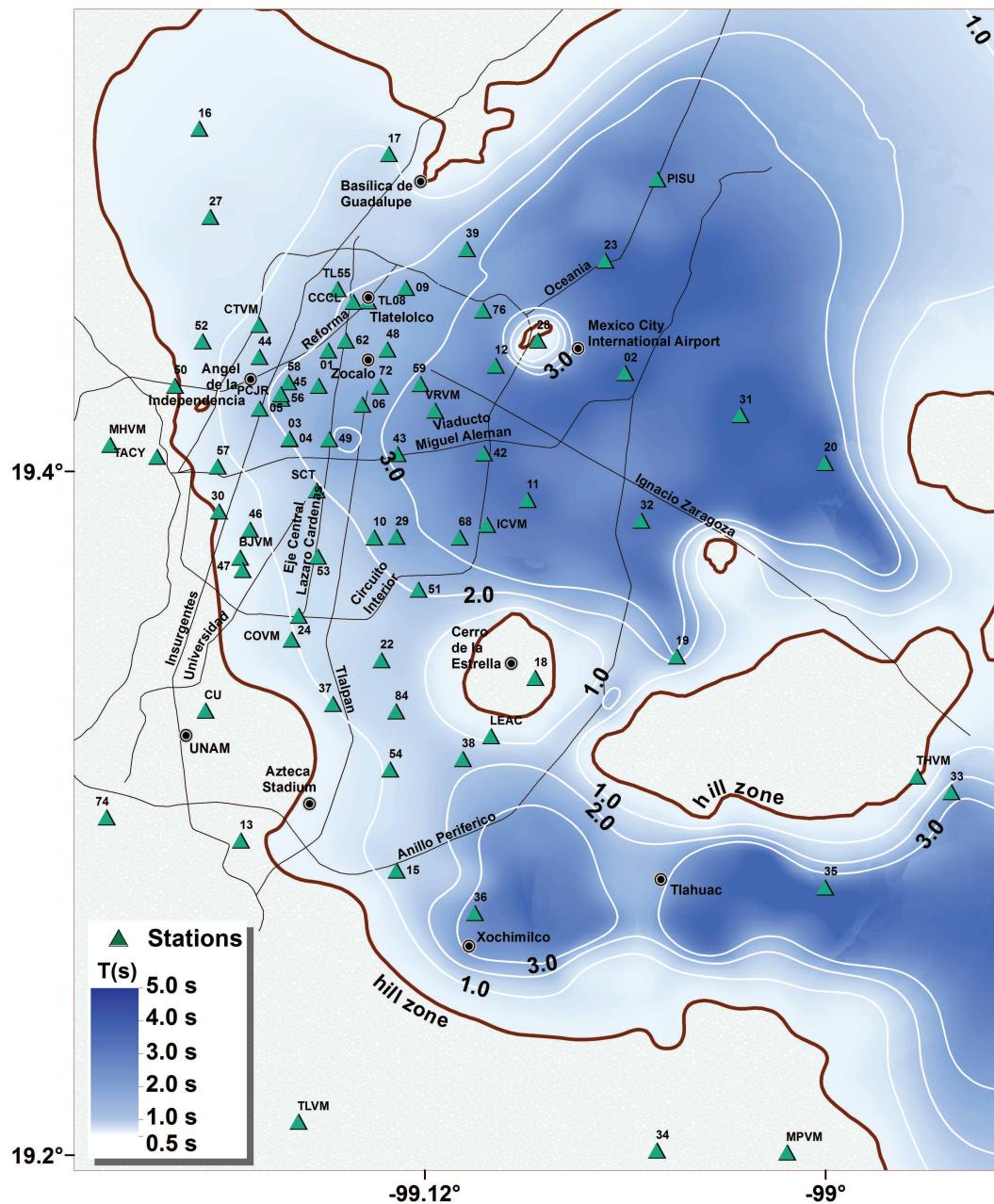


Figura 1.3.1: Estaciones acelerométricas bajo consideración y períodos dominantes del suelo del lecho lacustre de Ciudad de México

1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La tesis presentada se compone de ocho capítulos, de los cuales el primero corresponde a la introducción y el último a las conclusiones y comentarios.

En el capítulo 2, denominado “Caracterización de Movimientos del Terreno”, se presenta una breve descripción de las características más relevantes de los movimientos fuertes del terreno, como la duración, contenido de frecuencias y energía sísmica. Posteriormente se muestra una descripción de varias técnicas de simulación sísmica y se describe la metodología utilizada para realizar la simulación

de registros sísmicos utilizados en esta tesis.

El análisis de movimientos fuertes para el Valle de México se estudia en el capítulo 3, denominado “Movimientos Fuertes del Terreno en el Valle de México: Comportamiento de los suelos blandos y energía sísmica”. Se analizan varios problemas que afronta Ciudad de México debido al comportamiento complejo del suelo del lecho lacustre. Así mismo, se presenta una descripción de la energía sísmica, partiendo de conceptos de energía y llegando a presentar mapas de demandas de diferentes tipos de energía para Ciudad de México. Este capítulo se complementa con un artículo sometido, para posible publicación, a la revista “Geofísica Internacional”, el cual se presenta en el Anexo C3 al final de dicho capítulo.

En lo que se refiere al capítulo 4: “Espectros de energía inelásticos para suelos blandos: Aplicación para Ciudad de México”, se analizan los espectros de energía inelásticos (energía de entrada e histerética) para movimientos del suelo de banda angosta y de larga duración, específicamente, para sitios en Ciudad de México. Para esto se utilizan factores de reducción de energía, tomando como parámetro base del modelo la energía de entrada elástica. Así mismo, en el Anexo C4 se presenta un artículo, publicado en la revista “Soil Dynamics and Earthquake Engineering”, el cual complementa la metodología y resultados de este capítulo.

El capítulo 5, denominado “Daño estructural acumulado debido a fatiga por ciclos de carga baja: Una aproximación basada en energía sísmica” trata sobre el daño que se podría presentar en un sistema, incluso antes de que se alcancen las demandas máximas. Se presentan expresiones para estimar las demandas de energía plástica en los suelos blandos de Ciudad de México, las cuales se relacionan con el daño acumulado de un sistema. En el Anexo C5, posterior al capítulo en cuestión, se presenta un artículo, aceptado en la revista “Journal of Earthquake Engineering”, en donde se muestran los resultados detallados de este capítulo.

Posteriormente, en el capítulo 6 “Estimación de Desplazamiento Residual para los Suelos Blandos de Ciudad de México” se presenta un análisis del daño y desplazamiento residual que se podría presentar en un sistema en etapas post-sismo. Se analiza la relación entre desplazamiento máximo y residual, y se presentan expresiones para diferentes comportamientos histeréticos del sistema. De la misma manera, al final del capítulo se presenta un artículo (en el anexo 6), el cual se encuentra sometido a la revista “Soil Dynamics and Earthquake Engineering”, en donde se muestran los resultados y metodología con más detalle.

En el capítulo 7, denominado “Estimación de daño estructural para sitios en suelo blando: una aproximación basada en energía”, se presenta una metodología para la construcción de curvas de daño esperado, que reúne los resultados de los capítulos anteriores. Los resultados del modelo de estimación de daño se comparan con las metodologías tradicionales que utilizan análisis dinámicos no lineales.

Finalmente, en el capítulo 8 se presentan las principales conclusiones y comentarios relacionados con los resultados obtenidos en esta tesis.

CARACTERIZACIÓN DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO

2.1 INTRODUCCIÓN

Los movimientos fuertes del terreno se deben a fenómenos naturales y antropogénicos. En el primer caso, los terremotos ocurren por los procesos dinámicos al que están sujetas las placas tectónicas de la corteza terrestre, debido a los esfuerzos de convección que suceden en el interior del manto. Este constante movimiento de las placas tectónicas produce varios fenómenos geológicos, como la creación de sistemas montañosos, fallas geológicas y procesos de vulcanología, entre otros. Así mismo, en las zonas de contacto de las placas, existe una constante acumulación de energía, la misma que es liberada, cada cierto tiempo, de manera abrupta (Lee 2009). Un gran porcentaje de esta energía es liberada en una combinación de diferentes ondas sísmicas. En la superficie, las ondas sísmicas se clasifican en ondas primarias (ondas P), ondas secundarias (ondas S), ondas Raleigh y ondas Love, las cuales reflejan las características de la fuente sismogénica, las condiciones del terreno circundante y efectos de sitio, entre otros. Estas ondas, generalmente, son registradas por acelerómetros que graban las ondas en tres direcciones ortogonales, generalmente norte-sur (NS), este-oeste (EO) y en una dirección vertical, cada una con un comportamiento específico.

La correcta caracterización del movimiento del terreno es un tema muy complejo ya que existen varios parámetros que influyen en su comportamiento, por ejemplo: la duración del movimiento, amplitud de las intensidades, contenido de frecuencias, energía sísmica, entre otros. Cada uno de estos parámetros responden a características del sismo y del punto donde se registró la señal. Así, la amplitud de la señal depende del área de ruptura de la fuente sísmica, de la distancia del epicentro con respecto al punto de interés, efectos de sitio del suelo más superficial, entre otros. Por esto, es difícil aceptar que un solo parámetro caracterice la complejidad del movimiento del terreno debido a sismos (por ejemplo, la magnitud).

Por otra parte, en nuestro caso, el objetivo principal de caracterizar un movimiento del terreno es predecir la respuesta de una estructura ante un eventual sismo. Este problema tampoco es fácil de caracterizar, ya que múltiples propiedades del movimiento del terreno afectan el comportamiento de un sistema estructural (amplitud, contenido de frecuencias y energía, duración, entre otros.). No influye qué tan sofisticado sea el modelo ni el análisis estructural empleado, ya que, si no se tienen caracterizadas correctamente las demandas del sismo, las respuestas obtenidas de la estructura no van a representar al peligro sísmico al que están sujetas. Por ejemplo, la duración del sismo influye significativamente la respuesta no-lineal de la estructura, razón por la cual, este parámetro debería utilizarse en un diseño sismorresistente (Chandramohan y col., 2016).

Los principales parámetros que se utilizan para caracterizar los movimientos del terreno en un diseño sismorresistente tradicional son: a) la magnitud del sismo, b) la distancia de la fuente al sitio de interés, c) el origen del sismo (ambiente tectónico, pudiendo deberse a fenómenos de subducción o a fallas geológicas activas) y, d) mecanismo de falla (normal, inverso, entre otros.). Estos parámetros, son usualmente utilizados para obtener ecuaciones de predicción del movimiento del terreno (GMPE, por sus siglas en inglés). Sin embargo, hay que tener presente que hasta el momento no se puede tener una caracterización teórica rigurosa y real del movimiento del terreno. Existen estudios de este tipo en desarrollo como el estudio de Cruz-Atienza y col. (2016) para el Valle de México; sin embargo todavía se tiene que los modelos GMPEs son aproximados y construidos a partir de análisis estadísticos. Además, si a estos inconvenientes adicionamos los efectos de sitio que amplificarían y modificarían las ondas sísmicas (i.e. las amplificaciones del suelo en Ciudad de México), hace que las incertidumbres sean muy grandes en la caracterización del movimiento del suelo, y no se consideren varios parámetros que influyen en el comportamiento real de una estructura ante un evento sísmico.

Por otra parte, al momento de realizar análisis dinámicos no lineales, la selección del registro sísmico a utilizar se vuelve crítica, ya que se relaciona directamente con la capacidad de colapso de la estructura. Por ello, es necesario caracterizar adecuadamente el movimiento del terreno. Para un correcto estudio de la demanda sísmica se requiere analizar los parámetros que representen el potencial destructivo de un eventual movimiento del terreno. Dichos parámetros deberían ser utilizados en la elaboración de modelos relativamente simples, que permitan predecir el movimiento del terreno. El parámetro que es más ampliamente utilizado para la definición de un evento sísmico es la aceleraciónpectral del suelo asociada a alguna de las componentes horizontales del registro sísmico. Sin embargo, la aceleraciónpectral es un parámetro que no define en su totalidad al movimiento del terreno, por lo que se deben estudiar otros parámetros, tales como, duración, el contenido de frecuencias y la energía sísmica, tanto elástica como inelástica.

Cada uno de los parámetros expuestos son importantes y muestran información de las características del evento sísmico, sin embargo, cada parámetro por sí solo no brinda un adecuado entendimiento del daño que se podría presentar, en especial en sitios sobre suelos blandos como los existentes en el lecho lacustre de Ciudad de México, sujetos a movimientos de terreno de banda angosta y de larga duración. El correcto estudio de cada uno de estos parámetros y su influencia con el daño estructural acumulado o permanente, permitirá establecer relaciones para poder caracterizar el movimiento del terreno asociándolo al daño estructural, el cuál debería ser el objetivo real de un diseño sismorresistente.

El uso de registros completos, en análisis sismorresistentes de estructuras, es un tema en constante discusión y cuya influencia es más apreciable en zonas sujetas a registros sísmicos de larga duración, como los existentes en Ciudad de México. Entre los principales estudios se podrían mencionar a Cornell (1997), Bertero y col. (1996), Teran-Gilmore (1996), Chai y Fajfar (2000), Chai (2005), Bommer y col. (2006), Iervolino y col. (2006), Oyarzo-Vera y Chouw (2008), Raghunandan y Liel (2013) y Chandramohan y col. (2016), en donde se encontró que aunque la duración no influye en las deformaciones máximas, sí influye en los índices de daño acumulado.

2.2 CARACTERISTICAS DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO

2.2.1 Duración del movimiento del terreno

Uno de los principales problemas en el diseño sismorresistente, especialmente para zonas de suelo blando, es que los reglamentos no reconocen toda la historia del registro como parte del diseño, y solo consideran a las derivas asociadas a las intensidades máximas. Debido a esto es importante estudiar la duración del movimiento del terreno y sus modelos de estimación.

No es posible definir la duración del evento simplemente considerando el tiempo de inicio y fin del registro, ya que se encuentra condicionado por las características del equipo de lectura, de la señal, del tiempo entre réplicas y premonidores, entre otros. Debido a esto, en la mayoría de los casos, se especifica una duración asociada a un umbral de intensidad. Entre las formas de mediar la duración del movimiento del terreno, destacan las siguientes (Bommer y Martinez-Pereira, 2000; Chandramohan y col., 2013).

- a) *Duración Acotada:* Tiempo medido entre el inicio y final de un umbral de intensidad, generalmente tomado como [0.05g, 0.10g].
- b) *Duración significativa:* Tiempo medido en que un cierto porcentaje (5%-95% ó 5%-75%) de energía es acumulado, considerando a la energía como $\int_0^{t_{max}} a^2 dt$, donde a representa la aceleración del suelo(Chandramohan y col., 2016).
- c) *Duración de la velocidad absoluta acumulada:* Utiliza un criterio similar al de la duración significativa, considerando a la velocidad absoluta como $\int_0^{t_{max}} |a| dt$.
- d) *Duración métrica adimensional:* Propuesta por Cosenza y Manfredi (1996), relacionada con la aceleración y velocidad máxima del terreno (PGA y PGV respectivamente), mediante la siguiente expresión: $I_D = \int_0^{t_{max}} a^2 dt / (PGA * PGV)$.
- e) *Duración relacionada con la Intensidad de Arias:* Esta intensidad se define como la energía por unidad de masa disipada por una familia de osciladores de un grado de libertad, cuyas frecuencias están comprendidas entre $[0, \infty]$ para un sismo y amortiguamiento dado (Arias, 1970), definida por la ec.(2.1).

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_{t_0}^0 \dot{u}_g^2(\tau) d\tau \quad (2.1)$$

Donde τ es la variable temporal, \dot{u}_g corresponde a la aceleración del suelo, y t_0 es la duración total del movimiento. Esta medida de intensidad tiene la característica que no es sensible al contenido de frecuencias de la excitación y los pulsos de aceleración largos. Frecuentemente, para la determinación de la duración se considera la fase intensa del evento, la misma que normalmente se supone que se encuentra entre el 5 y 95% de I_A , aunque existen investigaciones que consideran la fase intensa entre el 2.5 y 97.5% de I_A (Reinoso y Ordaz, 2001)

Existen varios trabajos con propuestas para predecir la duración del movimiento del terreno, entre los que destacan los siguientes

$$D = 0.02e^{0.74M} + 0.3R \quad (\text{Esteva y Rosenblueth (1964)}) \quad (2.2)$$

$$D = 11.2M - 53 \quad (\text{Housner (1965)}) \quad (2.3)$$

$$D = 10^{0.43M-1.83} \quad (\text{Dobry y col. (1978)}) \quad (2.4)$$

$$D = -4.88s + 2.33M + 0.149R \quad (\text{Trifunac y Brady (1975)}) \quad (2.5)$$

$$D = 1.82 + 0.317M + 0.133R \quad (\text{Trifunac y Westermo (1982)}) \quad (2.6)$$

$$D = 38.66 - 3.46M + 0.087R \quad (\text{Trifunac y Westermo (1982)}) \quad (2.7)$$

$$D = 10.1 - 4.68M + 0.62M^2 + 0.056R \quad (\text{Novikova y Trifunac (1993)}) \quad (2.8)$$

$$D = 7.8 + 0.84M + 0.191R \quad (\text{Novikova y Trifunac (1993)}) \quad (2.9)$$

$$D = 2.10 + 0.0031 \times 10^{0.48M} + 0.066R + 0.28s \quad (\text{Trifunac y Novikova (1995)}) \quad (2.10)$$

$$D = 1.28 + 0.014 \times 10^{0.48M} + 0.062R \quad (\text{Trifunac y Novikova (1995)}) \quad (2.11)$$

$$D = 0.01e^M + (0.036M - 0.07)R + (4.8M - 16)(T_s - 0.5) \quad (\text{Reinoso y Ordaz (2001)}) \quad (2.12)$$

2.2.2 Contenido de frecuencias

El contenido de frecuencias está relacionado directamente con la respuesta dinámica del movimiento del terreno y por ende de la respuesta del sistema estructural. Puede llegar a presentarse resonancia si la frecuencia predominante del movimiento se asemeja a la frecuencia fundamental de la estructura. Esto ocasionaría un incremento representativo en las fuerzas que soportaría la estructura, lo que incrementaría el daño estructural.

Una caracterización completa del contenido de frecuencias del movimiento del terreno es posible utilizando un espectro de respuesta de aceleración y un espectro de amplitudes de Fourier, mediante lo cual se podría obtener información de la distribución del movimiento del terreno en un intervalo de frecuencias. Existen varios métodos teóricos para predecir el contenido de frecuencias de un evento, sin embargo, es más práctico caracterizarlo con un solo parámetro escalar. Entre los más utilizados están los siguientes (Rathje y col., 2004):

- a) *Periodo predominante (T_p)*: Corresponde al periodo en el cual el espectro de aceleración llega a su máximo valor. Algunos estudios han demostrado que no se recomienda utilizar este periodo, ya que no describe adecuadamente las frecuencias (Rathje, 1998).
- b) *Periodo espectral predominante suavizado (T_o)*: Es el periodo ponderado de los periodos del espectro de respuesta de aceleración. Se pondera cada periodo por el logaritmo natural de la aceleración espectral en ese periodo. Este parámetro es afectado por frecuencias altas.
- c) *Periodo medio (T_m)*: Este periodo es computado a través del espectro de amplitudes de Fourier. Se caracteriza por distinguir las frecuencias bajas. Este periodo presenta resultados adecuados y no se ve tan afectado como los otros periodos indicados (Rathje y col., 2004). La siguiente expresión se utiliza para calcular este periodo característico:

$$T_m = \frac{\sum_i c_i^2 \left(\frac{1}{f_i} \right)}{\sum_i c_i^2} \quad (2.13)$$

Válida para $0.25\text{Hz} \leq f_i \leq 20\text{Hz}$ con $\Delta f \leq 0.05\text{Hz}$

Donde c_i corresponden a los coeficientes de amplitudes de Fourier, f_i son los valores de la transformada discreta rápida de Fourier (FFT), y $\Delta f = \frac{1}{N \times \Delta t}$ es el intervalo de frecuencia utilizado, siendo N el número de puntos y Δt el intervalo de muestra.

2.2.3 Energía sísmica

Los reglamentos de construcción actuales buscan generar parámetros que permitan realizar un diseño estructural en el que los principales parámetros de control son las fuerzas y desplazamientos. Con esto se garantiza que la estructura no colapse ante un eventual movimiento telúrico, sin embargo, no considera un estudio riguroso del comportamiento estructural cuando dicha estructura ingresa en el rango inelástico. Los reglamentos permiten que se genere daño en la estructura para disipar la energía que ingresa debido al sismo, y un parámetro que se utiliza son los desplazamientos laterales o las derivas de piso.

Las fuerzas y desplazamientos, por si solos, no caracterizan el fenómeno sísmico y, por lo tanto, se pierde el control sobre el daño o los ciclos de histéresis que se desea que tuviera la estructura, solo pudiendo verificar que no sobrepasen ciertos valores establecidos previamente, los que no corresponden a índices de daño estructural. Así mismo, un análisis probabilista de peligro sísmico (PSHA, por sus siglas en inglés), solo se relaciona con el movimiento del terreno, y no considera la energía existente o duración de los eventos.

Los espectros de energía pueden generar información relacionada con el daño y comportamiento estructural, relacionándose con los ciclos de histéresis y duración del evento. Una de las ventajas de utilizar la energía como parámetro de diseño es que la duración del evento, el número de ciclos para que se produzca la falla y la inestabilidad dinámica, pueden ser considerados directa y explícitamente (Mollaioli y col., 2011), ya que sus cálculos están asociados a registros sísmicos completos, y no solo a respuestas máximas. Una descripción completa de la energía sísmica se encuentra en el capítulo 3.

2.3 SIMULACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS SINTÉTICOS

En un análisis de demanda sísmica es necesario disponer de una amplia base de datos de registros sísmicos que permita analizar diferentes intensidades, como, por ejemplo, la aceleración del terreno, la velocidad, el desplazamiento, la energía disipada, etc., para poder estudiar el posible daño estructural en futuros terremotos. La falta de información sísmica es uno de los principales problemas en un estudio de riesgo sísmico, ya que los eventos importantes tienen grandes períodos de retorno (más de 100 años) y la ventana de muestreo sísmico, que se tiene hasta ahora, es relativamente corta (menos de 100 años). Como se puede ver en la Figura 2.3.1, la base de datos de registros sísmicos más importantes para el Valle de México es muy limitada (recuadro de la figura, sismos mayores a $M_w=6.0$ con distancias menores a 400km), que son los sismos que podrían producir un daño considerable en las estructuras. Debido a esta falta de información es que se recurre a la simulación numérica de registros sísmicos.

La simulación sísmica es un análisis complejo, ya que se busca reproducir registros con características similares a los que esperamos en sismos futuros, volviéndose un problema más grande aún la validación de estos resultados, puesto que no se tienen sismos de intensidades altas, los cuales buscamos reproducir.

Existen varias metodologías para manejar esta falta de información, incluida la simulación sísmica. En esta tesis se estudiaron dos técnicas de simulación sísmica, utilizando un escalamiento lineal de registros, y otro método utilizando sumas estocásticas de pequeños terremotos que funcionan como funciones empíricas de Green (escalamiento sismológico).

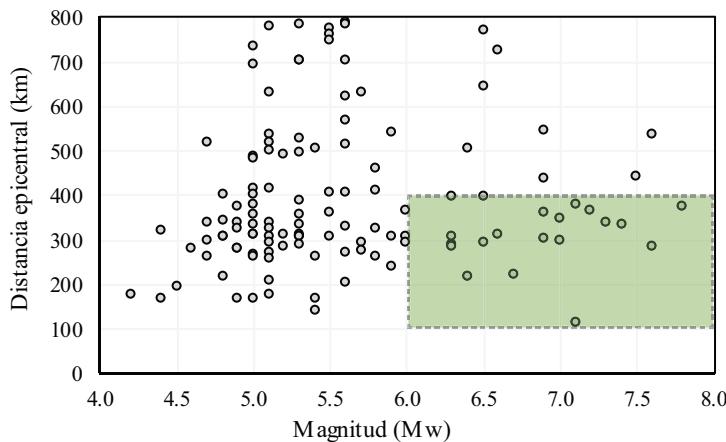


Figura 2.3.1: Sismos registrados en estación CU desde 1964

2.3.1 Escalado lineal

Este tipo de escalado se utiliza comúnmente para análisis incrementales no-lineales (análisis tipo IDA). En los análisis IDA cada registro de movimiento del suelo se escala sucesivamente a múltiples niveles de aceleración espectral y se calculan los parámetros de desempeño (por ejemplo, deriva de piso) en cada caso. La curva IDA conecta los parámetros de desempeño resultantes correspondientes a cada registro de movimiento de suelo, sin embargo, esta metodología no siempre es la más adecuada (Jalayer, 2003). Como se muestra en la Figura 2.3.2, uno de los principales problemas de escalamiento lineal es que, al

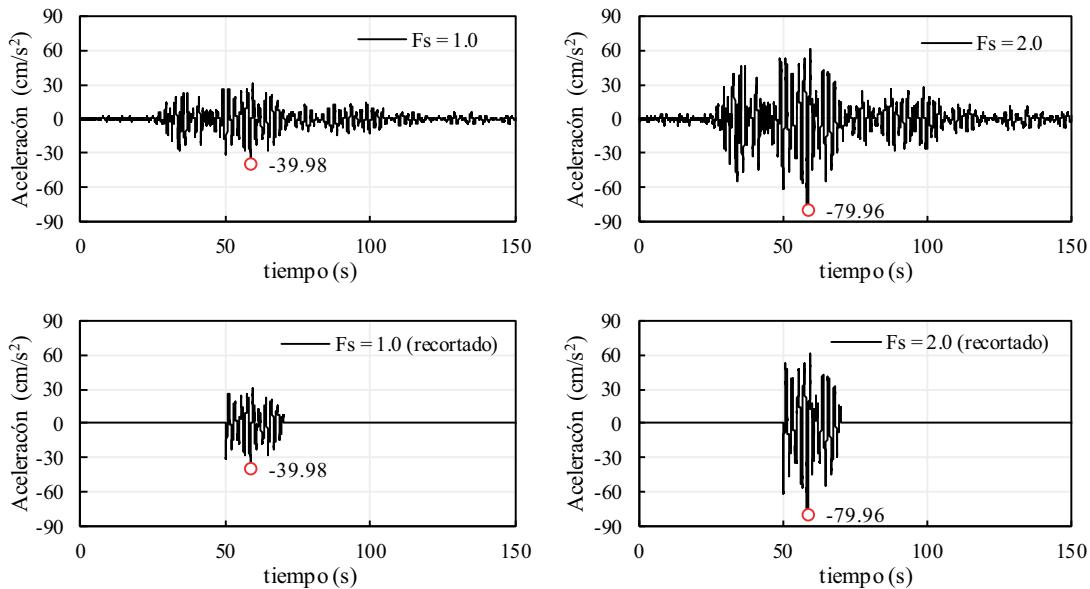


Figura 2.3.2: Respuesta de registros simulados usando un escalado lineal

usar un factor constante en todo el registro no se consideran cambios en parámetros importantes tales como contenido de frecuencia, energía, duración, etc., que varían en relación con las características del sismo, magnitud, distancia fuente-sitio, ambiente geológico, entre otros. Además, en la Figura 2.3.2 se muestra el registro recortado para los 20s de la fase más intensa (segunda fila Figura 2.3.2), y se observa que las intensidades máximas son las mismas en los sismos completos y escalados.

En la Figura 2.3.3 se muestran los espectros de respuesta para los registros de la Figura 2.3.2. Como se puede observar, las respuestas de pseudoaceleración (S_a) de los registros completos y recortados son prácticamente iguales para todos los períodos (ver Figura 2.3.3a). Sin embargo, al comparar los espectros de energía de entrada los resultados son diferentes, ya que estos espectros se calculan utilizando el registro completo (duración, contenido de frecuencias, entre otros). Al analizar las diferencias entre registros completos y recortados para S_a y energía de entrada E_I mostrados en la Figura 2.3.3c, se puede observar que existe una mayor diferencia al analizar la energía de los registros, llegando a obtener valores cercanos del 70% en ciertos períodos. A partir de este tipo de variaciones se puede considerar dos aspectos principales: a) el tipo de escalado que se utiliza en análisis dinámicos influye considerablemente en los resultados, especialmente en sitios sometidos a registros de larga duración, similares a los obtenidos en Ciudad de México y, b) la medida de intensidad utilizada para analizar el desempeño de la estructura, ya que la aceleración espectral solo considera las demandas máximas del registro y no otras características que se relacionan con el daño estructural, como la duración o energía sísmica del evento.

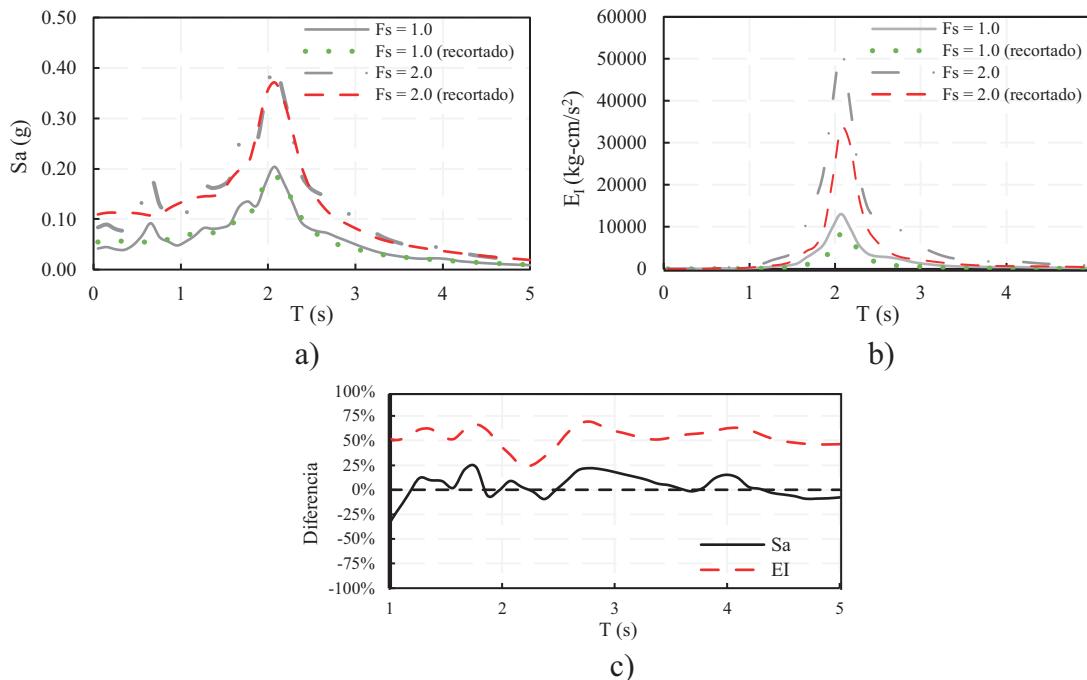


Figura 2.3.3: Espectro de respuesta de pseudoaceleración (S_a) y Energía de entrada (E_I), para los sismos completos y recortados de la Figura 2.3.2

2.3.2 Escalado sismológico

El escalado sismológico busca considerar la variación del contenido de frecuencia, energía y duración que existen entre eventos de diferentes intensidades. Una metodología es usar pequeños terremotos (llamados “semilla”) como funciones de Green empíricas. Hay varias propuestas que utilizan este concepto (Hartzell, 1978; Joyner y col., 1986; Wennerberg, 1990; Ordaz y col., 1995 y Kohrs-Sansorn y col., 2005). Esta técnica incorpora la propagación de ondas y los efectos en el sitio, por lo que las incertidumbres geológicas se eliminan del problema cuando se usa el mismo punto donde se obtuvo el registro (Ordaz y col., 1995), sin embargo, no es posible considerar efectos de no-linealidad del suelo. Se establece un proceso de ruptura aleatoria sobre una falla hipotética, donde los eventos pequeños se escalan y se combinan con retrasos temporales, que tienen una función de densidad de probabilidad

específica (Kohrs-Sansorny y col., 2005). Es importante que el registro simulado sea consistente con el modelo ω^2 (Brune, 1970).

La metodología propuesta por Joyner y col. (1986) tiene un esquema de sumas estocásticas en una sola etapa, donde los retrasos temporales de ruptura son generados de manera uniforme. El principal problema de esta metodología es que, debido al tipo de la densidad de probabilidad uniforme, no se considera un rango constante de frecuencias y produce historias en el tiempo poco realistas. Por otra parte, Wennerberg (1990) estableció que no es adecuado utilizar un esquema de sumas estocásticas en una sola etapa. Su modelo utiliza una función de densidad de probabilidad para los tiempos de ruptura determinada con las tasas del modelo w^2 , sin embargo, este modelo presenta inconsistencias en frecuencias altas. Por su parte, el modelo de Ordaz y col. (1995), utiliza un enfoque de sumas en una sola etapa, pero con una función de densidad de probabilidad que describe exactamente el modelo w^2 , sin embargo, su principal limitación es el esquema de sumas estocásticas utilizado. Finalmente, Kohrs-Sansorny y col. (2005), basándose en los resultados de los estudios anteriores, proponen un modelo de dos etapas, con una función de distribución de probabilidad de tiempos de ruptura que describe el modelo ω^2 , similar a lo establecido por Ordaz y col. (1995). Este método es consistente cuando la distancia fuente-sitio es lo suficientemente lejana como para que se pueda considerar una fuente puntual.

En este trabajo se utiliza la técnica de simulación propuesta por Kohrs-Sansorny y col. (2005), que utiliza una suma estocástica en dos etapas, considerando una representación de fuente sísmica puntual que requiere la caracterización de dos parámetros, el momento sísmico (M_0) y la caída de esfuerzos (Δ_σ). Según Kohrs-Sansorny y col. (2005), a través de este proceso de sumas estocásticas en dos etapas, los registros pueden estar asociados con múltiples procesos de ruptura debido a las considerables diferencias entre los registros simulados.

En la Figura 2.3.4 se presentan resultados de simulación para una estación sísmica particular usando esta técnica y comparándola con un escalado lineal tradicional. A simple vista, se puede observar que las simulaciones utilizando un escalado sismológico producen registros lo suficientemente reales y diferentes como para poder considerarlos como independientes y representativos de la sismicidad de un punto de interés. Se deben tener en cuenta las limitaciones de esta metodología, entre las que se encuentran la caída de esfuerzos Δ_σ , la consideración de una fuente puntual y la “semilla” utilizada. En este trabajo, la semilla utilizada se muestra en la Tabla 2.3.1. Para considerar una fuente puntual, este trabajo sólo cubre los terremotos de subducción que se generan a una distancia de más de 200km con respecto a Ciudad de México.

Tabla 2.3.1: Parámetros sísmicos del evento del 25 de abril de 1989, usado como semilla

Fecha	M_w	M_0	Δ_σ
25/04/1989	6.9	2.51E+26	150

Está claro que no existe un enfoque único que sea el mejor para el tratamiento de movimientos de suelo en todas las circunstancias de análisis. El desarrollo de un consenso sobre los enfoques apropiados en circunstancias específicas dependerá de los objetivos de las metodologías en estudio o de la evaluación del comportamiento estructural.

La validación de las simulaciones se relaciona con los objetivos del estudio, pudiendo optar por validaciones tales como: a) validación asociada a sismicidad histórica, donde se relaciona la respuesta simulada con la de un registro real, con el principal problema que no se tiene una base de datos tal que

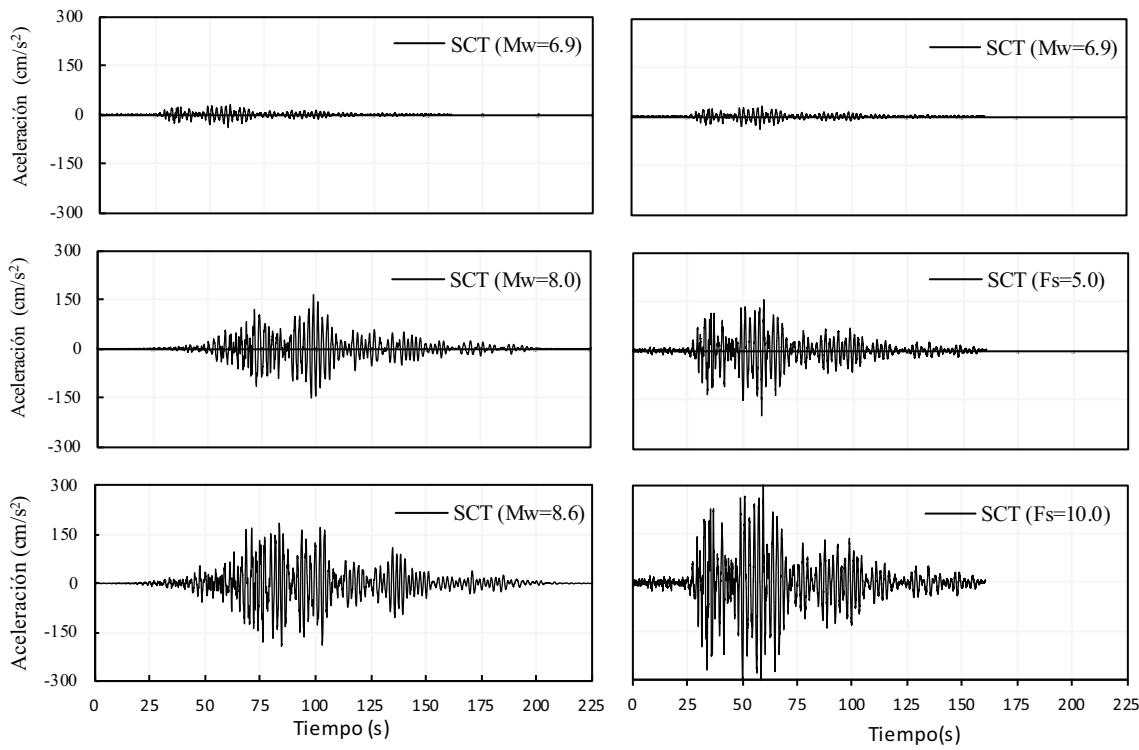


Figura 2.3.4: Comparaciones de escalado sismológico y lineal

permite una validación exhaustiva de las simulaciones, b) validaciones con enfoque espectral, donde se asocia las simulaciones a espectros de respuesta similares y a cierto desempeño de la estructura y, c) validaciones empíricas, los cuales utilizan parámetros de comparación para elegir los sismos correctos. Estos parámetros se conocen como “proxy metrics” (Burks y Baker 2014) y pueden representar intensidades espectrales, demandas de respuesta máximas, tasas de relación entre desplazamientos o aceleraciones, capacidad de colapso, entre otros. En esta tesis se utilizó una validación empírica de los registros simulados, tomando en cuenta las intensidades de seudoaceleración y energía de entrada espectral relacionadas con estudios de peligro sísmico de México, así como, dependiendo el caso, la demanda de una respuesta máxima específica.

2.3.3 Comentarios del capítulo 2

Ciudad de México afronta problemas sísmicos complejos, gran parte de los cuales se deben al tipo de suelo sobre los que se asienta la ciudad, especialmente la zona del lecho lacustre, donde se encuentran estratos de arcilla que superan los 50m de profundidad en ciertas zonas. Debido a esto, la duración de sismos fuertes es muy alta (mayor a dos minutos), lo que hace que este parámetro sea muy importante en el comportamiento sísmico de las estructuras de la zona. El intentar caracterizar el comportamiento sísmico de las estructuras a través de parámetros que representen únicamente respuestas máximas (por ejemplo pseudoaceleración), eventualmente podría subestimar el daño en una estructura. Por esto, es adecuado estudiar una caracterización del movimiento del terreno que incluyan la demanda de registros completos (por ejemplo, energía sísmica).

Por otra parte, debido al número limitado de registros de sismos fuertes, es necesario la simulación de señales sísmicas. El escalado lineal es una metodología muy utilizada, especialmente para análisis dinámicos incrementales, sin embargo, esta técnica no considera los cambios en la duración, contenido

de frecuencia, energía, entre otros. Para considerar la variación de dichos parámetros se utiliza la metodología de escalado sismológico, mediante la cual se generan registros sintéticos más reales, aunque igualmente con varias incertidumbres, como por ejemplo la semilla a utilizar, la caída de esfuerzos de los sismos futuros, entre otras.

En esta tesis se evaluarán estas dos metodologías de escalado sísmico, comparando los resultados obtenidos con cada una de ellas. Así mismo, se debe recalcar que en esta tesis se limitará a estudiar el peligro sísmico en Ciudad de México debido a sismos interplaca de fuente lejana. Si bien se reconoce el hecho que el peligro sísmico del Valle de México se ve afectado por sismos intraplaca y de fuente cercana, no se considerarán estos casos para los resultados finales del presente trabajo.

MOVIMIENTOS FUERTES DEL TERRENO EN EL VALLE DE MÉXICO: COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS BLANDOS Y ENERGÍA SÍSMICA

En este capítulo se analiza la respuesta del suelo del lecho lacustre de Ciudad de México. El comportamiento del suelo de la ciudad es muy complejo, siendo sus principales problemas: a) las amplificaciones espectrales en la zona de lago, b) cambios de periodos debido a la consolidación del suelo, c) falta de base de datos que permitan estudiar la respuesta con mayor detalle. Para esto se analizan los cocientes espectrales de estaciones acelerométricas en el lecho lacustre de Ciudad de México con respecto al espectro promedio de Fourier en sitios de la zona de suelo firme para estudiar y comparar los cambios, en el tiempo, con el comportamiento de los efectos de sitio y su relación con el daño presentado durante sismos de importancia. Así mismo, se introducen conceptos de energía sísmica, la cual se relaciona directamente con el daño estructural que se podría presentar durante un evento sísmico. Un mayor detalle de la metodología y resultados de las características del movimiento del suelo en Ciudad de México, que son parte de las contribuciones de esta tesis, se pueden encontrar en el Anexo C3 (al final del presente capítulo) que corresponde a un artículo (Quinde y Reinoso, 2018) sometido, para posible publicación, en junio de 2018 a la revista “Geofísica Internacional”.

3.1 INTRODUCCIÓN

Ciudad de México afronta varios problemas relacionados al peligro sísmico, incluyendo los efectos de sitio más pronunciados a nivel mundial. Cientos de años atrás, la ciudad se estableció sobre el lago de Texcoco, y con el paso de los años se transformó en una de las urbes más grandes del mundo. Al ser el centro económico del país, en esta zona metropolitana, diariamente, se concentra una población de más de veinte millones de personas y con las edificaciones más altas, incluso de Latinoamérica. Desafortunadamente, las condiciones del suelo de la ciudad no prestan las facilidades para un desarrollo constructivo normal, ya que los estratos blandos de arcilla presentan decenas de metros en varias zonas de la Ciudad, con niveles freáticos muy altos, lo que, aparte de dificultar los procesos constructivos, influye directamente en las amplificaciones de las ondas sísmicas.

Méjico tiene una sismicidad alta ya que se encuentra en la zona del denominado Cinturón de fuego del Pacífico, por lo que la principal fuente de peligro sísmico está asociada con los sismos interplaca ubicados en la zona de subducción formada por las placas de Cocos y Norteamericana. Sin embargo, la

sismicidad debida a terremotos intraplaca de profundidad intermedia y los terremotos corticales en el Cinturón Volcánico Mexicano, también es relevante. Ciudad de México se encuentra a más de 300 km de la zona de subducción. A pesar de esto, históricamente, el daño causado por los sismos interplaca es muy grande, principalmente porque los efectos locales del suelo producen importantes amplificaciones en gran parte de la ciudad. El terremoto del 19 de septiembre de 1985 ($M_w 8.1$) cuyo epicentro se ubicó a 315 km de distancia, es el principal ejemplo de este tipo de terremotos de subducción. Sin embargo, los sismos de falla normal, con profundidades entre 40 y 80 km, también son importantes para la sismicidad en el Valle de México, especialmente para los sitios de la zona del lecho lacustre con períodos dominantes del suelo entre 1.0 y 1.8s, tal como se evidenció en el sismo de 19 de septiembre de 2017.

Las amplificaciones de las ondas sísmicas en Ciudad de México han sido ampliamente estudiadas, existen varias propuestas para estimar los efectos en el sitio del Valle de México, entre las que sobresalen las siguientes: (1) métodos analíticos (Pérez-Rocha y col., 1991; Reinoso y col., 1997; Cruz-Atienza y col., 2016 y Baena-Rivera y col., 2017) donde la falta de datos de los depósitos de suelo y los cálculos numéricos debilitan el uso de estas herramientas; (2) el uso de datos de movimiento débil para estudiar el período de vibración del suelo (Ordaz y col., 1988a; Lermo y Chavez-Garcia, 1994); (3) metodologías combinadas a través de modelos bayesianos (Perez-Rocha, 1998) y (4) utilizando cocientes espectrales de Fourier para calcular las amplificaciones de la zona de lago con respecto a sitio de terreno firme (Ordaz y col., 1988; Reinoso y Ordaz, 1999).

3.2 COMPORTAMIENTO DEL SUELO DEL VALLE DE MÉXICO

El lecho lacustre del Valle de México tiene algunos de los efectos de sitio más pronunciados conocidos a nivel mundial. Para algunas frecuencias, la amplificación puede ser 500 veces con respecto a los sitios epicentrales. Según lo indicado por Ordaz y col. (1988), Singh y col. (1988) y Reinoso y Ordaz (1999), el suelo de la zona de lago de Ciudad de México responde como lo predice la teoría unidimensional, sin embargo, hay algunos sitios donde se evidencia un comportamiento 2D o 3D (Reinoso y Ordaz 1999). Así mismo, la respuesta del suelo en Ciudad de México es compleja y muy variable, aún en pocos cientos de metros. La Figura 3.2.1 ilustra la variación de los espectros de pseudoaceleración y de diseño con respecto a la profundidad de las arcillas del antiguo lago de Texcoco para una sección transversal de Ciudad de México y para el sismo del 19 de septiembre de 2017. Para la mayoría de los sitios en el valle, se ha encontrado que el periodo de vibración del suelo está directamente relacionado con la profundidad de los estratos de arcilla que se muestra en la Figura 3.2.1 y, en consecuencia, con las intensidades registradas a nivel del suelo. Ciudad de México presenta un rango de periodos

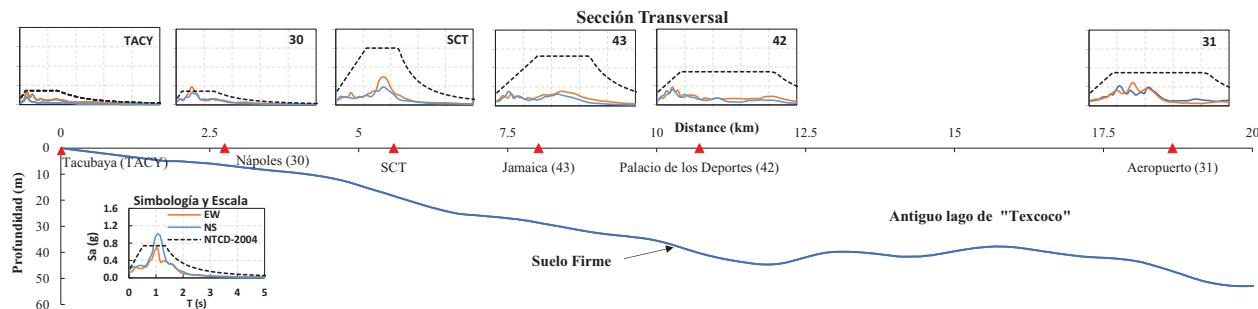


Figura 3.2.1: Variación del comportamiento del suelo en relación con la profundidad del lecho lacustre del suelo en Ciudad de México. Sismo del 19 de septiembre de 2017

dominantes del suelo que van desde suelo firme ($T_g < 0.5s$) hasta valores superiores a 5s. Esto hace que exista una fuerte relación de los valores máximos de intensidades con cada periodo del suelo, por lo que la dispersión en las respuestas entre sitios es muy grande. Una opción, normalmente utilizada, para estudiar un modelo de comportamiento es la de normalizar sus resultados con respecto al periodo dominante del suelo.

3.2.1 Pseudoaceleración en el Valle de México

Los principales focos generadores de sismos para México se ubican a lo largo de la costa del Pacífico, a distancias de 300 y 400km de Ciudad de México. Lo anterior resulta en que los movimientos registrados hasta la fecha en esta ciudad se generaron en su mayoría durante eventos sísmicos de foco lejano, profundidad somera, y correspondientes a mecanismos de subducción. Sin embargo, el peligro sísmico del Valle de México también se ve afectado por sismos intraplaca de profundidad intermedia, similares al sismo del 19 de septiembre de 2017. Esta complejidad en la amenaza sísmica y el comportamiento extremo del suelo del valle provoca que la respuesta en diversos sitios de la ciudad sea muy variable, aún en pocos cientos de metros, y siendo muy dependiente del tipo de sismo y de su distancia epicentral. Esta diferencia de respuesta se puede observar en la Figura 3.2.2, donde se muestran los mapas de demandas de pseudoaceleración para los sismos del 19 de septiembre de 1985 (columna izquierda) y 2017 (columna derecha) y para los períodos de $T=1.5s$ (primera fila) y $T=2.0s$ (segunda fila). Las mayores intensidades se encuentran relacionadas con los daños reportados en cada sismo (mostrados igualmente en los mapas). El sismo de 1985 fue un sismo de subducción con distancia superior a 350km, por lo que afectó a zonas con suelos más blandos ($T_g > 1.8s$). Por otra parte, el sismo del 2017 fue un sismo intraplaca con distancia epicentral cercana a 120km, y las zonas más afectadas fueron las correspondientes a períodos del suelo entre 1.0s y 1.8s.

Otro problema que afronta Ciudad de México es el cambio de periodo dominante del suelo que existe debido a la sobreexplotación de los acuíferos en ciertas zonas del antiguo Lago de Texcoco. Esta intensa actividad de bombeo de agua ha contribuido a la consolidación de los suelos blandos del Valle de México, causando niveles excepcionales de hundimiento del terreno y cambiando las características del suelo y su respuesta ante terremotos, lo que afecta directamente al comportamiento sísmico de estructuras construidas (hace menos de 20 años) en dichas zonas.

En el Anexo C3, al final de este capítulo, se muestran resultados detallados sobre la variación de períodos en Ciudad de México, la consolidación del suelo en ciertas zonas y las amplificaciones espectrales, utilizando información de 77 estaciones acelerométricas de la ciudad y trece de los sismos más representativos registrados por la red sísmica RACM. El anexo se trata sobre un artículo que se encuentra en revisión para la revista “Geofísica Internacional”.

3.3 CONCEPTOS DE ENERGÍA SÍSMICA

Una alternativa a los actuales formatos de resistencia y máxima deformación es un enfoque de diseño sísmico basado en la energía que considera las características de movimiento del terreno que pueden representar mejor el potencial destructivo de los movimientos de banda angosta, tales como la duración, contenido de frecuencia y energía.

Housner (1956) y Uang y Bertero (1990) introdujeron conceptos de energía para el diseño sísmico estructural. Posteriormente en varias investigaciones se ha reconocido que un enfoque de energía sísmica permite seleccionar correctamente los movimientos del terreno con fines de diseño y, por

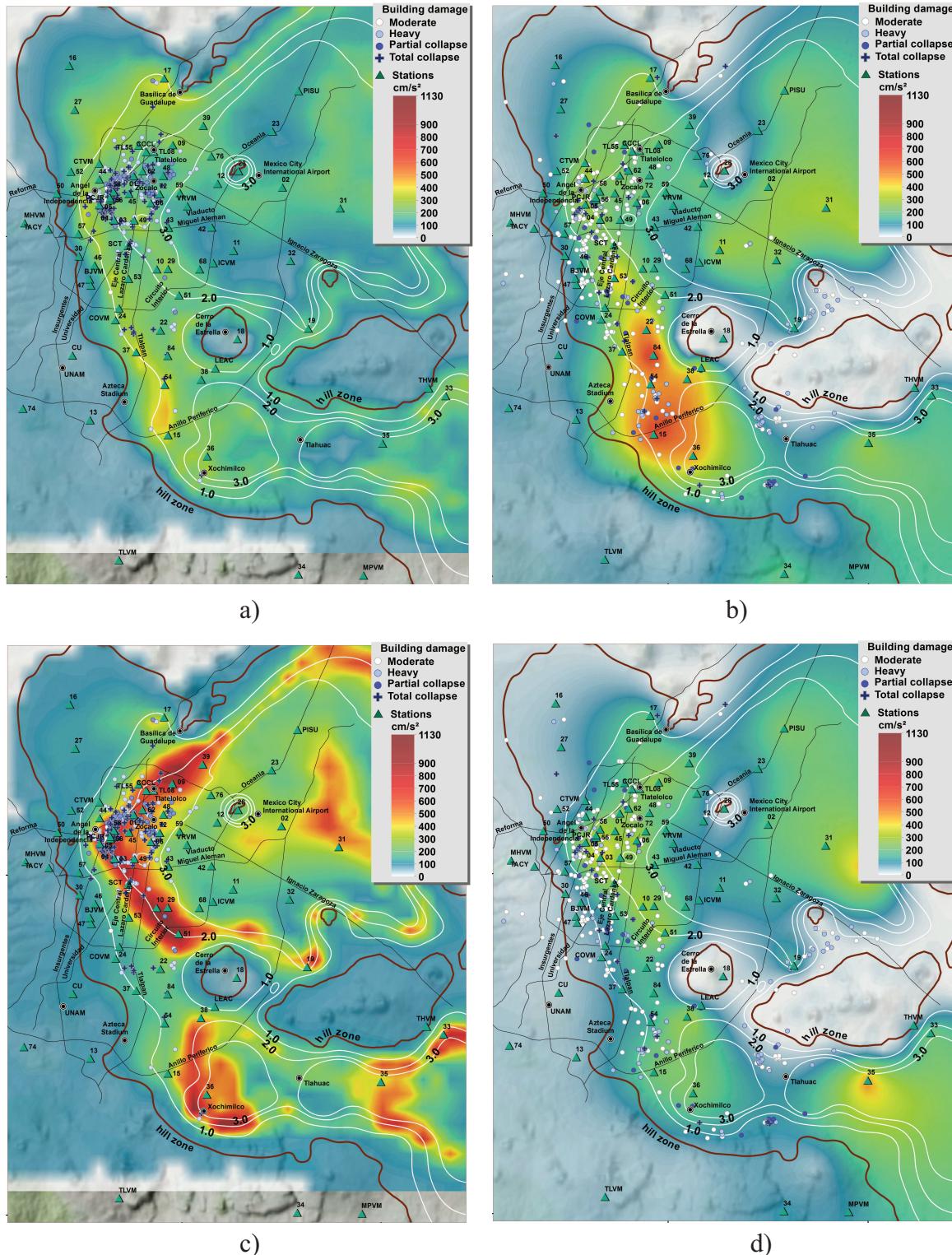


Figura 3.2.2: Demandas de pseudoaceleración para la Ciudad México. a) Sismo de 1985 para T=1.5s, b) sismo de 2017 T=1.5s, c) sismo de 1985, T=2.0s y d) sismo de 2017, T=2.0

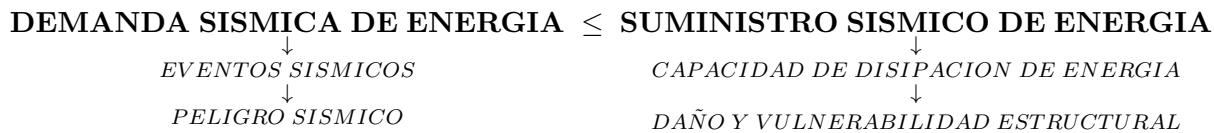
consiguiente, tener mayor control y detalle en los procedimientos de evaluación de peligro sísmico, diseño sismorresistente, y decidir estrategias para la implementación de sistemas de control de respuesta sísmica, tales como: contravientos restringidos al pandeo (BRB), disipadores de energía y dispositivos

de aislamiento de base, entre otros. Entre los principales estudios se pueden citar a Fajfar y Vidic (1994), Teran-Gilmore (1996), Chai y Fajfar (2000), Chou y Uang (2000), Decanini y Mollaioli (2001), Manfredi (2001), Riddell y Garcia (2001), Ordaz y col. (2003), Huerta y Reinoso (2002), Ghosh y Collins (2006), Bojorquez y col. (2008), Donaire-Ávila y col. (2017).

Los espectros de energía pueden generar información relacionada con el daño y comportamiento estructural, relacionándose con los ciclos de histéresis y duración del evento. Una de las ventajas de utilizar la energía como parámetro de diseño es que la duración del evento, el número de ciclos para que se produzca la falla y la inestabilidad dinámica pueden ser considerados directa y explícitamente.

El diseño sísmico basado en energía debe considerar que la energía introducida por el movimiento del suelo en la estructura no exceda las capacidades de sus correspondientes mecanismos de almacenamiento y disipación de energía (Uang y Bertero, 1990, Teran-Gilmore, 1996).

Un estudio completo debería abarcar dos campos principales, el peligro sísmico que se relaciona con la energía de entrada a la estructura, y la vulnerabilidad estructural que estaría relacionada con la capacidad de disipación de energía de la estructura.



Las demandas de energía sísmica se abordarán a continuación desde la perspectiva de la respuesta de los sistemas de un solo grado de libertad (SDOF, por sus siglas en inglés). En particular, la ecuación de movimiento de un sistema SDOF sometido a movimiento en el suelo se puede formular partiendo de un diagrama de cuerpo libre con movimiento relativo a la base, similar al de la Figura 3.3.1 de la siguiente manera:

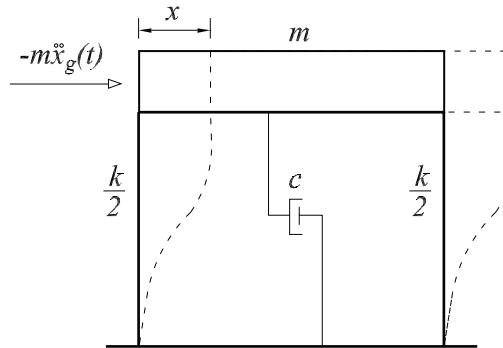


Figura 3.3.1: Diagrama de cuerpo libre para fuerzas relativas a la base

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + f_s(x, \dot{x}) = -m\ddot{x}_g(t) \quad (3.1)$$

Donde x representa el desplazamiento relativo de la masa m , \ddot{x}_g es la aceleración relativa del terreno en cada instante del tiempo t ; c es el coeficiente de amortiguamiento viscoso de la estructura y f_s representa la fuerza de restitución.

Ahora, la energía podría entenderse como el trabajo (W) que realiza un cuerpo para desplazarse un determinado espacio (Δx), dicho en forma matemática: $W = F(\Delta x)$. Partiendo de este concepto, podemos obtener el trabajo necesario para trasladar las fuerzas de la ec. 3.1 un determinado espacio

(dx) , al integrar las fuerzas con respecto al desplazamiento relativo x , obteniendo lo siguiente:

$$\underbrace{\int_0^x m\ddot{x}(t) dx}_{E_K} + \underbrace{\int_0^x c\dot{x}(t) dx}_{E_D} + \underbrace{\int_0^x fs(x, \dot{x}) dx}_{E_S+E_H} = -\underbrace{\int_0^x m\ddot{x}_g(t) dx}_{E_I} \quad (3.2)$$

Donde E_K es la energía cinética, E_D corresponde a la energía de amortiguamiento, E_S+E_H a la energía de restitución (E_S es la energía de deformación elástica y E_H es la energía histerética), y E_I a la energía de entrada relativa.

Ahora, sabiendo que $dx = \dot{x}dt$, los términos de la ec.(3.2) se pueden expresar de la siguiente manera:

$$E_K = \int_0^x m\ddot{x}(t) dx = m \int_0^t \ddot{x}(t)\dot{x}(t) dt = \frac{1}{2}m [\dot{x}(t)^2 - \dot{x}(0)^2] = \frac{m \dot{x}(t)^2}{2} \quad (3.3)$$

$$E_D = \int_0^x c\dot{x}(t) dx = \int_0^t c\dot{x}(t)^2 dt \quad (3.4)$$

$$E_S + E_H = \int_0^x fs(x(t), \dot{x}(t)) dx = \int_0^t fs(x(t), \dot{x}(t)) \dot{x}(t) dt \quad (3.5)$$

$$E_I = -m \int_0^x \ddot{x}_g(t) dx = -m \int_0^t \ddot{x}_g(t) \dot{x}(t) dt \quad (3.6)$$

Por lo anterior, la ecuación de balance de energía se puede representar de la siguiente manera:

$$E_K + E_D + E_S + E_H = E_I \quad (3.7)$$

$$\frac{m \dot{x}(t)^2}{2} + \int_0^t c\dot{x}(t)^2 dt + \int_0^t fs(x(t), \dot{x}(t)) \dot{x}(t) dt = -m \int_0^t \ddot{x}_g(t) \dot{x}(t) dt \quad (3.8)$$

Existe otro tipo de energía de entrada que correspondería a la energía absoluta. Esta energía se representa en un modelo de base móvil, el cual, a criterio de varios autores representa de mejor manera el fenómeno. Así mismo, se puede definir la energía de entrada absoluta (ver Figura 3.2.2) como el

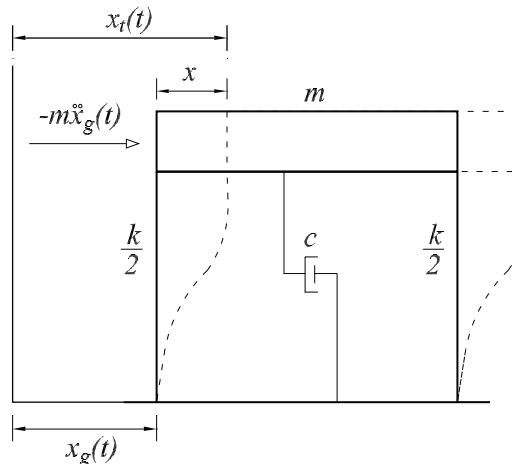


Figura 3.3.2: Diagrama de cuerpo libre para fuerzas relativas a la base

trabajo realizado por la fuerza total aplicada en la base de la estructura:

$$m\ddot{x}_t(t) + c\dot{x}(t) + fs(x, \dot{x}) = 0 \quad (3.9)$$

Donde $x_t = x_g + x$ es el desplazamiento total de la masa. Integrando de la misma manera que lo hecho para encontrar la energía relativa, se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{m \dot{x}_t^2}{2} + \int_0^t c \dot{x}(t)^2 dt + \int_0^t f s(x(t), \dot{x}(t)) \dot{x}(t) dt = - \int_0^t m \ddot{x}_t dt dx_g \quad (3.10)$$

Dentro de la energía de entrada, se debe considerar tanto la respuesta elástica como la inelástica del movimiento del terreno. Con estos conceptos es posible conocer la energía plástica que será absorbida por la estructura, y por consecuencia, tener las herramientas para controlar el comportamiento estructural y su daño asociado.

El término de la derecha de la Ec.(3.8) y Ec.(3.10) representa la demanda sísmica de energía, mientras que el término de la izquierda, de las mismas ecuaciones, involucra el suministro sísmico de energía a partir de los cuales es posible analizar el comportamiento estructural de un sistema. Los tipos de energía que más influyen dentro de la ecuación de balance de energía son, la energía de entrada E_I , la energía histerética E_H , y la energía de amortiguamiento viscoso E_D , esto se puede observar en la Figura 3.3.3, donde se muestra como ejemplo la historia en el tiempo de las energías sísmicas, normalizados para su valor máximo de energía ($E_I/E_{I\max}$), para tres sismos registrados en la estación SCT.

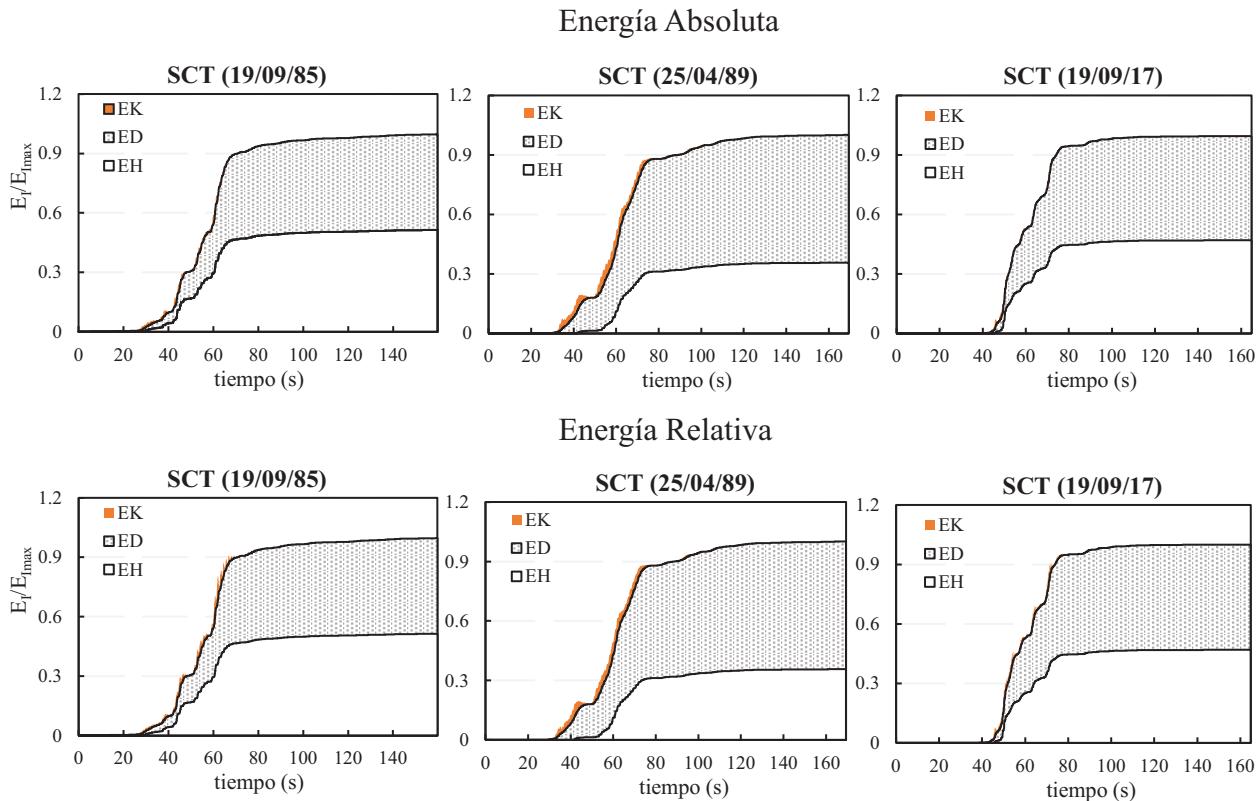


Figura 3.3.3: Historia en el tiempo de la energía normalizada cinética (EK), de amortiguamiento (ED) e histerética (EH), para los casos de energía de entrada absoluta y relativa. Estación SCT ($T_g=1.9s$) para tres sismos

Como se observa en la Figura 3.3.3, al inicio de la excitación sísmica la estructura almacena energía cinética (aunque en poca cantidad en suelos blandos), en un alto porcentaje relacionado con la energía de entrada, además de la disipación debido al amortiguamiento viscoso. Conforme se incrementa la intensidad del movimiento del terreno, la mayor disipación de energía se realiza a través del amortiguamiento viscoso (E_D), sin embargo, en cierto punto esta energía empieza a ser insuficiente

para disipar toda la energía de entrada, y el sistema empieza a tener un comportamiento plástico, y disipa energía a través del comportamiento histerético, lo que se traduce daño estructural. En la Figura 3.3.4 se aprecia que, para frecuencias muy altas, la energía de entrada presenta un comportamiento inestable mientras que, para el resto de los períodos de vibración, E_I queda caracterizada por la energía de histéresis y de amortiguamiento viscoso casi en su totalidad. Estas energías se estudiarán con más detalle en los siguientes capítulos.

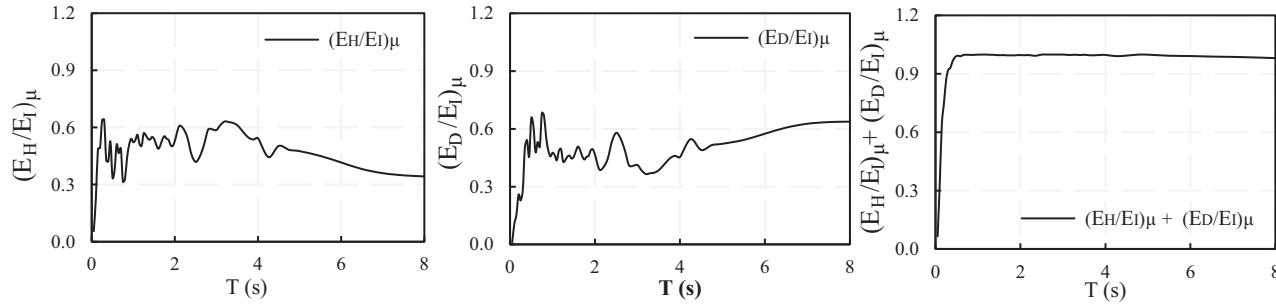


Figura 3.3.4: Contribución de la energía histerética E_H y de amortiguamiento E_D en la energía de entrada relativa E_I para una ductilidad $\mu = 2$. Estación CDAO sismo del 25 de abril de 1989

En este estudio, la energía de entrada está considerada por unidad de masa, y desde ahora solo se referirá a la energía de entrada relativa como energía de entrada.

3.3.1 Energía sísmica en el Valle de México

La sismicidad del Valle de México se encuentra relacionada no solo con la magnitud sino también con otras características como la distancia hipocentral del sismo, lo que genera un diferente contenido de frecuencias, energía y duración en los registros sísmicos, y por consecuencia un cambio en la respuesta de cada sitio, similar a lo que sucede con la pseudoaceleración.

En la Figura 3.3.5 se puede observar cómo se puede tener energías de entrada máximas similares para dos sismos con magnitudes diferentes en la estación CU, mientras que en las estaciones SCT y CDAO existe una diferencia marcada en dichos valores para los mismos eventos. Así mismo, en la segunda fila de la figura, se muestran los espectros de pseudoaceleración (S_a) para las mismas estaciones y eventos. El comportamiento de S_a es diferente al de energía de entrada elástica, esto debido a que al momento de obtener las aceleraciones espectrales solo es de interés las intensidades máximas del registro, contrario a lo que sucede con la E_I , en donde se considera la duración de todo el registro para su cálculo.

La diferencia de comportamiento entre E_I y S_a se puede observar en la Figura 3.3.6 donde se comparan las demandas (normalizadas para su valor máximo) para los períodos dominantes del suelo en cada estación indicada. Como se puede observar, esta diferencia crece en zonas con suelo blando. Otro problema que se muestra en la misma figura, es la falta de información de registros sísmicos reales para sismos con intensidades altas.

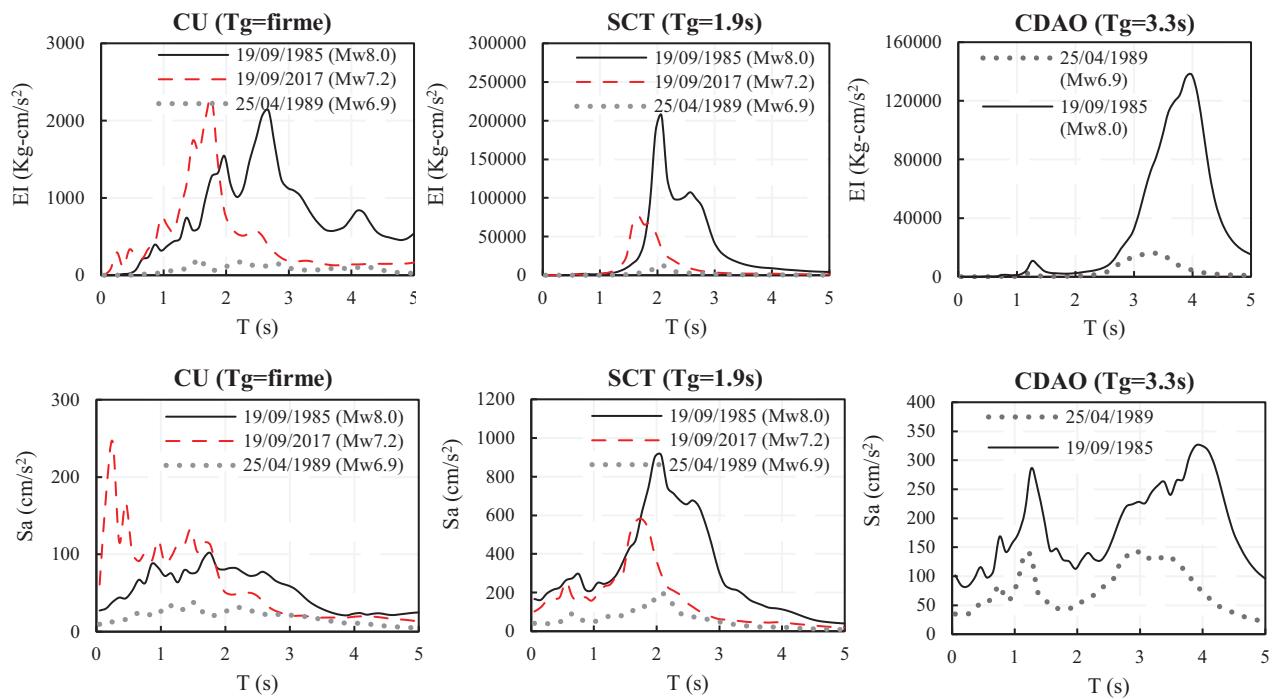


Figura 3.3.5: Espectros de energía de entrada (E_I) y pseudoaceleración (Sa) para las estaciones y eventos mostradas en las figuras (las ordenadas se encuentran a diferente escala)

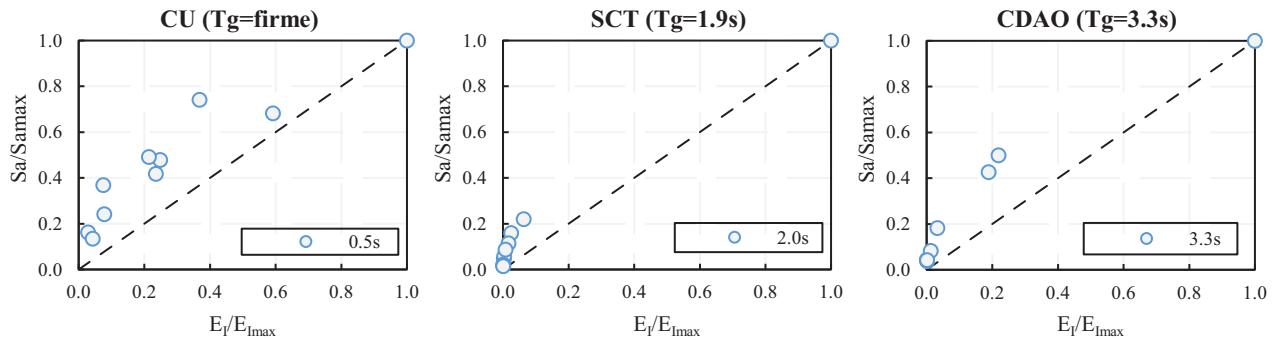


Figura 3.3.6: Valores máximos de pseudoaceleración (Sa) y Energía de entrada (E_I) para tres sitios en Ciudad de México

Esta variación en la distribución de demandas existe a lo largo de todo el lecho lacustre de la ciudad. En las Figuras 3.3.7 y 3.3.8 se muestra como ejemplo la distribución de la energía de entrada (E_I) y energía histerética (E_H), para una ductilidad de 4, para el sismo del 12 de marzo de 2012 en Ciudad de México ($M_w7.4$). Como se puede observar, estas demandas de energía son igualmente dependiente del periodo dominante del suelo, y para el caso de este sismo, la zona entre 1.5 a 3.0s es la más demandada.

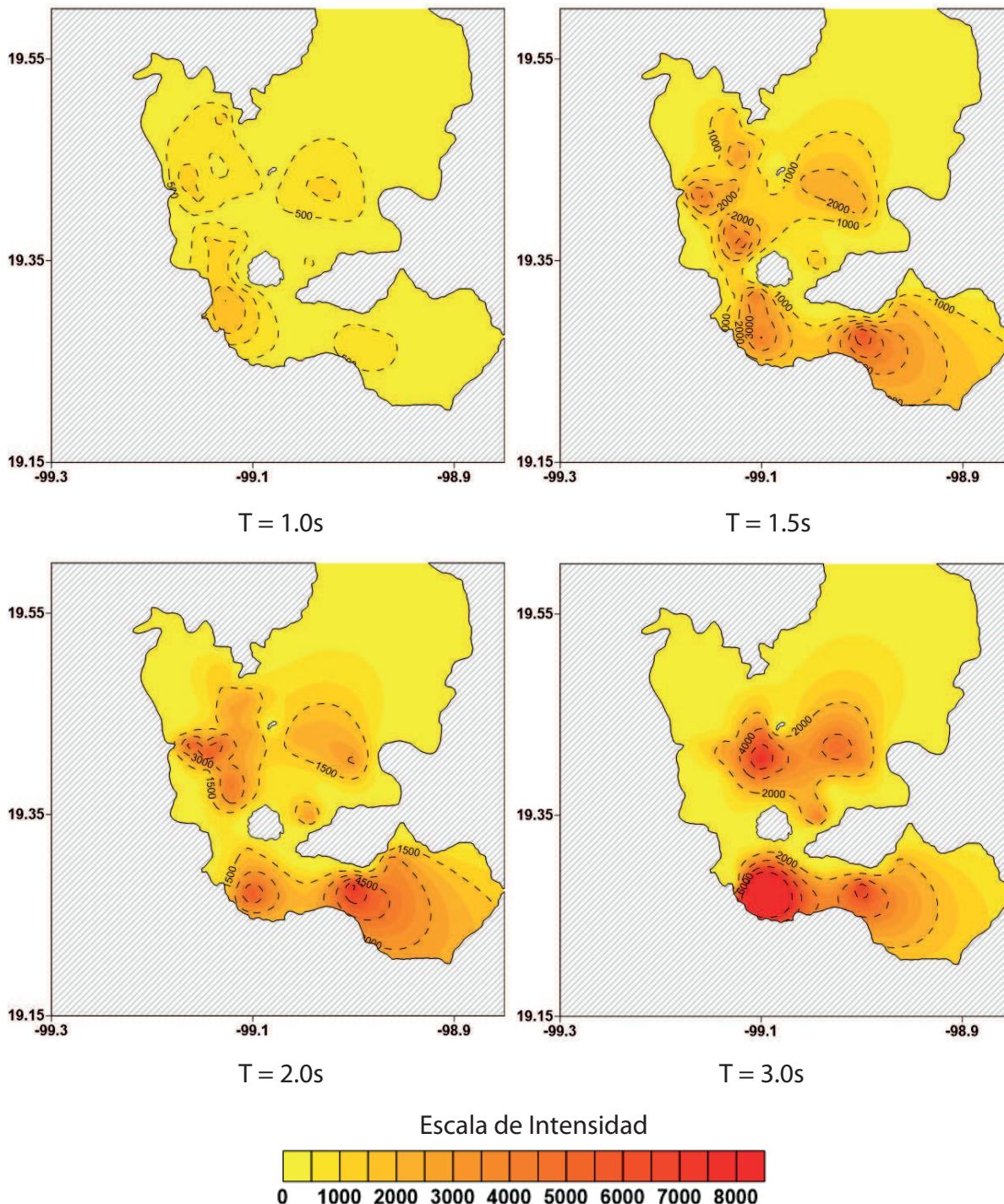


Figura 3.3.7: Mapas de isoenergía de entrada, para una ductilidad de 4 y para períodos de vibración de $T=1$, 1.5, 2 y 3s. Sismo del 12 de marzo de 2012, magnitud $Mw = 7.4$. Las unidades de la escala de intensidad son $\text{kg} - \text{cm}/\text{s}^2$

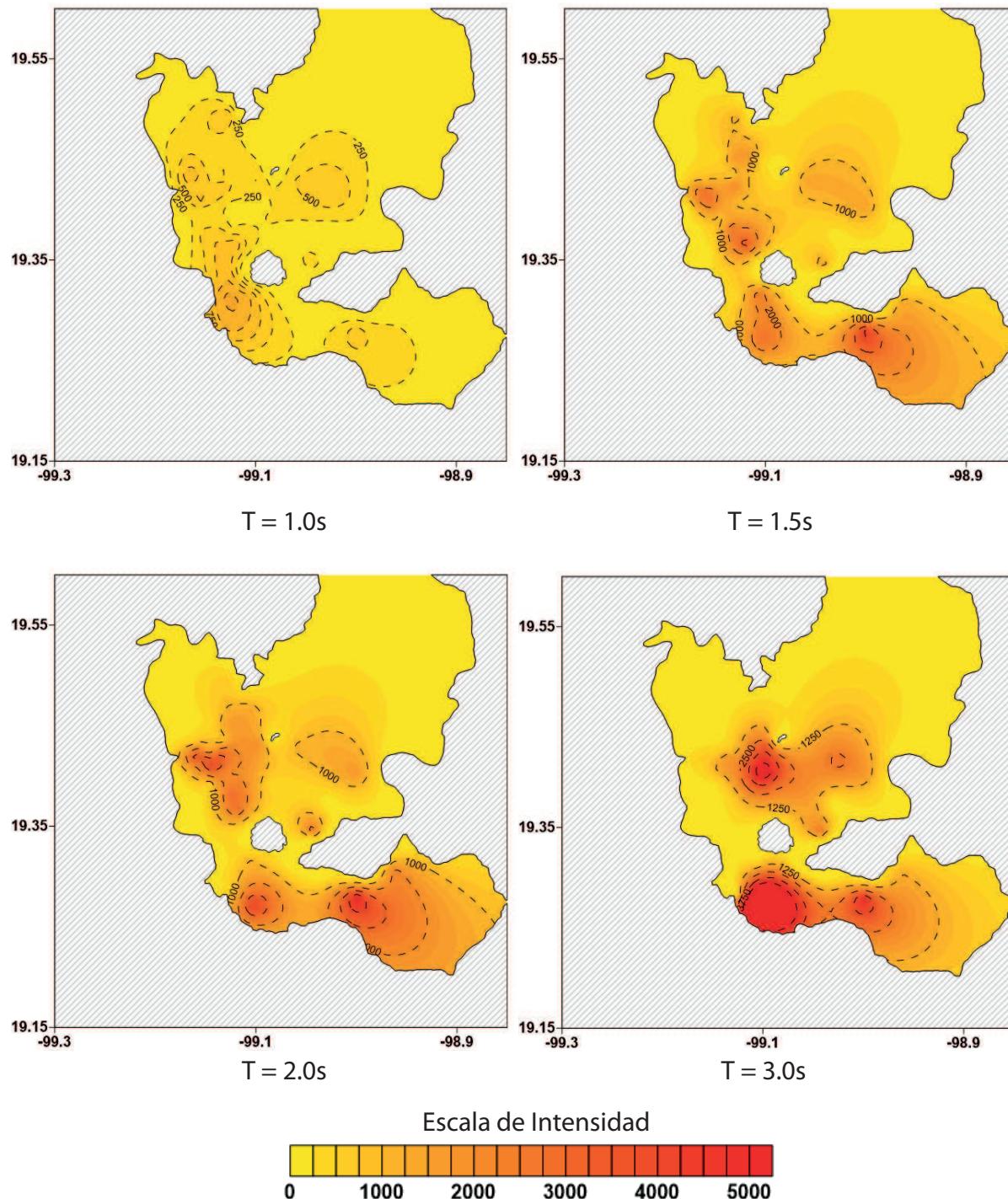


Figura 3.3.8: Mapas de isoenergía histerética, para una ductilidad de 4 y para períodos de vibración de $T=1$, 1.5, 2 y 3s. Sismo del 12 de marzo de 2012, magnitud $M_w = 7.4$. Las unidades de la escala de intensidad son $\text{kg} - \text{cm}/\text{s}^2$

Así mismo, en la Figura 3.3.9, se muestra las curvas de isoenergía para la energía de entrada del sismo del 19 de septiembre de 2017, para una ductilidad de 3 y para los períodos de vibración de $T=1$, 1.5, 2 y 3s. Para este sismo, la zona más demandada se encuentra en sitios con períodos entre 1.5 y 2.0s, lo cual coincide con la zona de daños reportados. En el anexo c3 se muestran los mapas de energía histerética para este mismo evento.

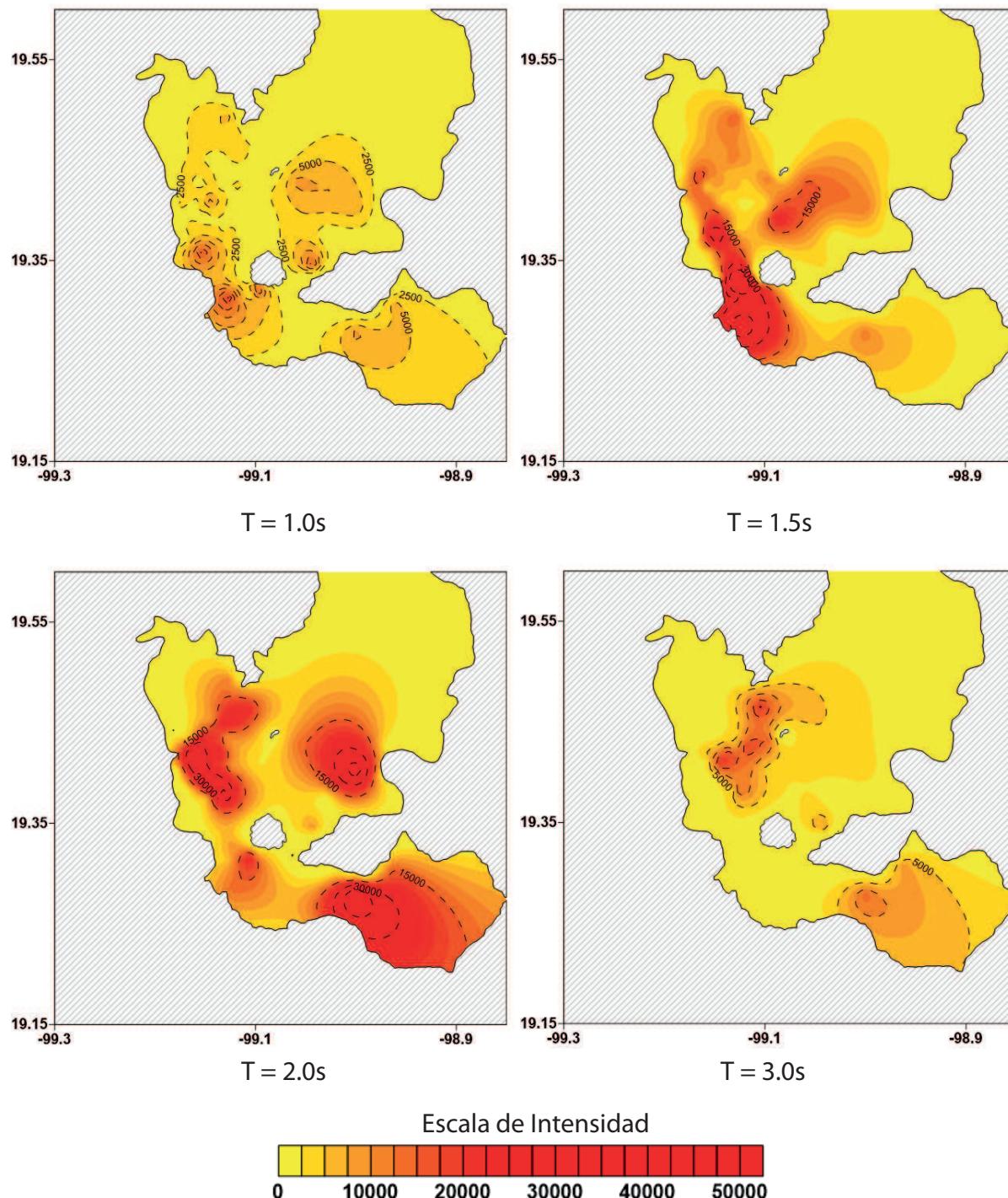


Figura 3.3.9: Mapas de isoenergía de entrada, para una ductilidad de 3, para períodos de vibración de $T=1, 2, 3$ y 4s . Sismo del 19 de septiembre de 2017, magnitud $Mw = 7.4$. Las unidades de la escala de intensidad son $\text{kg} - \text{cm}/\text{s}^2$

Los resultados mostrados en el anexo c3, se obtuvieron utilizando información de 77 estaciones acelerométricas de la ciudad y el sismo del 19 de septiembre de 2017. Así mismo, se presenta una discusión sobre el cambio en el tiempo del periodo dominante del terreno en ciertas zonas de Ciudad de México. El anexo se trata sobre un artículo que se encuentra en revisión para la revista “Geofísica Internacional”.

3.4 COMENTARIOS DEL CAPÍTULO 3

Como se mostró durante este capítulo y en su anexo correspondiente, el suelo de Ciudad de México tiene un comportamiento complejo. Pese a la distancia de la ciudad con respecto a las fuentes generadoras de sismos, las amplificaciones de las ondas sísmicas en el lecho lacustre pueden alcanzar valores de cientos de veces con respecto a sitios cercanos al epicentro de los sismos. Estas amplificaciones están estrechamente relacionadas con los períodos dominantes del suelo, por lo que las demandas sísmicas pueden variar significativamente en decenas de metros en el lecho lacustre de Ciudad de México.

Durante el sismo del 19 de septiembre de 2017, las aceleraciones espectrales (S_a) alcanzaron valores muy altos, especialmente para la estación 84 con aceleraciones máximas cercanas a $1.6g$, la intensidad más grande jamás registrada en la red acelerométrica de la ciudad. Esta estación también mostró evidencia de efectos de onda locales que aumentaron su respuesta en una sola dirección. Los mapas de S_a muestran una buena correlación con el daño reportado durante el terremoto de 2017, especialmente en la zona con $T_g < 1.8s$, donde en ciertos sitios las demandas superaron los espectros de diseño de las regulaciones de la Ciudad de México.

Así mismo, la energía histerética presentó una relación con el daño reportado para sitios con $T_g < 1.5s$. Sin embargo, en áreas cercanas al centro de la ciudad, donde se concentró gran parte del daño severo durante el sismo del 19 de septiembre de 2017, no se observó una correlación entre las intensidades y el daño. Parte de esto se debe a que los mapas presentados se calcularon con datos de estaciones, sin embargo, no existen estaciones acelerométricas ubicadas en la parte occidental de la ciudad sobre suelos con $T_g = 1.5s$, por lo que no se registraron grandes intensidades, pero sí las hubo. Por otro lado, para sitios sobre depósitos arcillosos más profundos, se observaron altas demandas de energía histerética, sin embargo, no se reportaron daños en dichas zonas, principalmente porque en esta área no existen estructuras que puedan vibrar con períodos similares a los del suelo ($T_g > 3.5s$). Para los sitios de la zona más profunda del lecho lacustre, se observó que los segundos y terceros modos de vibrar se pueden excitar considerablemente, por ejemplo, para el caso del sismo del 19 de septiembre de 2017 se alcanzaron demandas como las reportadas para sitios con $T_g < 1.5s$, esto se analiza con más detalle en el artículo del Anexo C3.

Como se mencionó a lo largo del capítulo, las demandas sísmicas en Ciudad de México son muy dependientes del período dominante del suelo, por lo que este parámetro se utilizará como variable en los análisis realizados en esta tesis.

ANEXO C3

SPECTRAL RATIOS, ACCELERATION AND HYSTERETIC ENERGY SPECTRA FOR THE MEXICO EARTHQUAKE OF SEPTEMBER 19, 2017

En este anexo se presenta el artículo “Spectral ratios, acceleration and hysteretic energy spectra for the Mexico earthquake of september 19, 2017”, el cual se encuentra sometido a la revista “Geofísica Internacional”.

Resumen

El terremoto intraplaca del 19 de septiembre de 2017 (Mw7.1), cuyo epicentro se localizó cerca de los límites de los estados de Puebla y Morelos, aproximadamente a 120 km de Ciudad de México, causó daños severos en estas regiones. En Ciudad de México, más de 40 edificios colapsaron y cientos sufrieron daños de moderados a severos; docenas de ellos deberán ser demolidos. Este artículo analiza los cocientes espectrales de estaciones acelerométricas en el lecho lacustre de Ciudad de México con respecto al espectro promedio de Fourier en sitios de la zona de suelo firme para estudiar y comparar los cambios, en el tiempo, con el comportamiento de los efectos de sitio y su relación con el daño presentado durante este terremoto; estas cocientes también exhiben el problema de asentamiento en algunos lugares de la ciudad debido a la sobreexplotación del acuífero para el suministro de agua. Finalmente, se presentan mapas de pseudoaceleración y energía histerética para Ciudad de México con una discusión de una posible correlación con los daños reportados.

SPECTRAL RATIOS, ACCELERATION AND HYSTERETIC ENERGY SPECTRA FOR THE MEXICO EARTHQUAKE OF SEPTEMBER 19, 2017

Pablo Quinde⁽¹⁾ and Eduardo Reinoso⁽²⁾

⁽¹⁾ Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Cd. Universitaria, Coyoacán, CP: 04510, México; PQuindeM@iingen.unam.mx

⁽²⁾ Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Cd. Universitaria, Coyoacán, CP: 04510, México; EReinosoA@iingen.unam.mx

Keywords: spectra ratios, pseudoacceleration demands, hysteretic energy demands, Fourier spectra, Mexico earthquake, spectral amplifications.

Palabras clave: cocientes espectrales, pseudoaceleración, energía histerética, espectro de Fourier, terremoto de México, amplificaciones espectrales.

Abstract

The September 19, 2017 intraslab earthquake (Mw7.1), whose epicenter was located near the limits between the states of Puebla and Morelos at approximately 120km from Mexico City, caused severe damage in these regions. In Mexico City more than 40 buildings collapsed, and hundreds had moderate to severe damage; dozens of them are to be demolished. This article analyzes the spectral ratios of accelerometric stations in the lake-bed of Mexico City with respect to the average Fourier spectra at hill zone sites in order to study and compare over time the changes in the behavior of local effects and their relationship with the damage presented during this earthquake; these ratios exhibit also the settlement problem in some places in the city due to over exploiting the aquifer for water supply purposes. Finally, pseudoacceleration and hysteretic energy maps for Mexico City with a discussion with a possible correlation with reported damages are presented.

Resumen

El terremoto intraplaca del 19 de septiembre de 2017 (Mw7.1), cuyo epicentro se localizó cerca de los límites entre los estados de Puebla y Morelos, aproximadamente a 120 km de Ciudad de México, causó daños severos en estas regiones. En la Ciudad de México, más de 40 edificios colapsaron y cientos sufrieron daños de moderados a severos; docenas de ellos deberán ser demolidos. Este artículo analiza los cocientes espectrales de estaciones acelerométricas en el lecho lacustre de la Ciudad de México con respecto al espectro promedio de Fourier en sitios de la zona de suelo firme para estudiar y comparar los cambios, en el tiempo, con el comportamiento de los efectos de sitio y su relación con el daño presentado durante este terremoto; estas cocientes también exhiben el problema de asentamiento en algunos lugares de la ciudad debido a la sobreexplotación del acuífero para el

suministro de agua. Finalmente, se presentan mapas de pseudoaceleración y energía histerética para la Ciudad de México con una discusión de una posible correlación con los daños reportados.

1. INTRODUCTION

Mexico is located in the so-called Pacific Fire Belt, so main source of seismic hazard is associated with the inslab earthquakes located in the subduction zone formed by Cocos and North-American plates. However, the seismicity due to intermediate-depth intraslab earthquakes and crustal earthquakes in the Mexican Volcanic Belt, is also important for the seismic hazard.

Mexico City is more than 300 km away from the subduction zone. Despite this, historically, the damage caused by inslab earthquakes is very large, mainly because the local soil effects yield important amplifications in a large part of the city. These local effects are due to the fact that a large portion of Mexico City is located over the ancient Texcoco lake. The September 19, 1985 earthquake (Mw8.1) whose epicenter was 315km away, is the main example of this type of subduction earthquake. However, normal fault earthquakes, with depths between 40 to 80km are also important for the seismicity in Mexico City, especially for lakebed zones with soil dominant periods between 1.0 and 1.8s.

The past September 19, 2017 intraslab earthquake (Mw7.1), whose epicenter was located near the limits between the states of Puebla and Morelos at approximately 120km from Mexico City, caused severe damage in Mexico City, Morelos, Puebla and in the State of Mexico. In Mexico City more than 40 collapsed buildings were reported, and hundreds had moderate and severe damage. The intensities reordered in some areas of the city, especially in zones with periods between 0.5s and 1.8s, were relatively high, even surpassing values of 1.0g, and the vertical component, due to the proximity of the earthquake, was unusually high for Mexico City.

The main seismic problem of Mexico City is the large amplification that occur due to the clay deposits of the ancient Texcoco Lake. Singh et al., 1988 and Reinoso, 1991 reported spectral amplifications close to 500 times with respect to what typical strong ground motion equations predict at similar epicentral distances. There are several proposals to estimate the site effects of the Valley of Mexico: analytical methods (Pérez-Rocha et al. 1991, Reinoso et al. 1997, Baena-Rivera et al. 2017 and Cruz-Atienza et al. 2016), but lack of data of the soil deposits and numerical computations required weakens the use of this methodology; the use of data from weak motion to study the soil vibrating period (Ordaz et al. 1988, Lermo and Chavez-Garcia 1994), combined methodologies through Bayesian models (Perez-Rocha 1998) or using Fourier spectral ratios to compute the lakebed amplifications with respect to the hill zone (Reinoso and Ordaz 1999).

This article analyzes the spectral ratios of accelerometric stations in the lakebed of Mexico City, so that changes in the behavior of local effects and their relationship with the damage presented during the earthquake of September 19, 2017 is discussed. Also, pseudoacceleration maps and the hysteretic energy demands that could be associated with the reported damages are presented and analyzed.

2. ACCELEROMETRIC STATIONS AND EARTHQUAKES

Figure 1 show the 77 accelerometric stations of Mexico City analyzed in this study. A large portion of the Valley of Mexico is located over the ancient Texcoco Lake, the lakebed has dominant soil period larger than 0.5s and even reaching periods over 5.0s near the international airport zone (stations 02 and 31).

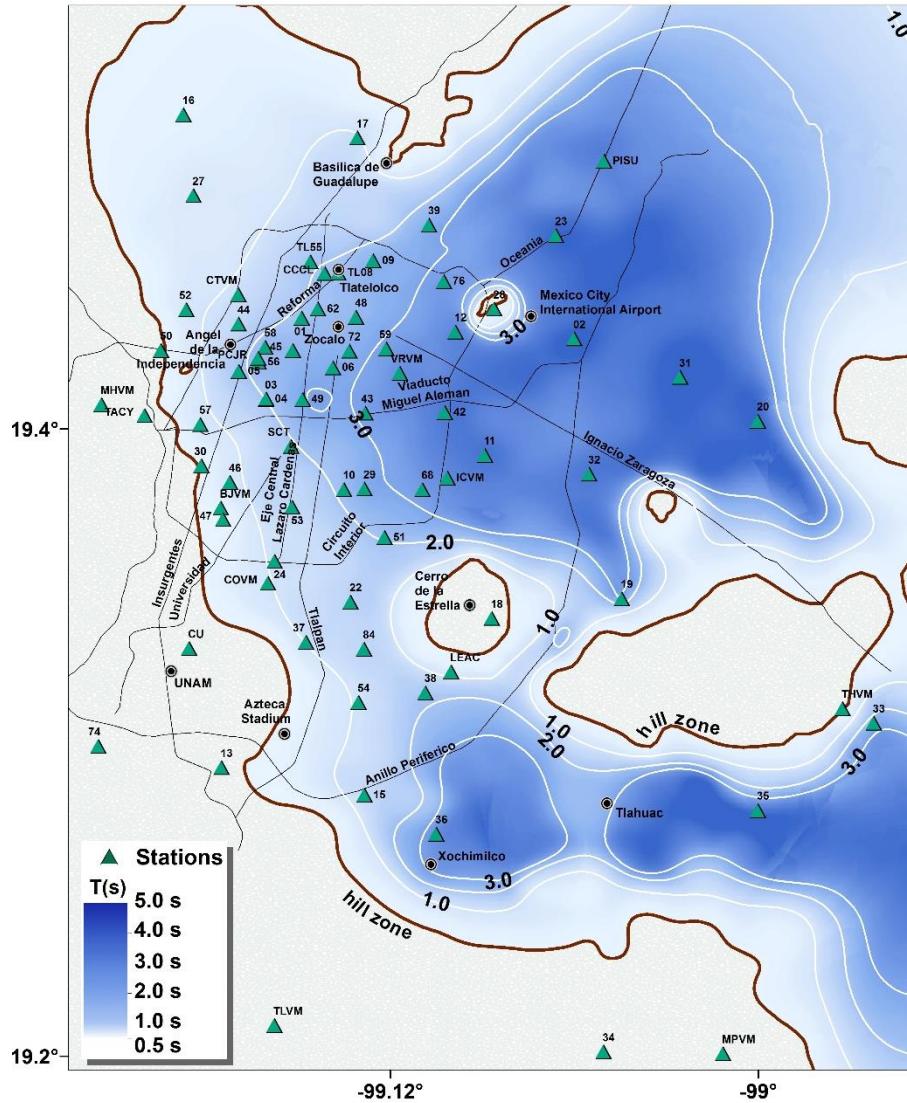


Figure 1. Accelerometric stations of Mexico City and soil dominant periods

Owing to the wide range of soil periods, the lakebed zone should be characterized by the dominant period of the site, which are also presented in Figure 1. The zone with periods below 0.5s is called hill zone. Likewise, zone with period between 0.5s and 1.8s and the lakebed with periods larger than 1.8s and even reaching periods similar to 5.0s.

For this study, the seismic events reported in Table 1 were used. These events correspond to the most representative earthquakes occurred in Mexico since the Michoacán earthquake of 1985. The seismic network of the Valley of Mexico, before the September 19, 1985 earthquake, was very short, so the records used for this particular earthquake correspond only to stations CU01, TACY and SCT.

Table 1. Earthquakes used in the study

ID	Event	Magnitude (M_w)	Fault type	Epicentral distance (km)
E1	19/09/1985	8.0	Subduction	394
E2	25/04/1989	6.9	Subduction	303
E3	24/10/1993	6.6	Subduction	299
E4	10/12/1994	6.4	Subduction	288
E5	23/05/1994	6.2	Normal	206
E6	14/09/1995	7.3	Subduction	320
E7	15/06/1999	6.9	Normal	218
E8	21/06/1999	6.3	Normal	295
E9	30/09/1999	7.4	Subduction	420
E10	21/07/2000	5.8	Normal	136
E11	22/05/2009	5.6	Subduction	157
E12	20/03/2012	7.4	Subduction	335
E13	19/09/2017	7.1	Normal	130

Likewise, the epicenters of the events mentioned in Table 1 are shown in Figure 2.

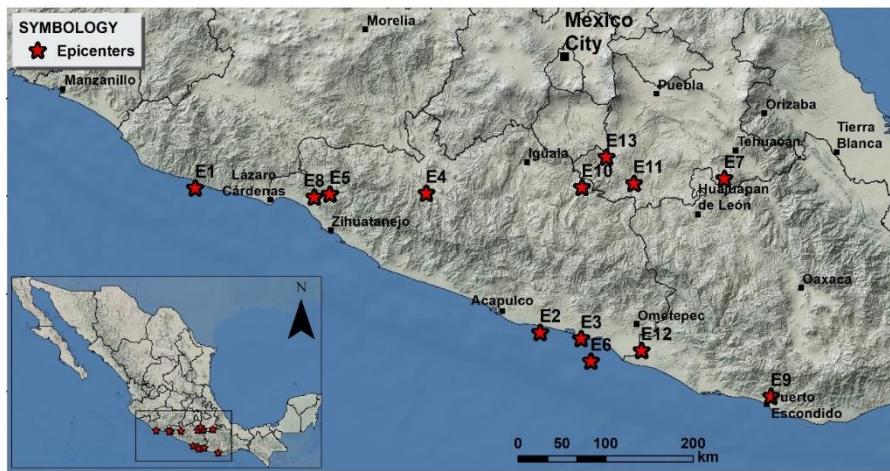


Figure 2. Earthquakes location

The accelerometric records provided have been the product of the instrumentation and processing of the Cires, the Seismic Instrumentation Unit of the Institute of Engineering and the Institute of Geophysics of the UNAM.

3. SITE AMPLIFICATION USING FOURIER SPECTRAL RATIOS

3.1. Hill zone amplitude Fourier spectra

Site response using spectral ratios with respect to only one hill zone site should be avoided (Field, Jacob, and Hough 1992) because minor differences among hill zone sites could yield important lakebed amplifications difficult to explain in terms of physical reasons. As Reinoso and Ordaz, 1999 suggested, an average Fourier spectra for hill-zone stations must be used. Figure 3 shows, with grey lines, the smoothed amplitude Fourier spectra of hill zone accelerometric stations for different earthquakes and, with dark line, the mean spectra of the EW component. As shown in Figure 3, amplitude differences are relatively small, but there are certain peak values, due to very local site conditions, that can affect the spectral ratios, so using the average spectra softens the hill zone response and, therefore, the spectral ratio. The stations included to compute the hill zone mean spectra (Reinoso and Ordaz 1999) are those which are located in the South-West zone of Mexico City: 78, 74, 50, 34, 07, 13, TACY and CU (Figure 1).

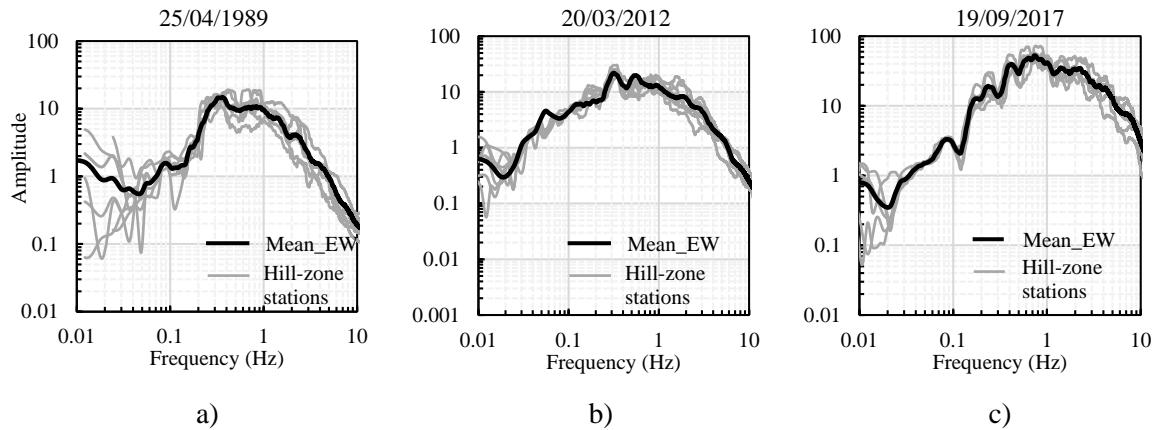


Figure 3. Smoothed amplitude Fourier spectra of hill zone accelerometric stations for different earthquakes and mean Fourier amplitude spectra at hill zone

Figure 4 shows the average Fourier spectra for hill zone stations and for all thirteen earthquakes presented in Table 1. Two groups of seismic events that follow similar behavior are noticed: inslab and intraslab earthquakes, shown in Figure 4a and Figure 4b, respectively. Figure 4c shows a comparison of the two most important and largest earthquakes of each kind, both occurred in September 19, the inslab one in 1985 and the intraslab one in 2017. Both earthquakes show similar

amplitudes, but the 19/09/2017 earthquake presents peak values for frequencies larger than 1.0 Hz, while the 09/19/1985 one shows larger amplitudes for frequencies smaller than 1.0 Hz.

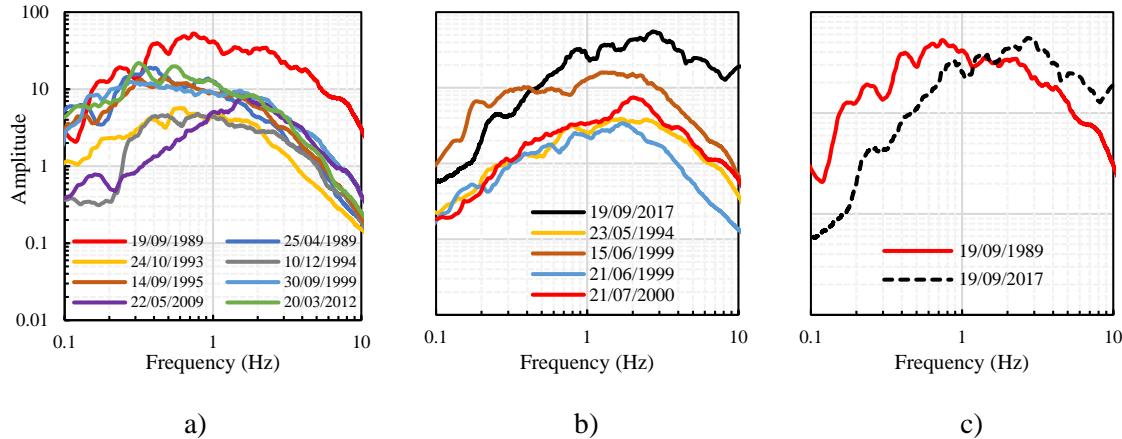


Figure 4. Average Fourier spectra for hill zone accelerometric stations and for the thirteen events reported in Table 1 (EW direction): a) Inslab earthquakes, b) intraslab earthquakes and c) comparison between average Fourier spectra of both events occurred in September 19 (1985, inslab, and 2017, intraslab).

3.2. Lakebed zone spectral ratios

Mexico City has some of the most pronounced site effects known. For some frequencies, the amplification can be up 500 times with respect to epicentral sites, an up to 100 times the observed at hill zone. As stated by Ordaz et al. 1988, Singh et al. 1988 and Reinoso and Ordaz 1999, the lakebed zone soil responds approximately as the one-dimensional theory predicts, however, there are some sites where evidences of 2D or 3D behavior, or at least non 1D one, has been captured by spectral ratios (Reinoso and Ordaz 1999). Spectral ratios have been computed since the 1985 earthquake and have shown to be relatively constant for different sources, epicentral distances and magnitudes. However, there is evidence that in recent years the soft-soil response in certain areas of the lakebed zone has changed, mostly due to anthropogenic conditions, in particular, ground subsidence produced by ground water withdrawal (Avilés and Pérez-Rocha 2010, Arroyo et al. 2013).

In order to present the main changes and observations, we have selected five accelerometric stations which are consider as representative of the site amplification: SCT, 37, 12, 20 and 84.

Station SCT

This site is located where severe damage was observed during both September 19 earthquakes. Accelerometric data obtained in station SCT is extremely valuable to study site effects due to clay deposits. Figure 5 shows the spectral ratios computed for this site, for ten events, and for both orthogonal directions. As shown in this figure, the amplification pattern between both orthogonal components is similar (with exception of 25/04/1989 earthquake) with a peak amplitude between 10

and 15 times. The peak amplitude almost matches the predicted by the 1D theory, however there are differences in amplitudes among periods longer and shorter than the soil dominant period. Its behavior remains similar to that reported by Reinoso and Ordaz 1999.

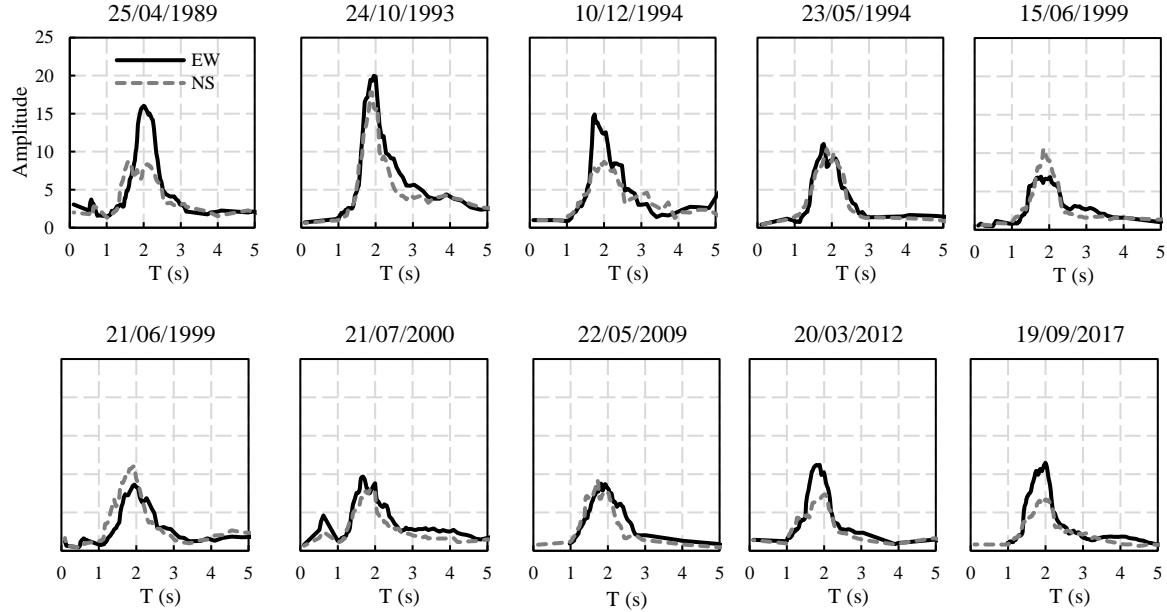


Figure 5. Spectral ratios for SCT station

Station 37

This site is over the less thick soil deposits, also known as transition zone, with peak amplifications between 5 and 10 for a site period of 1s. This station represents all stations located in similar lakebed zone sites where amplification has been very similar for all earthquakes, and not significant variation of spectral ratios (amplification and dominant period) has been observed due to epicentral distance, magnitude or fault type. This station is located in a highly populated area where damage was intense during the September 19, 2017 earthquake. Figure 6 shows the spectral ratios computed for this site, for nine events and for both orthogonal components of motion. The amplification observed in these spectral ratios, together with the spectra at hill stations shown in Figure 4, explain why the damage was important in these parts of the city since the highest peaks of the earthquake multiplied the site amplification.

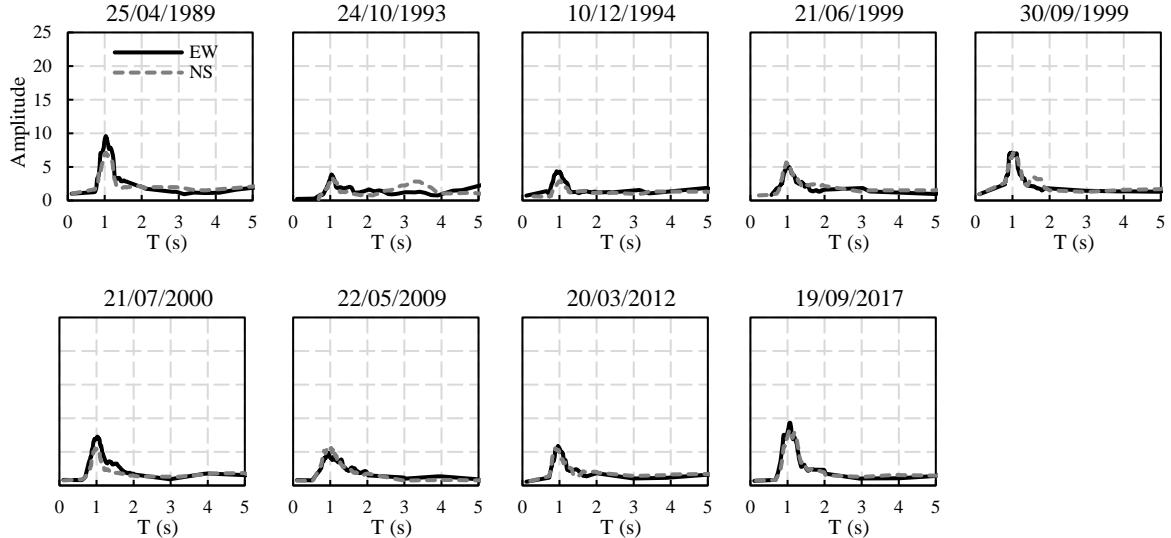


Figure 6. Spectral ratios for station 37

Station 12

This site is located in a zone with clay deposits 40-50m deep, next to a hill zone near the Mexico City airport. Very little damage was reported there during both September 19 earthquakes.

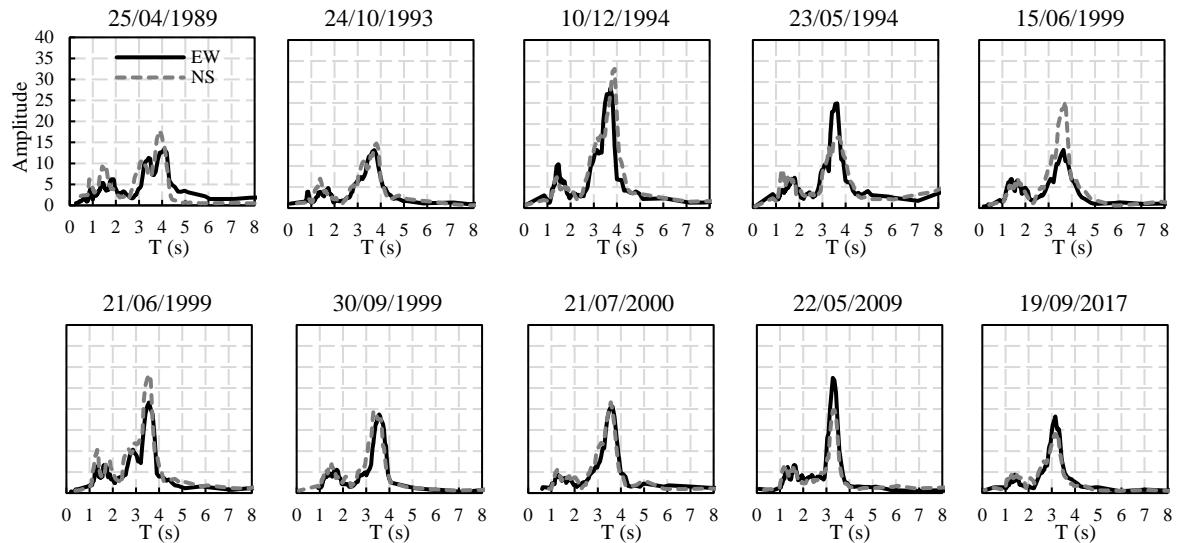


Figure 7. Spectral ratios for station 12

Figure 7 shows the spectral ratios computed for this site, for ten events, and for both horizontal components. The amplitude of the NS direction shows larger amplification for the 15/06/1999, 10/12/1994 and 21/06/1999 earthquakes, reaching amplitudes differences up to 80%. Due to its proximity to a hill zone, so these differences may be caused by border effects. On the other hand, apart from differences in amplitude, a decrease in the soil dominant period close to 25% can be

observed, with values from 4.10s measured during the 1989 event, to 3.15s, during the 2017 one; this variation will be discussed later in this work.

Station 20

This site is over the deepest soil deposits of the ancient Texcoco Lake. No damage has been reported here after any earthquake since few structures could vibrate with the very large dominant periods of this site; however, second to third vibration modes of the site, with periods around 1s, may present amplifications up to 10 times, similar to those observed at other lakebed zone sites where damage and even collapses were reported. Figure 8 shows the spectral ratios computed for this site, for nine events, and for both orthogonal directions. It can be observed that amplifications are up to 40 times, and that there is a complex amplification pattern. Similar to station 12, the decrease in the dominant soil period for this station along 28 years is about 12%, with values ranging from 4.8s during the 1989 event, to 4.25s, for the 2017 one.

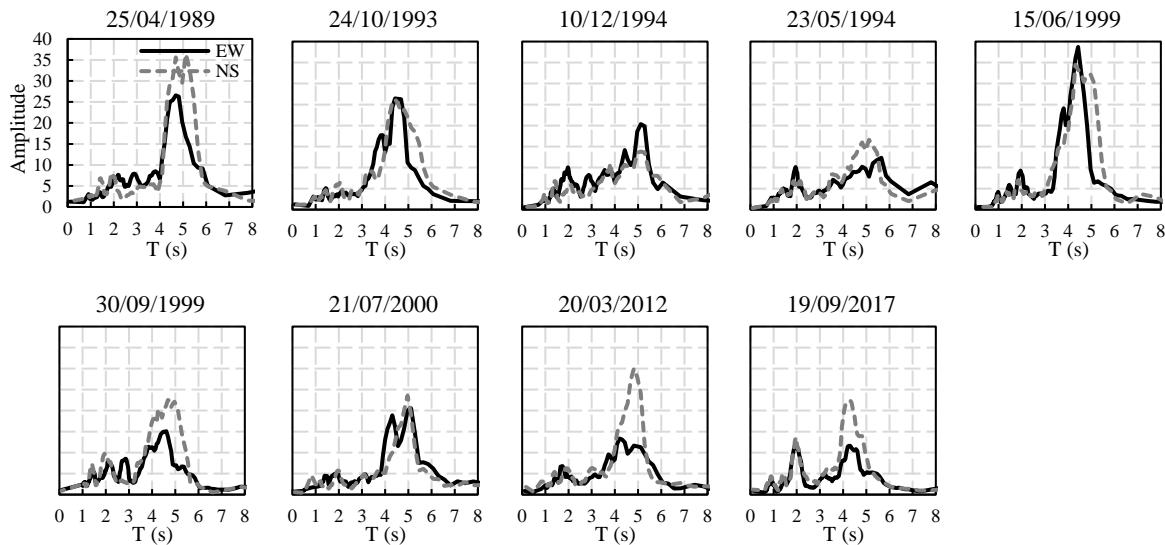


Figure 8. Spectral ratios for station 20 station

Station 84

This site is also located in a dense residential area, between two relatively close (5-6 km) hill zones (see Figure 1): the “Cerro de la Estrella” and the western hill zone. During the September 19, 2017 earthquake, this station recorded the highest intensity in the history of the Mexico City accelerometric network. Table 2 shows the accelerometric stations that have recorded the largest PGA in Mexico City during the last 40 years and the 10 largest computed peak spectral acceleration for some of the earthquakes of Table 1 (and Figure 2) and other historical ones.

Table 2. Largest intensities recorded in the Mexico City accelerometric network; station 84 shows the maximum values during the September 19, 2017 earthquake

Event	Station	Tg	PGA (cm/s ²)	Peak spectral acceleration (cm/s ²)
19/09/2017	84	1.4	227.9	1531.2
19/09/1985	SCT	1.9	121.4	912.5
14/09/1995	35	5	66.68	314.5
20/03/2012	35	5	62.61	404.4
25/04/1989	35	5	62.54	316.7
14/03/1979	TXSO	0.6	53.37	289.5
24/10/1980	SXVI	0.5	46.6	120.6
30/09/1999	35	5	43.18	184.2
15/06/1999	36	3.6	40.92	180.3
22/05/2009	54	1.1	33	82.9

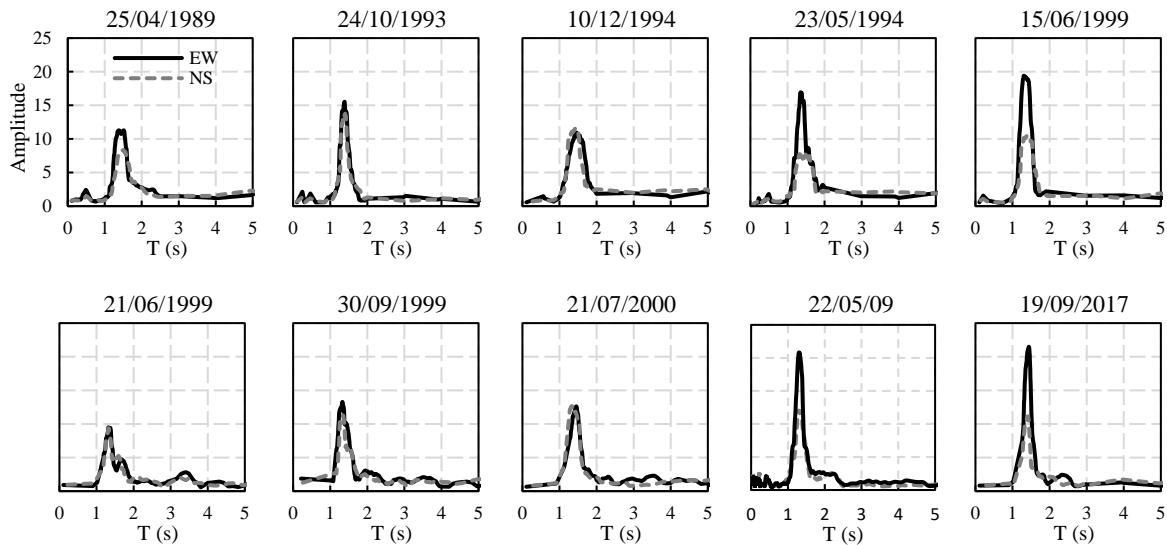


Figure 9. Spectral ratios for station 84

The proximity of station 84 to the hill “Cerro de la Estrella” and to western lakebed borders suggests an amplification pattern that cannot be explained by the 1D theory. Observations of 3D amplification patterns for other sites in the lake-bed zone has been reported by Reinoso and Ordaz 1999. Figure 9 shows the spectral ratios computed for this site, for ten events and for both orthogonal components, where it can be seen that the amplitudes for the NS direction remain relatively constant regardless the earthquake. However, the EW direction shows an amplification pattern that is very different from those predicted by one-dimensional model. Higher amplifications were computed for intraslab events

23/05/1994, 15/06/1999, 22/05/2009 and 19/09/2017. The amplification change, only observed in the EW direction, could be due to border effects.

In order to understand this behavior, an attempt has been made to correlate many parameters, such as the azimuth, magnitude and type of fault mechanism of the earthquakes, however, the stronger correlation that was found is the following. Figure 10 shows the peak amplitude at the dominant period of site 84 ($T=1.4$ s) and the hypocentral distance of the earthquake, together with the expected amplification value given by a 1D model considering rough information of the site (dashed line). Figure 10 shows, for the NS direction, that computed amplitude for all earthquakes is very similar and around the prediction by the 1D theory, while Figure 10b shows, for the EW direction, a trend that can be correlated with the hypocentral distance showing twice the amplification for shorter distances. Whatever the type of site effect, it is something that it is present only with close events and has only been observed for this station.

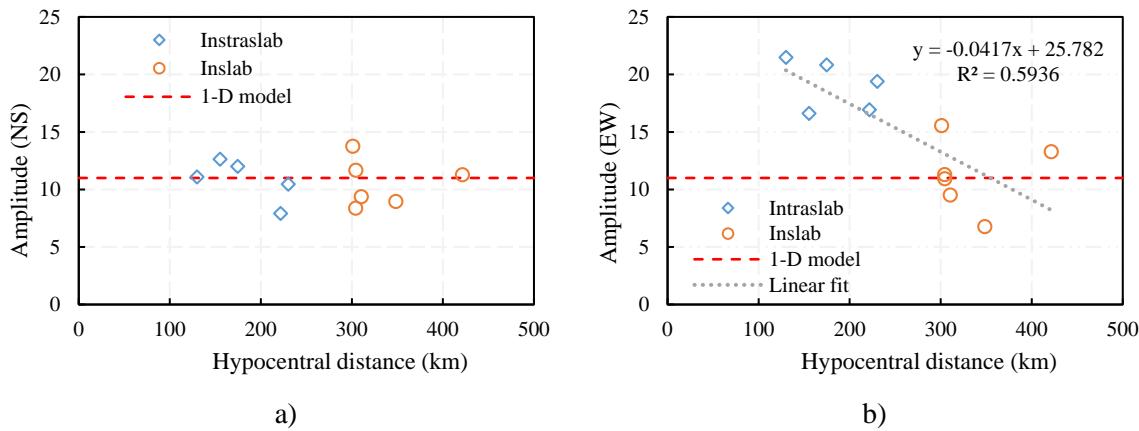


Figure 10. Correlation between peak amplitude with hypocentral distance: a) NS direction and b) EW direction. Dashed line represents the one-dimensional amplitude.

3.3. Soil dominant vibration period behavior

The soil vibration period (T_g) is directly correlated to the seismic response of modern structures, and the Mexico City Construction Code takes it into account since the design spectra is formed in terms of it; therefore, estimating this value with the smallest uncertainty is an important goal. The code contains a very detailed map of T_g , built a few years ago with information from spectral ratios, geotechnical studies and weak motions. However, there are some evidences that prove that this T_g has changed over time (Avilés and Pérez-Rocha 2010, Arroyo et al. 2013). The variation of T_g was examined for all earthquakes of Table 1 and Figure 2, and for all accelerometric stations of the lake-bed zone (Figure 1). Figure 11 shows for the most representative twenty-five accelerometric stations the variation of the soil dominant period as a function of time, with open circle, and the corresponding trend with dotted-line. It can be seen that there are sites with a clear trend of shortening the soil period

over time. The rates of period-change vary from site to site being almost null for some stations, to up to 20 per cent for others.

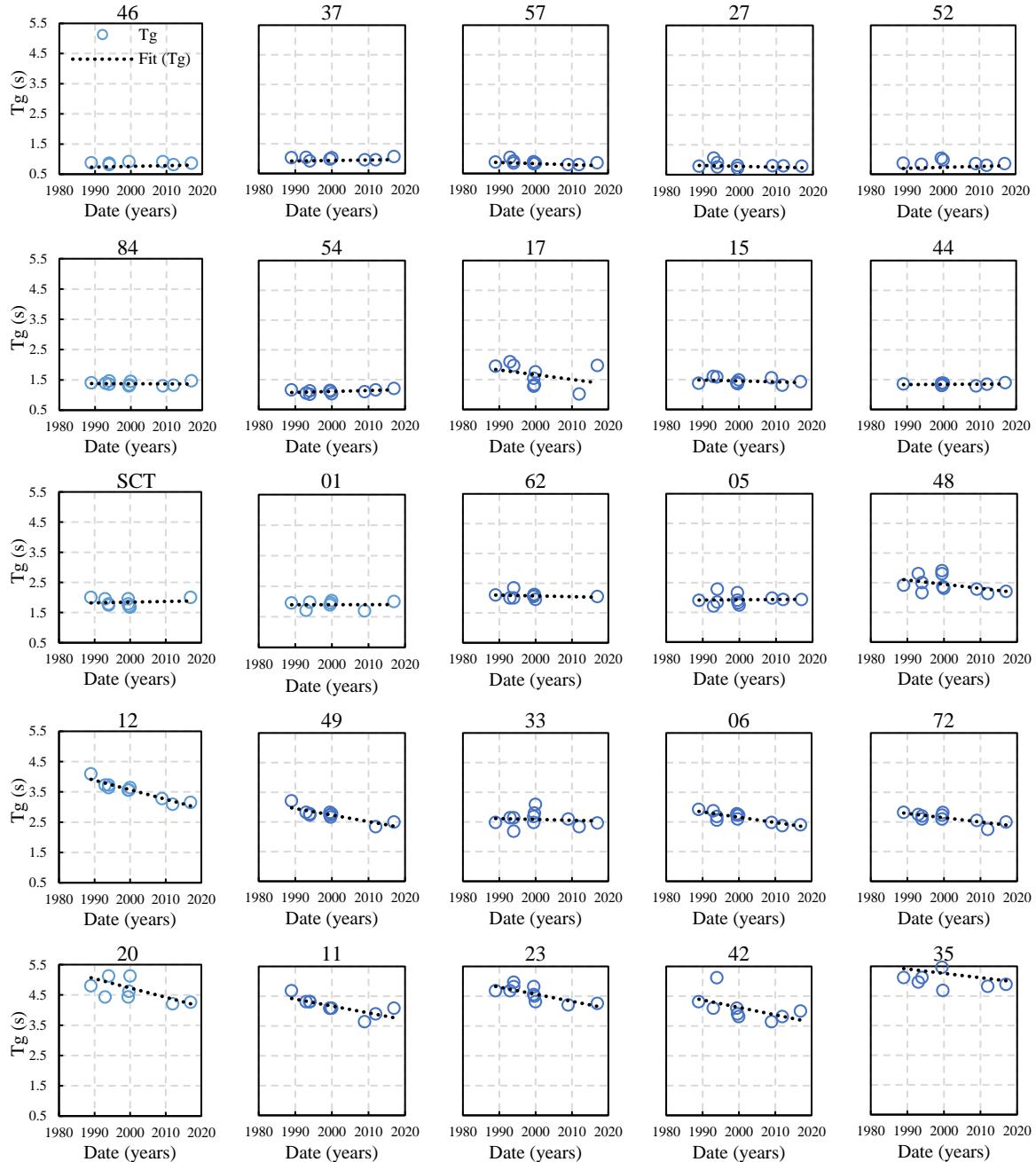


Figure 11. Variation of the soil dominant period over time for 25 selected accelerometric stations in Mexico City

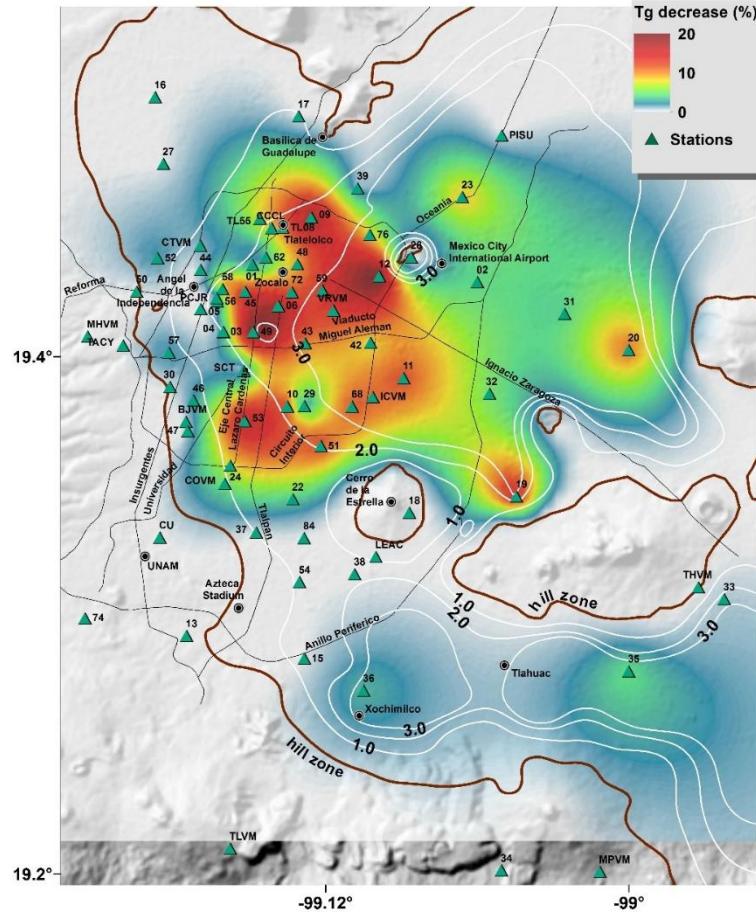


Figure 12. Decrease in percent of soil dominant periods in the lake area of Mexico City

To identify the zones where these changes have occurred, a map with the dominant soil period decreases is shown in Figure 12. This figure shows the decrease (in percentage) of the soil dominant periods between those computed during the April 25, 1989 and September 19, 2017 earthquakes, using the spectral ratios shown in this article.

3.4. Fourier spectral amplifications

A similar analysis was performed for the maximum spectral amplification of each station at the lakebed zone. That is, if according to the previous section, the dominant period at a given station changed, maximum amplification is the observed for this changed period. Figure 13 shows the time-variations maximum spectral amplitude for 25 accelerometric stations. This amplification is the maximum computed in the spectral ratio, no matter at which period, for each station and earthquake, and for both orthogonal components (EW amplification, open circles, NS component, filled triangles); trends are plotted with dotted lines. The observed variations as a function of time are different for both orthogonal components and no overall trend is observed. In most cases, the amplitude has decreased over time, however stations 37 (NS), 84 (EW), 15 (EW) and 12 (NS) show

an increase in their amplitude. Similar to what was observed above about station 84, stations 37 and 15 are located very close to it (Figure 1), so similar conclusions of 3D effects could explain this amplification, however, station 54, also within the area, does not exhibit any amplification over time. Station 12 has been one of the most affected by the settlement of the city, and it is also located very close to a hill zone, so similar 3D effects could be present there.

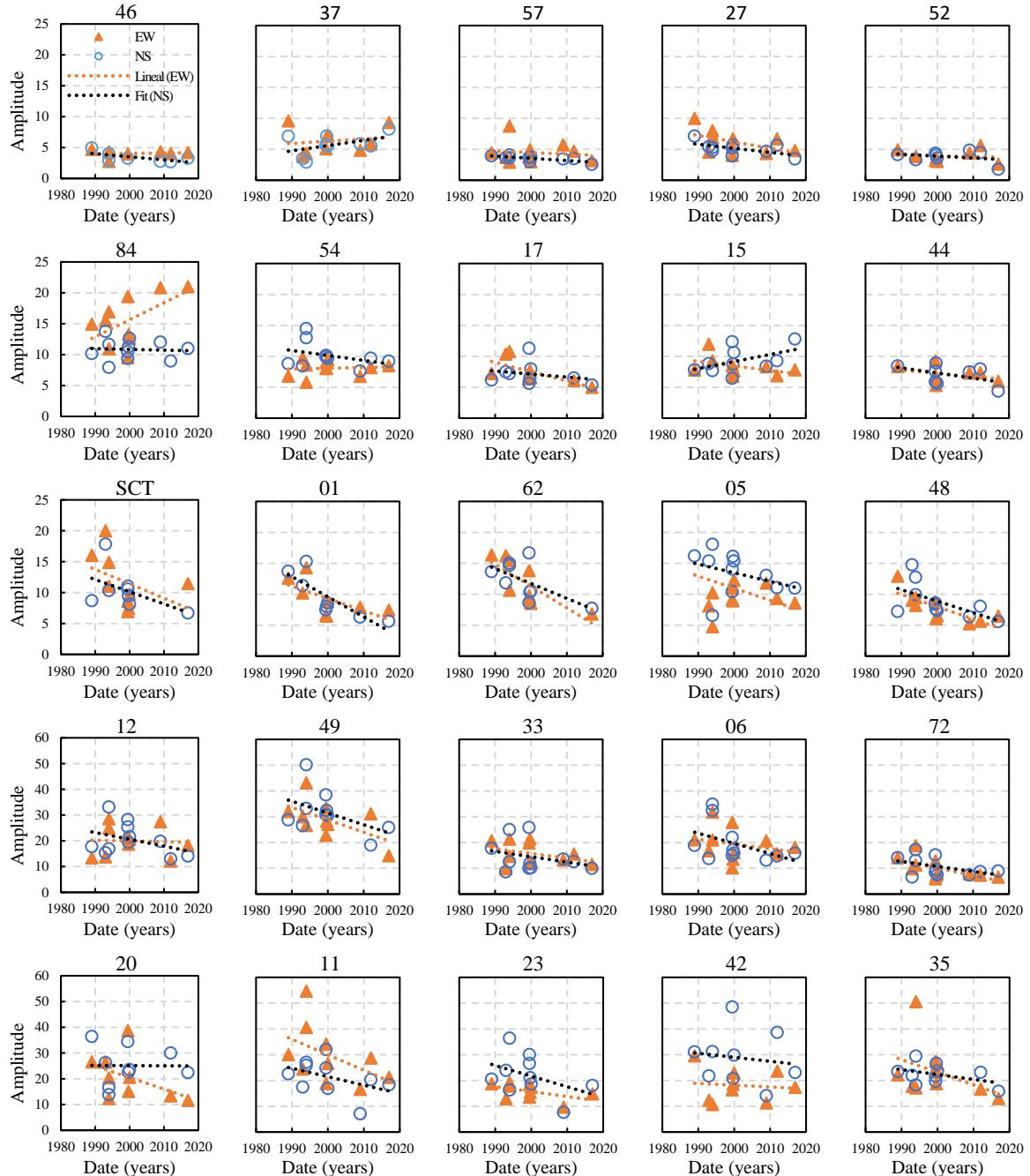


Figure 13. Fourier spectral maximum amplitude for several accelerometric stations and for both orthogonal directions

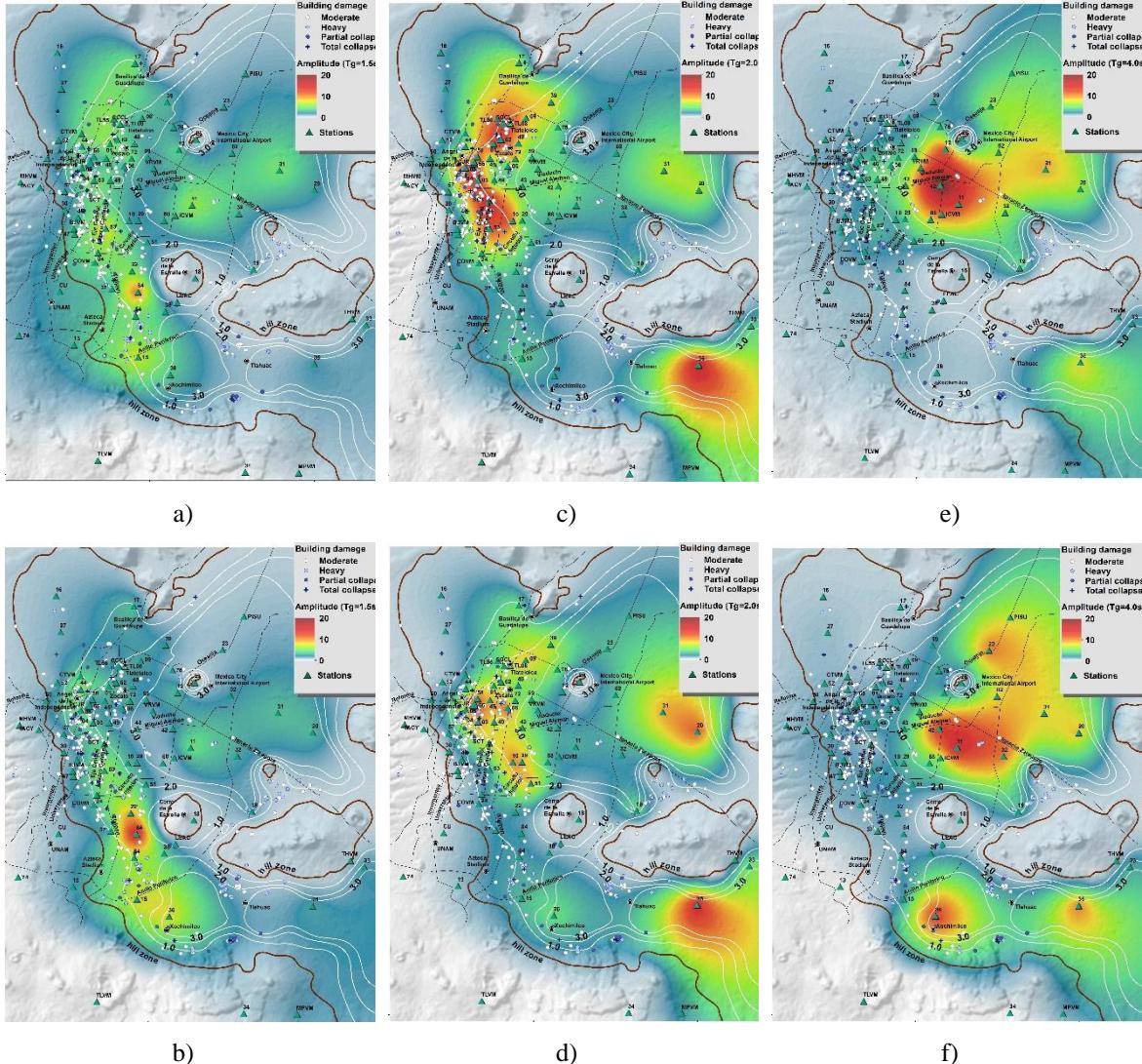


Figure 14. Maximum spectral amplification maps for the EW direction. a) 25/04/1989 and $T_e=1.5s$, b) 19/09/2017 and $T_e=1.5s$, c) 25/04/1989 and $T_e=2.0s$, d) 19/09/2017 and $T_e=2.0s$, e) 25/04/1989 and $T_e=4.0s$, f) 19/09/2017 and $T_e=4.0s$.

Figure 14 shows the maximum amplification maps for the EW component of the April 25, 1989 (left column) and the September 19, 2017 (right column) earthquakes. The amplification shown is for vibration periods of 1.5, 2.0 and 4.0s. Figures 14a and 14b shows the peak amplifications maps for a period of 1.5s. When comparing these figures, similar amplifications (less than 10) are observed for the zone with soil periods between 0.5 and 1.8s, except for station 84 that shows the largest amplifications for both earthquakes, with values up to 20 times for the 2017 earthquake. On the other hand, a decrease in the amplification is observed in the north of the city, close to the "Basilica of Guadalupe", as well as in the deepest soil deposits of the lakebed (stations 20, 31 and 35). The amplifications for periods of 2.0s (Figure 14c and Figure 14d) are larger for the 1989 earthquake,

especially in sites located close to the Condesa and Roma colonies, where severe damage was observed during both September 19 earthquakes. Finally, for sites in zones with the deepest soil deposits of lakebed with periods around 4.0s (Figure 14e and Figure 14f) there is a decrease in the amplification, as can be seen in the "Xochimilco" area and around the Mexico City airport. For other periods not shown in Figure 14, the trend indicates that there is a decrease in the peak amplifications, except for station 84 for the EW component where there is an increase close to 50% for the 2017 earthquake. As mentioned previously, this station has a particular behavior due to possible local wave effects that increase its response in only one direction.

Figure 15 shows the amplification decrease, in percentage, between the 1989 and 2017 earthquakes for both orthogonal components and for the amplitude corresponding to the soil dominant period of each accelerometric station. As can be seen in Figure 15, there is a considerably decrease in amplifications in many stations, especially in the area with soil periods between 1 and 3s, coinciding, for most sites, with the soil dominant period changes shown in Figure 12.

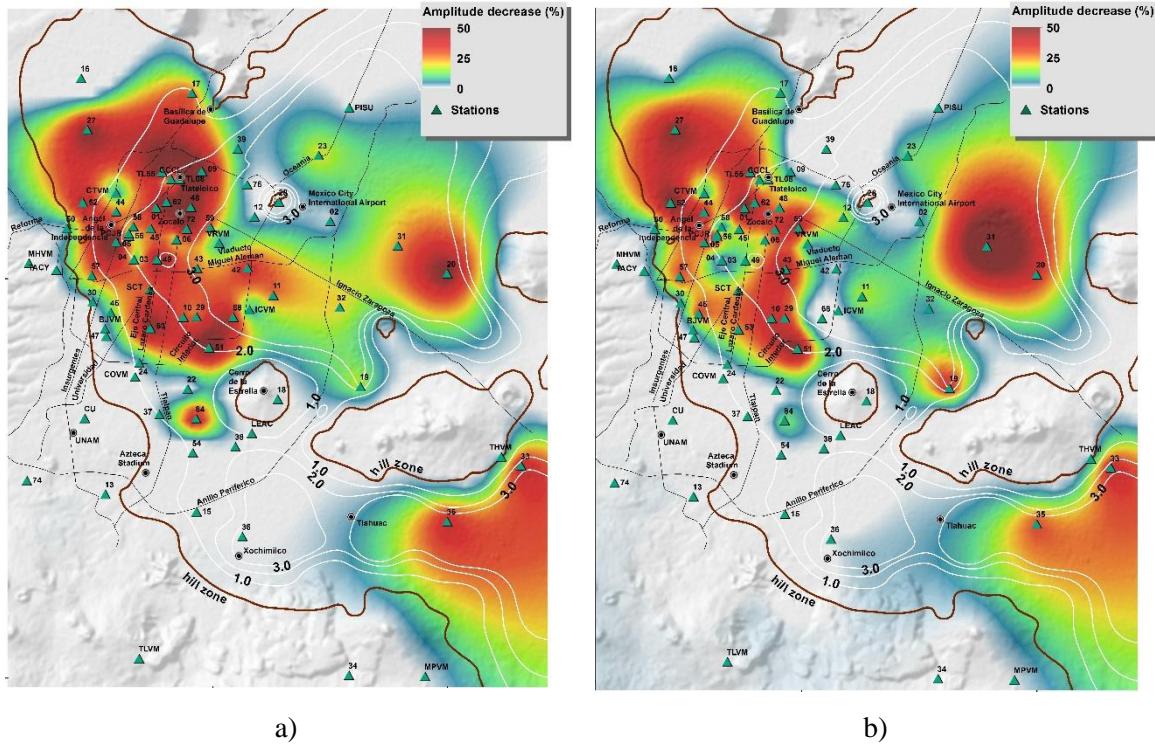


Figure 15. Map of amplification differences between the 1989 and 2017 earthquakes (in percentage): a) Direction EW and b) Direction NS

From the analyses presented above, it can be noticed, since 1989, a change in the behavior of the local soil effects in a large part of the lakebed of Mexico City. As other authors have shown (Arroyo et al.

2013, Avilés and Pérez-Rocha 2010), this is associated with the ground water pumping and soil consolidation due to the additional load of the structures.

4. SEISMIC DEMANDS OF SEPTEMBER 19, 2017 EARTHQUAKE

The seismic demands analyzed in this study (pseudoacceleration, hysteretic energy and normalized hysteretic energy) were computed using the 77 accelerometric stations presented in Figure 1.

4.1. Pseudoacceleration demands

Figure 16 shows the pseudoacceleration demands in terms of response spectra (S_a) for selected accelerometric stations, each one plotted with the official, at the time of the earthquake, design spectra of the Mexico City code (NTCD-2004); note that the design spectra is different for almost all stations since these spectra is computed from the dominant period at each site. Also shown are, with red dots, the buildings that collapsed during the earthquake. As can be seen in the spectra, the highest demands were computed where the dominant soil period is between 1.0s and 1.8s, coinciding roughly with the intense damage area. Note that station 84 exhibit very large S_a demands, exceeding for one horizontal component the design spectrum by approximately 30%, while the SCT spectra remains below 50% of its corresponding design spectrum. Likewise, the spectra in other sites of the hill zone (30, 47, 74) also exceeded the design values. Station 35 is over the deepest soil deposits of lakebed zone and the demands for the second and third vibration mode are large, reaching intensities that exceeded the design spectrum in periods lower than 1.0s. As has been stated, some of the spectra exceeded the design one but only by one horizontal component of motion. If the average horizontal spectra are computed, the resulting spectra never exceeded, in any station, the design one. Therefore, it was decided not to change the design spectra in the code.

The maximum computed demands and reported damages during the September 19, 2017 earthquake, occurred in areas considerably different from those traditionally observed with inslab earthquakes, such as that of September 19, 1985. This because the intraslab earthquakes at $R < 250$ km from Mexico City have shown to have more energy for shorter frequencies than those of the inslab events, in particular, the 1985 earthquake had peaks around 2s while de 2017 ones had them in 1-1.5s.

Figure 17 shows S_a maps for the September 19, 2017 earthquake for SDOF systems with periods of 1.0, 1.5, 2.0 and 3.0s, and for the geometric mean spectra of both orthogonal components, together with the accelerometric stations, damage buildings and some reference sites. It can be seen that there are large intensity differences in the most demanded areas as well as in the spatial distribution of the damage.

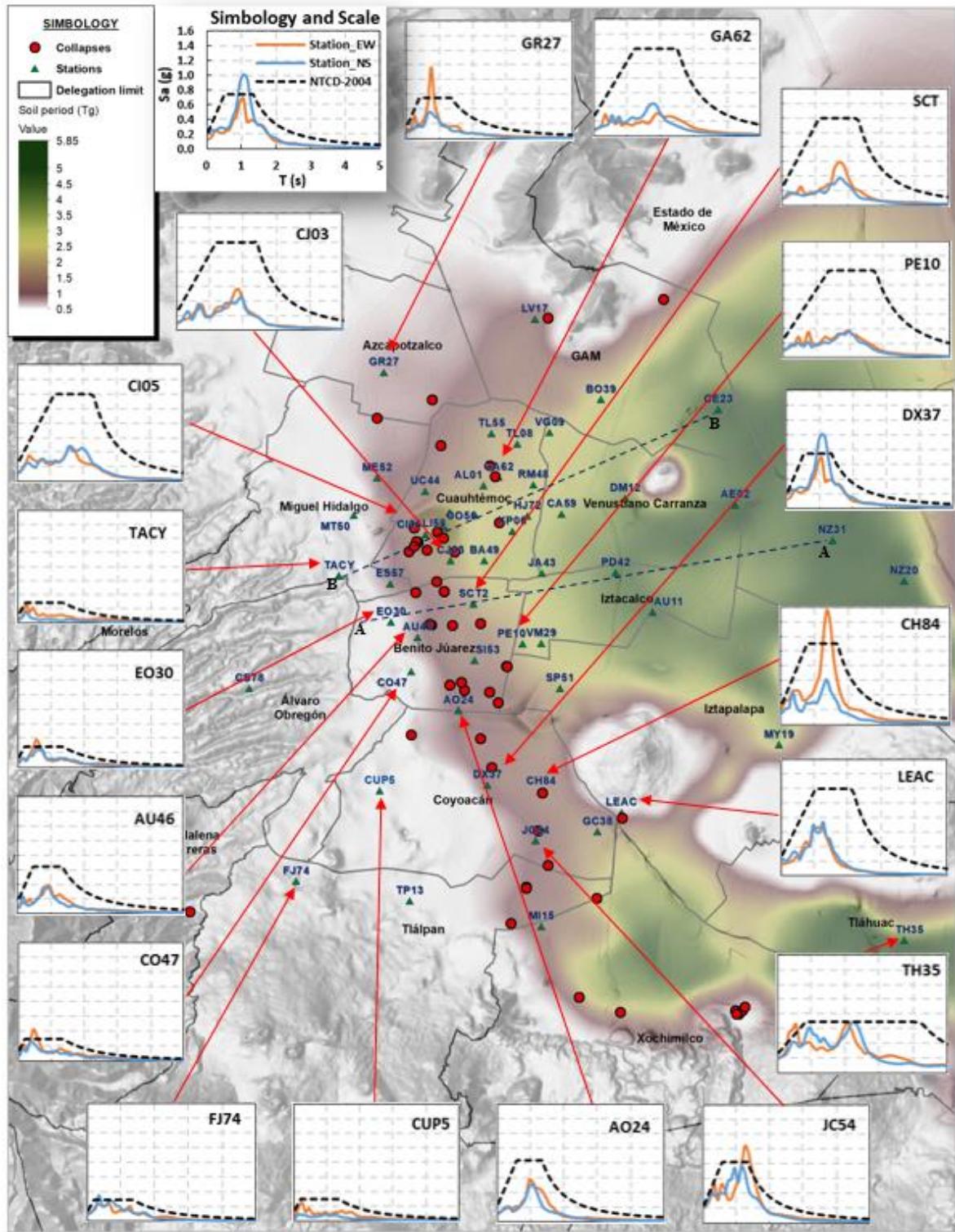


Figure 16. Pseudoacceleration spectra for the September 19, 2017 earthquake for both orthogonal directions and compared with the design spectra included in the seismic regulations in 2017 (NTCD-2004).

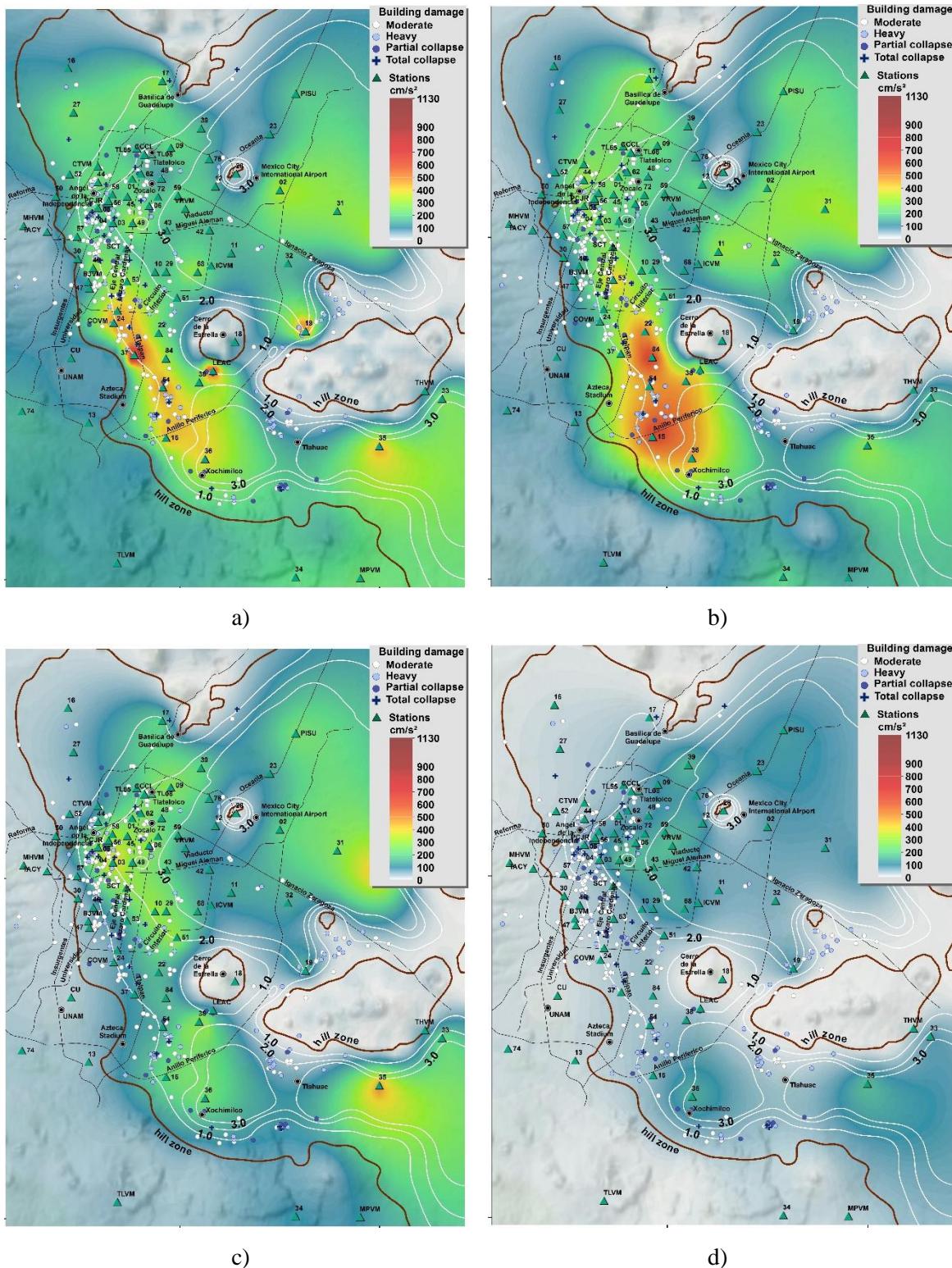


Figure 17. Pseudoacceleration maps for the September 19, 2017 earthquake for different periods. a) 1.0s, b) 1.5s, c) 2.0s, and d) 3.0s

From Figure 17, it can be observed that the lakebed zones with periods between 1 and 1.5 had the largest intensities, coinciding roughly with the zones where damage to buildings was present (Figure

17a and Figure 17b). The map shown in Figure 17c, which correspond to the maximum intensity for 2s, shows a better correlation to damage in the downtown area. Figure 17d exhibit that, in despite of large soil dominant periods in Mexico City, the intensity for periods larger than 2.5 s is not large, and slight damage is expected in those areas; however, second and third vibration modes, with periods around 1s, may present relatively high intensities. What these maps show is that there is a strong correlation between dominant period, soil amplification and damage, but is not strong enough to explain all damage patterns and, also, no damage patterns. This apparent complexity arises from many aspects such as: 1) most of the damaged structures were built before 1985, therefore, the seismic regulations at that time did not represent the real seismic hazard of the area, 2) although there is a considerable density of accelerometric stations in that area, the soft-soil behavior in Mexico City varies significantly within dozens of meters due to the clay depth, so important intensity information was simple not captured by the array, and a special interpolation scheme (Perez-Rocha 1998, Worden et al. 2018) should be used to obtain a reliable and definite intensity map.

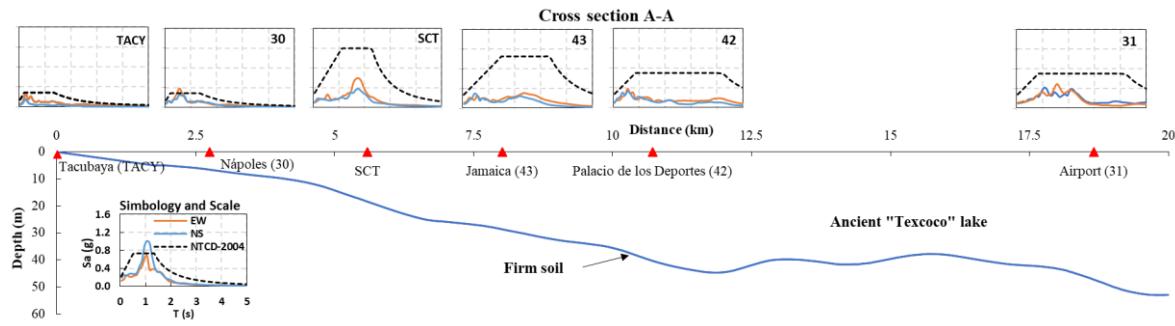


Figure 18. Behavior of seismic demands in relation with clay depth of lake-bed zone

Figure 18 illustrates the variation of the pseudoacceleration spectra for this earthquake and the design spectra with respect to the lakebed clay depth of the ancient "Texcoco" lake for the cross section A-A shown in Figure 16. For most sites in the valley, the soil vibration period has been found to be directly correlated to the depth of the clay strata shown in Figure 18 and, consequently, to the intensities recorded at ground level.

4.2. Hysteretic energy demands

The damage suffered by the structures over the soft-soil in Mexico City depends not only on the acceleration demands and the frequency content, but also on the very long duration of the strong ground motion. All these parameters produce a long structural cyclic behavior which may cause severe damage even for low repeated cycles and even before reaching peak acceleration demands. An intensity that is better correlated with the cyclic behavior of the structure is the hysteretic energy.

Structural damage is associated with the plastic behavior of the system, which could be studied from the hysteretic energy. Figure 19 shows the hysteretic energy ($E_{H\mu}$) demands for the September 19, 2017 earthquake, for SDOF systems with elasto-perfectly-plastic behavior. The maps represent the $E_{H\mu}$ for periods of 1.5s as well as those associated with the peak energy of each site no matter at which period (maximum envelope demands).

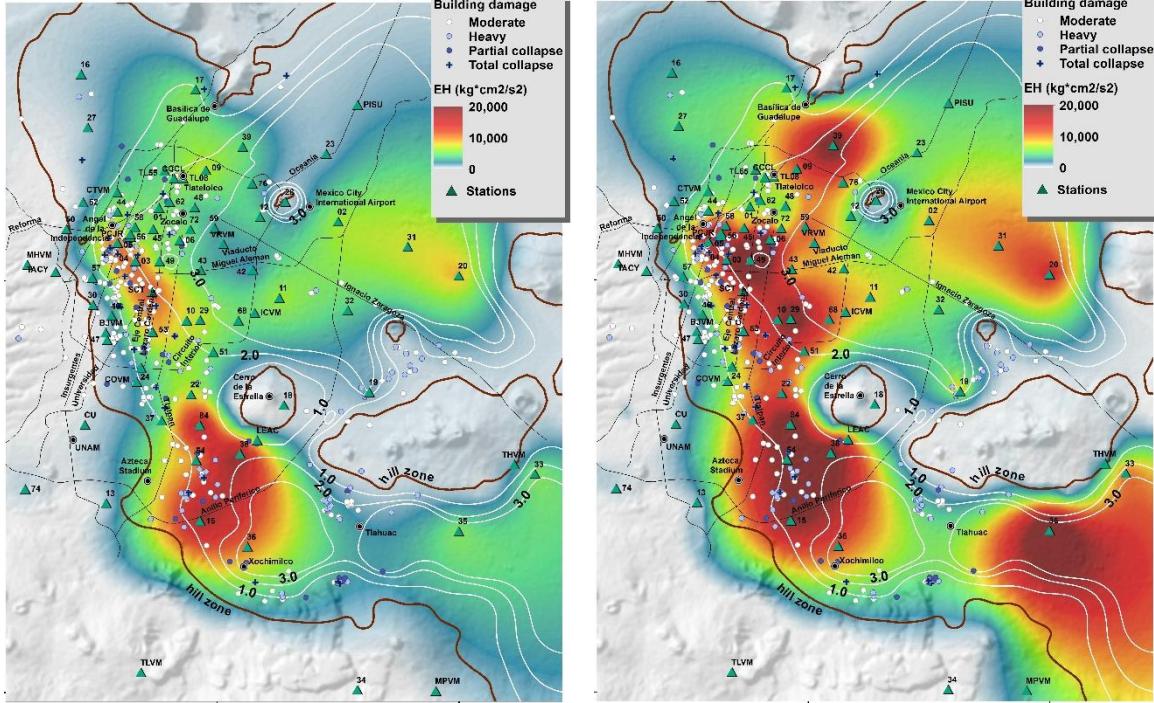


Figure 19. Hysteretic energy maps for the September 19, 2017 earthquake: $E_{H\mu}$ for a SDOF of 1.50s, left, and $E_{H\mu}$ for the maximum demands envelope, right.

As shown in Figure 19, the $E_{H\mu}$ demands are large for site with soil period close to 1.5s, with the station 84 ($T_g = 1.4s$) being the most demanded. In the map of the envelope of maximum demands, is shown that the $E_{H\mu}$ is reasonably associated with damage area.

From the hysteretic energy, the accumulated plastic demands could be known, however, this energy does not contain enough information to associate it with structural damage, since the total dissipated energy could be similar for two different structural responses. Due to this, it is convenient to use the normalize hysteretic energy:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{F_y x_y} \quad (1)$$

where F_y and x_y are the yielding strength and displacement, respectively.

This normalized hysteretic energy, $NE_{H\mu}$, somehow is related to the number of times the accumulated elastic energy must be dissipated and, therefore, can be associated to structural damage. As shown in Figure 20, the largest $NE_{H\mu}$ (maximum) match with part of the area with reported damage. These $NE_{H\mu}$ demands were computed for an elasto-perfectly-plastic model using Mexican regulations to calculate the SDOF lateral strength. The maps correspond to a value of relatively large ductility of the structure ($Q = 3.0$ from the NTCD-2004). The largest $NE_{H\mu}$ intensities are concentrated to the south of the lakebed area (Xochimilco, Tlahuac) and near the international airport. However, the downtown area, where severe damage was concentrated, shows relatively low demands (less than 10). This is because the maps have been computed with data from stations, but no accelerometric stations are located in the western part of the city over soils with $T_g=1.5s$, so no large intensities were recorded but certainly present.

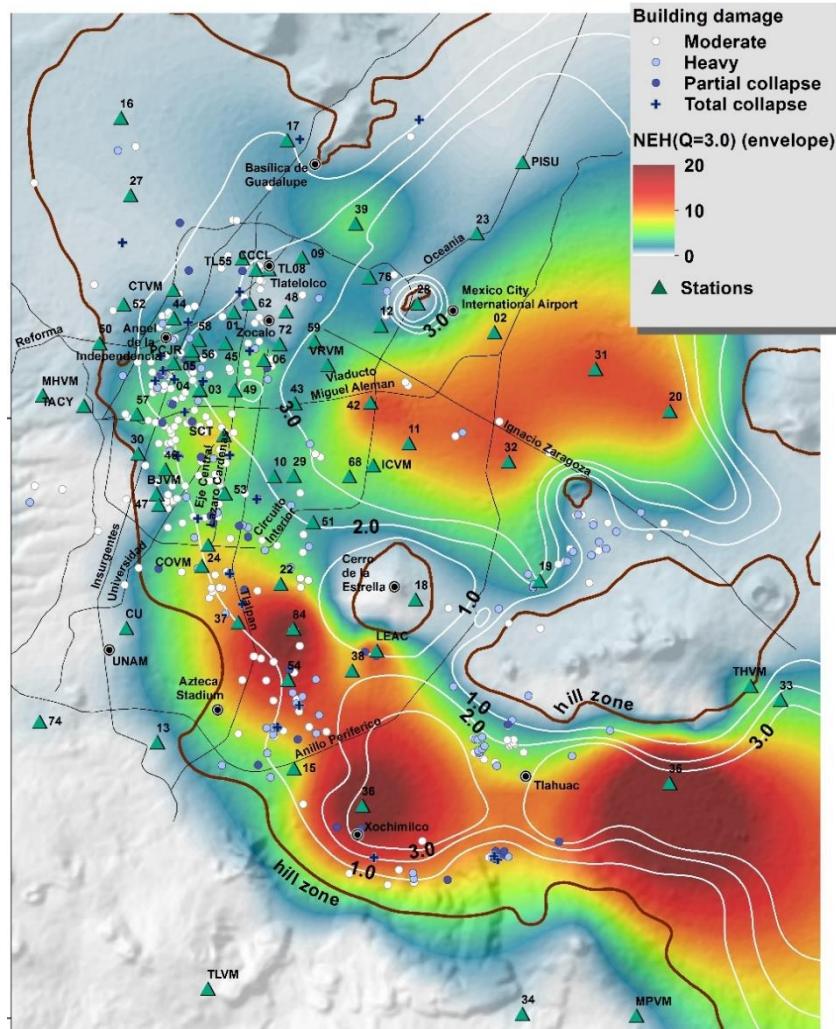


Figure 20. Normalized hysteretic energy maps for the September 19, 2017 earthquake, for the maximum demands envelope

Figure 21 shows the $NE_{H\mu}$ spectra for six sites of the lakebed area, for the 2017 earthquake: 37, 84, SCT, 11, 20 and 31. The sites over clay deposits 40-50 m deep (stations 11, 20 and 31) presented relatively large values of $NE_{H\mu}$, however for these sites, the higher demands were associated with the second and third soil vibration modes. As shown in Figure 21, for stations 11, 20 and 31, the third vibration mode is more excited for plastic energy demands, in contrast to the behavior of sites located over less deep clay strata (stations 37, 84 and SCT), where maximum demands are associated with the soil dominant period.

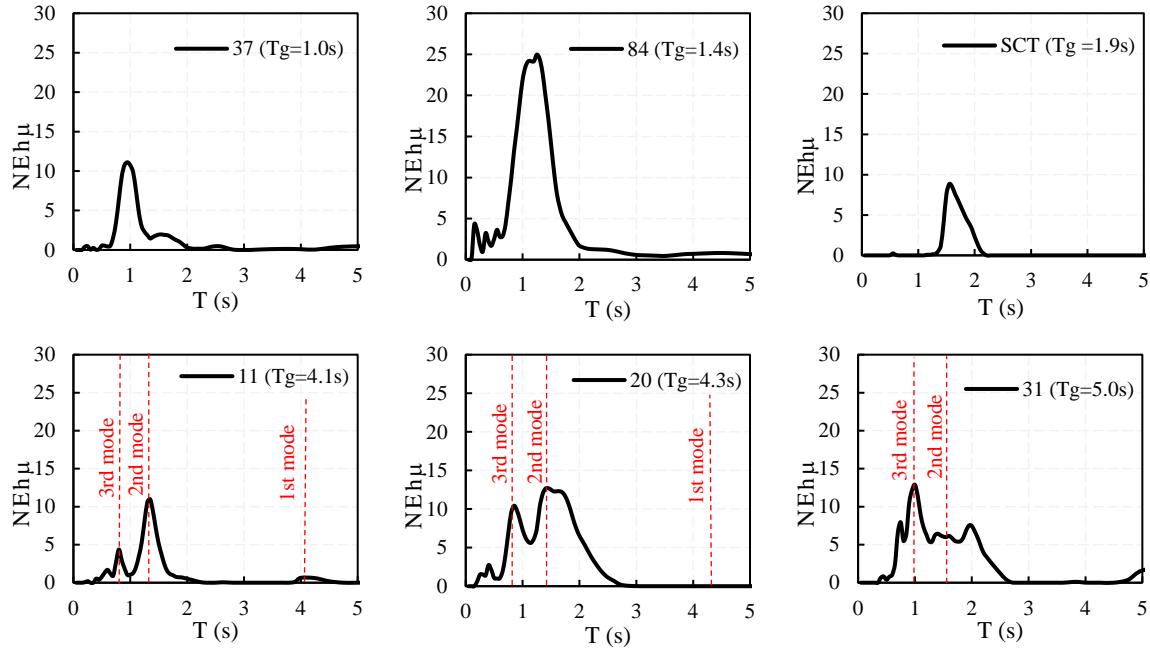


Figure 21. $NE_{H\mu}$ demands for September 19, 2017 earthquake for the indicated stations

5. CONCLUSIONS

In this article, a study of the soil behavior of the lake-bed of Mexico City was presented, based on the analysis of the Fourier amplification ratios computed from acceleration records of thirteen strong earthquakes that occurred in Mexico from 1985 to 2017. There is evidence of the change over time in T_g and peak amplification at several sites. These changes over time are mostly due to anthropogenic conditions, in particular, ground subsidence produced by ground water pumping.

With the soil periods computed from the Fourier spectral ratios for the September 19, 2017 earthquake, the demands of pseudoacceleration and hysteretic seismic energy were obtained for the two orthogonal components and the 77 stations shown in the Figure 1. The spectral accelerations (S_a) reached very high values, especially for station 84 with a maximum S_a close to 1.6g, the largest ever

recorded in the city. This station also showed evidence of local wave effects that increased its response in only one direction. The Sa maps shows a good correlation with the damage reported during the 2017 earthquake, especially in the zone with $T_g < 1.8$ s, where in certain sites the demands exceeded the design spectra of the Mexico City regulations.

The hysteretic energy and the normalized hysteretic energy showed relationship with the damage reported for sites with $T_g < 1.5$ s. However, the downtown area, where severe damage was concentrated, no correlation between intensities and damage was observed. As mentioned in this study, this is because the maps have been computed with data from stations, but no accelerometric stations is located in the western part of the city over soils with $T_g = 1.5$ s, so no large intensities were recorded but certainly present. On the other hand, for sites over deeper clay deposits, high hysteretic energy demands were observed, however, no damage has occurred, mainly because, in this area there are no structures that can vibrate with periods similar to those of the soil ($T_g > 3.5$ s). For sites of the deepest lakebed area it was observed that the second and third modes of soil vibration were excited considerably, reaching demands like those reported for sites with $T_g < 1.5$ s.

6. ACKNOWLEDGEMENT

The authors thank CIRES, the Seismic Instrumentation Unit of the Institute of Engineering and the Institute of Geophysics of the UNAM, who provided the accelerographic records used in this study. Also, the first author thanks CONACYT for the support given to carry out this research.

7. REFERENCES

- Arroyo, Danny, Mario Ordaz, Efrain Ovando-Shelley, Juan C. Guasch, Javier Lermo, Citlali Perez, Leonardo Alcantara, and Mario S. Ramirez-Centeno. 2013. "Evaluation of the Change in Dominant Periods in the Lake-Bed Zone of Mexico City Produced by Ground Subsidence through the Use of Site Amplification Factors." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 44: 54–66. doi:10.1016/j.soildyn.2012.08.009.
- Avilés, Javier, and Luis Eduardo Pérez-Rocha. 2010. "Regional Subsidence of Mexico City and Its Effects on Seismic Response." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30 (10): 981–89. doi:10.1016/j.soildyn.2010.04.009.
- Baena-Rivera, Marcela, L Eduardo Perez-Rocha, and Francisco J Sanchez-Sesma. 2017. "Frequency Wavenumber Analysis of Strong Ground Motion in Mexico City." *Geofisica Internacional* 56

(1): 103–16. doi:10.19155/geofint.2017.056.1.8.

Cruz-Atienza, V. M., J. Tago, J. D. Sanabria-Gómez, E. Chaljub, V. Etienne, J. Virieux, and L. Quintanar. 2016. “Long Duration of Ground Motion in the Paradigmatic Valley of Mexico.” *Scientific Reports* 6 (June). Nature Publishing Group: 1–9. doi:10.1038/srep38807.

Field, E, K Jacob, and S Hough. 1992. “Earthquake Site Response Estimation: A Weak-Motion Case Study.” *Bulletin of the Seismological Society of America* 82 (6): 2283–2306. doi:10.1785/0120160029.

Lermo, J, and F J Chavez-Garcia. 1994. “Are Microtremors Useful in Site Response Evaluation?” *Bulletin of the Seismological Society of America* 84 (5): 1350–64. doi:10.1306/080700710318.

Ordaz, Mario, Shri Krishna Singh, J Lermo, Marco Espinosa-Johnson, and T Dominguez. 1988. “The Mexico Earthquake of September 19, 1985: Estimation of Response Spectra in the Lake Bed Zone of the Valley of Mexico.” *Earthquake Spectra* 4 (4).

Perez-Rocha, Luis. 1998. “Respuesta Sísmica Estructural: Efectos de Sitio e Interacción Suelo-Estructura.” UNAM, Mexico.

Pérez-Rocha, Luis Eduardo, Francisco J Sanchez-Sesma, and Eduardo Reinoso. 1991. “Three-Dimensional Site Effects in Mexico City: Evidences for Accelerometric Network, Observations and Theoretical Results.” In *IV International Conference Seismic Zonification*, 2:327–34.

Reinoso, Eduardo. 1991. “Efectos Sísmicos Locales En El Valle de México: Amplificación En La Zona Lacustre.” In *IX National Conference Earthquake Engineering*, 2:224–36.

Reinoso, Eduardo, and Mario Ordaz. 1999. “Spectral Ratios for Mexico City from Free-Field Recordings.” *Earthquake Spectra*. doi:10.1193/1.1586041.

Reinoso, Eduardo, L Wrobel, and H Power. 1997. “Two-Dimensional Scattering of P, Sv and Rayleigh Waves: Preliminary Results for the Valley of Mexico.” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 26 (October 1996): 595–616.

Singh, Shri Krishna, J Lermo, T Dominguez, Mario Ordaz, Marco Espinosa-Johnson, E Mena, and R Quaas. 1988. “The Mexico Earthquake of September 19, 1985: A Study of Amplification Of Seismic Waves in the Valley of Mexico with Respect to a Hill Zone Site.” *Earthquake Spectra* 4 (4).

Worden, B., Eric M. Thompson, Jack W. Baker, Brendon A. Bradley, Nicolas Luco, and David J.

Wald. 2018. "Spatial and Spectral Interpolation of Ground-Motion Intensity Measure Observations." *Bulletin of the Seismological Society of America* 108 (2): 866–75.
doi:10.1785/0120170201.

ESPECTROS DE ENERGÍA INELÁSTICOS PARA SUELOS BLANDOS: APLICACIÓN PARA CIUDAD DE MÉXICO

En este capítulo se presentan los análisis de la relación entre la energía de entrada elástica y energía inelástica (energía de entrada e histerética). Para esto, se utilizaron factores de reducción de energía destinados a establecer espectros de energía de entrada inelástica y espectros de energía histerética para movimientos del terreno de banda angosta y de larga duración. El parámetro utilizado como base del modelo es la energía de entrada elástica y el periodo dominante del terreno en cada sitio. Para los cálculos se utilizaron los registros de cuarenta y seis estaciones de la red acelerométrica de Ciudad de México para doce eventos sísmicos relevantes. Un mayor detalle de la metodología y resultados de los factores de reducción de respuesta se pueden encontrar en el Anexo C4 (al final del presente capítulo) que corresponde a un artículo (Quinde y col. 2016) publicado en la revista “Soil Dynamics and Earthquake Engineering”.

4.1 INTRODUCCIÓN

Es posible establecer aproximaciones razonables de las demandas de energía inelástica (energía de entrada y energía histerética) a partir de espectros de energía de entrada elástica mediante modelos relativamente simples (Decanini y Mollaioli 2001). A partir de estas relaciones, se pueden usar modelos de daño para establecer estimaciones del desempeño estructural para sistemas sujetos a movimientos del terreno de larga duración.

Los factores de reducción de energía (ERF, por sus siglas en inglés) se basan en un concepto similar al de los factores de reducción de fuerzas. Mientras que los factores de reducción para la energía de entrada se definen, generalmente, como la relación entre la energía de entrada elástica (E_I) y la relacionada con una demanda de ductilidad dada ($E_{I\mu}$) los factores de reducción para la energía histerética corresponden a la relación entre energía histerética (E_H) y energía de entrada inelástica $E_{I\mu}$, ambas referidas a la misma demanda de ductilidad. Fajfar y Vidic (1994), Lawson y Krawinkler (1994), Teran-Gilmore (1996), Decanini y Mollaioli (2001) y Arroyo y Ordaz (2007), llevaron a cabo investigaciones sobre las demandas y factores de reducción de energía inelástica. En sus estudios, se analizó la influencia de la ductilidad, las características del suelo, el período estructural y el comportamiento histerético del sistema. Sin embargo, las bases de datos de sismos presentadas en sus trabajos no son lo suficientemente extensas, particularmente para suelos blandos, similares a los que se encuentran en Ciudad de México. En este capítulo, se entenderá como suelo blando a sitios correspondientes a un período de terreno (T_g)

igual o mayor que 1.0s y llegando a $T_g = 5.5s$. Además, hay pocos datos relacionados con los factores ERF para energía de entrada inelástica, de tal manera que se usan comúnmente modelos simplificados para los factores de reducción de energía histerética.

4.2 ENERGÍA SÍSMICA INELÁSTICA

Durante un evento sísmico, es posible disipar una mayor cantidad de energía a través de un comportamiento inelástico de la estructura, teniendo presente que esta disipación se traduce en daño estructural. Los espectros inelásticos de energía más relevantes son los de entrada E_I , de histéresis E_H y de amortiguamiento viscoso E_D . Para calcular estos valores es necesario conocer la respuesta inelástica del sistema.

4.2.1 Respuesta inelástica de un oscilador de un grado de libertad

Para conocer la respuesta inelástica de un sistema de un grado de libertad, partimos de la ecuación de movimiento, la cual establece lo siguiente:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + f_s(x(t), \dot{x}(t)) = -m\ddot{x}_g(t) \quad (4.1)$$

Donde x representa el desplazamiento relativo de la masa m , \ddot{x}_g es la aceleración relativa del terreno en cada instante del tiempo t ; c es el coeficiente de amortiguamiento viscoso de la estructura y f_s representa la fuerza de restitución para un sistema elastoplástico.

Ahora, para identificar los parámetros del sistema que influyen en la respuesta de la deformación $x(t)$, dividimos la ec.(4.1) para la masa m , obteniendo:

$$\frac{m\ddot{x}(t)}{m} + \frac{c\dot{x}(t)}{m} + \frac{f_s(x(t), \dot{x}(t))}{m} = -\frac{m\ddot{x}_g(t)}{m} \quad (4.2)$$

$$\ddot{x}(t) + \frac{c}{m}\dot{x}(t) + \frac{f_s(x(t), \dot{x}(t))}{m} = -\ddot{x}_g(t) \quad (4.3)$$

Considerando las siguientes relaciones:

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n} \Rightarrow \frac{c}{m} = 2\xi\omega_n \quad (4.4)$$

$$k = \frac{f_y}{x_y} \quad (4.5)$$

$$\omega^2 = \frac{k}{m} \Rightarrow m = \frac{k}{\omega^2} = \frac{f_y}{x_y\omega^2} \quad (4.6)$$

siendo ξ el coeficiente de amortiguamiento viscoso, ω_n la frecuencia natural del sistema y k la rigidez elástica del sistema.

Reemplazando estas relaciones en la ec.(4.17), se llega a la siguiente expresión:

$$\ddot{x}(t) + 2\xi\omega_n\dot{x}(t) + \omega_n^2 x_y \hat{f}_s(x(t), \dot{x}(t)) = -\ddot{x}_g(t) \quad (4.7)$$

donde $\hat{f}_s(x(t), \dot{x}(t)) = \frac{f_s(x(t), \dot{x}(t))}{f_y}$ es la fuerza de restitución y describe la relación fuerza-deformación (depende del modelo de comportamiento inelástico utilizado). f_s depende de la historia previa del

movimiento, y de que la deformación se incremente ($\dot{x} > 0$) o decrezca ($\dot{x} < 0$).

Dividiendo la ec.(4.7), para el desplazamiento de fluencia x_y , se llega a :

$$\frac{\ddot{x}(t)}{x_y} + 2\xi\omega_n \frac{\dot{x}(t)}{x_y} + \omega_n^2 \hat{f}_s(x(t), \dot{x}(t)) = -\frac{\ddot{x}_g(t)}{x_y} \quad (4.8)$$

Uno de los parámetros que se relaciona con la capacidad de disipación de energía es la demanda de ductilidad del sistema. Para encontrar las resistencias necesarias que debería tener un oscilador de un grado de libertad asociadas a una demanda de ductilidad específica, partimos de la ec.(4.8) y del concepto de ductilidad (μ), el cual dice que:

$$\mu(t) = \frac{x(t)}{x_y} \quad (4.9)$$

siendo su primera y segunda derivada:

$$\dot{\mu}(t) = \frac{\dot{x}(t)}{x_y} \quad (4.10)$$

$$\ddot{\mu}(t) = \frac{\ddot{x}(t)}{x_y} \quad (4.11)$$

donde μ es la demanda de ductilidad en cada instante de tiempo t ; x es el desplazamiento del oscilador en el mismo instante t , y x_y es el desplazamiento asociado al esfuerzo de fluencia.

Reemplazando las expresiones de ductilidad en la ec.(4.8), tenemos:

$$\ddot{\mu}(t) + 2\xi\omega_n \dot{\mu}(t) + \omega_n^2 \hat{f}_s(\mu(t), \dot{\mu}(t)) = -\frac{\ddot{x}_g(t)}{x_y} \quad (4.12)$$

Centrándonos en el cuarto término de la ec.(4.12), se tiene que:

$$c_y = \frac{f_y}{m g} \quad (4.13)$$

$$c_y = \frac{k x_y}{m g} = \frac{k}{m} \frac{x_y}{g} \quad (4.14)$$

$$c_y = \omega_n^2 \frac{x_y}{g} \Rightarrow x_y = \frac{c_y g}{\omega_n^2} \quad (4.15)$$

donde c_y es el coeficiente sísmico, que establece culminación de la rama elástica en función de la masa del sistema.

Reemplazando las relaciones anteriores en la ec.(4.12), se tiene:

$$\ddot{\mu}(t) + 2\xi\omega_n \dot{\mu}(t) + \omega_n^2 \hat{f}_s(\mu(t), \dot{\mu}(t)) = -\frac{\omega_n^2 \ddot{x}_g(t)}{c_y g} \quad (4.16)$$

Con esta expresión se puede determinar la respuesta de un oscilador para una demanda de ductilidad objetivo. La ec.(4.16) queda definida por ξ , ω_n , c_y , g , $\ddot{x}_g(t)$ que son valores conocidos a priori, y de $\hat{f}_s(t)$, cuya expresión queda definida por el modelo de comportamiento inelástico utilizado.

4.2.2 Demandas de energía inelástica para la zona de lago de Ciudad de México

Para el cálculo de la energía de entrada se consideran las demandas acumuladas para un oscilador de un grado de libertad elasto-plástico perfecto con un coeficiente de amortiguamiento viscoso del 5% y una resistencia tal que la demanda de ductilidad es la especificada.

En las Figuras 4.2.1 a 4.2.3 se pueden observar la variación de los espectros de energía de entrada, histerética y de amortiguamiento para diferentes demandas de ductilidad, para los sismos del 25 de abril de 1989, 15 de junio de 1999 y 20 de marzo de 2012, y para las estaciones 84 ($T_g=1.4s$), SCT ($T_g=1.9s$) y 12 ($T_g=3.8s$), respectivamente.

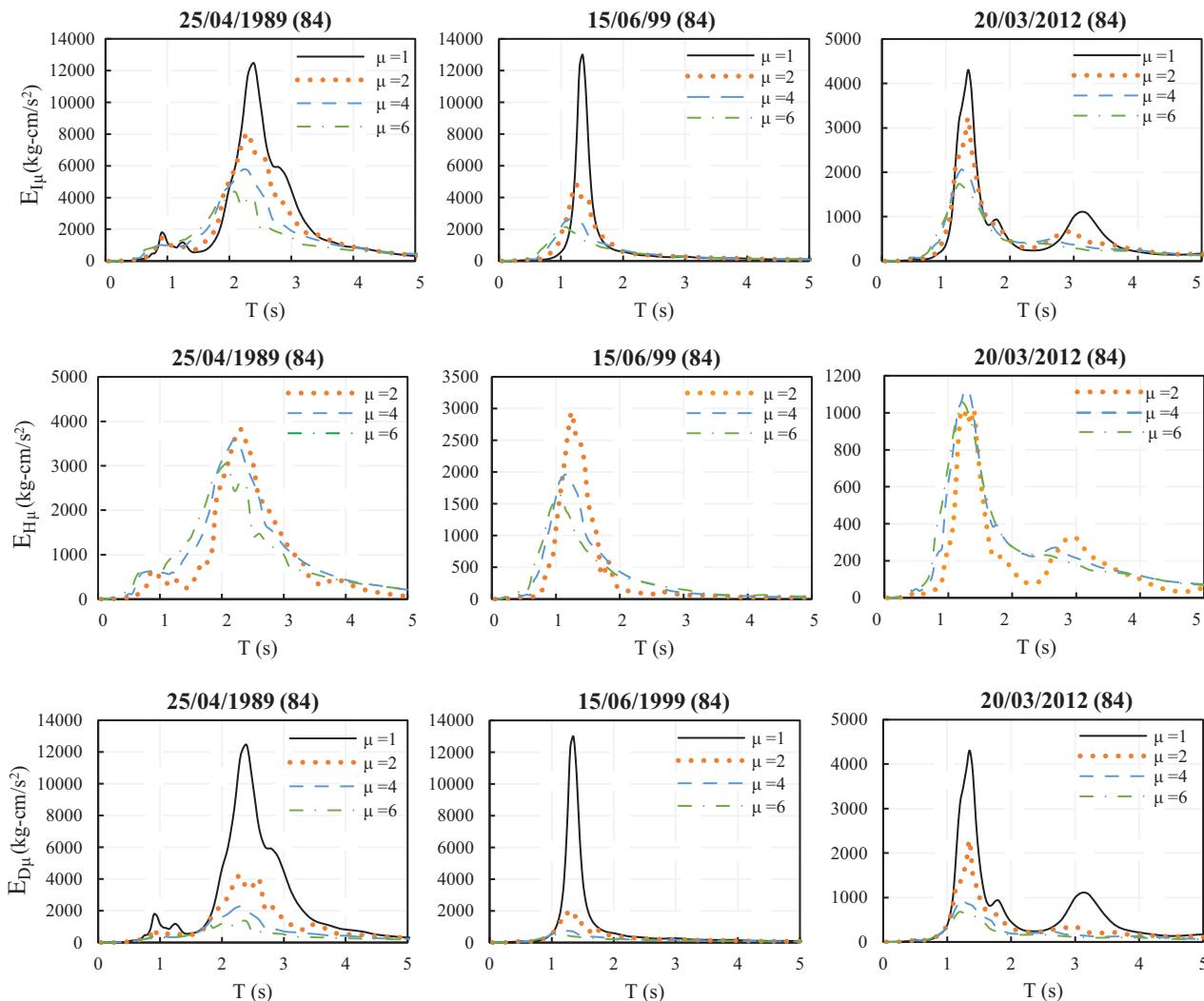


Figura 4.2.1: Espectros de energía, E_I (primera fila), E_H (segunda fila) y E_D (tercera fila) para los sismos indicados. Estación 84 ($T_g=1.4s$)

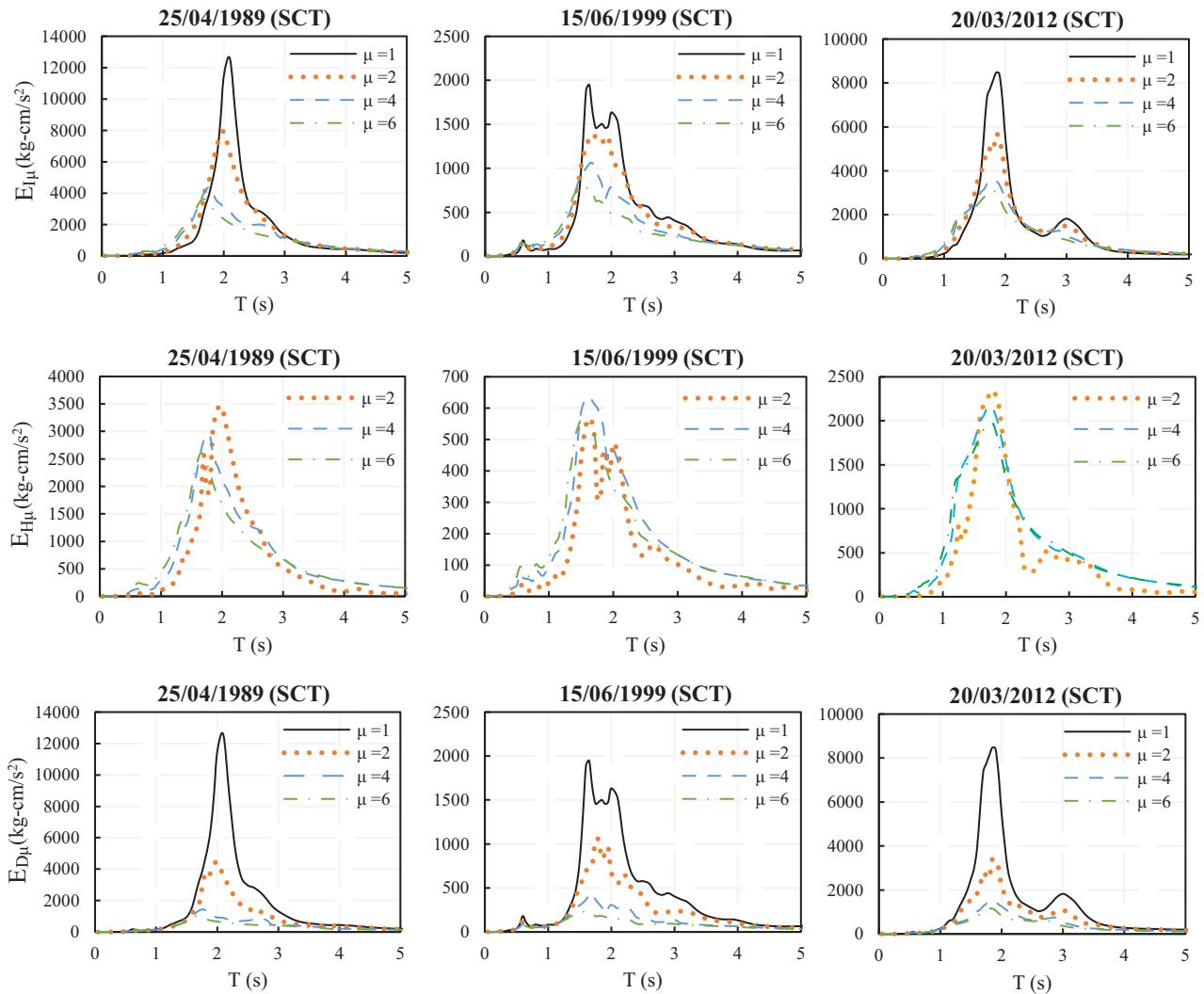


Figura 4.2.2: Espectros de energía, E_I (primera fila), E_H (segunda fila) y E_D (tercera fila) para los sismos indicados. Estación SCT ($T_g=1.9s$)

El comportamiento de la respuesta de los osciladores es similar para la mayoría de los casos, sin embargo, para sitios con estratos de arcilla más profundos (ver Figura 4.2.3) la respuesta de modos superiores de vibrar del suelo es más significativa. Para frecuencias altas las respuestas de energía aumentan con la ductilidad, mientras que, al acercarse al periodo dominante del terreno, la energía inelástica disminuye conforme se incrementa la ductilidad del sistema, esto para cada tipo de energía. Así mismo, estos espectros son dependientes del periodo dominante del terreno, del modelo de comportamiento histerético, y de las características del sismo. Como se vio en el capítulo 3, la respuesta de la estación 84 es particular, y presenta un comportamiento diferente cuando se analiza un sismo intraplaca de profundidad intermedia, teniendo respuestas elásticas considerablemente mayores comparadas con otras estaciones con periodo dominante similar.

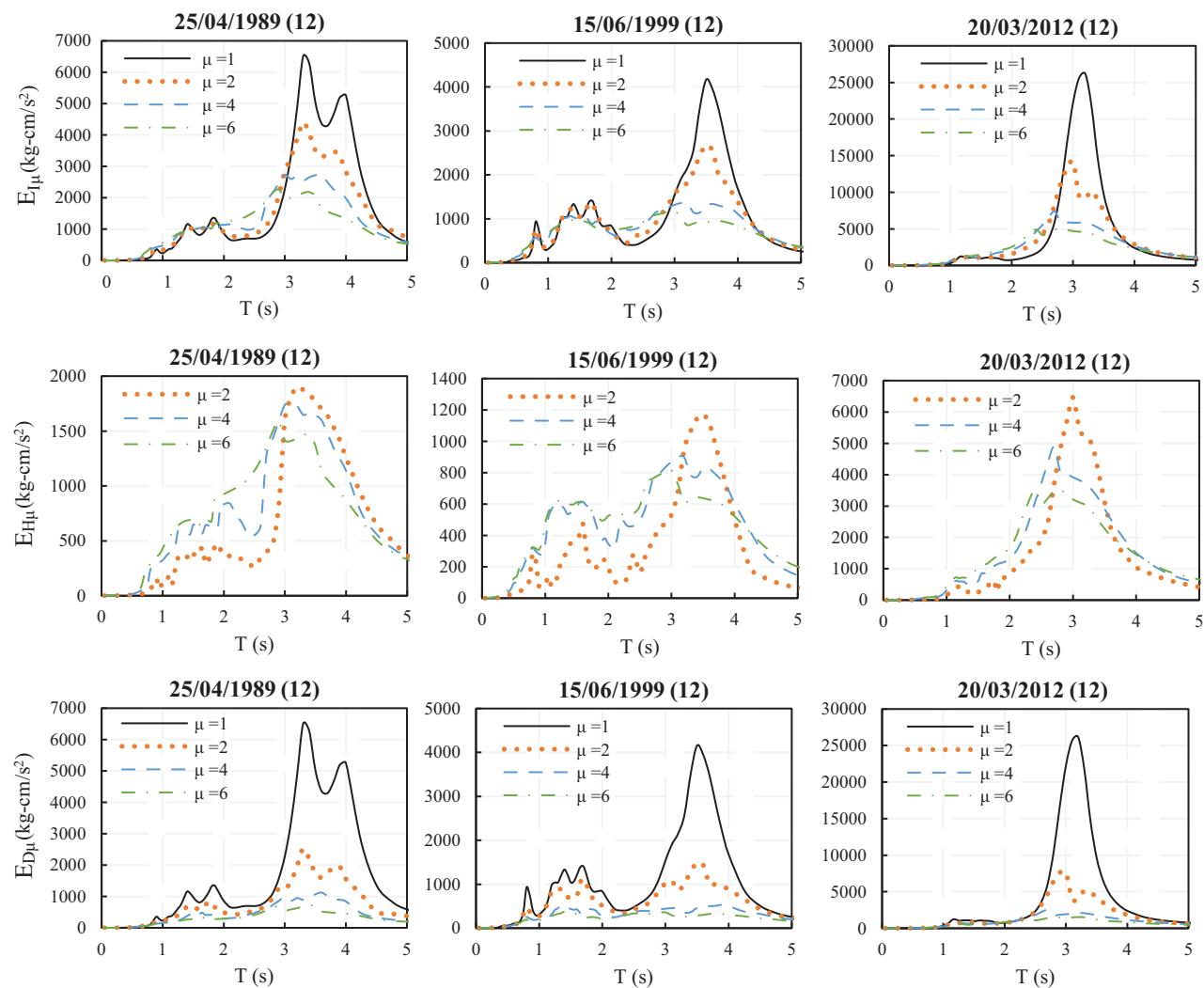


Figura 4.2.3: Espectros de energía, E_I (primera fila), E_H (segunda fila) y E_D (tercera fila) para los sismos indicados. Estación 12 ($T_g=3.8s$)

4.3 MODELOS DE PREDICCIÓN DE ENERGÍA DE ENTRADA INELÁSTICA

Las características de respuesta del suelo en los sitios ubicados en Ciudad de México pueden cambiar de manera importante en pocos cientos de metros. Debido a esto, Reinoso (2002), clasificó los sitios de Ciudad de México en seis grupos. El grupo 1 corresponde a los sitios que tienen períodos de tierra inferiores a 0.5s. El grupo 2 hace referencia a sitios con períodos de terreno que van de 0.5 a 1.0s. Los grupos 3, 4 y 5 cubren rangos, respectivamente, de 1.0 a 1.8s, 1.8 a 2.5s, y 2.5 a 3.8s. Finalmente, el Grupo 6 considera períodos más largos que 3.8s. En este contexto, cabe mencionar que, en el Valle de México, el periodo de vibrar del suelo (T_g) puede alcanzar valores hasta de 5.5s. Se debe recalcar que los alcances de esta tesis contemplan análisis para sitios con periodo dominante del suelo mayor que 1.0s. Debido a esto, a partir de este punto, los primeros dos grupos sísmicos se excluyen de los análisis, considerando solo sitios con una T_g mayor que 1.0s.

4.3.1 Formulación de los factores de reducción de respuesta

El análisis del comportamiento de un oscilador está ligado al concepto de inelasticidad, debiéndose considerar modelos asociados a diferentes demandas de ductilidad. Las respuestas de estos modelos son calculadas, generalmente, mediante factores de reducción de fuerzas, asociados a un modelo de comportamiento inelástico específico.

En cuanto a un análisis de energía sísmica de entrada (E_I), se mantiene el concepto utilizado para el cálculo de factores de reducción de otras respuestas comunes de un oscilador, por ejemplo el desplazamiento. Hasta este momento, solo se ha considerado un modelo elasto-plástico perfecto para describir el comportamiento inelástico del oscilador. Estos modelos incorporan pocas características estructurales, por lo que la influencia del movimiento del terreno es más notoria.

En el caso de un oscilador elasto-plástico de un grado de libertad, sometido a una excitación sísmica, la relación entre la energía de entrada requerida para un comportamiento elástico y la energía de entrada asociada a una demanda de ductilidad, μ , se puede expresar de la siguiente manera:

$$ER\mu = \frac{E_I(T, \mu = 1)}{E_I(T, \mu = \mu_i)} \quad (4.17)$$

donde T es el periodo del oscilador y μ es la demanda de ductilidad, pudiendo ser $i = 1, 2, \dots, n$. A este factor lo llamaremos factor de reducción de energía sísmica.

En la Figura 4.3.1 se muestran los factores de reducción de energía sísmica de entrada para diferentes demandas de ductilidad, y para tres sitios en Ciudad de México. Los cocientes inelásticos de energía presentan un comportamiento diferente a los de respuesta de aceleración, dependiendo del periodo dominante del terreno, de la demanda de ductilidad y de la distancia al área de ruptura. Decanini y Mollaioli (2001) muestran características similares a las expresadas en este estudio; sin embargo sus datos no se acoplan adecuadamente a los suelos existentes en el Valle de México. Si bien estos factores de reducción están influenciados por la distancia al área de ruptura, en el caso particular de este estudio, no se consideran distancias inferiores a 150km, por lo que dicho parámetro no sería determinante en estos resultados particulares, con la excepción de la estación 84 para sismos intraplaca, ya que se ha visto que esta estación tiene una respuesta muy alta para este tipo de sismos. En la Figura 4.3.1 se muestran los cocientes espectrales para tres sismos relevantes y para las estaciones 84, SCT y 12. Como se puede notar los ERF son muy dependientes de la ductilidad y de T_g , por lo que estos parámetros deben formar parte del modelo de predicción.

Como se muestra en la Figura 4.3.1, para periodos $T \rightarrow 0$ el valor de $E_I/E_{I\mu}$ se aproxima a 1.0, ocurre lo mismo para periodos largos, contrario a lo que sucede en los factores de reducción de aceleración, en donde para periodos largos $R_\mu \rightarrow \mu$.

Para el estudio del comportamiento inelástico de un oscilador, además de la energía de entrada, es necesario conocer la energía histerética, la cual viene relacionada muy estrechamente con el daño que se puede presentar en la estructura.

La relación $(E_H/E_I)_\mu$ es generalmente, influenciada por diversas variables, por lo que se complica la obtención de una forma funcional general para dicha relación. Los factores más influyentes son el periodo de vibración, la demanda de ductilidad, el periodo dominante del terreno, la distancia fuente-sitio, el modelo de histéresis, entre otros. En la Figura 4.3.2 se muestran los cocientes $(E_H/E_I)_\mu$ para los tres sismos indicados y para las estaciones 84, SCT y 12. Como se puede observar, $(E_H/E_I)_\mu$ presenta una variación mayor con respecto al periodo de vibrar del oscilador que la exhibida para la energía de

entrada inelástica, donde es muy marcada la dependencia con respecto a T_g , con incertidumbres muy altas para períodos menores a T_g .

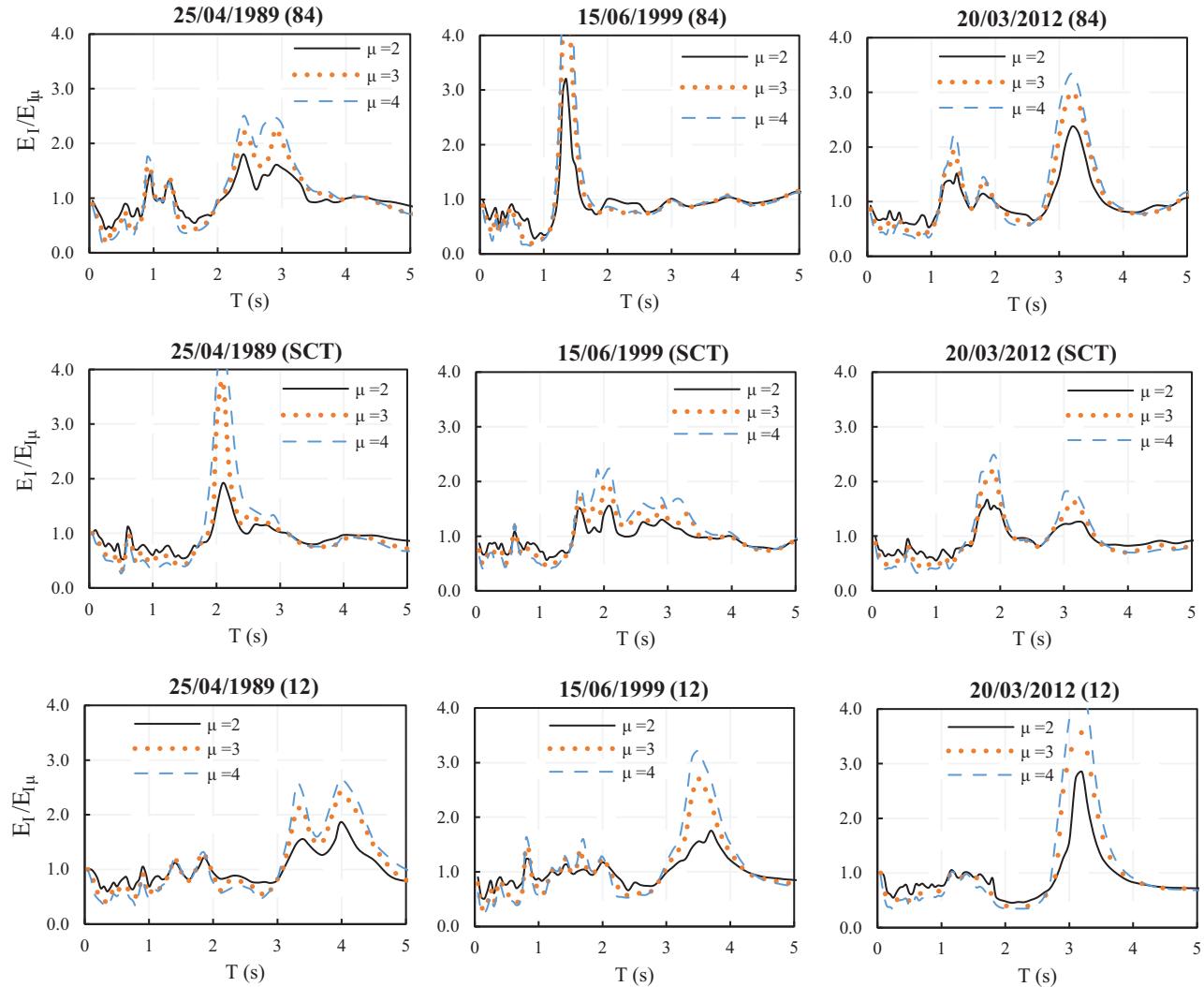


Figura 4.3.1: Factores de reducción de respuesta de energía de entrada inelástica para diferentes para las ductilidades, estaciones y sismos indicados

4.3.2 Forma funcional propuesta

De acuerdo con lo expuesto por Tiwari y Gupta (2000), la forma del factor de reducción se asemeja a la forma del espectro de Fourier del movimiento del terreno en términos de varios picos. Por otra parte, los mismos autores exponen que el espectro normalizado $Sa(T)/PGA$ se asemeja a dicha relación. Para el caso de la energía se ha tomado un concepto similar, y se utilizó la energía sísmica de entrada elástica normalizada respecto a su valor máximo ($E_I(T)/E_{Imax}$).

La forma funcional plateada corresponde a la siguiente expresión:

$$ER_\mu(\hat{T}) = \beta \left(\frac{E_I(\hat{T})}{E_{Imax}} \right)^\alpha (\mu - 1) + \gamma \quad (4.18)$$

donde $\hat{T} = T/T_g$. La relación $E_I(\hat{T})/E_{I\max}$ varía de acuerdo con el caso de estudio. Para los ERF de energía de entrada inelástica, corresponde a la energía de entrada elástica, la cual se ha considerado como dato de entrada dentro del planteamiento del problema. Mientras que si se utiliza para los ERF de energía histerética, esta relación corresponde a la energía inelástica para la misma demanda de ductilidad que $E_{H\mu}$. Los valores desconocidos son γ , β y α . Se establecieron mediante análisis estadístico de manera tal de minimizar la raíz cuadrada de error logarítmico (σ_{ln}), siguiendo un procedimiento similar al establecido por Ordaz y Pérez-Rocha (1998), en cuyo trabajo se estudian factores de reducción de respuesta de aceleración y desplazamiento.

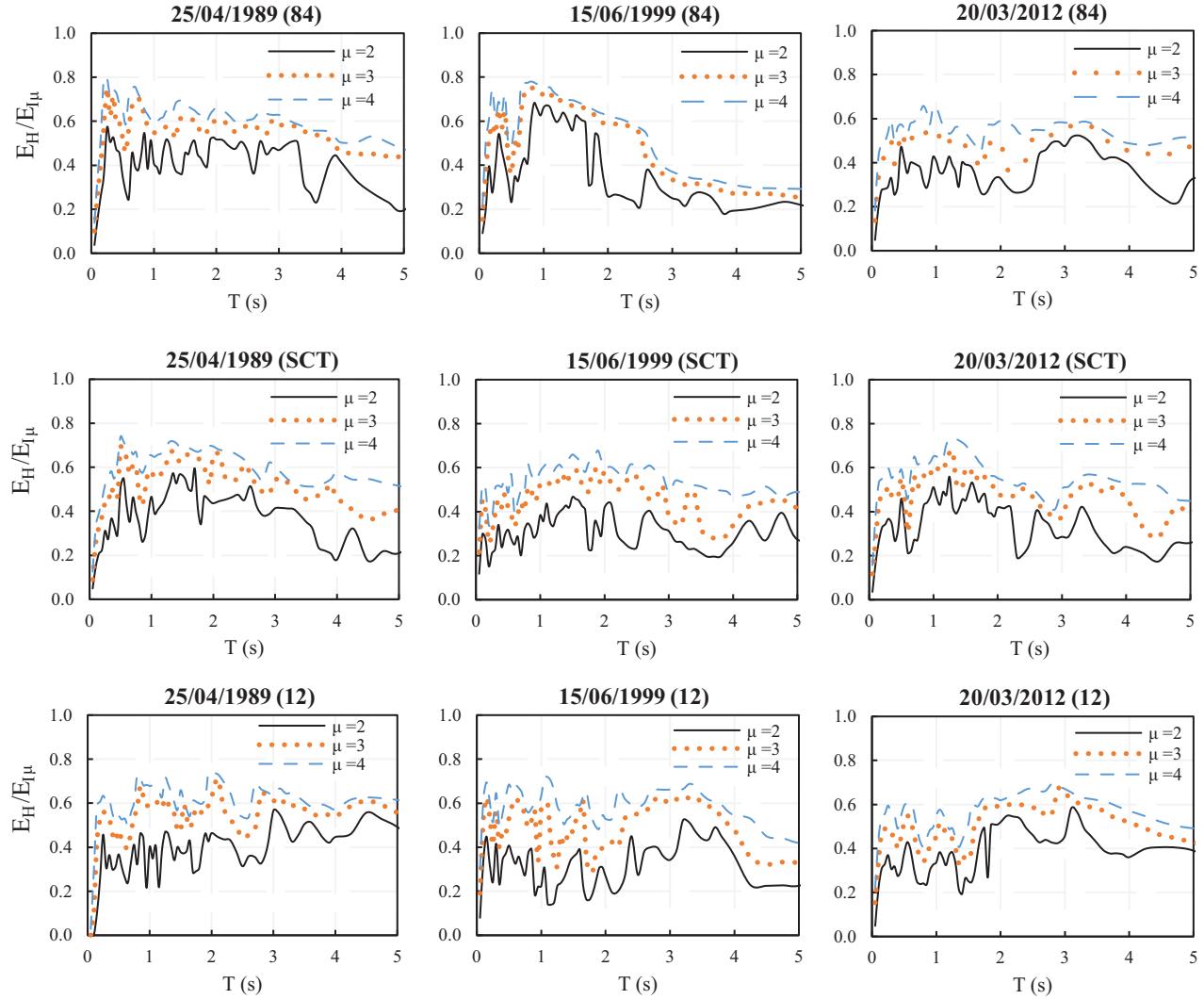


Figura 4.3.2: Factores de reducción de respuesta de energía histerética para diferentes para las ductilidades, estaciones y sismos indicados

4.3.3 Resultados de los modelos de factores de reducción de respuesta para energía de entrada inelástica

Los resultados de las regresiones para el modelo de energía de entrada inelástica y para cada grupo en estudio se muestran en la Tabla 4.3.1.

Tabla 4.3.1: Valores de las regresiones para el modelo de ERF de energía de entrada inelástica

Grupo 3					
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$	$\mu = 8.0$
σ	0.03	0.06	0.13	0.13	0.23
α	1.66	1.66	0.45	0.96	0.41
β	0.49	0.52	0.29	0.43	0.23
γ	1	1	0.88	0.94	0.66
Grupo 4					
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$	$\mu = 8.0$
σ	0.05	0.04	0.07	0.09	0.12
α	0.25	1.42	1.32	1.14	1.29
β	0.51	0.79	0.76	0.92	0.58
γ	0.89	0.96	0.89	0.84	0.84
Grupo 5					
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$	$\mu = 8.0$
σ	0.02	0.09	0.13	0.08	0.08
α	1.48	1.36	1.29	1.34	1.42
β	1.02	1.08	1.03	0.98	0.79
γ	0.94	0.87	0.77	0.73	0.74
Grupo 6					
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$	$\mu = 8.0$
σ	0.02	0.09	0.13	0.08	0.08
α	1.22	1.11	1.36	1.09	1.46
β	0.98	1.06	1.04	0.86	0.78
γ	0.93	0.86	0.77	0.7	0.71
Todos los registros ($1 < T_g < 5.5$)					
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$	$\mu = 8.0$
σ	0.02	0.06	0.12	0.08	0.11
α	1.57	1.32	1.34	1.22	1.32
β	1.07	1.03	0.99	0.9	0.76
γ	0.97	0.92	0.87	0.81	0.83

Dado que el análisis de regresión con todos los registros no muestra diferencias significativas con las realizadas para cada grupo individual, las ecuaciones proporcionadas para dar continuidad a los resultados de la regresión se establecieron a partir de los resultados obtenidos con el análisis de regresión que consideró todos los registros, sin clasificarlos por grupos. Los parámetros de regresión se ajustaron para encontrar los resultados para cualquier demanda de ductilidad.

En la Ec.(4.19) se muestra la expresión del ajuste para los parámetros α , β y γ .

$$\alpha, \beta, \gamma = F_i a_i \mu^{b_i} \quad (4.19)$$

Donde F_i , a_i y b_i son constantes que toman valores dependiendo si se trata de α , β o γ . Estos valores se muestran en la Tabla 4.3.2.

Tabla 4.3.2: Valores de la regresión de α , β y γ

	a_i	b_i
α	1.26	-0.08
β	1.11	0.24
γ	0.93	-0.19

Los valores de F_i afectan el comportamiento de osciladores con periodo corto, y quedan definidos por las siguientes expresiones:

$$F_\alpha = \begin{cases} 0.25\mu^{0.6} & \text{para } T/T_g \leq 0.75 \\ 1.0 & \text{para } T/T_g \geq 0.75 \end{cases} \quad (4.20)$$

$$F_\beta = \begin{cases} 0.55 & \text{para } T/T_g \leq 0.75 \\ 1.0 & \text{para } T/T_g \geq 0.75 \end{cases} \quad (4.21)$$

$$F_\gamma = \begin{cases} -0.1\mu + 0.85 & \text{para } T/T_g \leq 0.75 \\ 1.0 & \text{para } T/T_g \geq 0.75 \end{cases} \quad (4.22)$$

Así mismo, se realizaron análisis para cuatro percentiles: a) $P_{50} = m$, b) $P_{84} = m + \sigma$, c) $P_{93} = m + 1.5\sigma$ y d) $P_{98} = m + 2\sigma$, donde P_i con $i = 50, 84, 93$ y 98 , representan percentiles diferentes, m es la media, y σ la desviación estándar correspondiente a los resultados derivados de todos los registros de cada grupo. No se encontraron diferencias significativas en estos valores para los diferentes percentiles de tal manera que se sugiere utilizar los valores mostrados en la Tabla 4.3.3, que se obtuvieron para el percentil 84, ya que para este con este percentil se considerarían respuestas medianas más una desviación estándar.

Las gráficas comparativas de los resultados se pueden encontrar en el artículo presentado en el Anexo C4

4.3.4 Resultados de los modelos de factores de reducción de respuesta para energía histerética

Para el modelo ERF de energía histerética se siguió un procedimiento similar al establecido para el modelo de energía de entrada inelástica. Al analizar las regresiones para cada grupo de estaciones acelerométricas se calcularon desviaciones superiores a 30%. Esto se debió a la variación de las demandas de energía histérica para cada período de vibrar del oscilador (discutido previamente), por lo que tratar de reproducir la respuesta para cada evento sísmico, con una sola forma funcional no es práctico. Por otra parte, al analizar los percentiles de grupos de registros, se obtiene valores de errores menores, por lo que la opción elegida fue usar los resultados para los percentiles 50 y 84, puesto que para los otros dos percentiles analizados, los valores de la regresión no varían significativamente con respecto al P_{84} . De esta manera, los errores obtenidos fueron menores al 10%, al utilizar los análisis para todos los 251 registros (explicados con más detalle en el Anexo C4), sin clasificarlos por grupos. Los resultados se muestran en la Tabla 4.3.4. De la misma manera, los valores de los parámetros correspondientes a los percentiles 50 y 84 se ajustaron con respecto a la ductilidad con un incremento del error poco significativo. Las expresiones de la Ec.(4.23) y Ec.(4.24) muestran los ajustes para α y β , respectivamente. Como se puede observar en la Tabla 4.3.4, los valores de γ no influyen para este caso.

$$\alpha = 0.155 \quad (4.23)$$

$$\beta = 1.358\mu^{-1.145} \quad (4.24)$$

Tabla 4.3.3: Valores de las regresiones para el modelo de ERF de energía de entrada inelástica para el percentil 84

Grupo 3				
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$
σ	0.03	0.06	0.13	0.13
α	1.66	1.66	0.45	0.96
β	0.49	0.52	0.29	0.43
γ	1	1	0.88	0.94
Grupo 4				
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$
σ	0.05	0.04	0.07	0.09
α	0.25	1.42	1.32	1.14
β	0.51	0.79	0.76	0.92
γ	0.89	0.96	0.89	0.84
Grupo 5				
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$
σ	0.02	0.09	0.13	0.08
α	1.48	1.36	1.29	1.34
β	1.02	1.08	1.03	0.98
γ	0.94	0.87	0.77	0.73
Grupo 6				
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$
σ	0.02	0.09	0.13	0.08
α	1.22	1.11	1.36	1.09
β	0.98	1.06	1.04	0.86
γ	0.93	0.86	0.77	0.7
Todos los registros ($1 < T_g < 5.5$)				
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$
σ	0.02	0.06	0.12	0.08
α	1.57	1.32	1.34	1.22
β	1.07	1.03	0.99	0.9
γ	0.97	0.92	0.87	0.81

Como se mencionó anteriormente, las incertidumbres en periodos cortos (especialmente para periodos menores a T_g) son muy altas, por lo que se adoptó la siguiente restricción para mejorar los resultados del modelo:

$$\left(\frac{E_H}{E_I} \right)_\mu (T \leq T_g) = \left(\frac{E_H}{E_I} \right)_\mu (T_g) \quad (4.25)$$

Las gráficas comparativas del modelo ERF para energía histerética con los cocientes calculados, así como las comparaciones con las propuestas de otros autores, se pueden encontrar en el artículo del Anexo C4, posterior a este capítulo.

Tabla 4.3.4: Valores de regresión para el modelo ERF de la energía histerética para los percentiles indicados

Percentil 50 ($1.0 < T_g < 5.5$)				
$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$	$\mu = 8.0$
σ	0.09	0.06	0.07	0.05
α	0.2	0.18	0.14	0.17
β	0.87	0.59	0.34	0.25
γ	0	0	0	0
Percentil 84 ($1.0 < T_g < 5.5$)				
$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$	$\mu = 8.0$
σ	0.09	0.06	0.07	0.05
α	0.2	0.18	0.14	0.17
β	0.87	0.59	0.34	0.25
γ	0	0	0	0

4.4 COMENTARIOS DEL CAPÍTULO 4

El principal objetivo de este capítulo fue obtener los factores de reducción de energía de entrada inelástica y energía histerética a partir de espectros de energía de entrada elástica, independiente del registro sísmico. El modelo presentado depende de la energía de entrada elástica (E_I), del coeficiente de amortiguamiento viscoso del oscilador, del periodo dominante del suelo (T_g) y de la demanda de ductilidad (μ).

Los resultados de la relación $E_{I\mu}/E_I$ fueron similares al factor de reducción de energía de entrada teórica, con errores aceptables. Por otra parte, el modelo $(E_H/E_I)_\mu$ tiene características similares al factor de reducción de energía de entrada inelástica, aunque es recomendable que los valores del percentil 84 se utilicen para aproximar los resultados a la respuesta teórica. Esta diferencia, en el modelo $(E_H/E_I)_\mu$, se debe a que la energía histerética es sensible al cambio de frecuencia de vibración del oscilador. No pudimos encontrar en la literatura un modelo que usara una metodología similar a la presentada en este artículo para $(E_H/E_I)_\mu$.

El uso de la energía de entrada elástica como parámetro de entrada del modelo, permite considerar otras características del movimiento del terreno, como el efecto de la distancia fuente-sitio o el período dominante del suelo. Los modelos para ambos casos de energía estudiador, hicieron uso de estas características, aunque se obtuvieron errores menores con el modelo de entrada de energía inelástica.

Los resultados del análisis de percentiles muestran que el comportamiento no presenta variaciones significativas para diferentes percentiles. De modo que, los resultados del percentil 84 se pueden usar para otros percentiles con la certeza de que el aumento del error no es significativo.

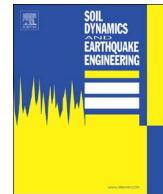
ANEXO C4

INELASTIC SEISMIC ENERGY SPECTRA FOR SOFT SOILS: APPLICATION TO MEXICO CITY

En este anexo se presenta el artículo “Inelastic seismic energy spectra for soft soils: Application to Mexico City”, el cual se encuentra publicado en la revista “Soil Dynamics and Earthquake Engineering”.

Resumen

Las bases de datos de movimientos fuertes del terreno no son lo suficientemente completas, particularmente para suelos blandos. Además, hay pocas formulaciones y, en ciertos casos, demasiado simplificadas, que nos permitan comprender la relación que existe entre las demandas de energía elástica e inelástica para este tipo de suelos. Se presenta un estudio sobre factores de reducción de energía destinados a establecer la energía de entrada inelástica y espectros de energía histerética para movimientos del terreno de banda angosta. A diferencia de trabajos anteriores, en este estudio, los espectros de energía de entrada elástica se utilizan como base para las formas funcionales de modelos que permiten la formulación de espectros de energía inelástica. Para este propósito, se utilizan más de 250 eventos sísmicos registrados en suelos blandos. Los factores de reducción de energía producen espectros de energía inelásticos que capturan de una manera razonable el contenido de energía de los movimientos de suelo de banda angosta y producen una mejor caracterización de las demandas de energía inelástica.



Inelastic seismic energy spectra for soft soils: Application to Mexico City

Pablo Quinde ^{a,*}, Eduardo Reinoso ^a, Amador Terán-Gilmore ^b

^a Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, Coyoacán 04510, México D.F., México

^b Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana, Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas 02200, México D.F., México



ARTICLE INFO

Article history:

Received 14 January 2016

Received in revised form

12 July 2016

Accepted 7 August 2016

Keywords:

Seismic energy spectra

Inelastic input energy

Hysteretic energy

Energy reduction factors

ABSTRACT

Earthquake databases are not sufficiently complete, particularly for soft soils. Also, there are few and oversimplified formulations that allow an understanding on the relation that exists between the elastic and inelastic energy demands for this type of soils. A study on energy reduction factors aimed at establishing inelastic input and hysteretic energy spectra for narrow-banded motions is presented. Unlike previous works, in this study elastic input energy spectra are used as input for energy functional forms that allow the formulation of inelastic energy spectra. For this purpose, over 250 seismic records recorded in soft soils are used. The energy reduction factors yield inelastic energy spectra that capture in a reasonable manner the energy content of narrow-banded ground motions, and yield a better characterization of inelastic energy demands.

© 2016 Elsevier Ltd. All rights reserved.

1. Introduction

For several years, research has been aimed at providing transparency to building regulations, seeking to update design methodologies so that the engineer can understand and assess the expected seismic response and performance of earthquake-resistant structures. In soft soil sites, a particular item of interest is the inelastic hysteretic behavior undergone by structures and its relationship with their structural performance. A specific aim within this context is to provide the designer with tools to control seismic demands in such a manner as to control plastic energy dissipation and thus, structural damage.

Several methodologies have been proposed to model and characterize strong ground motions. Currently, the most accepted is the *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (*PSHA*), which considers ground motion parameters such as pseudo-acceleration (S_a), pseudo-velocity (S_v) and peak ground acceleration (PGA). Current seismic design methodologies usually formulate their design requirements in terms of the control of the maximum displacement demand. Nevertheless, several researchers have discussed the shortcomings of current formats in regards to the characterization of the expected performance of structures subjected to long duration ground motions [1–7].

One alternative to current *strength-maximum deformation* formats is an energy-based seismic design approach that considers

ground motion characteristics that can better represent the destructive potential of narrow-banded motions, such as duration and frequency content. Energy parameters can be used to characterize strong ground motions. Particularly, it is possible to establish reasonable approximations of inelastic energy demands (input and hysteretic energy) from elastic input energy spectra through relatively simple models [2,8–11]. Then, damage models can be used to establish improved estimates of structural performance for long duration motions.

Housner [21] and Uang and Bertero [10] introduced energy concepts for structural seismic design. After that, several researchers have considered the balance between both, the demand and supply of energy. One way of studying inelastic energy demands is through the use of energy reduction factors (ERF), which are based on a similar concept than that of strength reduction factors. While the ERF for input energy is usually defined as the ratio of elastic input energy (E_I) to that related to a given ductility demand (E_{I_d}); the hysteretic energy ERF corresponds to the ratio between hysteretic energy (E_H) and E_{I_d} (both referred to the same ductility demand). Research regarding inelastic energy demands, and input and hysteretic ERFs, has been carried out by Fajfar and Vidic [14], Lawson and Krawinkler [15], Terán-Gilmore [2], De-canini and Mollaioli [9] and Arroyo and Ordaz [24,25]. In their studies, the influence of ductility, soil characteristics, structural period and hysteretic behavior were analyzed. However, earthquake databases presented in their works are not extensive enough, particularly for soft soils. In this paper, it will be understood as soft soil that corresponding to sites with a ground period (T_g)

* Corresponding author.

E-mail address: pquindem@ingen.unam.mx (P. Quinde).

equal or larger than 1 s. In addition, there is little data related to inelastic input ERF, in such a manner that oversimplified models for hysteretic ERF are commonly used.

The main objective of this work is to study and develop expressions to estimate input and hysteretic ERFs for soft soils. For this purpose, a strong motion database of more than 250 records is used. The ERF were established from elastic input energy-based functional forms in order to reduce the error in the estimation of energy demands.

2. Energy-based design

Energy-based seismic design should consider that the energy introduced by the ground motion to the structure should not exceed the capacities of its corresponding storage and energy dissipation mechanisms ([2,10]).

Seismic energy demands will be approached next from the perspective of the response of single-degree-of-freedom (SDOF) systems. Particularly, the equation of motion of a SDOF system subjected to ground motion can be formulated as:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + fs(x, \dot{x}) = -m\ddot{x}_g(t) \quad (1)$$

$$m\ddot{x}_t(t) + c\dot{x}(t) + fs(x, \dot{x}) = 0 \quad (2)$$

where x_g is the ground displacement; x , the displacement of the system relative to the ground; m and c , the mass and viscous damping coefficient of the system, respectively; and fs , its restoring force. \ddot{x}_t corresponds to the total acceleration, defined as $\ddot{x}_t(t) = \ddot{x}_g(t) + \ddot{x}(t)$. While Eq. (2) considers the absolute motion of the system; Eq. (1) corresponds to its relative motion. The formulation developed herein is based on relative motion. From here on, relative input energy will be referred simply as input energy.

Integrating Eq. (1) with respect to x , and knowing that $dx = \dot{x}dt$, an energy balance equation can be formulated [10]:

$$\frac{m\dot{x}^2}{2} + \int c\dot{x}^2 dt + \int fs(x, \dot{x})\dot{x} dt = - \int m\ddot{x}_g\dot{x} dt \quad (3)$$

$$E_k + E_D + E_S + E_H = E_I \quad (4)$$

where:

$$E_k = \int m\ddot{x}(t)dx = \frac{m\dot{x}^2}{2} \quad (5)$$

$$E_D = \int c\dot{x}^2 dt = 2\xi\omega \int \dot{x}^2 dt \quad (6)$$

$$E_S + E_H = \int fs(x, \dot{x})dx = \int fs(x, \dot{x})\dot{x} dt \quad (7)$$

$$E_I = - \int m\ddot{x}_g\dot{x} dt \quad (8)$$

In the previous equations, E_k is the kinetic energy per unit mass; E_D , the viscous damping energy per unit of mass; ξ , the percentage of critical damping; and ω , the natural frequency of the system. $E_S + E_H$ are the energy demands per unit mass associated to the restoring force. Particularly, while E_S is the elastic-strain energy, E_H represents the hysteretic energy dissipated through inelastic behavior. Finally, E_I is the input energy introduced to the system by the ground motion.

Usually, it has been considered that E_I , E_H and E_D are the most relevant parameters in terms of the energy balance and structural performance of earthquake-resistant structures.

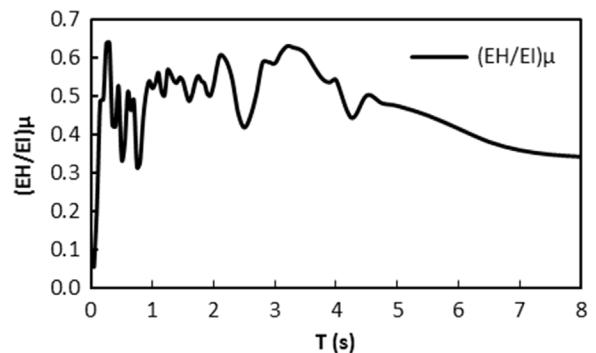


Fig. 1. Hysteretic energy and input energy ratio $(E_H/E_I)_\mu$ for $\mu = 2$. Station CDAO, earthquake April 25, 1989.

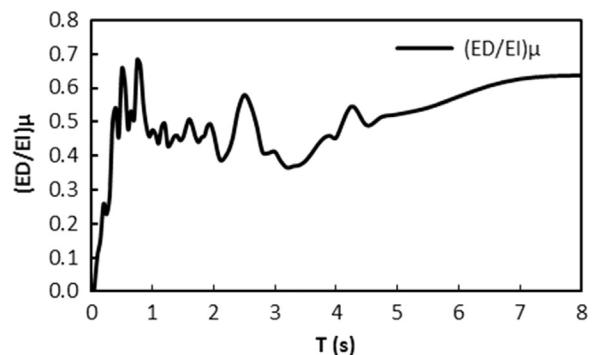


Fig. 2. Damping energy and input energy ratio $(E_D/E_I)_\mu$ for $\mu = 2$. Station CDAO, earthquake April 25, 1989.

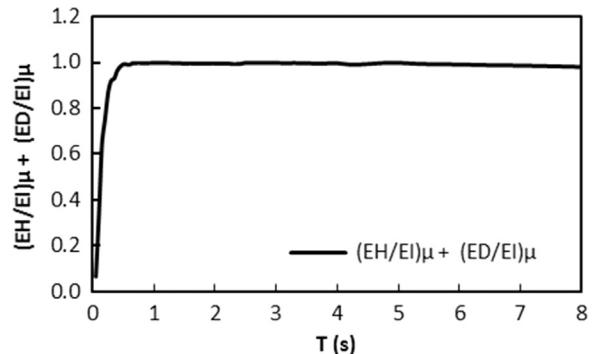


Fig. 3. Seismic input energy approximated by the sum of the $(E_H/E_I)_\mu$ and $(E_D/E_I)_\mu$ ratios.

First, the relationship between elastic and inelastic input energy demands will be considered through energy spectra. Figs. 1 and 2, derived from elasto-perfectly-plastic behavior and 5% of critical damping, show that for short periods and a given value of ductility, the ratio of the hysteretic energy to input energy, as well as that of damping energy to input energy, exhibit an unstable behavior and a tendency to increase. As illustrated in Fig. 3, with the exception of the energy demands corresponding to short periods, the input energy can be fully characterized by the sum of the hysteretic and damping energies.

3. Strong motion database

Soft soils with ground periods equal or larger than 1 s are considered. A large portion of the territory of Mexico City is located over the ancient Texcoco Lake, in such a manner that its sites overlay mostly soft soils. The records used herein have been

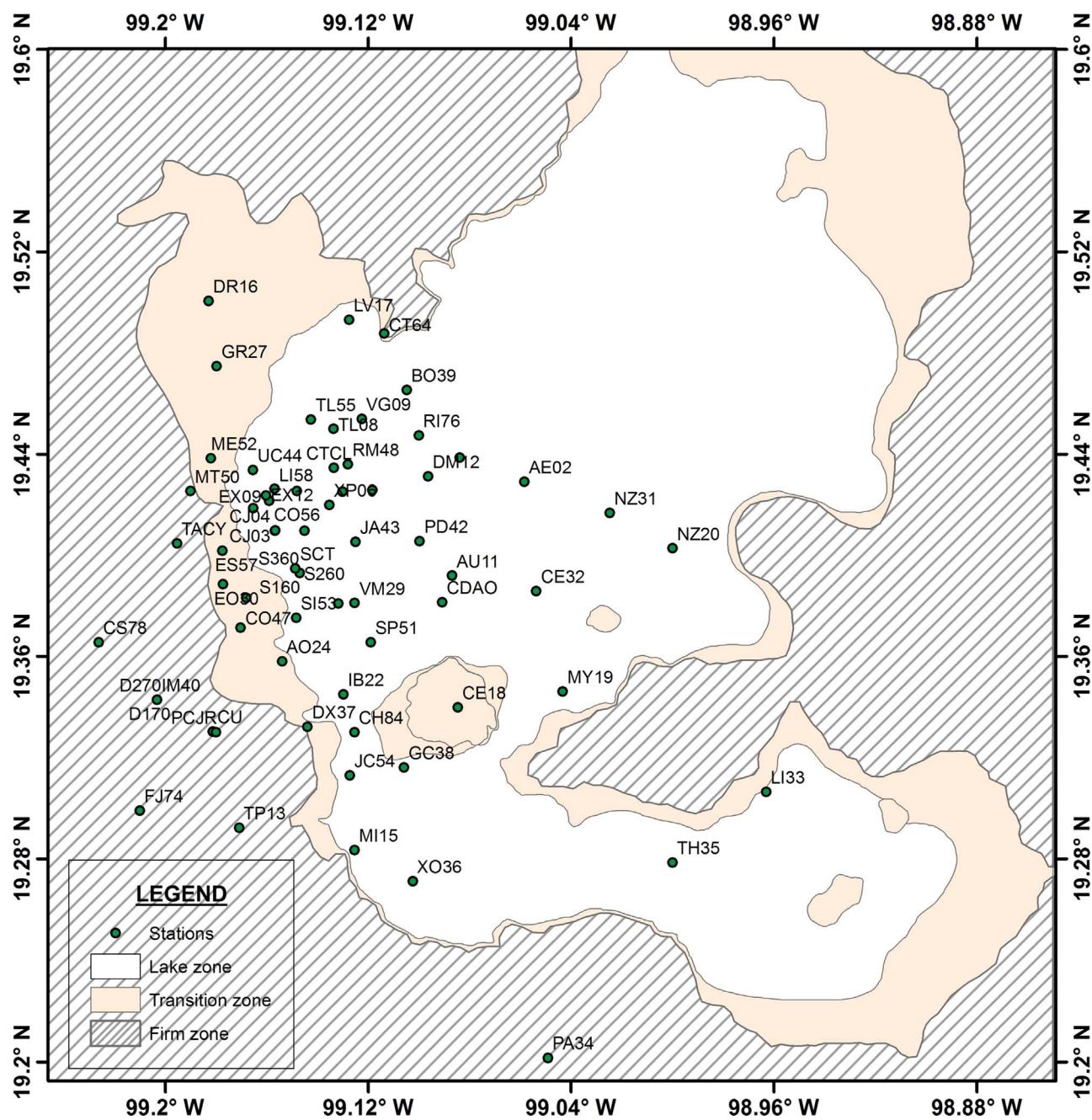


Fig. 4. Recording stations under consideration.

Table 1
Seismic events under consideration.

ID	Date	Magnitude M_w	Fault type	Epicentral distance (km)	No. of records used
1	19/09/1985	8	Subduction	394	5
2	25/04/1989	6.9	Subduction	303	29
3	24/10/1993	6.6	Subduction	299	23
4	10/12/1994	6.4	Subduction	288	21
5	23/05/1994	6.2	Normal	206	21
6	14/09/1995	7.3	Subduction	320	28
7	15/06/1999	6.9	Normal	218	33
8	21/06/1999	6.3	Normal	295	0
9	30/09/1999	7.4	Subduction	420	33
10	21/07/2000	5.8	Normal	136	27
11	22/05/2009	5.6	Subduction	157	5
12	20/03/2012	7.4	Subduction	335	26

recorded in these soft soils.

The soil response characteristics at sites located in Mexico City can change in an important manner within distances at the surface of a few meters. Because of this, Reinoso [22] classified the sites of Mexico City into six groups. Group 1 corresponds to sites having ground periods less than 0.5 s. Group 2 corresponds to sites with ground periods ranging from 0.5 to 1.0 s. Groups 3, 4 and 5 cover ranges, respectively, of 1.0–1.8 s, 1.8–2.5 s, and 2.5–3.8 s. Finally, Group 6 considers periods longer than 3.8 s. Within this context, it should be mentioned that in the Mexico Valley, T_g can reach values of 5.5 s. Hereinafter, the first two groups are excluded since only soils with T_g larger than 1 s are considered.

251 records corresponding to 12 seismic events that cover nearly 30 years of data collection were considered. Relevant information of the recording stations and seismic events are shown and summarized, respectively, in Fig. 4 and Table 1. Note that while the moment magnitudes (M_w) of the events range from 5.6 to 8, the epicentral distances to the CU station (*Ciudad Universitaria station*) vary from 126 to 420 km. The records used herein were selected in such a manner that only complete and well-defined time-histories were used.

To reduce the differences observed in the recorded motions between the EW and NS components, the analysis that is presented next considers a vectorial motion estimated as $MA = \sqrt{\frac{EW^2 + NS^2}{2}}$; where EW and NS represent, respectively, the east-west and north-south components of motion.

4. Inelastic energy models

Inelastic input and hysteretic energy spectra were established for elasto-perfectly-plastic behavior and 5% of critical damping. The restoring force of the model depends on the displacement and velocities demands, as well as on the previous history of deformation. Inelastic energy spectra were obtained for 160 structural periods that range from 0.05 to 8 s with 0.05 s period increments. Ductility demands (μ) of 1, 1.5, 2, 3, 4 and 8 were considered.

The soft soils of Mexico City have T_g ranging from 1 to about 5.5 s. Because there is a strong relationship between the maximum dynamic response of structural systems and T_g , it becomes necessary to use a T_g -dependent regression model. Normally, the energy spectra is expressed in terms of normalized structural periods (T/T_g).

4.1. Inelastic input energy

For SDOF systems, the ratio of the elastic input energy to that corresponding to a given ductility demand (μ) can be expressed as [11]:

$$IM_{\mu} = \frac{E_I(T, \mu = 1)}{E_I(T, \mu = \mu_i)} \quad (9)$$

where T is the period of the system; and μ , its maximum ductility demand.

IM_{μ} has different shapes depending on T_g and μ . Although it has been reported before that IM_{μ} also depends, particularly for short epicentral distances, on the distance to the rupture area [9], in this study this parameter will not be taken into consideration since the ground motions that are used were recorded for epicentral distances larger than 125 km.

In a similar fashion as done by Tiwari [18] and Tiwari and Gupta [19], the elastic input energy spectrum for each record was normalized by its corresponding peak value ($E_{I_{max}}$). As shows in Fig. 5, there is a similarity in the shapes of the normalized elastic input

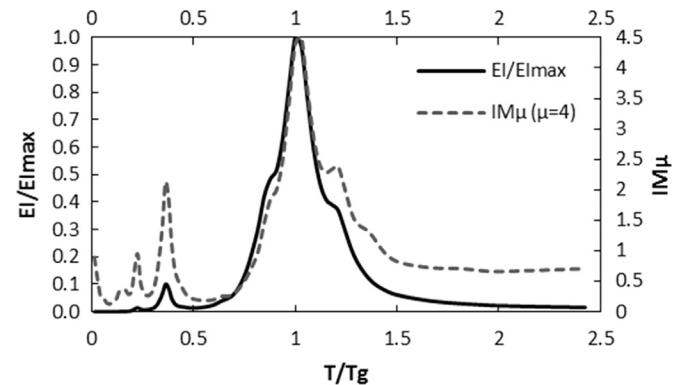


Fig. 5. Comparison between $E_I(T)/E_{I_{max}}$ and IM_{μ} (CDAO station ($T_g=3.3$ s), $\mu = 2$, April 25, 1989).

energy spectra ($E_I(T)/E_{I_{max}}$) and IM_{μ} , particularly for periods close to T_g . Because of this, it was considered convenient to base a formulation to establish IM_{μ} on the $E_I(T)/E_{I_{max}}$ spectra.

The following functional is proposed for the energy reduction factor corresponding to a ductility demand μ :

$$IM_{\mu}\left(\frac{T}{T_g}\right) = \beta \left(\frac{E_I\left(\frac{T}{T_g}\right)}{E_{I_{max}}} \right)^{\alpha} (\mu - 1) + \gamma \quad (10)$$

Note that the normalized elastic input energy $\frac{E_I\left(\frac{T}{T_g}\right)}{E_{I_{max}}}$ has been considered as input data to the proposed formulation. The values of parameters γ , α and β were established through statistical analysis in such a manner as to minimize the logarithmic-error square root (σ), given by the following expression [12]:

$$\sigma^2 = \frac{1}{NM} \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M \left(\log \frac{ER_{ij}}{ER_{ij}^*} \right)^2 \quad (11)$$

where N is the number of seismic records under consideration; M , the number of structural periods for which the energy spectra are obtained; ER_{ij} , the estimation of the energy reduction factor; and ER_{ij}^* , its actual value established directly with Eq. (10).

4.2. Hysteretic energy

To assess structural damage, it is convenient to estimate the hysteretic energy demand of the structural system. In this paper, this is done through the hysteretic energy reduction factor (E_H/E_I) $_{\mu}$ (denoted hereinafter HM_{μ}). E_H and E_I denote the hysteretic energy and input energy demands corresponding to the same values of μ and T . HM_{μ} exhibits significant dependence with respect to T , μ , T_g , the source-site distance, and the hysteresis model ([2,5,9]). Although the expression to establish HM_{μ} will follow a functional similar to that of Eq. (10), an adjustment need to be made to the approach. Particularly, HM_{μ} shows a higher variation with respect to T than that exhibited by IM_{μ} . Because of this and in order to soften the ratio to find an adequate fit, HM_{μ} was adjusted to percentiles corresponding to the four groups of records. Fig. 6 illustrates the mean and mean + one standard deviation (σ) for HM_{μ} corresponding the SCT station and μ of 2.

5. Results

The derivation of expressions to establish the energy reduction factors IM_{μ} and HM_{μ} was done in three steps. First, each record

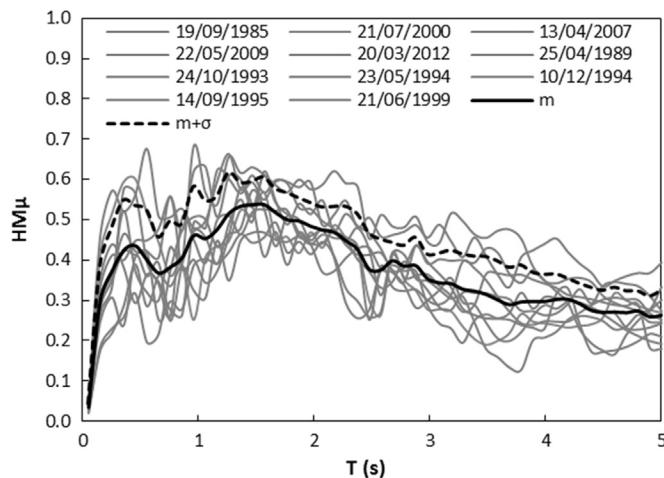


Fig. 6. HM_{μ} for different events, including mean (m) and the 84th percentile (SCT Station, $\mu = 2$).

under consideration was analyzed. Then, the results established for all 251 records were used to establish percentiles for these reduction factors. Finally, results for the 50th, 84th, 92th and 97th were considered.

5.1. Inelastic input energy

Table 2 summarizes the results derived from the regression analysis of IM_{μ} for five ductility values.

Because the logarithmic-error was smaller than 0.2 for all cases, it was considered that the regression analysis was successful. Since the regression analysis that considered all the records do not show significant differences with those carried out for each individual group, the equations provided next were established from the

Table 2
Regression values for inelastic input energy models.

Group 3				
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$
σ	0.04	0.08	0.12	0.14
α	1.27	0.96	0.73	0.68
β	0.71	0.71	0.61	0.54
γ	0.93	0.86	0.74	0.67
Group 4				
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$
σ	0.04	0.07	0.10	0.11
α	1.48	1.29	1.14	1.09
β	0.98	0.93	0.87	0.79
γ	0.92	0.85	0.75	0.70
Group 5				
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$
σ	0.03	0.06	0.12	0.07
α	1.52	1.36	1.33	1.32
β	1.09	1.15	1.09	1.02
γ	0.89	0.79	0.70	0.66
Group 6				
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$
σ	0.03	0.06	0.12	0.07
α	1.47	1.38	1.40	1.36
β	1.32	1.28	1.20	1.08
γ	0.88	0.79	0.71	0.66
All records ($1 < T_g < 5.5$)				
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$
σ	0.04	0.07	0.10	0.11
α	1.28	1.17	1.12	1.08
β	0.96	0.96	0.89	0.81
γ	0.90	0.82	0.73	0.68

results derived with the regression analysis that considered all records under consideration. The regression parameters were adjusted in order to find out the best fit for any ductility demand.

$$\alpha = Fa_1(1.2584\mu^{-0.08}) \quad (12)$$

$$\beta = Fa_2(1.1137\mu^{-0.243}) \quad (13)$$

$$\gamma = Fa_3(0.9316\mu^{-0.188}) \quad (14)$$

where

$$Fa_1 = \begin{cases} 0.25\mu^{0.6} & \text{for } T/T_g \leq 0.75 \\ 1 & \text{for } T/T_g > 0.75 \end{cases} \quad (15)$$

$$Fa_2 = \begin{cases} 0.55 & \text{for } T/T_g \leq 0.75 \\ 1 & \text{for } T/T_g > 0.75 \end{cases} \quad (16)$$

$$Fa_3 = \begin{cases} -0.1\mu + 0.85 & \text{for } T/T_g \leq 0.75 \\ 1 & \text{for } T/T_g > 0.75 \end{cases} \quad (17)$$

Note that three empirical adjustment factors (Fa_i) were considered in Eqs. (12)–(14) because it was observed that the uncorrected IM_{μ} values for $T/T_g \leq 0.75$ tended to significantly underestimate, as shown in Fig. 7, the ordinates of the inelastic energy spectra. Note in the same figure that the corrected model that considers the Fa_i factors provide good approximation in the entire period range under consideration for the actual values of IM_{μ} .

Fig. 8 compares the results obtained with the proposed IM_{μ} model (corrected) for four records and $\mu = 3$. In this figure, the periods considered in the abscissa axis of the plots were not normalized. The IM_{μ} estimates are reasonably close to the actual values. It should be mentioned that none of the records under consideration in Fig. 8 were used in the regression analysis.

Next, four percentiles were analyzed: $P_{50} = m$, $P_{84} = m + \sigma$, $P_{93} = m + 1.5\sigma$ and $P_{98} = m + 2\sigma$, where P_i with $i=50, 84, 93$ and 98 , represent different percentiles. m is the mean, and σ the standard deviation corresponding to the results derived from all records of each group.

The different percentiles were used to establish the values of the regression parameters involved in Eq. (10). No significant differences were found in these values for the different percentiles in such a manner that it is suggested to use the values summarized in Table 3, which were obtained for the 84th percentile.

Fig. 9 compares estimates and actual values of IM_{μ} corresponding to different percentiles. All estimates were established using the regression values summarized in Table 3. As can be observed, estimated IM_{μ} values approximate well the actual ones.

5.2. Hysteretic energy models

When performing the statistical analyses on HM_{μ} for each group of records, errors over 30% were computed. This was due to the variation of the hysteretic energy demands for each period (this was discussed in subsection 4.2). However, when using the 84th percentile of each group of records, errors smaller than 10% were obtained. The results of the percentile analysis yielded similar results than those discussed for IM_{μ} , in such a manner that Table 4 only shows the values corresponding to the 84th percentile of HM_{μ} for all 251 records.

The values of the parameters corresponding to the 84th percentile were adjusted with respect to ductility with only a small

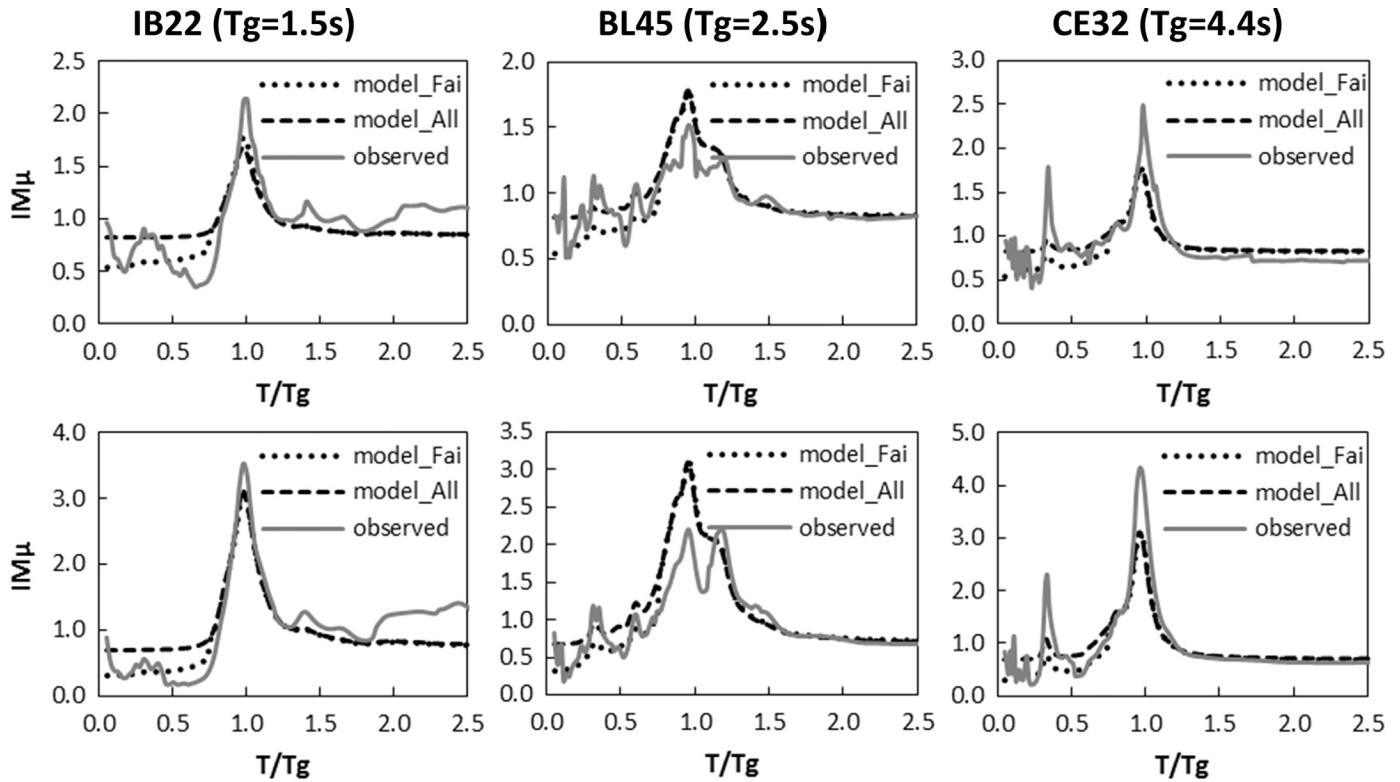


Fig. 7. Comparison between the observed input energy reduction factor and the proposed model (IM_{μ}) obtained with all records using the adjusted factors (Fai). First row, $\mu=2$, second row, $\mu=4$, for the September 14, 1995, earthquake.

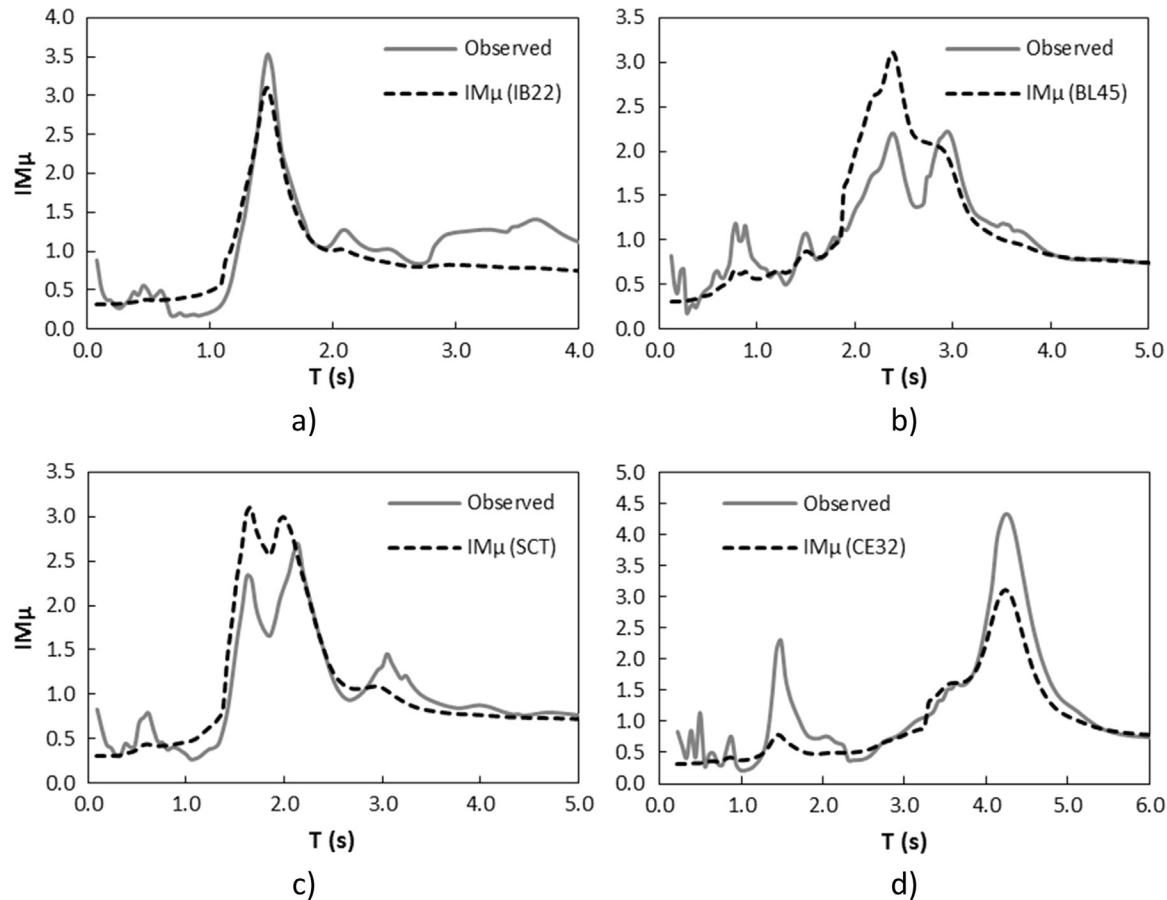


Fig. 8. Comparison between observed input energy reduction factor and the proposed model (IM_{μ}) obtained with all records for four sites. a) IB22, $T_g=1.5$ s; b) BL45, $T_g=2.5$ s; c) SCT, $T_g=1.9$ s, and d) CE32, $T_g=4.4$ s (for $\mu=3$, September 14, 1995, earthquake).

increase in the error:

$$\alpha = 0.155 \quad (18)$$

$$\beta = 1.358\mu^{-1.145} \quad (19)$$

Owing to the uncertainties of the hysteretic energy in the short period range, the following restriction was adopted to improve the model:

$$HM_{\mu}(T \leq T_g) = HM_{\mu}(T_g) \quad (20)$$

Fig. 10 compares the HM_{μ} estimates obtained with the proposed model with their actual counterparts for four different records. The

84th percentile model predicts in a reasonable manner the actual values of HM_{μ} .

5.3. Comparison

Some expressions for HM_{μ} have been proposed by different researchers. For comparison purposes, HM_{μ} values will be established for $\mu = 2$ and the BL45 station ($T_g = 2.5$ s); and $\mu = 3$ and the SCT station ($T_g = 1.9$ s). Besides the model proposed herein, six other models are considered:

a) Kuwamura and Galambos (KG) (1989) [12]:

Table 3
Regression values for the 84th percentile for IM_{μ} .

All records (1 < T_s < 5.5)				
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$
σ	0.02	0.06	0.12	0.08
α	1.57	1.32	1.34	1.22
β	1.07	1.03	0.99	0.90
γ	0.97	0.92	0.87	0.81
				$\mu = 8.0$
				0.11

Table 4
Regression values for the 84th percentile of hysteretic energy models.

All records (1 < T_s < 5.5)				
	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 3.0$	$\mu = 4.0$
σ	0.09	0.06	0.07	0.05
α	0.20	0.18	0.14	0.17
β	0.87	0.59	0.34	0.25
γ	0.00	0.00	0.00	0.00
				$\mu = 8.0$
				0.05

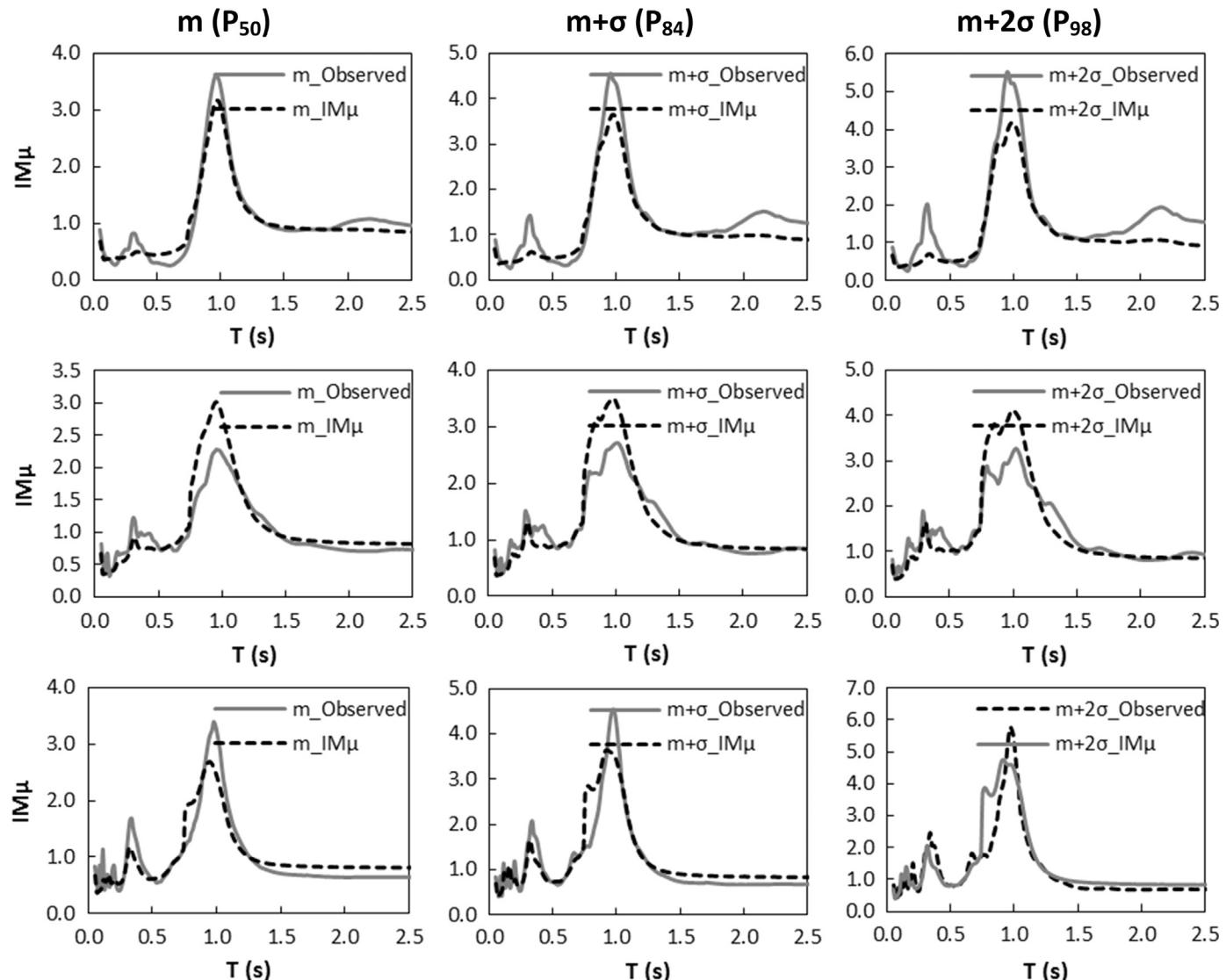


Fig. 9. Comparison between observed input energy reduction factor and the proposed IM_{μ} models (columns) for percentiles 50, 84 and 98 (First row: site IB22 ($T_g = 1.5$ s), second row: site BL45 ($T_g = 2.5$ s) and third row: site CE32 ($T_g = 4.4$ s), $\mu = 3$, September 14, 1995, earthquake).

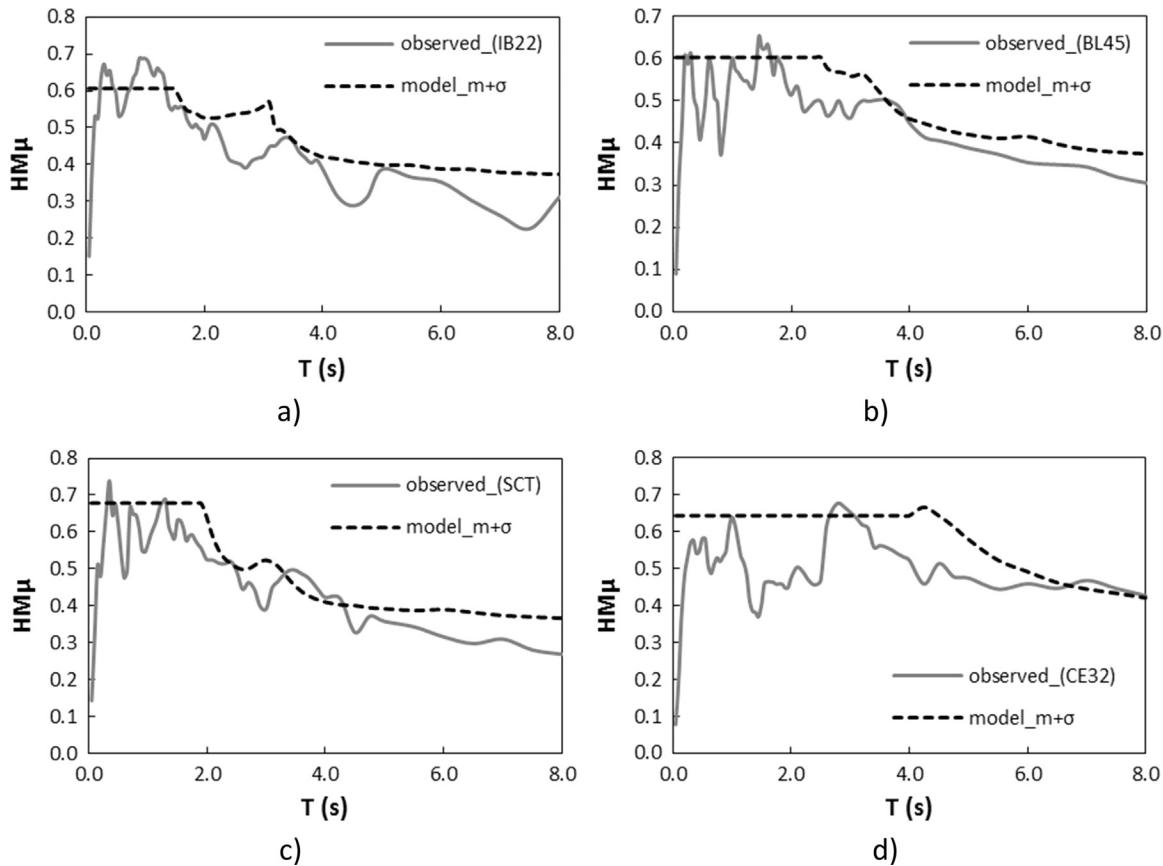


Fig. 10. Comparison between observed hysteretic energy reduction factor and the proposed model obtained with the 84th percentile for four sites a) IB22, $T_g=1.5$ s; b) BL45, $T_g=2.5$ s; c) SCT, $T_g=1.9$ s, and d) CE32, $T_g=4.4$ s (March 20, 2012, earthquake).

$$\frac{E_H}{E_l} \cong \frac{0.98}{\left[1 + 20(3\xi + 1.2\sqrt{\xi}) / (\mu_{cum} + 10)^2 \right]} \quad (21)$$

where μ_{cum} is the cumulative ductility; and ξ , the percentage of critical damping. For comparison purposes, it was assumed that $\mu_{cum}=5\mu$ and $=5\%$ [13]. $E_H/E_l=0.60$ is estimated for both ductility values and the entire period range under consideration.

b) Fajfar and Vidic (FV) (1994) [14]:

$$\frac{E_H}{E_l} \cong C_E \frac{(\mu - 1)^{C_H}}{\mu} \quad (22)$$

where C_E and C_H are constants that depend on the hysteresis model and damping. For a bilinear model and $\xi=5\%$, $E_H/E_l=0.63$ and 0.70 for a ductility of 2 and 3, respectively.

c) Lawson and Krawinkler (LK) (1995) [15]:

$$\frac{E_H}{E_l} = 0.4 \text{ for } \mu=2 \quad (23)$$

$$\frac{E_H}{E_l} = 0.6 \text{ for } 4 < \mu < 8 \quad (24)$$

d) Terán-Gilmore (TG) (1996) [2]: Contrary to the previous expressions, Terán-Gilmore proposed expressions that vary according to the period of vibration.

$$T_i = 0.1 + \frac{T_s}{4} \geq 0.3 \quad (25)$$

$$T_2 = 1 + \frac{t_d}{20} + \frac{T_s}{3} + 2.5\xi \quad (26)$$

$$E_1 = 0.90 - 0.002t_d + 0.10T_s - 0.20\xi_s - 4\xi + 9\xi^2 \quad (27)$$

$$E_2 = 0.85 - 0.001t_d + 0.05T_s + 0.15\xi_s - 5.5\xi + 12\xi^2 \geq 0.15 \quad (28)$$

$$E_3 = 0.30 - 0.007t_d + 0.05T_s + 0.15\xi_s - 3\xi + 6\xi^2 \geq 0.15 \quad (29)$$

where t_d is the duration of the record, and ξ_s corresponds to the damping of the soil. For this example, $t_d = 70$ and 78 s and $\xi_s = 0.05$.

- e) Decanini and Mollaioli (DM) (2001) [9]: These authors proposed a similar approach as that of Terán-Gilmore, but added a branch for the short period range. They divided their results into soft and firm soils.
- f) Arroyo and Ordaz (2007) [25] (AO_1): Based on Mexico City seismic records, Arroyo and Ordaz proposed a model to compute hysteretic energy demands from elastic response parameters. In contrast with the model proposed herein, that only depends on energy parameters, their model depends on pseudo-acceleration ($SA(\alpha T)$), velocity ($V(\alpha T)$) and displacement spectra (SD_{max}). The expression proposed by Arroyo and Ordaz (AO) to estimate $(E_H/E_l)_\mu$ was modified as follows in such a manner as to compare its results with those derived with the HMR_μ model introduced herein:

$$\left(\frac{E_H}{E_l} \right)_\mu = \frac{\left\{ \left[\left(\frac{SA(\alpha T)}{PGA} \right)^{a_0} \left(\frac{V(\alpha T)}{PGV} \right)^{a_1} \tau^{a_2} s_f \right] PGV \right\}^2}{EI_\mu} \quad (30)$$

where s_f is a scale factor and τ is the normalized duration of the ground motion ($\tau=t_d V_{max}/2\pi SD_{max}$). V_{max} and SD_{max} are the peak values of the velocity and displacement elastic spectra, respectively, and t_d is the ground motion duration. The values of the parameters a_0 , a_1 , a_2 and s_f can be found in Arroyo and Ordaz (2007) [25].

As shown in Figs. 11 and 12, the proposed HM_{μ} model (dashed, bold line) has a closer correspondence to the actual (observed) values (bold line) than any other model. By contrast, other models tend to offer reasonable results in the short period range or for specific ductility demands. For instance, the Decanini and Mollaoli model (DM) works better for $\mu=3$ and $T \leq 4$. The plots shown in both figures correspond to accelerometric records that were not considered in the regression analyses.

Additionally, the HM_{μ} model can be used to estimate hysteretic energy demands. A comparison is established next with the energy demands derived from the Arroyo and Ordaz model. The comparison is limited to these two models since they are the only ones formulated to address energy demands for the soft soils of

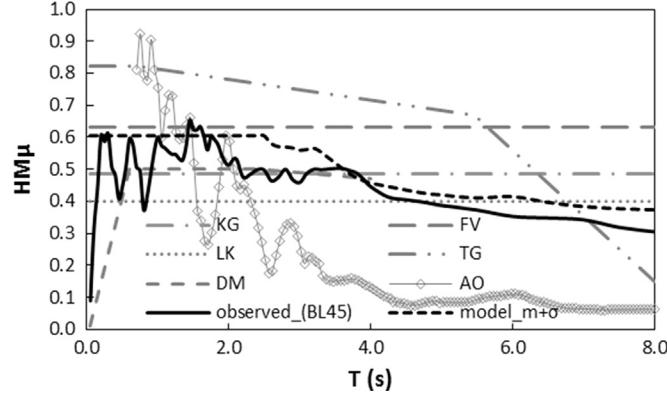


Fig. 11. Results with model HM_{μ} and comparisons with other works (site BL45, $T_g=2.5$ s, $\mu=2.0$, March 20, 2012, earthquake).

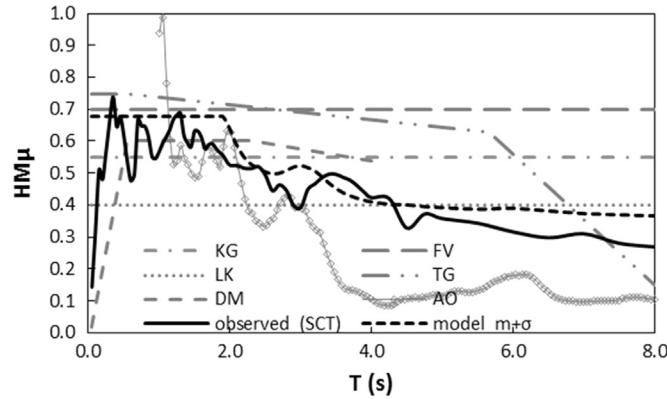


Fig. 12. Results with model HM_{μ} and comparisons with other works (site SCT, $T_g=1.9$ s, $\mu=3.0$, March 20, 2012, earthquake).

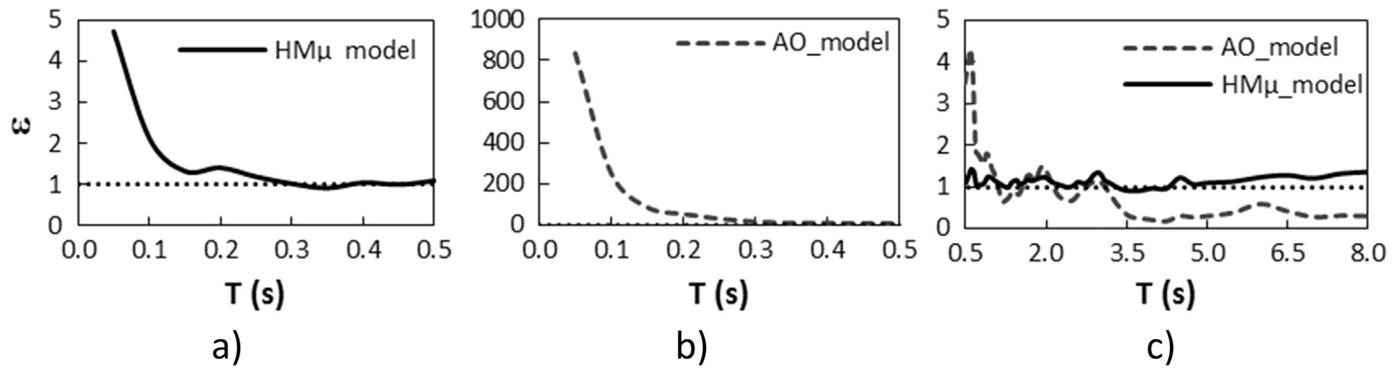


Fig. 13. Comparison of energy demands estimated with the HM_{μ} and AO models. a) Values of ϵ for HM_{μ} model for periods less than 0.5 s, b) Values of ϵ for AO model for periods less than 0.5 s, and c) Values of ϵ for HM_{μ} and AO models for $0.5 s < T < 8$ s (site SCT, $T_g=1.9$ s, $\mu=3.0$, March 20, 2012, earthquake).

Mexico City. Fig. 13 shows values of ϵ , defined as:

$$\epsilon = E_{H\mu_model}/E_{H\mu_real} \quad (31)$$

where $E_{H\mu_model}$ correspond to the hysteretic energy demand calculated from either the HM_{μ} or AO models; and $E_{H\mu_real}$ is the actual hysteretic energy demand. A value of ϵ close to one implies a small error in the estimation of the energy demand.

Fig. 13 shows that the values of ϵ for the AO model are extremely high for vibration periods under 0.5 s. Also, the error made during the estimation of the hysteretic energy demands are much larger for the AO model for periods longer than 3.5 s. The values of ϵ for the HM_{μ} model are considerably different than one only for periods under 0.1 s

6. Conclusions

The aim of this study was to obtain ERF for inelastic input and hysteretic energy from elastic input energy spectra. ERF was obtained without difficulty from any specific record. In further studies, the viscous damping ERF could be obtained from input and hysteretic ERF, based on the concept illustrated in Figs. 1–3, assuming that the elastic strain energy is negligible.

The IM_{μ} results were similar to the theoretical input energy reduction factor (E_i/E_{μ}), with acceptable errors. This model relies mainly on the oscillator viscous damping coefficient, the model inelastic behavior and the ductility demand. The HM_{μ} model has similar characteristics to the IM_{μ} , although the values for the 84th percentile must be used in order to approximate the results to the theoretical response ($(E_H/E_i)_{\mu}$). This difference, in the HM_{μ} model, is due to the hysteretic energy that is also sensitive to the oscillator vibration frequency change. We could not find in the literature a model that used a similar methodology to the one presented in this article for HM_{μ} .

Other ground motion characteristics, such as the effect of the source-site distance or soil dominant period, are taken into account in the actual use of the elastic input energy spectrum energy as an entry parameter model. Both cases made use of these characteristics, although minor errors were obtained with the inelastic input energy model.

The percentile analysis results exhibit that the behavior does not show significant variations for different percentiles. So that, the 84th percentile results may be used for other percentiles with the certainty that the error's increase is negligible.

The results could be used directly to solve a particular problem related to seismic energy on soft soils. However, further ERF research might consider other inelastic behavior models and more viscous damping coefficients.

Acknowledgments

The first author thanks CONACYT for the support given to carry out this research.

References

- [1] Fajfar P, Krawinkler H. On energy demand seismic in SDOF system. Elsevier Appl Sci 1992.
- [2] Terán-Gilmore A. Performance-based earthquake-resistant design of framed buildings using energy concepts (Berkeley PhD Thesis). Berkeley; 1996.
- [3] Cosenza E, Manfredi G. The improvement of the seismic-resistant design for existing and new structures using damage criteria. de Seismic Design Methodologies for the next Generation of Codes. Rotterdam; 1997.
- [4] Bojorquez E, Ruiz S, Teran-Gilmore A. Reliability-based evaluation of steel structures using energy concepts. Eng Struct 2008;1745–1759:30.
- [5] Choi H, Kim J. Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum. Eng Struct 2006;304–11.
- [6] Benavent-Climent A, Loópez-Almansa F, Bravo-González D. Design energy input spectra for moderate-to-high seismicity regions based on Colombian earthquakes. Soil Dyn Earthq Eng 2010;1129–48.
- [7] Lu X, Lu XL, Sezen H, Ye L. Development of a simplified model and seismic energy dissipation in a super-tall building. Eng Struct 2014;109–122:67.
- [8] Vidic T, Fajfar P, Fischinger M. Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. Earthq Eng Struct Dyn 1994;507–521:23.
- [9] Decanini LD, Mollaioli F. An energy-based methodology for the assessment of seismic demand. Soil Dyn Earthq Eng 2001;113–37.
- [10] Uang CM, Bertero V. Evaluation of seismic energy in structures. Earthq Eng Struct Dyn 1990;77–90.
- [11] Ordaz M, Pérez-Rocha E. Estimation of strength-reduction factors for elasto-plastic systems: a new approach. Earthq Eng Struct Dyn 1998;889–901.
- [12] Kuwamura H, Galambos y T. Earthquake load for structural reliability. J Struct Eng 1989;1446–62.
- [13] Huerta B, Reinoso E. Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México. Rev DE Ing Sísmica 2002;45–72.
- [14] Fajfar P, Vidic T. Consistent inelastic design spectra: hysteretic and Input energy. Earthq Eng Struct Dyn 1994;523–37.
- [15] Lawson R Krawinkler H. Cumulative damage potencial of seismic ground motion, de Proceedings, 10th European Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam; 1995.
- [16] Tiwari A. On scaling of strength reduction factors for horizontal earthquake ground motions. India; 1998.
- [17] Tiwari A, Gupta V. Scaling of ductility and damage-based strength reduction factors for horizontal motions. Earthq Eng Struct Dyn 2000;969–87.
- [18] Housner G. Limit design of structures to resist earthquakes. In: Proceedings of the 1st World Conference on Earthquake Engineering. Berkeley, California; 1956.
- [19] Reinoso E. Scattering of seismic waves: applications to the Mexico City valley. Appl Mech Rev 2002.
- [20] Arroyo D, Ordaz M. Hysteretic energy demands for SDOF systems subjected to narrow band earthquake ground motions. Applications to the lake bed zone of Mexico City. J Earthq Eng 2007;11:147–65.
- [21] Arroyo D, Ordaz M. On the estimation of hysteretic energy demands for SDOF systems. Earthq Eng Struct Dyn 2007;36:2365–82.

DAÑO ESTRUCTURAL ACUMULADO DEBIDO A FATIGA POR BAJO NÚMERO DE CICLOS: UNA APROXIMACIÓN BASADA EN ENERGÍA SÍSMICA

En este capítulo se presenta una discusión sobre la consideración explícita del daño acumulado en términos de fatiga por bajo número de ciclos. Esto se aborda desde un punto de vista de diseño basado en energía, destinado a controlar el daño estructural acumulado. Así mismo, se desarrollan expresiones simples para estimar las demandas de energía plástica de los sitios de suelo blando (en particular, aquellos ubicados en Ciudad de México) capaces de generar movimientos del terreno de banda angosta y de larga duración. Para superar el alcance limitado de los estudios anteriores, se realizaron aproximadamente 35000 simulaciones sísmicas utilizando dos metodologías de escalamiento: lineal y sismológica. Al final del capítulo se presenta una nueva relación simplificada entre la demanda de energía histérica y la demanda de ductilidad máxima. Los principales resultados y metodología se presentan en el Anexo C5 (posterior al presente capítulo), que corresponde a un artículo aceptado en la revista “Journal of Earthquake Engineering” (Quinde y col. 2018).

5.1 INTRODUCCIÓN

El enfoque mundialmente aceptado para el diseño sismorresistente establece que el daño estructural debe minimizarse para eventos frecuentes (eventos de baja intensidad), y que el colapso y el daño irreparable deben evitarse para los sismos poco frecuentes (eventos de alta intensidad). Partiendo de este concepto, el principal objetivo y desafío de la mayoría de las regulaciones de diseño sísmico es caracterizar numéricamente el comportamiento de las estructuras, estimando su respuesta dinámica y evaluando su desempeño mediante valores prescritos de parámetros de diseño relevantes (como el índice de deriva de piso). Sin embargo, las regulaciones actuales no evalúan el nivel potencial de daño que la estructura puede sufrir durante un evento sísmico dado.

Dentro del alcance de la práctica actual de diseño sismorresistente, un sistema puede experimentar un comportamiento plástico severo durante los eventos sísmicos intensos. Normalmente, se establece un umbral máximo de desplazamiento de diseño, y se supone que la estructura tiene un nivel razonable de seguridad contra el colapso, mientras que su demanda máxima de desplazamiento no supere ese límite preestablecido. El umbral de diseño, generalmente, se establece considerando la capacidad de desplazamiento del sistema cuando está sujeto a una deformación de carga monótona creciente.

En general, no se hace ninguna consideración en términos de la severidad y la cantidad de ciclos plásticos que la estructura puede experimentar durante el evento sísmico. Las deformaciones plásticas acumuladas pueden conducir a una degradación excesiva de las propiedades mecánicas relevantes de la estructura, como la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación. Existe una fuerte evidencia de que, en ciertas circunstancias, la respuesta de desplazamiento máximo puede no ser un buen indicador de daño estructural, particularmente en el caso de movimientos del terreno de larga duración o en una secuencia de evento-réplicas, como es el caso de los movimientos fuertes del terreno en sitios de Ciudad de México, en donde se tienen terremotos fuertes y de larga duración, cada 10 a 20 años. Estos eventos pueden provocar la falla de elementos estructurales en niveles de deformación que son significativamente más bajos que los establecidos para una carga monótona creciente (Fajfar 1992; Cosenza y Manfredi 1996; Malhotra 2002; Kunnath y Chai 2004; Chai 2005; Teran-Gilmore y Jirsa 2005; Arroyo y Ordaz 2006; Trifunac 2008; Kalkan y Kunnath 2008; Bojorquez y col. 2009; Choi y Kim 2009; Leelataviwat y col. 2009; Mollaioli y Bosi 2012; Cheng y col. 2015; Donaire-Ávila y col. 2017). Este tipo de falla generalmente se conoce como fatiga por bajo número de ciclos (*conocido como low-cycle fatigue*).

Se han realizado varias investigaciones sobre el balance entre suministro y demanda de energía. Chai y Fajfar (2000), estudiaron el daño acumulado en estructuras utilizando un modelo de energía de entrada. Del mismo modo, Kunnath y Chai (2004), Chai (2005), Kalkan y Kunnath (2007), y Mollaioli y col. (2011) extendieron este concepto incorporando un modelo de fatiga por bajo número de ciclos en espectros de diseño inelásticos dependientes de la duración. Hancock y Bommer (2005) y Kashani y col. (2017) estudiaron la influencia de la duración del movimiento fuerte y el número de ciclos plásticos en el comportamiento de los sistemas estructurales, encontrando resultados que muestran que es de particular importancia para aquellas estructuras ubicadas en sitios de suelo blando.

La evaluación de la fatiga por bajo número de ciclos generalmente se ha abordado mediante el uso de índices de daño. Tal es el caso de Park y Ang (1985), cuyo índice de daño considera las demandas acumuladas (energía) y máximas (desplazamiento). Terán-Gilmore y Jirsa (2005), Rodríguez y Padilla (2009), Bojórquez y col. (2010), Rajeev y Wijesundara (2014) y Rodriguez (2015), desarrollaron índices de daños que solo consideran las demandas de energía plástica. Si bien los índices de daños basados en la energía se han utilizado para evaluar el rendimiento de los sistemas ubicados en el lecho lacustre de Ciudad de México, la investigación previa sobre este tema ha sido limitada debido a la pequeña cantidad de sitios y registros símicos que se consideraron.

5.2 FATIGA POR BAJO NÚMERO DE CICLOS

Varias propiedades de la estructura, tales como rigidez, resistencia, capacidad de deformación y disipación de energía, pueden deteriorarse significativamente cuando la estructura incursiona en rangos de comportamiento plástico severo. Este excesivo deterioro debido a la acumulación de deformaciones plásticas en ciclos de comportamiento histerético, puede producir que la estructura falle a deformaciones más pequeñas, que las que pueden desarrollarse bajo carga monótona, tal como lo establecen varias normativas de diseño. Este fenómeno se conoce como fatiga por bajo número de ciclos (*low-cycle fatigue*). Esto es particularmente cierto para movimientos del terreno de larga duración (Hancock y Bommer 2005, 2006).

El objetivo de utilizar el concepto de fatiga por bajo número de ciclos durante el diseño sísmico es prevenir la degradación estructural excesiva en sistemas sismorresistentes y, por lo tanto, prevenir colapsos inesperados en deformaciones laterales relativamente pequeñas durante movimientos de terreno, especialmente, de larga duración (Teran-Gilmore y Jirsa 2005). Este tipo de falla se ha observado

repetidamente en estudios experimentales. Por ejemplo, Panagiotakos y Fardis (2001), establecieron que la capacidad de deformación bajo carga de ciclos repetidos (x_{max}) debe considerarse igual al 60% de la alcanzada bajo carga monótona (x_u). Del mismo modo, Bertero (1997) menciona que para movimientos de larga duración, x_{max} no debe exceder de $0.5x_u$. Este concepto también se ha utilizado para estudiar el comportamiento de los sistemas de control de respuesta, como Santagati y col. (2012), que centró su estudio en la calibración de los métodos disponibles para predecir fatiga en sistemas de contravientos de acero concéntricos.

5.2.1 Energía histerética como parámetro de diseño

La consideración explícita de ciclos plásticos de respuesta durante el diseño sísmico se basa generalmente en conceptos de energía (Housner 1956; Kuwamura y Akiyama 1994; Uang y Bertero 1990; Teran-Gilmore 1996) y el uso de índices de daño (Park y Ang 1985; Teran-Gilmore y Jirsa 2005; Rodriguez 2015). Sobre esta base, se han desarrollado varias metodologías de diseño, entre las que se pueden mencionar Fajfar (1992), Cosenza y Manfredi (1996), Bojorquez y col. (2009). La energía plástica disipada por una estructura se denominará $E_{H\mu}$. Esta energía se puede estimar como área dentro de todos los ciclos histeréticos que el sistema desarrolla durante una excitación sísmica. Al calcular $E_{H\mu}$, se debe considerar el registro acelerográfico completo, y la duración del movimiento del terreno quedaría abordada explícitamente.

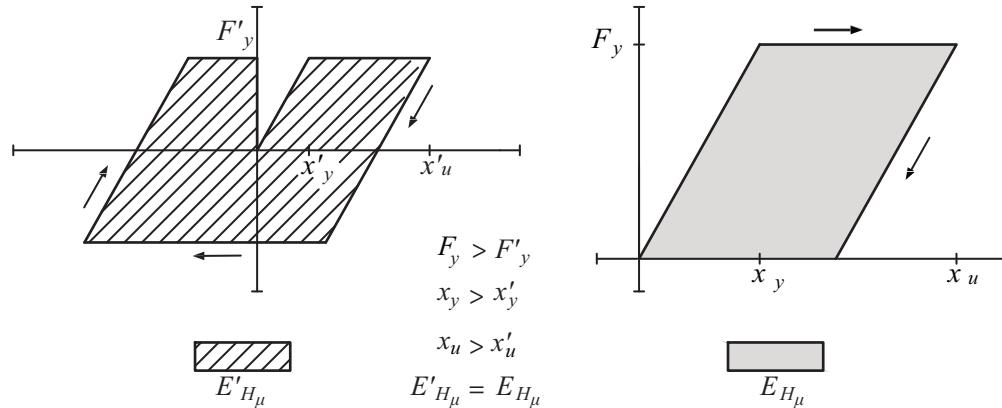


Figura 5.2.1: Energía histerética similar para dos sistemas con comportamiento plástico diferentes (adaptada de Terán y Jirsa (2005))

Esta energía brinda una idea general de las demandas de deformación plástica acumulada, sin embargo, como se puede ver en la Figura 5.2.1, este parámetro no contiene suficiente información como para evaluar el desempeño estructural, ya que la energía disipada podría ser similar para dos respuestas estructurales diferentes. Debido a esto, para conocer la severidad de las demandas de energía plástica es conveniente utilizar la energía $E_{H\mu}$, pero normalizarla considerando la rigidez y resistencia del sistema, de la siguiente manera:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{F_y x_y} = \gamma^2 \mu_{max}^2 \quad (5.1)$$

$$\gamma = \frac{\sqrt{E_{H\mu}/m}}{\omega x_{max}} \quad (5.2)$$

donde $NE_{H\mu}$ se conoce como energía histerética normalizada, F_y y x_y representan el esfuerzo y desplazamiento de fluencia del sistema, respectivamente. En la Ec.(5.2), m representa la masa del

sistema, ω su frecuencia circular y μ_{max} la demanda de ductilidad máxima. Para un sistema elasto-plástico perfecto, $NE_{H\mu}$ es igual a la suma de los desplazamientos plásticos desarrollados por el sistema durante todos los ciclos de comportamiento plástico, normalizados por x_y .

Si analizamos un sistema elasto-plástico perfecto, se puede demostrar que para una incursión en un ciclo plástico, $NE_{H\mu}$ es una medida directa de la demanda de deformación cíclica (Teran-Gilmore y Jirsa 2005):

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{F_y x_y} = \mu_c - 1 \quad (5.3)$$

donde $\mu_c = x_c/x_y$ y representa la ductilidad cíclica y x_c es el desplazamiento cíclico. Ahora, para el mismo sistema, sujeto a varios ciclos plásticos, $NE_{H\mu}$ se puede representar de la siguiente manera:

$$NE_{H\mu} = \frac{\sum_{i=1}^{N_{exc}} (x_{ci} - x_y)}{x_y} = \sum_{i=1}^{N_{exc}} (\mu_{ci} - 1) \quad (5.4)$$

donde, $(x_{ci} - x_y)$ representa el i-ésimo desplazamiento plástico y N_{exc} representa el número de excursiones plásticas durante el movimiento del terreno.

En la Figura 5.2.2 se muestran los espectros de energía histerética ($E_{H\mu}$) y energía histerética normalizada ($NE_{H\mu}$), para diferentes estaciones y para el sismo del 19 de septiembre de 2017. La resistencia de los osciladores está asociada a un coeficiente sísmico siguiendo lo establecido en la normativa de diseño NTCD. Como se puede observar, la demanda de $E_{H\mu}$ para la estación 49 es la más alta, sin embargo, al momento de normalizarla las demandas cambian y la $NE_{H\mu}$ más alta es la correspondiente a la estación 22. La energía plástica está relacionada con el periodo dominante del suelo y con la resistencia del oscilador.

5.3 ÍNDICES DE DAÑO

Un procedimiento racional de diseño debería permitir que se elija un nivel de daño que podría sufrir la estructura de acuerdo al periodo de retorno del sismo, enfocándose en su funcionalidad y no únicamente en el colapso. Esto se ha podido evidenciar en la inclusión de índices de daño dentro de metodologías de diseño (Cosenza y Manfredi 1996, Bertero y col. 1996, Riddell y Garcia 2001)

En general, los índices de daño son modelos matemáticos que involucran ciertas propiedades de la estructura, mediante las cuales se puede cuantificar el nivel de daño, ya sea local o global. Estas propiedades podrían agruparse en deformación, rigidez, disipación de energía o una combinación de estas. Los índices de daño sirven para cuantificar el desempeño estructural ante alguna historia de excitación sísmica. Existen diferentes tipos de indicadores de daño que se podrían utilizar según sea el caso, como, por ejemplo, para comprobaciones sísmicas de estructuras, evaluación del daño post-sismo, estudios de confiabilidad de estructuras existentes y desempeño de estructuras nuevas. Estos índices pueden representar el daño en secciones, elementos o el daño global del sistema, estudiando diferentes propiedades de la estructura o de su respuesta ante un movimiento del terreno.

Se debe tener en cuenta que todos los índices de daño que se han desarrollado exhiben limitaciones e inconsistencias derivadas de las suposiciones a partir de las cuales se plantearon. Por lo que se deberían considerar estas incertidumbres de acuerdo con el caso de estudio específico.

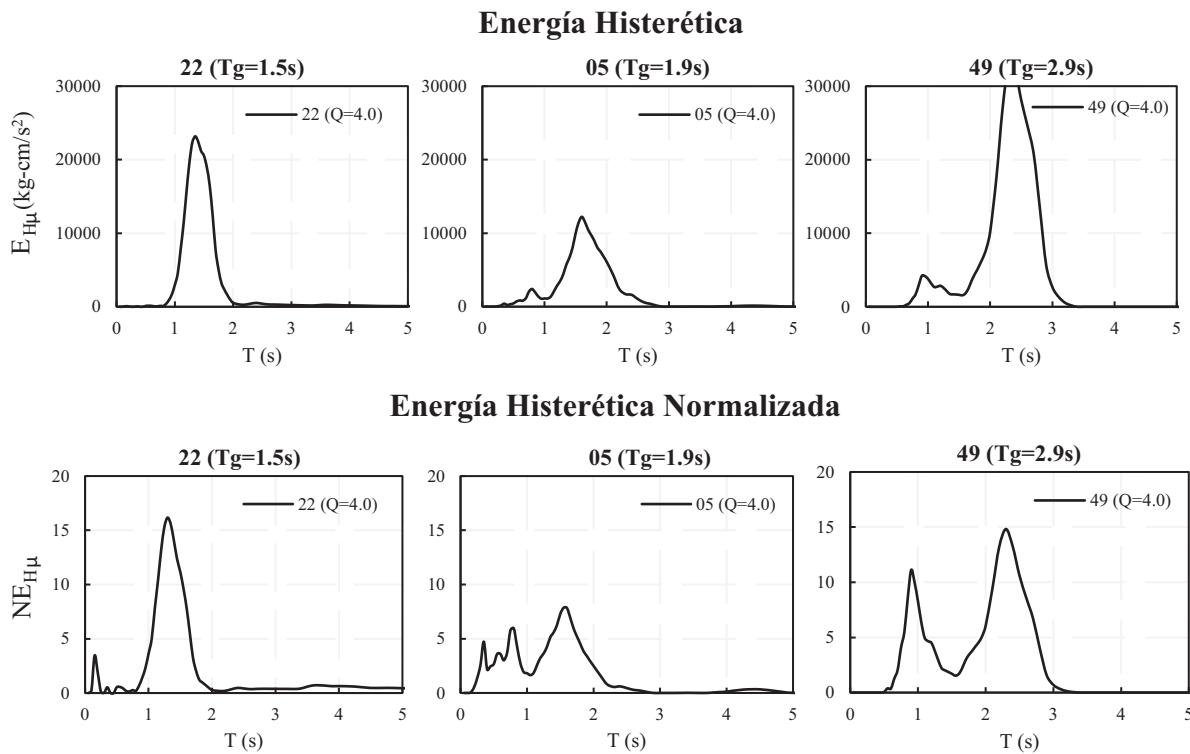


Figura 5.2.2: Espectros de demanda de energía histerética (primera fila) y energía histerética normalizada (segunda fila), para el sismo del 19 de septiembre de 2017 y las estaciones indicadas. Resistencia del oscilador calculada con las normativas de diseño NTCD con un valor de $Q = 4.0$.

5.3.1 Índice de daño de Park y Ang

Park y Ang (1985) formularon un índice de daño en el que se considera que el nivel daño estructural ante cargas sísmicas puede ser expresado como una combinación lineal de la deformación máxima y de la energía histerética. Es el índice más utilizado ya que posee gran respaldo experimental, especialmente para elementos de concreto reforzado.

$$ID_{PA} = \frac{x_{max}}{x_u} + \beta \frac{E_{H\mu}}{F_y x_u} \quad (5.5)$$

donde x_{max} es la demanda de desplazamiento máximo durante el movimiento de terreno, $E_{H\mu}$ es la energía histerética disipada, x_u es el desplazamiento último ante carga monótona, F_y es la resistencia de fluencia del sistema y β es un parámetro relacionado con la estabilidad del ciclo histerético. Según varias pruebas realizadas, un ID_{PA} menor que 0.4 implica un daño reparable; entre 0.4 y 1.0 un daño irreparable; e índices mayores a 1.0 colapso incipiente de la estructura. Valores de β de 0.15 corresponde a sistemas con un comportamiento histerético estable, mientras que valores similares de 0.2 a 0.4 se asigna a sistemas que exhiben un deterioro considerable en rigidez y resistencia (Teran-Gilmore y Jirsa 2005). El ID_{PA} también puede expresarse en función de la demanda de ductilidad, dividiendo cada término para el desplazamiento de fluencia x_y .

$$ID_{PA} = \frac{\mu_{max}}{\mu_u} + \beta \frac{NE_{H\mu}}{\mu_u} \quad (5.6)$$

donde $\mu_{max} = x_{max}/x_y$ y representa la demanda máxima de ductilidad durante el movimiento del terreno, μ_u es igual a x_u/x_y es la ductilidad última, $NE_{H\mu}$ la energía histerética normalizada.

En el proceso se busca obtener la ductilidad objetivo, la cual se define como la máxima ductilidad (μ_{max}) que la estructura puede alcanzar durante la excitación sísmica para evitar la falla debido a la acumulación de daño debido a ciclos plásticos.

La ductilidad objetivo que puede desarrollar el sistema antes del colapso ($ID_{PA} = 1$) se puede expresar de la siguiente manera (Fajfar 1992):

$$\mu_{max} = \frac{\sqrt{1 + 4\beta\gamma^2\mu_u} - 1}{2\beta\gamma^2} \quad (5.7)$$

O expresada en términos de la energía histerética normalizada:

$$\mu_{max} = \mu_u - \beta NE_{H\mu} \quad \text{o} \quad \mu_u = \mu_{max} + \beta NE_{H\mu} \quad (5.8)$$

El parámetro γ se define como en la Ec.(5.2). La ductilidad objetivo quedaría caracterizada por $NE_{H\mu}$, la ductilidad última μ_u , y β que caracteriza la capacidad inelástica de la estructura.

5.3.2 Índice de daño de Terán y Jirsa

Teran-Gilmore y Jirsa (2005), plantean un índice de daño, basándose en una simplificación de la teoría de acumulación lineal de daño. Este modelo se expresa de la siguiente manera:

$$ID_{TJ} = (2 - b) \frac{a NE_{H\mu}}{(\mu_{uc} - 1)} \quad (5.9)$$

donde μ_{uc} es igual a x_c/x_y y representa la ductilidad cíclica plástica del sistema y b es un parámetro que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético (similar a β del índice de Park y Ang), a describe la manera en que la energía plástica es disipada ($a = 1$ para suelos blandos según Teran-Gilmore y Jirsa 2005). En la Ec.(5.8), $NE_{H\mu}$ cuantifica la severidad del movimiento de terreno y μ_{uc} y b la capacidad de deformación última y acumulada de la estructura. La ductilidad cíclica puede interpretarse de acuerdo a la Figura 5.3.1. Como se ve en la Figura 5.3.1, la ductilidad cíclica μ_{uc} es igual a $2\mu_u - 1$,

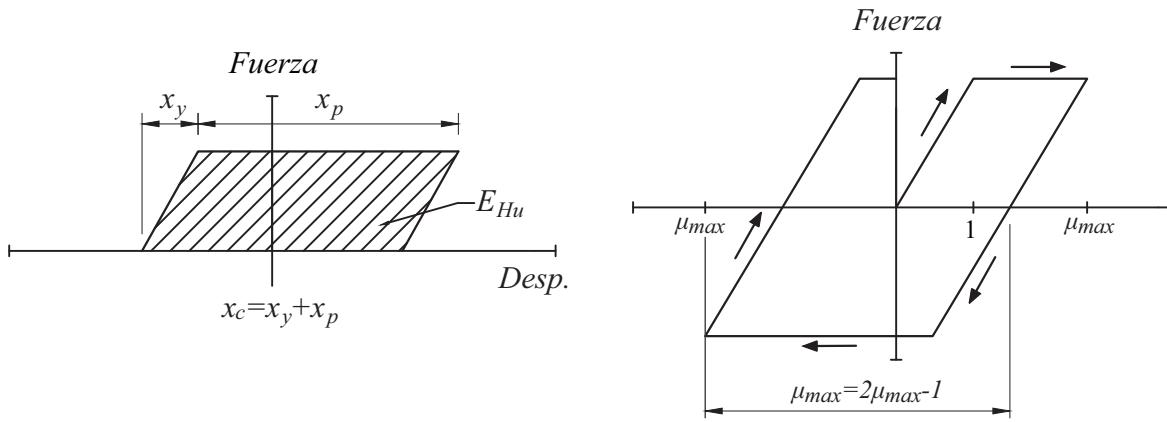


Figura 5.3.1: Definición gráfica de ductilidad cíclica μ_c (adaptado de Terán y Jirsa 2005)

sin embargo, las excursiones de la estructura cercanas a μ_u podrían considerarse como posibles niveles de daño severo, por lo que μ_{uc} debería ser un poco menor a su definición teórica,

$$\mu_{uc} - 1 = 2r (\mu_u - 1) \quad (5.10)$$

donde r es un factor de reducción que caracteriza la capacidad de deformación cíclica, que se considera 0.75 según Terán y Jirsa (2005). La ductilidad máxima para el nivel de falla incipiente ($ID_{TJ} = 1$) se puede expresar de la siguiente manera:

$$\mu_{max} = \frac{\sqrt{2r(\mu_u - 1)}}{(2 - b)a\gamma^2} \leq 0.8\mu_u \quad (5.11)$$

donde los valores de γ dependen del periodo estructural y de las condiciones del terreno.

5.3.3 Índice de daño de Rodríguez

Este índice propuesto por Rodriguez (2015), se basa en la energía que puede disipar una estructura, buscando considerar la duración del evento como parte del daño producido ante una excitación sísmica. Este índice de daño se expresa de la siguiente manera:

$$ID_R = \frac{\Gamma^2 E_{H\mu}}{(\omega H D_{rc})^2} \quad (5.12)$$

donde $E_{H\mu}$ es la energía histerética disipada por la estructura, ω es la frecuencia circular, H representa la altura de la estructura. Γ es un parámetro que se relaciona con el desplazamiento último (x_c en la Figura 5.3.2) y con el desplazamiento de la azotea ($\delta_c = \Gamma x_c$), de un sistema elástico equivalente.

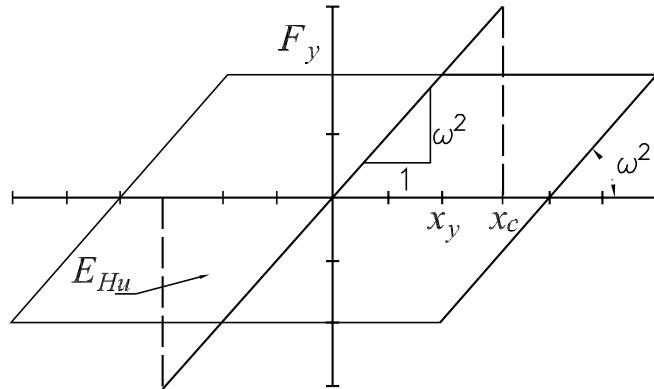


Figura 5.3.2: Comportamiento del sistema. Modelo de daño de Rodríguez (2015) (adaptado de Rodríguez 2015)

La deriva de la azotea D_{rc} correspondiente al nivel de colapso de un sistema elástico equivalente, se puede tomar como 0.025 para marcos y sistemas duales (Rodriguez 2015).

5.4 RESULTADOS PARA EL VALLE DE MÉXICO

Es importante conocer la ductilidad máxima que podría alcanzar una estructura. Esto con el fin de establecer límites de diseño, y encontrar factores de reducción por ductilidad acordes a la realidad sísmica de cada zona. En la Figura 5.4.1 se observan las demandas de ductilidad máxima para seis sitios de Ciudad de México. Los valores de μ_{max} presentados están relacionados con un índice de daño $ID = 1$ (colapso incipiente) para los modelos de Park y Ang (ID_{PA}) y de Terán y Jirsa (ID_{TJ}).

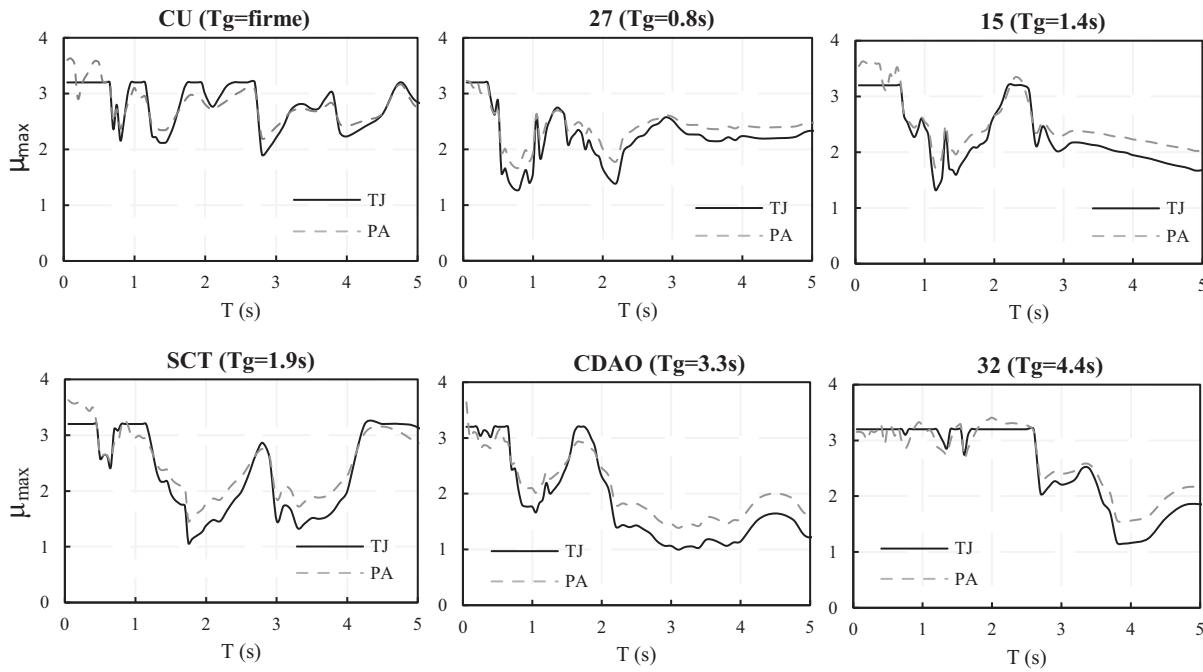


Figura 5.4.1: Ductilidades máximas (μ_{max}) que puede alcanzar un sistema para los modelos de daño de Park y Ang (PA) y Terán y Jirsa (TJ) para una ductilidad última $\mu_u = 4$. Para las estaciones indicadas y el sismo del 25 de abril de 1989.

Como se puede observar en la Figura 5.4.1, la ductilidad objetivo no es un parámetro fijo para cada sitio o evento sísmico, sino que depende de las características del sistema estructural y de la respuesta del terreno. En la Figura 5.4.2 se observa la tasa de variación de μ_{max} con respecto a la ductilidad de diseño, μ_u , (μ_{max}/μ_u) para diferentes períodos de vibrar del suelo (T_g) incluyendo las respectivas desviaciones estándar.

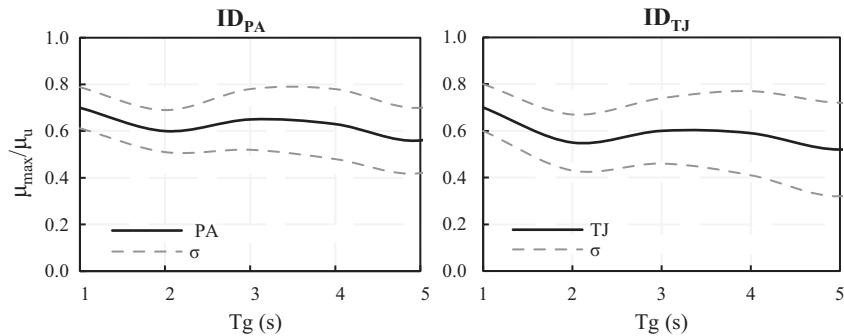


Figura 5.4.2: Relación μ_{max}/μ_u para una ductilidad última $\mu_u = 4$. Para los modelos de daño de Park y Ang (ID_{PA}) y de Terán y Jirsa (ID_{TJ}). Sismo del 25 de abril d 1989.

Los valores de μ_{max} , en promedio, pueden llegar a valores cercanos a $0.5\mu_u$, para períodos de suelo largos. Para suelos firmes, la relación μ_{max}/μ_u no presenta una variación muy grande, llegando a obtener valores cercanos a 0.8. Los resultados se asemejan a los obtenidos en distintos trabajos (Panagiotakos y Fardis 2001; Bertero 1997).

Otro parámetro que influye, tanto en el comportamiento de μ_{max} como de $NE_{H\mu}$ es la resistencia del sistema. En la Figura 5.4.3 se presentan los valores de la resistencia en la forma de Sa/m (μ_{max}, T)

asociada a un porcentaje de la gravedad. La resistencia debe ser mayor conforme el periodo estructural se acerca al periodo de respuesta del suelo (resonancia), aunque para suelos con periodos largos ($T_g > 3$), se observa que la respuesta de modos superiores de vibrar empieza a tener mayor importancia para la respuesta estructural y del suelo.

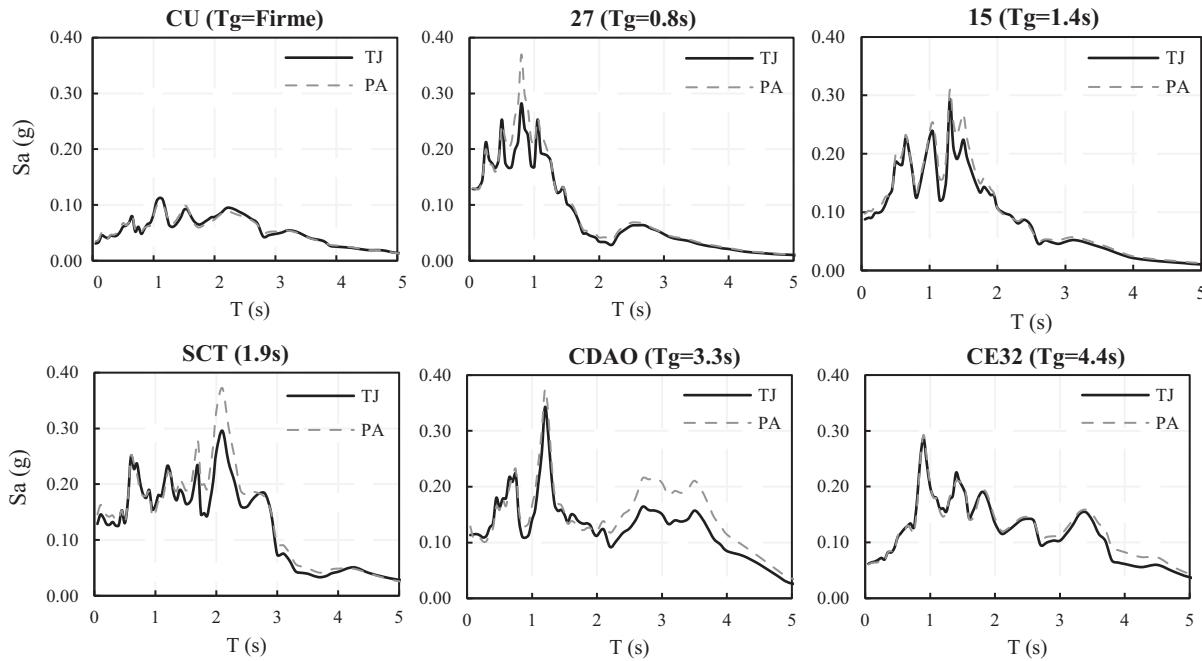


Figura 5.4.3: Resistencia de diferentes sistemas de un grado de libertad con masa unitaria para los sitios indicados en Ciudad de México. Sismo del 25 de abril d 1989

A partir de estos resultados se planteó la necesidad de encontrar una relación entre μ_{max} y $NE_{H\mu}$, de tal manera que se pueda utilizar esta relación para permitir un diseño basado en energía destinado a controlar el daño estructural bajo la consideración explícita de la fatiga por bajo número de ciclos.

5.4.1 Relación entre la energía plástica y la ductilidad máxima

La Figura 5.4.4a muestra la mediana de las relaciones $\mu_{max} - NE_{H\mu}$, para movimientos en el terreno registrados durante diferentes eventos en nueve estaciones correspondientes al Grupo 4. Se consideró un sistema con periodo de 1.0s, con un coeficiente de amortiguamiento viscoso del 5% y un comportamiento elasto-plástico perfecto. Para una demanda μ_{max} menor que 4, todas las estaciones muestran tendencias similares con una dispersión relativamente baja. La línea negra continua corresponde a la relación $\mu_{max} - NE_{H\mu}$ mediana establecida al promediar las curvas medianas de diferentes estaciones. La Figura 5.4.4b muestra los ajustes lineales y parabólicos para la relación mediana $\mu_{max} - NE_{H\mu}$ correspondiente al Grupo 4. Si bien el ajuste parabólico conduce a un error menor, el ajuste lineal proporciona una aproximación adecuada.

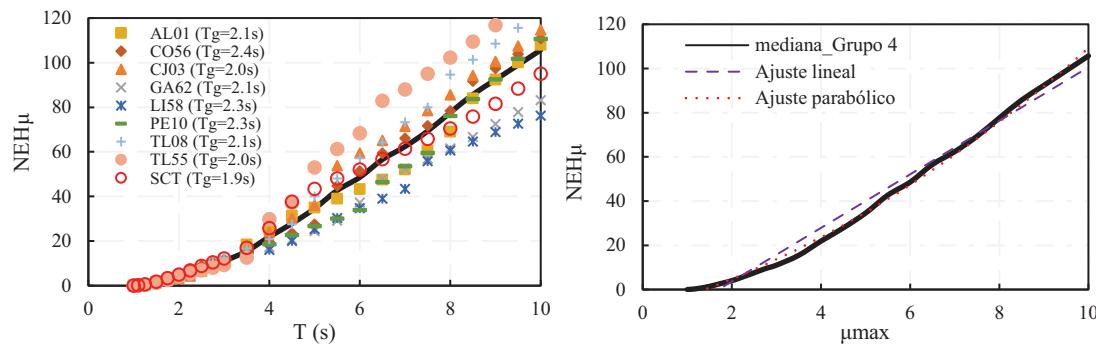


Figura 5.4.4: Relación entre μ_{max} – NEH_μ para las estaciones indicadas del Grupo 4. a) Relaciones del Grupo 4, y b) ajustes de la respuesta mediana del Grupo 4

Como se muestra en la Figura 5.4.5a, se utiliza un modelo con ajuste lineal para caracterizar numéricamente la relación entre ductilidad máxima y energía plástica. La pendiente de la línea se denota m_e , y se establece, para un sitio determinado, como una función del período de vibración del sistema estructural (T). A partir de estas pendientes se puede calcular el espectro de demanda de pendientes m_e , tal como se muestra en la Figura 5.4.5b. Dado que se tiene en cuenta el contenido de energía de los registros completos, su duración se considera implícitamente (Mollaioli y col. 2011).

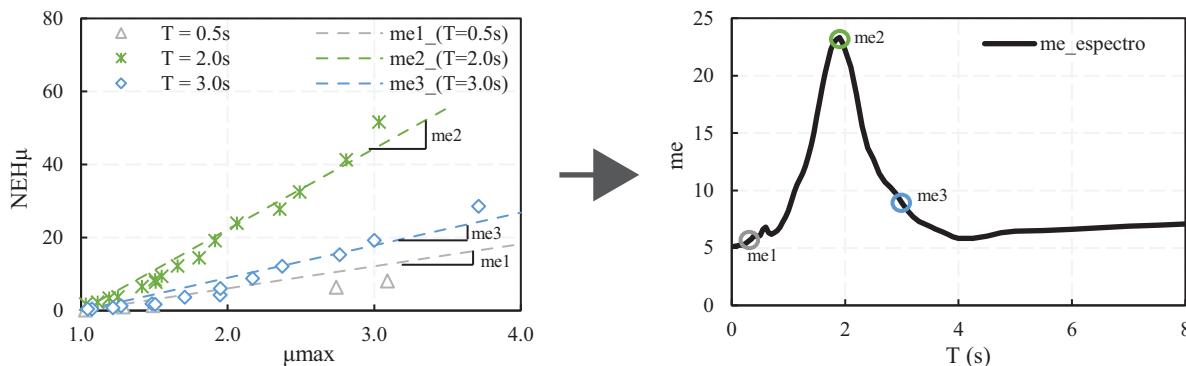


Figura 5.4.5: Construcción de espectros de demandas de m_e para la estación SCT: a) m_e para osciladores con los períodos indicados; b) espectro de demanda de m_e

Se debe mencionar que los resultados corresponden a los valores medios para las estaciones de los grupos sísmicos 3, 4, 5 y 6 (Reinoso 2002). Los diferentes valores de m_e corresponden a cada grupo de movimiento del suelo, y esto depende de la frecuencia específica y el contenido de energía de los movimientos registrados en diferentes sitios dentro de la Zona del Lago. Para el modelo de m_e se utilizó un comportamiento elasto-plástico perfecto con un coeficiente de amortiguamiento viscoso del 5%. El modelo depende del período de vibrar del suelo (T_g) y de la resistencia de los sistemas. Para esta última propiedad, se utilizaron los lineamientos de la normativa mexicana NTCD-2004, para valores de Q de 2, 3 y 4. Así mismo, se estudió la diferencia de comportamiento al utilizar un escalado lineal y sismológico.

5.4.2 Influencia de la técnica de simulación de registros sísmicos

En las Figuras 5.4.6 y 5.4.7 se muestra una comparación las demandas de energía histerética normalizada ($NE_{H\mu}$) y ductilidad máxima (μ_{max}) obtenidas con las dos técnicas de escalado utilizadas en esta tesis (lineal y sismológica). Las demandas se expresan en términos de aceleración máxima del terreno (a_{max}). Como se puede observar en la Figura 5.4.6, las demandas de energía histerética normalizada, para un valor de $Q=4.0$, que corresponden al escalado sismológico (círculos llenos) tienden a ser mayores que las obtenidas con la escala lineal (línea continua), sin importar el periodo del oscilador. Aunque no se ilustra en este trabajo, la misma observación se aplica a otros valores de Q y diferentes sitios.

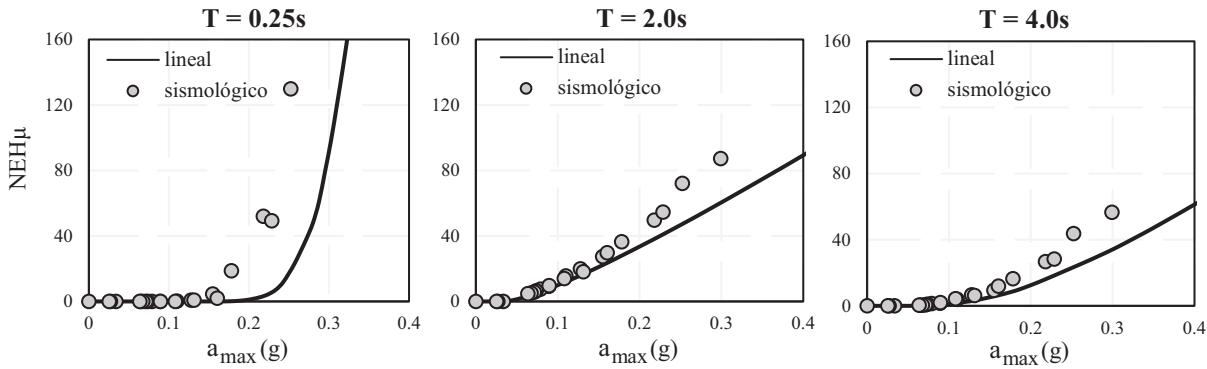


Figura 5.4.6: Comparación de demandas de energía histerética normalizada ($NE_{H\mu}$) para los períodos indicados en cada figura y un $Q = 4.0$ para la estación SCT

La Figura 5.4.7 muestra que la ductilidad máxima (μ_{max}) crece con un incremento en la aceleración máxima del terreno (a_{max}). Hay rangos de a_{max} para los cuales μ_{max} obtenida con un escalamiento lineal son más grandes que los referentes al escalado sismológico, y otros rangos donde ocurre lo contrario. Similar a lo estudiado por Quiroz-Ramírez y col. (2014), no se identificó ningún comportamiento general entre las técnicas de escalado ya que estos rangos varían considerablemente en función de la resistencia lateral, ductilidad y períodos de vibrar de los osciladores.

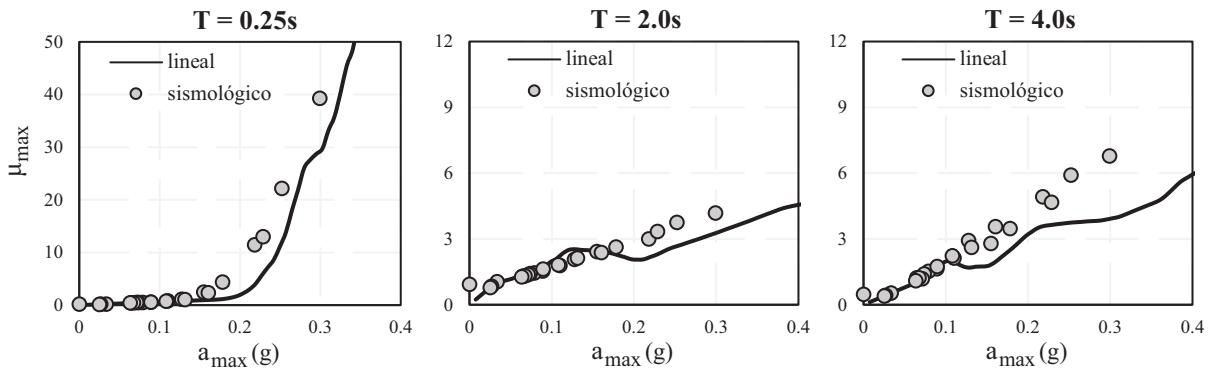


Figura 5.4.7: Comparación de demandas de ductilidad máxima (μ_{max}) para los períodos indicados en cada figura y un $Q = 4.0$ para la estación SCT

Así mismo, en la Figura 5.4.8 se compara, para las dos técnicas de escalado, los valores de la pendiente m_e (relación entre $NE_{H\mu}$ y μ_{max}) para osciladores con diferente resistencia lateral y $T=1.0s$. Mientras que para una mayor fuerza lateral ($Q = 2$), el escalado lineal produce valores mayores de m_e , lo

contrario ocurre con valores más bajos ($Q = 3$). La Figura 5.4.9 compara los valores de m_e para osciladores con ($Q = 4$) y diferentes períodos. En general, se observó que cuando el valor de T está cerca de T_g (1.9s en este caso), ambas técnicas de escalado producen m_e similares. Sin embargo, a medida que disminuye el valor de T, el escalado sismológico produce un mayor m_e y ocurre lo contrario para valores grandes de T. Se puede decir que no siempre el escalado sismológico produce mayores demandas de energía. A partir de ahora, los resultados que se muestran en este documento corresponden solo al escalado sismológico. Aunque el esfuerzo computacional fue significativamente mayor, se consideró la mejor manera de generar una caracterización de las demandas de energía asociadas a los suelos blandos de Ciudad de México.

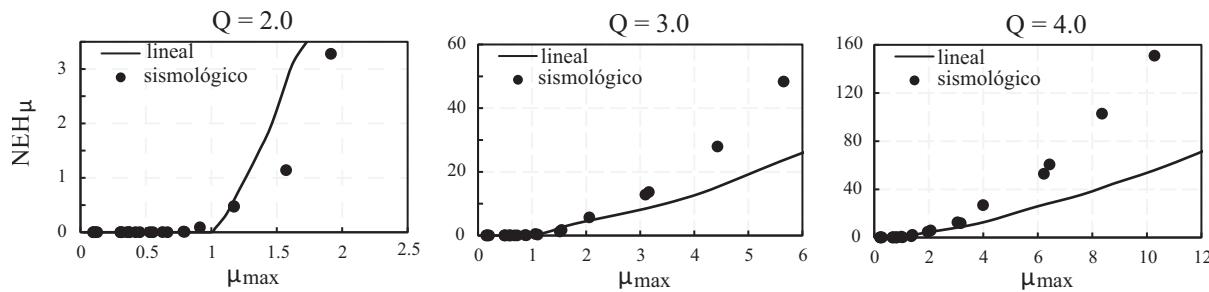


Figura 5.4.8: Comparación de la relación entre la demanda de ductilidad máxima (μ_{max}) y energía histerética normalizada ($NE_{H\mu}$) para diferentes valores de Q y un periodo de $T=1.0s$ para la estación SCT

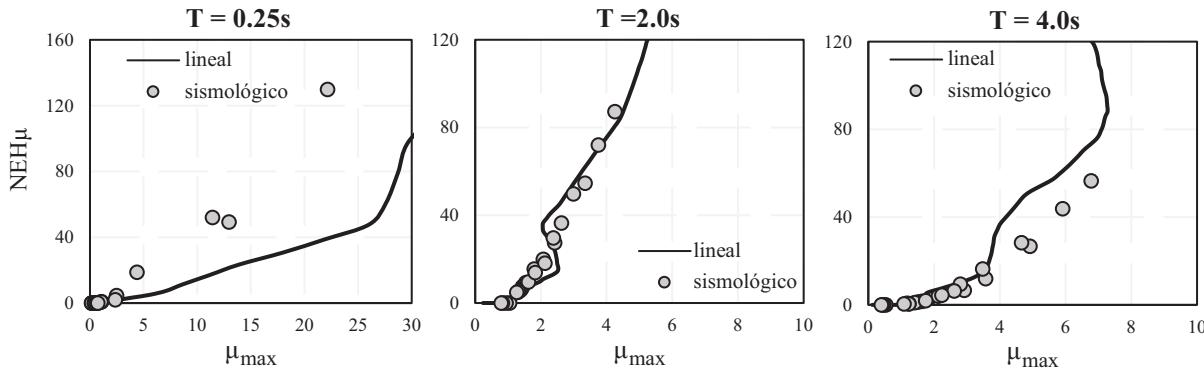


Figura 5.4.9: Comparación de la relación entre la demanda de ductilidad máxima (μ_{max}) y energía histerética normalizada ($NE_{H\mu}$) para diferentes períodos T y $Q=4.0$ para la estación SCT

5.4.3 Influencia de la resistencia lateral

La resistencia lateral, en este caso expresada en función de Q , tiene influencia en la pendiente m_e . En la Figura 5.4.10 se muestran los espectros de la relación entre $NE_{H\mu}$ y μ_{max} para tres sitios de Ciudad de México, IB22 ($T_g = 1.5s$), SCT ($T_g = 1.9s$) y CDAO ($T_g = 3.3s$). Como se puede observar, la pendiente disminuye para valores menores de Q , esto sin importar el periodo dominante del sitio.

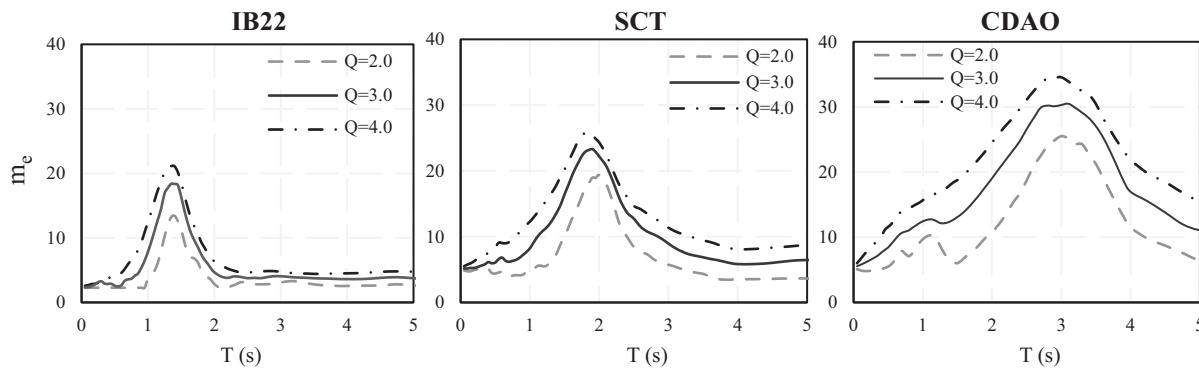


Figura 5.4.10: Influencia de la resistencia lateral para la pendiente m_e , para los sitios indicados en cada figura y valores de Q de 2, 3 y 4

5.4.4 Forma funcional propuesta

Dado los análisis realizados, la forma funcional depende del periodo dominante del suelo T_g y de la resistencia lateral (en este caso relacionado con Q). Así mismo, los resultados se evaluaron utilizando un escalado sismológico. Se propone la siguiente forma funcional para caracterizar numéricamente el espectro m_e :

$$m_e = \frac{\alpha \left(\frac{T}{T_g}\right)^\beta}{\gamma + \left(\frac{T}{T_g} - 1\right)^2} \quad (5.13)$$

donde α , β y γ son variables que dependen de Q y T_g . Los valores de dichos parámetros se obtuvieron a través de un análisis estadístico que minimiza la raíz cuadrada del error logarítmico (Ordaz y Pérez-Rocha, 1998):

$$\sigma^2 = \frac{1}{N} \frac{1}{M} \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M \left(\log \frac{m_{eij}}{m_{eij}^*} \right)^2 \quad (5.14)$$

donde N es el número de registros sísmicos; M , el número de períodos estructurales considerados para establecer el espectro m_e ; m_{eij} , el valor real de m_e ; y m_{eij}^* , una estimación establecida con la Ecuación 5.13.

Las variables α , β y γ dependen de Q y T_g . Las expresiones de dichas variables, el detalle de la metodología empleada y resultados obtenidos se encuentra en el Anexo C5 (al final del presente capítulo), el cual corresponde a un artículo aceptado en la revista “Journal of Earthquake Engineering” (Quinde y col., 2018).

5.5 COMENTARIOS DEL CAPÍTULO 5

En este capítulo se desarrollaron modelos para estudiar la relación entre la energía histerética normalizada ($NE_{H\mu}$) y la demandad e ductilidad máxima (μ_{max}). Esto con el fin de tener una relación que nos permita estudiar el daño que se podría presentar en un sistema estructural debido a fatiga por un bajo número de ciclos. Con las relaciones presentadas, las demandas de energía plástica

se pueden cuantificar para propósitos de diseño. Así mismo, La forma de los espectros m_e depende de varios parámetros, como: los contenidos de energía y frecuencia del movimiento del suelo, periodo dominante del sitio y resistencia lateral. Estos espectros m_e serán diferentes no solo para dos estaciones acelerográficas diferentes, sino también para movimientos registrados en la misma estación.

La relación $NE_{H\mu}-\mu_{max}$ se puede caracterizar con una forma funcional lineal. Aunque un ajuste parabólico mejoraría la caracterización numérica de la relación, el uso de un modelo lineal permite una simplificación conveniente del problema de diseño sin introducir un error significativo.

Dado que los alcances de este capítulo se centran en analizar las demandas medianas de osciladores de un grado de libertad, no se consideraron las variaciones involucradas en los valores de m_e . Aunque en algunos casos la variación en torno al valor mediano puede ser significativa (especialmente para demandas de ductilidad mayores que 4.0), las demandas medias de energía estimadas son razonables con relación a los valores reales correspondientes.

El método utilizado para escalar los movimientos del terreno es relevante durante cualquier análisis sísmico. Si bien el escalado lineal es fácil de aplicar, no considera la variación con la magnitud de la duración ni de los contenidos de energía y frecuencia del movimiento del terreno. En el caso de los sitios de suelo blando de Ciudad de México, se ha encontrado que los eventos de gran magnitud dan lugar a movimientos con duraciones más largas y contenido de frecuencia diferente, de tal manera que es necesario utilizar técnicas de escalado sismológico, similares a las mostradas en este capítulo.

ANEXO C5

CUMULATIVE STRUCTURAL DAMAGE DUE TO LOW CYCLE FATIGUE: AN ENERGY-BASED APPROXIMATION

En este anexo se presenta el artículo “ Cumulative structural damage due to low cycle fatigue: An energy-based approximation”, el cual se encuentra aceptado para su publicación en la revista “Journal of Earthquake Engineering”.

Resumen

La respuesta sísmica de las estructuras ante fuertes movimientos del terreno es un problema complejo que se ha estudiado durante décadas. Sin embargo, las regulaciones sísmicas actuales no evalúan el nivel potencial de daño que una estructura puede sufrir durante un evento sísmico dado. Esto ocurrirá a pesar de que los objetivos de diseño para cualquier sistema estructural se formulen en términos de niveles aceptables de daño. Este documento desarrolla expresiones simples para estimar las demandas de energía inelástica en sitios de suelo blando (en particular, aquellos ubicados en Ciudad de México) capaces de generar movimientos de suelo de banda angosta y de larga duración. Para superar el alcance limitado de los estudios anteriores, se realizaron aproximadamente 35,000 simulaciones sísmicas utilizando dos metodologías de escalamiento: lineal y sismológico. Se presenta una nueva relación entre la demanda de energía histérica plástica y la ductilidad máxima, y también se ofrece una discusión sobre cómo se puede usar esta relación para permitir un diseño basado en energía destinado a controlar el daño estructural bajo la consideración explícita de fatiga por bajo número de ciclos.

Cumulative structural damage due to low cycle fatigue: An energy-based approximation

Pablo Quinde¹, Amador Terán-Gilmore² and Eduardo Reinoso¹

¹ Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, Coyoacán 04510, Ciudad de México, México

² Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana, Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas 02200, Ciudad de México, México

1. ABSTRACT

The seismic response of structures to strong ground motions is a complex problem that has been studied for decades. However, current seismic regulations do not assess the potential level of damage that a structure may undergo during a given seismic event. This will happen in spite that the design objectives for any structural system are formulated in terms of acceptable levels of damage. This paper develops simple expressions to estimate plastic energy demands for soft soil sites (particularly, those located in Mexico City) capable of generating long duration narrow-banded ground motions. To overcome the limited scope of previous studies, about 35,000 seismic simulations were performed using two scaling methodologies: linear and seismological. A new simplified relation between plastic hysteretic energy and maximum ductility demands is presented, and also, a discussion offered on how this relation can be used to allow for an energy-based design aimed at controlling structural damage under the explicit consideration of low cycle fatigue.

2. INTRODUCTION

Several studies have been carried out to understand and characterize the seismic behavior of structures to strong ground motions with the goal of improving their earthquake-resistant design. The main goal and challenge of most seismic design regulations is to numerically characterize the behavior of structures. Consequently, these regulations require estimates of the dynamic response of earthquake-resistant

systems, and its assessment using prescribed values of relevant design parameters (such as inter-story drift index). However, current regulations do not assess the potential level of damage that the structure may undergo during a given seismic event. This will happen in spite that the design objectives for any structural system are formulated in terms of acceptable levels of damage. The accepted worldwide approach for seismic design states that structural damage should be minimized for frequent low-intensity events, and that collapse, and irreparable damage should be avoided for rare high-intensity ones.

Within the scope of current seismic design practice, a system may undergo severe plastic behavior during intense seismic events. Normally, a maximum design displacement threshold is established, and the structure is assumed to have a reasonable level of safety against collapse while its maximum displacement demand does not exceed that threshold. The design threshold is usually established by considering the displacement capacity of the system when it is subjected to monotonic increasing deformation. No consideration is usually made in terms of the severity and the number of plastic cycles the structure may undergo during the seismic event. If unchecked, cumulative plastic deformations may lead to excessive degradation of relevant mechanical properties such as stiffness, strength, and deformation capacity. There is strong evidence that, under certain circumstances, the maximum displacement response may not be a good indicator of structural damage, particularly in the case of long-duration ground motions or *main event–severe aftershock* sequences or, as it is the case of soft sites like the one under Mexico City, strong and long-duration earthquakes every 10 to 20 years. These events usually lead to failure of structural elements at deformation levels that are significantly lower than those established for monotonic loading [Fajfar, 1992; Cosenza and Manfredi, 1996; Malhotra, 2002; Kunnath and Chai, 2004; Chai, 2005; Teran-Gilmore and Jirsa, 2005, Arroyo and Ordaz, 2006; Trifunac, 2008; Kalkan and Kunnath, 2008; Bojorquez et al., 2009; Choi and Kim, 2009; Leelataviwat et al., 2009; Mollaioli and Bosi, 2012; Cheng et al., 2015; Donaire-Ávila et al., 2017]. This type of failure is usually addressed as *low cycle fatigue*.

Housner [1956] and Uang and Bertero [1990] introduced energy concepts within the context of seismic design. After that, several researchers have discussed the demand-supply balance of seismic energy. Chai and Fajfar [2000] studied cumulative damage in structures using an input energy model. Likewise, Kunnath and Chai [2004], Chai [2005], Kalkan and Kunnath [2007], Benavent-Climent [2011] and Mollaioli et al. [2011] extended this concept by incorporating a low cycle fatigue model into duration-dependent inelastic design spectra. Hancock and Bommer [2005] and Kashani et al. [2017] studied the influence of strong motion duration and the number of plastic cycles on the behavior of structural systems; it was found to be of particular importance for those structures located at soft soil sites.

The assessment of low cycle fatigue has usually been addressed through the use of damage indices. Such is the case of Park et al. [1985], whose damage index considers cumulative (energy) and peak (displacement) demands. Teran-Gilmore and Jirsa [2005], Rodriguez and Padilla [2009], Bojórquez et al. [2010] and Rajeev and Wijesundara [2014], developed damage indices that only consider plastic energy demands for the assessment of structural damage. Although energy-based damage indices have been used to assess the performance of systems located at the Lake Zone of Mexico City, previous research on this topic has been limited due to the small number of sites and motions that were considered.

This paper develops simple expressions to estimate plastic energy demands for soft soil sites (particularly, those located in Mexico City), capable of generating long duration and narrow-banded ground motions. To overcome the limited scope of previous studies, about 35,000 seismic simulations were performed. A new simplified relation between plastic hysteretic energy and maximum ductility demands is presented, and a discussion is offered on how it can be used to allow for an energy-based design aimed at controlling structural damage under the explicit consideration of low cycle fatigue.

3. STRONG MOTION DATABASE

Figure 1 shows the location of 46 instrumented sites in soft soils of Mexico City with ground periods (T_g) equal or larger than 1s (transitional and firm soils were not considered). A large portion of Mexico City was built over the ancient Texcoco Lake, in such a way that it overlays very soft soils. Reinoso [2002] classified sites at Mexico City into six groups. While Groups 1 and 2 correspond to sites having T_g smaller than 1s, Groups 3, 4 and 5 cover period ranges of 1.0-1.8, 1.8-2.5 and 2.5-3.8s, respectively. Group 6 covers sites having T_g longer than 3.8s (T_g can reach values as high as 5.5s).

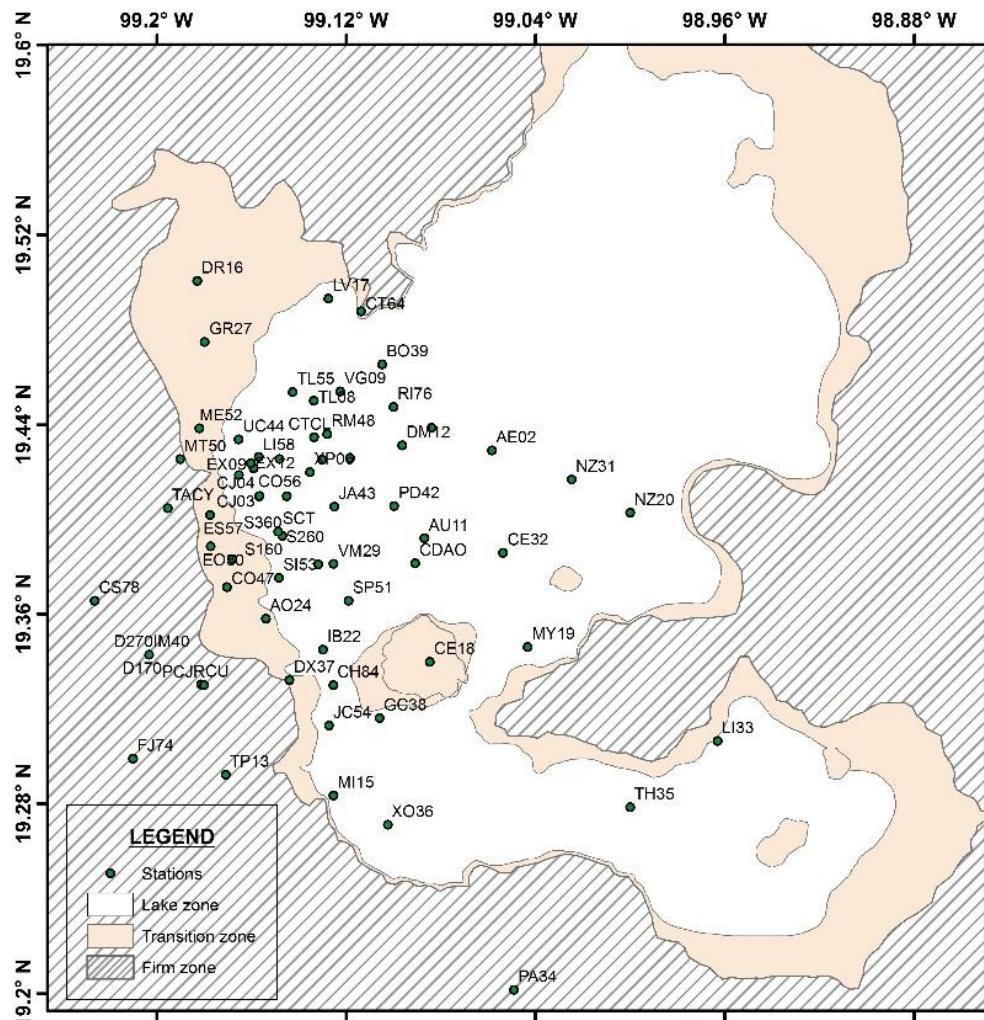


Figure 1. Accelerometric stations under consideration

4. LOW CYCLE FATIGUE

Traditional seismic analysis methods and thus, a clear majority of current seismic design regulations, use force-based design formats. Within this context, structural damage is usually assessed from the maximum displacement demand [Chai, 2005]. The disadvantage of using the peak ground acceleration (PGA) or spectral acceleration as the main design parameter is that ground motions having similar PGA may have very different damage potential due to cumulative damage effects. This is particularly true for long duration ground motions [Hancock and Bommer, 2005; Hancock and Bommer, 2006]. Structural properties, such as stiffness, strength and deformation capacity, may significantly deteriorate in structures that undergo severe cyclic plastic behavior. An excessive deterioration due to the accumulation of plastic deformations may cause the structure to fail at significantly smaller deformations than those it can develop under monotonic loading.

The aim of using the concept of low-cycle fatigue during seismic design is to prevent excessive structural degradation on earthquake-resistant structural systems, and thus to prevent unexpected collapses at relative small lateral deformations during long duration ground motions [Teran-Gilmore and Jirsa, 2005]. This type of failure has been observed repeatedly in experimental studies. For instance, Panagiotakos and Fardis [2001] have established that the deformation capacity under repeated cycling loading (x_{max}) should be considered equal to 60% of that attained under monotonic loading (x_u). Likewise, Bertero [1997] has established that for long duration motions, x_{max} should not exceed 0.5 x_u . This concept has also been used to study the behavior of response control systems, such as Santagati et al. 2012, which focused their study on calibrating available methods to predict the fatigue life in concentrically steel braced frame systems.

The explicit consideration of low-cycle fatigue during seismic design is usually based on energy concepts [Housner, 1956; Kuwamura and Akiyama, 1994; Uang and Bertero 1990; Teran-Gilmore, 1996] and the use of damage indices [Park and Ang, 1985; Teran-Gilmore and Jirsa, 2005]. Based on this, several design

methodologies have been developed [Fajfar, 1992; Bertero et al., 1996; Cosenza and Manfredi, 1996; Bojorquez et al., 2009]. The total plastic hysteretic energy dissipated by a structure during an earthquake will be denoted $E_{H\mu}$. This energy can be estimated by adding up the area within all the hysteretic cycles the system develops during the ground motion. When calculating $E_{H\mu}$, the entire accelerographic record should be considered, and the duration of strong ground motion explicitly addressed. A parameter that can be used to quantify the severity of the plastic energy demands is the normalized hysteretic energy [Scribner and Wight, 1980; Darwin and Nmai, 1986; Krawinkler and Nassar, 1992], defined as:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{F_y x_y} \quad (1)$$

where F_y and x_y are the strength and displacement at first yield, respectively. For an elasto-perfectly-plastic system, $NE_{H\mu}$ is equal to the sum of the plastic displacements developed by the system during all cycles of plastic behavior, normalized by x_y .

A parameter that can be related to the maximum plastic deformation undergone by a structural system is the maximum ductility demand, denoted μ_{max} . Maximum ductility is defined as the ratio of x_{max} and x_y . In this paper, the relation between $NE_{H\mu}$ and μ_{max} is assessed to make possible the formulation of a simple *energy-based model*, that can consider explicitly low-cycle fatigue during the evaluation of structural damage on systems subjected to intense long duration narrow-banded ground motions.

5. RELATIONSHIP BETWEEN PLASTIC ENERGY AND MAXIMUM DUCTILITY

A straight-line model is used to numerically characterize the *plastic energy-maximum ductility* relationship. The slope of the line is denoted m_e , and it is established, for a given site, as a function of the period of vibration of the structural system (T). Since the energy content of the records is taken into account, their duration is implicitly considered (Mollaioli et al. 2011). Once the straight line is defined, an estimate of $NE_{H\mu}$ can be established as a function of T and the value of μ_{max} used for design purposes

and, with the values of $NE_{H\mu}$ and μ_{max} , an assessment of structural damage that considers simultaneously the maximum and cumulative plastic deformations can be performed.

All stations located in the Lake Zone (Figure 1) and ground motions recorded during subduction events originating in the Mexican Pacific coast were considered. For illustrative purposes, Figure 2a shows results for a structural system having $T=1.0s$ and elasto-perfectly-plastic behavior, and located at the *SCT* station (*Secretaría de Comunicaciones y Transportes*). Six subduction events with magnitudes M_w greater than 6.5 and recorded motions in the EW direction were considered. Although the dispersion is large and increases with the maximum ductility demand, for ductility demands equal or smaller than 4, which cover most of design cases, the dispersion is relatively small. Figure 2b shows a similar analysis for the *SCT* station, but under the consideration of 40 simulated (synthetic) ground motions that cover a wider range of magnitudes.

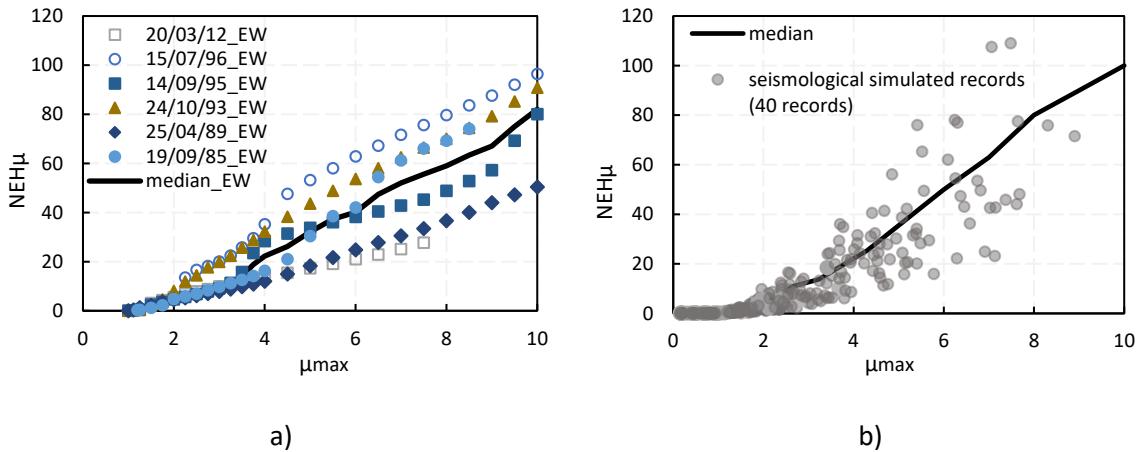


Figure 2. $NE_{H\mu}$ - μ_{max} relationship using *SCT* station: a) linear scaling of 6 recorded events, b) 40 simulated events

The continuous black lines in Figure 2 outline the median $E_{H\mu}$ - μ_{max} relationships for the *SCT* station. As shown in Figure 3, the relationship can be well characterized either with a linear or parabolic fit for μ_{max} values up to 10. Although the parabolic one leads to a smaller error, the results derived from both fits are similar in the ductility range under consideration (in Figure 3, ε_l denotes the average error corresponding to the linear fit, and ε_p the one of the parabolic fit). Within a practical setting, it is considered that the

linear fit would be preferable due to its inherent simplicity; based on this, in what follows the $NE_{H\mu}$ - μ_{max} relationship will be assumed as linear.

For the linear characterization of the $NE_{H\mu}$ - μ_{max} relationship, ground motions were grouped into Groups 3, 4, 5 and 6 (Reinoso, 2002). Figure 4 shows median $NE_{H\mu}$ - μ_{max} relationships for ground motions recorded during different events in 9 stations corresponding to Group 4. A system having T of 1.0s and elasto-perfectly-plastic behavior was considered. Note that Figure 4 includes results corresponding to the SCT station, and that for μ_{max} demands smaller than 4, all stations exhibit similar trends. The continuous black line corresponds to the median $NE_{H\mu}$ - μ_{max} relationship established by averaging the median curves of different stations. Figure 5 shows the linear and parabolic fits for the median $NE_{H\mu}$ - μ_{max} relationship corresponding to Group 4. Again, although the parabolic fit leads to a smaller error, the linear fit provides an adequate approximation.

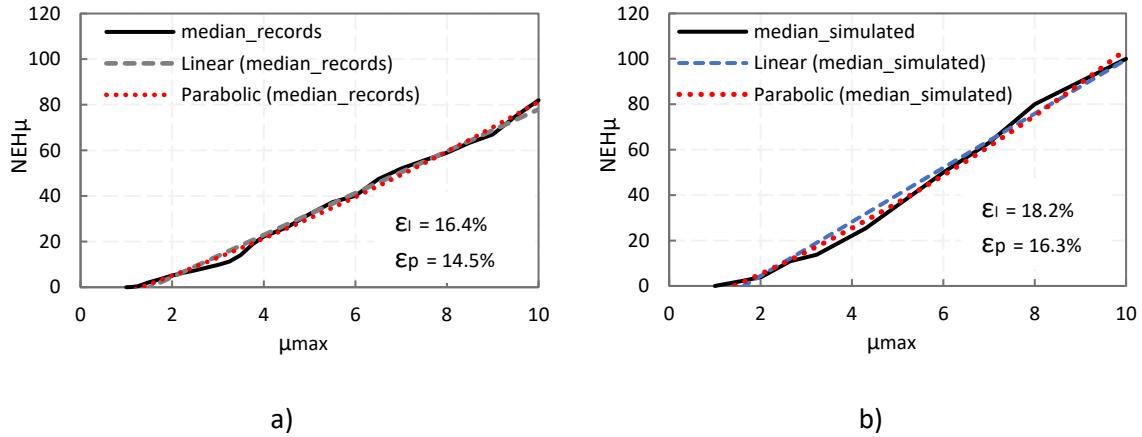


Figure 3. Median μ_{max} - $NE_{H\mu}$ relationship, SCT station: a) linear scaling of 6 recorded events, b) 40 simulated events

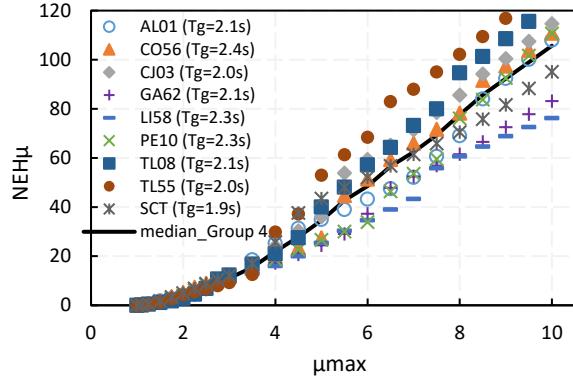


Figure 4. Median $NE_{H\mu}$ - μ_{max} relationship, Group 4

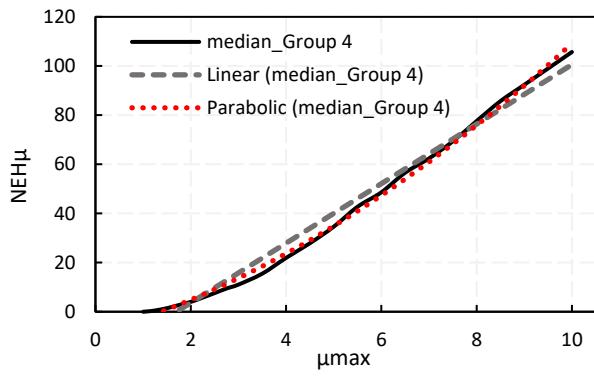


Figure 5. Linear and parabolic fits for the median $NE_{H\mu}$ - μ_{max} relationship, Group 4.

The m_e slope for systems with different T and elasto-perfectly-plastic behavior was estimated for Group 4 from median $NE_{H\mu}$ - μ_{max} relationships established per what was discussed for a system with $T=1.0s$. It should be noted that the $NE_{H\mu}$ - μ_{max} relationship depends on the system's strength, and that the strength of the systems used to establish Figures 6 and 7 was that required by the Mexico City Building Code for a seismic behavior factor (Q) of 3. In terms of defining the design spectra, Q can be considered the design maximum ductility demand, in such a manner that Q of 1 implies elastic behavior. Figure 6 shows the m_e spectra corresponding to the different stations of Group 4. The slopes in the spectra were established with synthetic records that adjusted their frequency and energy contents according to the intensity and epicentral distances of the postulated seismic events (seismological scaling). The continuous black line corresponds to the median slope of all stations. Figure 7b presents the m_e spectrum for the SCT station ($T_g = 1.9s$), while Figure 7a shows mean m_e slopes for single-degree-of-freedom (SDOF) systems having different T . As the values of T approaches that of T_g , there is an important increase in m_e (implying larger energy demands).

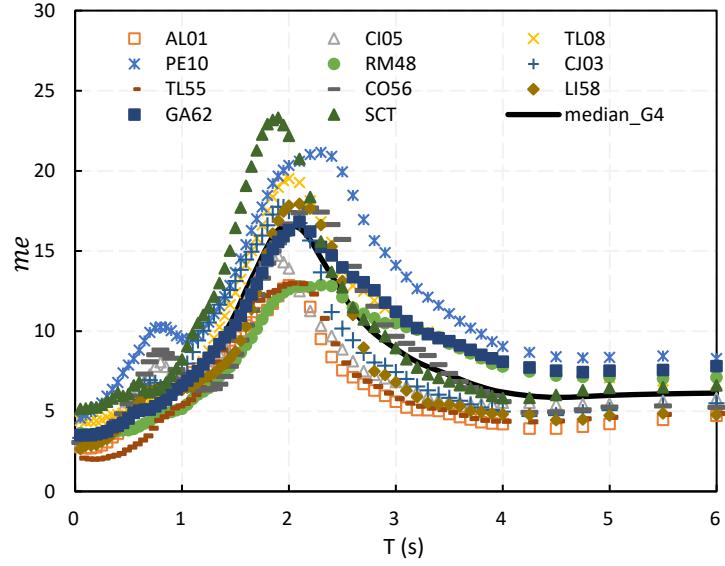


Figure 6. m_e spectra for different stations of Group 4, for $Q = 3$

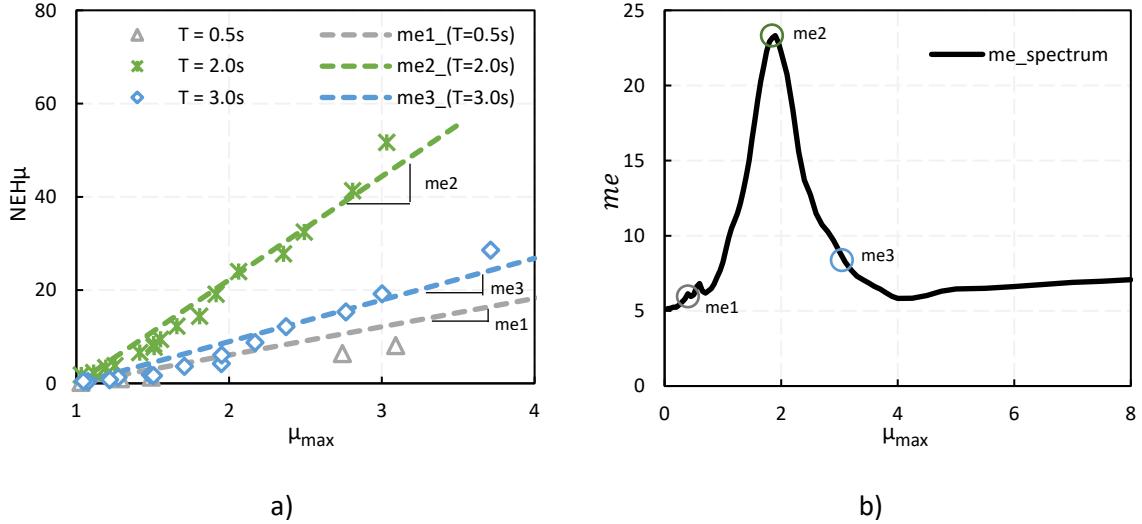


Figure 7. m_e for SCT station: a) for different values of T ; b) spectrum

Different values of m_e correspond to each ground motion group, and this depends on the specific frequency and energy contents of the motions recorded at different sites within the Lake Zone.

6. SEISMIC SIMULATION

Any seismic hazard study carried out must consider the limited information, particularly that for motions generated during high intensity events with large return periods (over 100 years). Because of this, two seismic simulation techniques were considered: a) One that uses linear scaling; and b) A second one based

on the stochastic sum of low intensity motions that work as empirical Green's functions (seismological scaling). The first option considers the use of a constant scale factor (larger or shorter than 1) for the entire history of ground acceleration, in such a manner that the frequency and energy contents remain constant and independent of the intensity of the ground motion. Seismological scaling considers the variation of frequency and energy contents. One way of doing this is by using low intensity motions (denoted *seeds*) as empirical Green's functions. The simulation technique proposed by Kohrs-Sansorny et al. [2005] is employed. According to them, through a process of stochastic summations in two stages, the records can be associated with multiple rupture processes. The simulation technique considers a point source and requires the characterization of two parameters: a) Seismic moment (M_0); and b) Stress drop ($\Delta\sigma$). The seed motions used in this paper were recorded during the event shown in Table 1. The epicentral distances from the source to the different sites are larger than 200 km, in such a manner that the point source representation can be considered reasonable.

Table 1. Seismic parameters of the 25 April, 1989 earthquake

Date	M_w	M_0 (dyne-cm)	$\Delta\sigma$
25/04/1989	6.9	2.51E+26	150

Figure 8 compares simulated seismological and linearly scaled ground motions. The motion for $M_w = 6.9$ corresponds to the actual motion recorded during April 25, 1989 in the SCT station.

As shown in Figure 8, time histories obtained from seismological scaling are sufficiently realistic and diverse as to be associated with different rupture processes that can occur during an earthquake. When linear scaling is performed, the frequency and energy contents remain constant and independent of the scaling factor used for the motion.

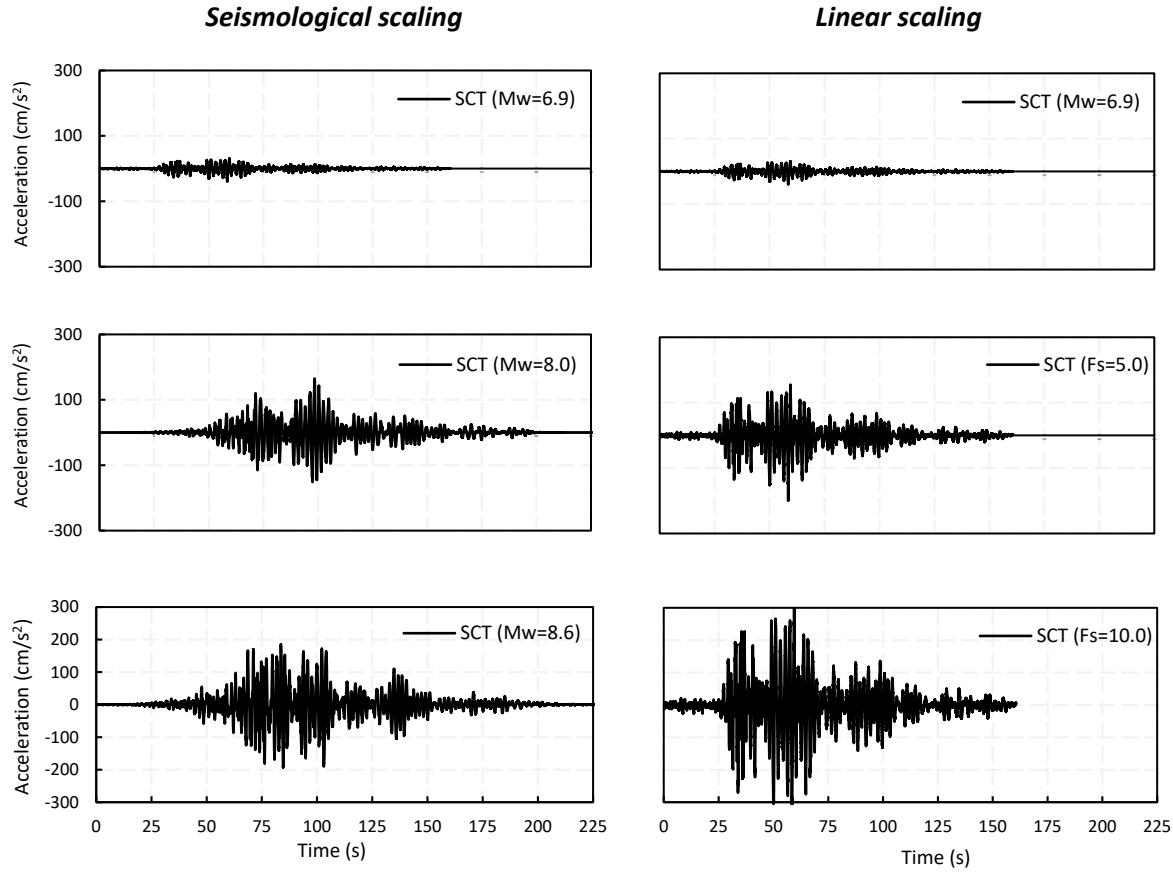


Figure 8. Comparison of motions obtained with two seismic simulation techniques, F_s is the scaling factor used for linear scaling

7. CHARACTERIZATION OF THE SLOPE OF PLASTIC ENERGY AND MAXIMUM DUCTILITY RELATIONSHIP

Several SDOF systems with elasto-perfectly-plastic behavior, 5% of critical damping, and 70 structural periods ranging from 0.05 to 8s, are considered. No stiffness degradation is taken into account. The lateral strength of the systems was established, for the different sites, by considering design spectra for Q of 2, 3 and 4 established according to the Mexico City Building Code. Although both Q and μ_{max} denote maximum ductility, differentiating these two parameters is fundamental for the discussions that are offered next. On one hand, Q represents the maximum ductility used for design purposes, so Q is used to establish the design spectrum that defines the lateral strength of the SDOF systems. On the other hand, μ_{max} is the actual maximum ductility demand and depends on the intensity of a particular ground motion, in such a manner that it can be smaller, equal or larger than Q .

A characterization of the $NE_{H\mu}$ - μ_{max} relationship was established for each one of the two scaling methods. As for linear scaling, motions recorded during the April 25, 1989 event were linearly scaled. For the seismological scaling, the same motions were considered as seeds for the generation of motions with varying intensity. In both cases, the records were scaled up to the SDOF systems developed sufficiently large values of μ_{max} . In the case of the seismological scaling, ground motion records were generated for M_w ranging from 7.0 to 8.8, considering increments of 0.1 for M_w . For each magnitude, 40 synthetic ground motions were computed. This methodology was used for each one of the 46 seismic stations under consideration, resulting in 34,960 synthetic records. In what follows, the results reported for the seismological scaling correspond to the median demands for the 40 ground motions (the median response is considered for each magnitude).

The following functional form is proposed to numerically characterize the m_e spectrum:

$$m_e = \frac{\alpha \left(\frac{T}{T_g}\right)^\beta}{\gamma + \left(\frac{T}{T_g} - 1\right)^2} \quad (2)$$

The values of parameters α , β and γ were obtained through a statistical analysis that minimizes the square root of the logarithmic-error [Ordaz and Pérez-Rocha, 1998]:

$$\sigma^2 = \frac{1}{N} \frac{1}{M} \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M \left(\log \frac{m_{eij}}{m_{eij}^*} \right)^2 \quad (3)$$

where N is the number of seismic records; M , the number of structural periods considered to establish the m_e spectrum; m_{eij} , the actual value of m_e ; and m_{eij}^* , an estimate established with Equation 2.

8. RESULTS AND DISCUSSION

8.1. Comparison of results

Figures 9 and 10 compare the energy and ductility demands obtained with the two scaling techniques. The demands are expressed in terms of peak ground acceleration (a_{max}). Figures 11 and 12 plot $NE_{H\mu}$ -

μ_{max} relationships. Although these comparisons are established for the *SCT* station, all stations follow similar trends. Figure 9 shows that the $NE_{H\mu}$ demands that correspond to the seismological scaling tend to be larger than those obtained with the linear scaling. Although not illustrated in this work, the same observation applies for other values of Q .

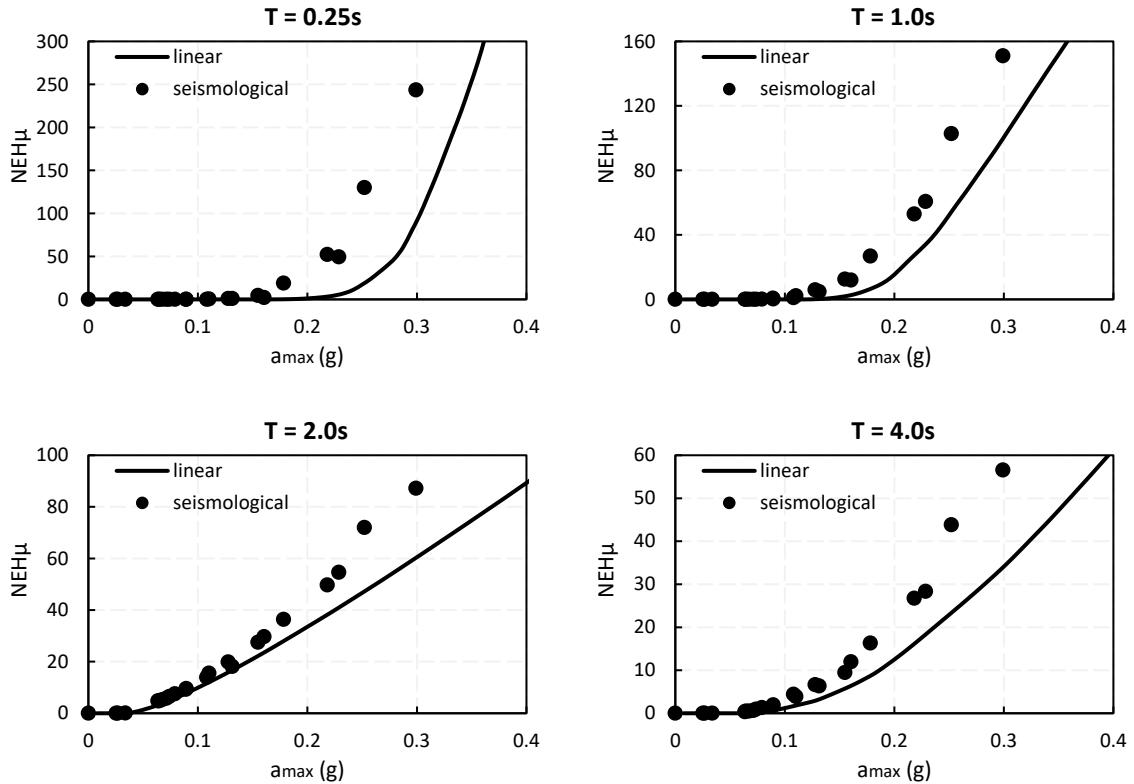


Figure 9. Comparison of plastic energy demands for different values of T , $Q = 4.0$ for *SCT* station

Figure 10 shows that μ_{max} increases with an increase in a_{max} . There are ranges of a_{max} for which μ_{max} for linear scaling are larger than those of the seismological one, and other ranges where the opposite occurs. As was the case of Quiroz-Ramírez et al. [2014], no general behavior between scaling techniques was identified since these ranges vary considerably as a function of the strength and T of the SDOF systems.

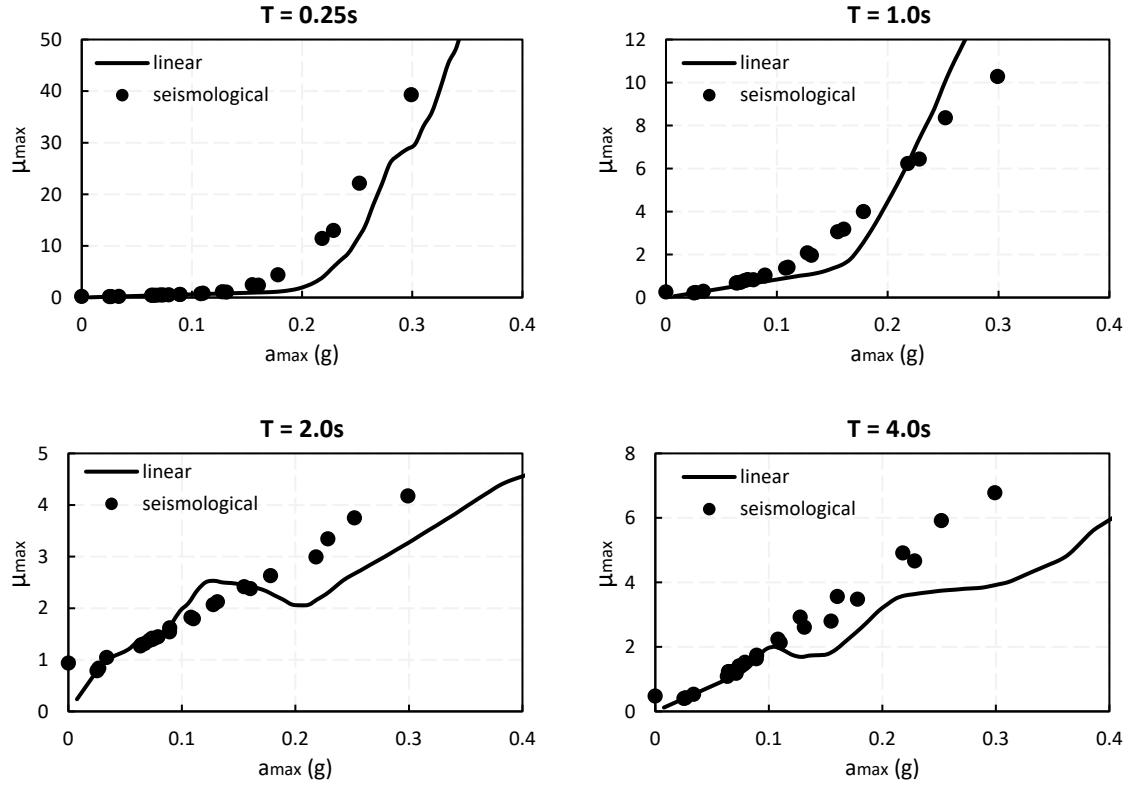


Figure 10. Comparison of ductility demands for different values of T , $Q = 4$ for SCT station

Figure 11 compares, for the two scaling techniques, the values of m_e for SDOF systems having different strength and T of 1.0s. While for higher lateral strength ($Q = 2$), linear scaling yields larger values of m_e , the opposite occurs for lower values ($Q \geq 3$). Figure 12 compares the values of m_e for SDOF systems designed for $Q = 4$ and having different T . In general, it was observed that when the value of T is close to T_g (1.9s in this case), both scaling techniques yield similar m_e . Nevertheless, as the value of T decreases, seismological scaling results in larger m_e and the opposite occurs for large values of T . It can be said that not always seismological scaling results in larger energy demands. From now on, the results shown in this paper correspond only to seismological scaling. Although the computational effort was significantly larger, it was considered the best way to offer an improved characterization of the energy demands associated to the soft soils of Mexico City.

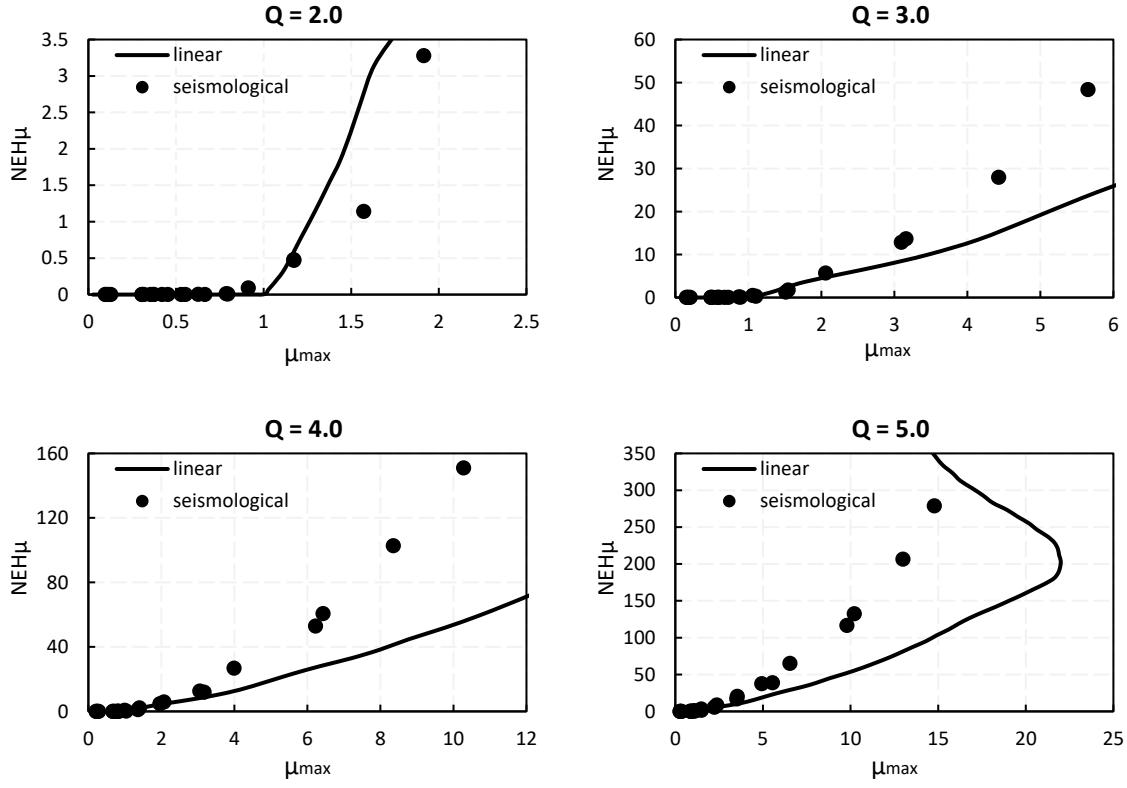


Figure 11. Comparison of μ_{max} - $NE_{H\mu}$ relationship for different values of Q , $T=1.0s$ for SCT station

8.2. Proposed model for the energy-ductility slope

The model for m_e has been developed in four steps. First, the $NE_{H\mu} - \mu_{max}$ relation is established with simulated motions for each station and values of T and Q . Second, a linear regression is carried out to estimate m_e (note that $NE_{H\mu} = 0$ for $\mu_{max} \leq 1$). Figure 13 illustrates for three different stations these two steps. Third, values of m_e corresponding to different values of T are used to establish m_e spectra for each station and value of Q . Forth, a regression analysis with the functional form under consideration in Equation 2 is carried out. The regression is formulated to minimize the average logarithmic error. Table 2 summarizes the regression errors. Since the logarithmic error was smaller than 0.21 for all cases, the regression analysis was considered acceptable.

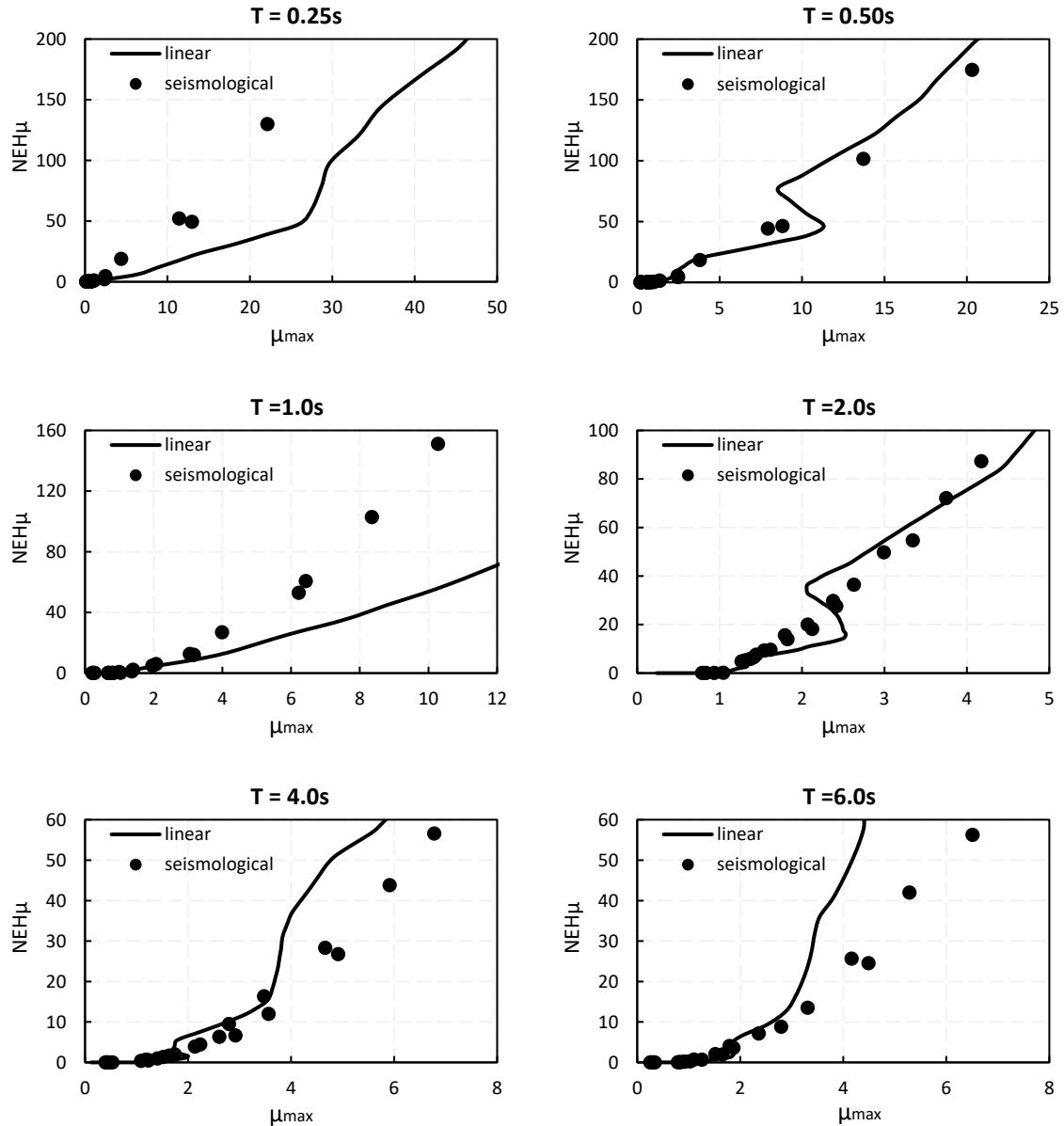


Figure 12. Comparison of μ_{max} - $NEH\mu$ relationship for different values of T , $Q=4$ for SCT station

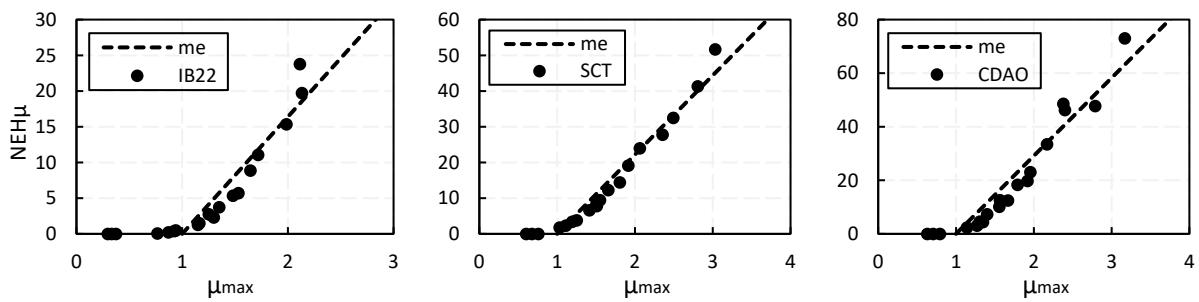


Figure 13. Determination of m_e slope for three different stations and $Q=3.0$: IB22 ($T=1.50s$), SCT ($T=2.0s$) and CDAO ($T=3.30s$).

Table 2. Regression errors

Group 3		
	Q = 2	Q = 3
σ	0.16	0.11
Group 4		
	Q = 2	Q = 3
σ	0.21	0.18
Group 5		
	Q = 2	Q = 3
σ	0.16	0.14
	Q = 4	Q = 4
σ	0.15	0.19

The following expressions were proposed:

- For Group 3:

$$\alpha = (4.286 - 1.7424T_g) (0.5Q) \quad (4)$$

$$\beta = 0.10 (0.5Q) \quad (5)$$

$$\gamma = (0.302 - 0.135T_g)(0.5 Q) \quad (6)$$

- For Group 4:

$$\alpha = (6.270 - 1.837T_g) (0.5Q) \quad (7)$$

$$\beta = 0.125 (0.5Q) \quad (8)$$

$$\gamma = (0.405 - 0.128T_g)(0.5 Q) \quad (9)$$

- For Group 5:

$$\alpha = (7.964 - 1.504T_g) (0.5Q) \quad (10)$$

$$\beta = 0.080 (0.5Q) \quad (11)$$

$$\gamma = (0.626 - 0.155T_g)(0.5 Q) \quad (12)$$

- For Group 6:

$$\alpha = (11.771 - 2.064T_g) (0.5Q) \quad (13)$$

$$\beta = 0.080 (0.5Q) \quad (14)$$

$$\gamma = (0.345 - 0.047T_g)(0.5 Q) \quad (15)$$

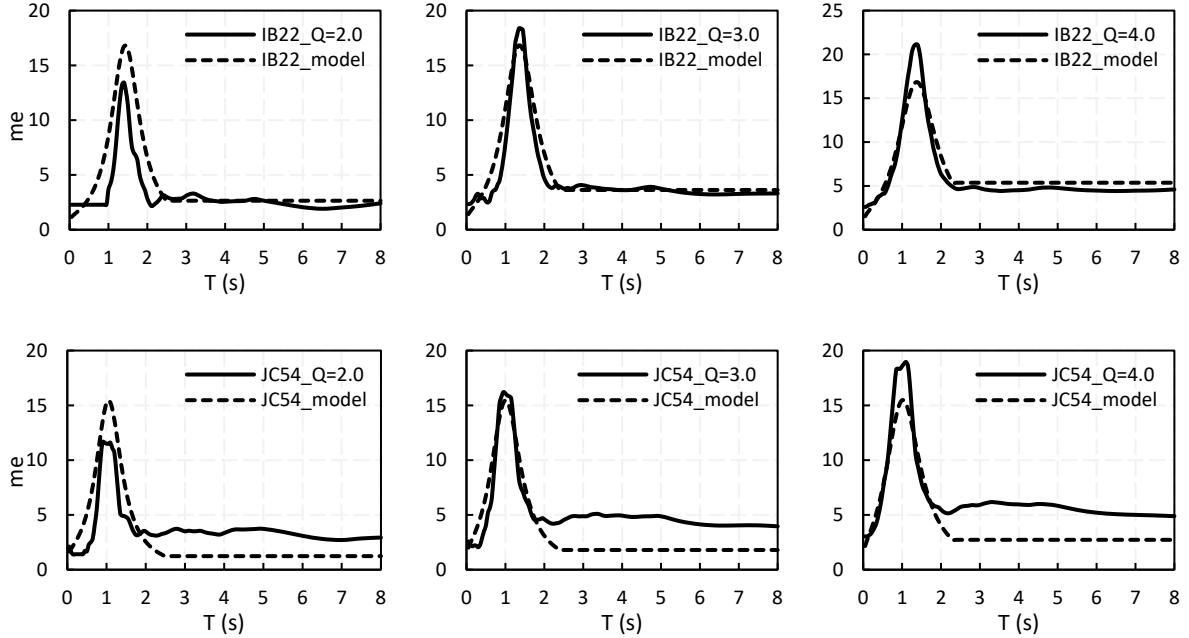


Figure 14. Comparison of actual and estimated m_e spectra for two stations, Group 3

Figure 14 compares m_e spectra for two stations in Group 3. While the site at *IB22* station has $T_g = 1.5\text{s}$, a $T_g = 1.1\text{s}$ corresponds to *JC54* station. The figure considers SDOF systems whose lateral strength was established for Q of 2, 3 and 4. The broken lines plot m_e spectra established with Equation 2; the continuous lines were used for actual m_e spectra. The proposed model provides a reasonable fit to the m_e spectra. There is a value of T , denoted T_L , for which an increase in T does not affect the value of m_e (i.e., the value of m_e remains constant for T larger than T_L). In the specific case of Figure 13, T_L equals 2.6 and 2.1s for the *IB22* and *JC54* stations, respectively. From what was observed from the results obtained for the different stations:

$$T_L = 1.25T_g + 0.7 \quad (16)$$

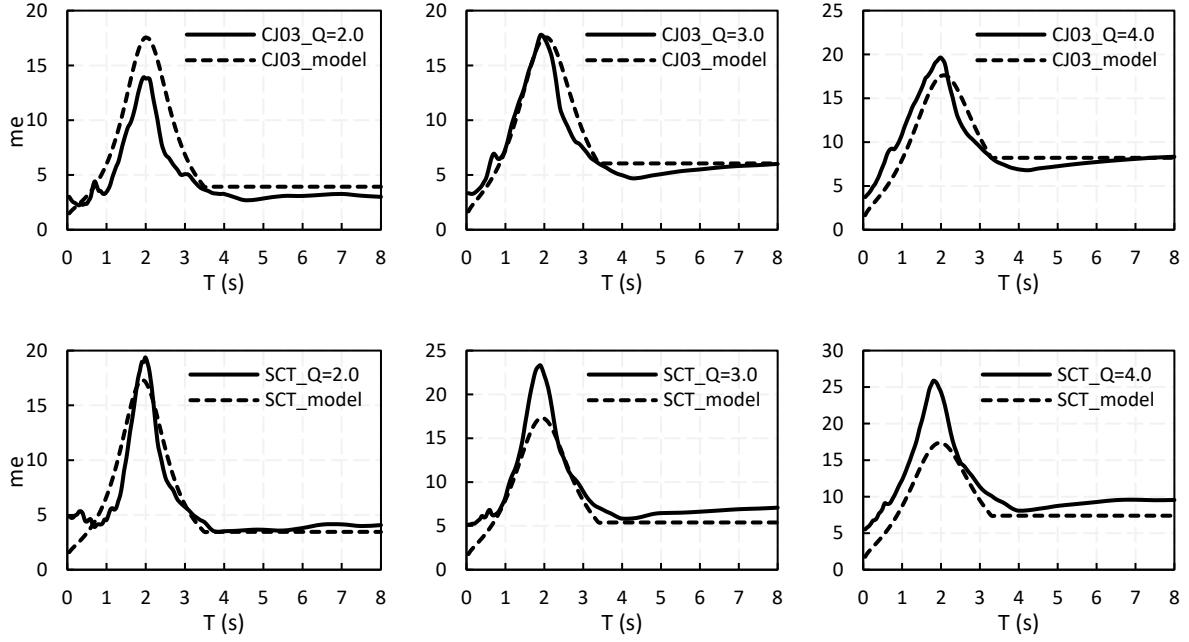


Figure 15. Comparison of actual and estimated m_e spectra for two stations, Group 4

Figures 15 and 16 show that the estimated m_e spectra are also reasonable for motions contemplated in Groups 4 and 5. For Group 4, stations *CJ03* ($T_g = 2.0\text{s}$) and *SCT* ($T_g = 1.9\text{s}$) were considered. In the case of Group 5, the stations were *XP06* ($T_g = 2.9\text{s}$) and *CDAO* ($T_g = 3.3\text{s}$).

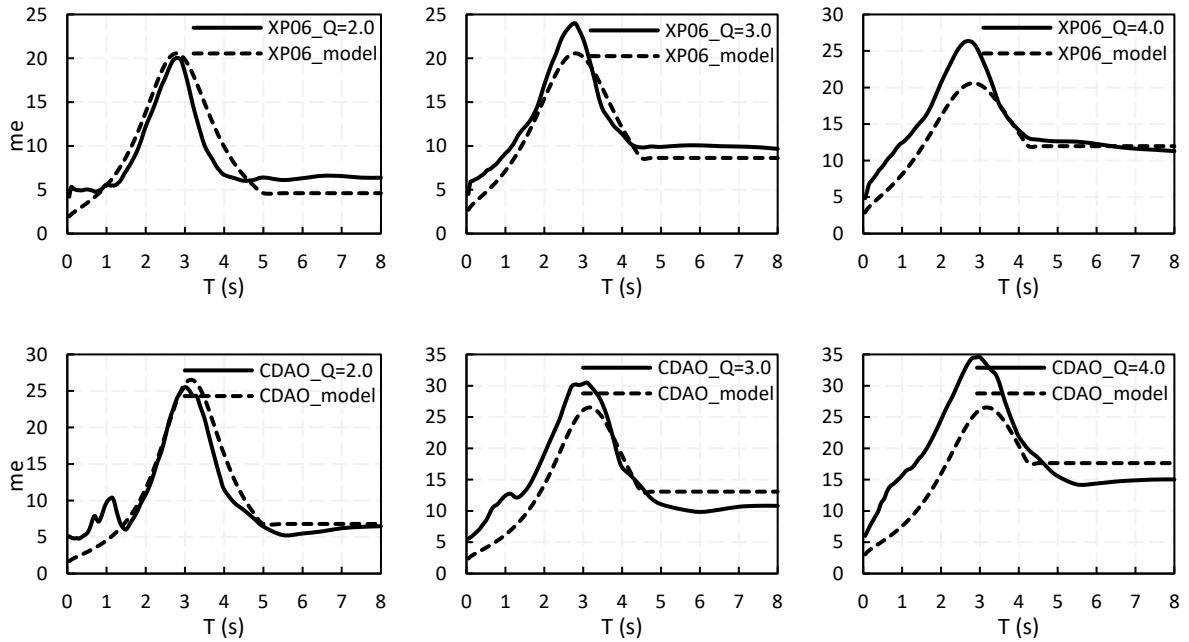


Figure 16. Comparison of actual and estimated m_e spectra for two stations, Group 5

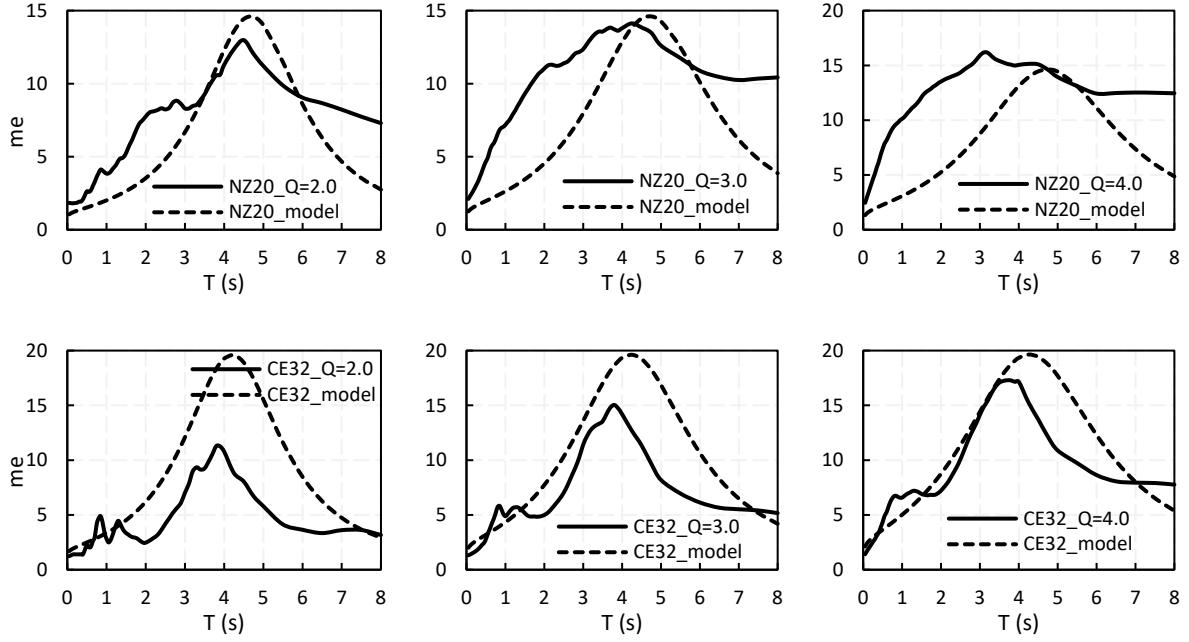


Figure 17. Comparison of actual and estimated m_e spectra for two stations of Group 6

Figure 17 shows that the proposed model for the m_e spectra does not always work well for stations of Group 6 (T_g ranging from 3.8 to 5s). Stations NZ20 ($T_g = 4.9$ s) and CE32 ($T_g = 4.4$ s) are considered. For sites having long values of T_g , it has been observed that the motions are strongly influenced by the second mode of vibration of the soil. That implies the appearance of more than one peak in the response spectra (including in the energy spectra), so the single-peak model proposed herein is not able to predict the energy demands for systems whose T closely matches the second period of vibration of the soil.

To assess the pertinence of estimating energy demands with the m_e model, normalized plastic hysteretic energy spectra were established from estimated m_e spectra. Note that the model of m_e has been developed to estimate median seismic demands. The estimated $NE_{H,\mu}$ spectra are then compared to actual $NE_{H,\mu}$ spectra. For each case, the actual spectra were established by averaging the corresponding spectra for the 40 simulated records (note that seismological scaling has been involved to establish the estimated and actual energy spectra). In Figure 18, the broken lines are used to plot the estimated $NE_{H,\mu}$ spectra for different values of Q . The continuous gray lines plot each occurrence, and the continuous black line the

actual median spectra. As shown, the proposed model provides a reasonable estimate of the median spectra, and this characterization improves for larger values of Q .

Errors associated to the numerical characterization of the energy spectra shown in Figure 18 are summarized in Tables 3 and 4, where $\sigma_{ln(av)}$ is the average logarithmic error, σ_{Ts} , is the error associated to the estimation of the soil period, $\sigma_{ln(Tg)}$, is the logarithmic error related to T_g , σ_{max} , is the maximum error in the entire record, and $\sigma_{ln(max)}$, is the logarithmic maximum error.

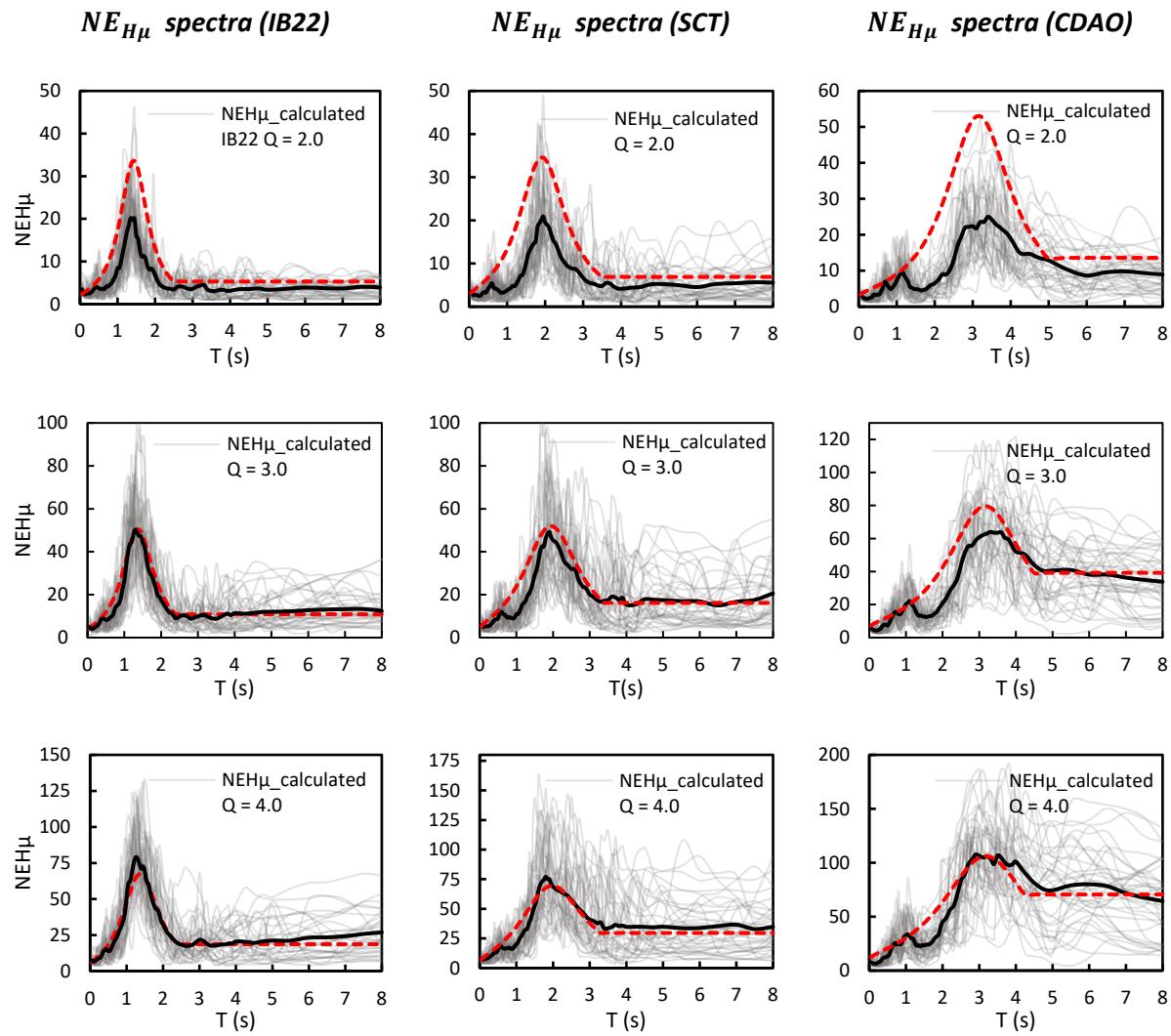


Figure 18. Comparison of actual and estimated $NE_{H\mu}$ spectra

Table 3: Errors computed for the model m_e

Station	$\sigma_{ln(av)}$	σ_{Tg}	$\sigma_{ln(Tg)}$	σ_{max}	$\sigma_{ln(max)}$
<i>IB22</i>	21.3%	44.7%	16.1%	41.7%	29.3%
<i>SCT</i>	13.5%	25.9%	13.0%	59.1%	46.2%
<i>CDAO</i>	20.3%	9.8%	4.5%	53.4%	36.4%

Table 4: Error for $NE_{H\mu}$ spectra

Station	$\sigma_{ln(av)}$	σ_{Tg}	$\sigma_{ln(Tg)}$	σ_{max}	$\sigma_{ln(max)}$
<i>IB22</i>	24.8%	69.6%	22.9%	145.0%	38.9%
<i>SCT</i>	16.1%	5.4%	2.3%	142.7%	38.5%
<i>CDAO</i>	20.1%	23.0%	9.0%	152.0%	40.1%

A large part of the error involved in the estimation of the energy spectra is due to the difference between the design strength assigned to the SDOF systems, and the actual strength the SDOF need to control their μ_{max} demand within the target value. To illustrate this observation, Figure 19 compares the design strength spectra with broken lines, with the actual strength spectra corresponding to different values of maximum ductility (the gray lines corresponds to single occurrences, and the thick continuous black lines to the median strength spectra). Note that the differences for Q of 2 are larger than those observed for Q of 3 and 4. This helps to explain the large errors observed during the estimation of energy spectra for Q of 2; and helps to illustrate some of the issues that need to be considered during the practical implementation of the m_e model developed herein (Figure 19 corresponds to *SCT* station). Seismological scaling was considered to establish the actual strength spectra.

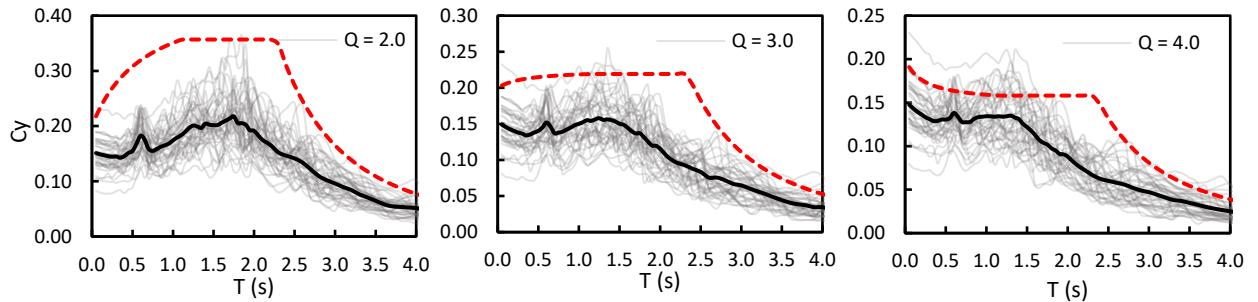


Figure 19. Comparison of the design and actual strength demands (*SCT* station with $T_g = 1.9s$)

As part of verifying the model, the Park and Ang [1985] damage index was evaluated using the m_e spectra proposed herein. The Park and Ang damage index was developed for reinforced concrete elements and has been widely used to assess structural damage due to its large experimental support. The index has been formulated as a linear combination of the maximum displacement and the plastic hysteretic energy demands, and can be expressed as:

$$DI_{PA} = \frac{\mu_{max}}{\mu_u} + \beta \frac{NE_{H\mu}}{\mu_u} \quad (16)$$

While μ_{max} and $NE_{H\mu}$ have been defined before, β is a parameter used to characterize the stability of the hysteretic cycle, and μ_u the ultimate ductility the system can undergo when subjected to monotonic deformation.

In this paper, the use of the Park and Ang damage index is complemented with the m_e model to develop a simple energy-based procedure to assess low cycle fatigue. Particularly, an estimate of DI_{PA} can be established by considering the value of μ_{max} used during the strength design of the system, and an estimate of $NE_{H\mu}$ established with the m_e model for this value of μ_{max} .

Figure 20 compares the estimated (dash line) and actual DI_{PA} median spectra (continuous line) for two stations ($\beta=0.15$ and $\mu_u=3.0$). Estimates of DI_{PA} closely match the actual values of the damage index, especially for large μ_{max} values. The comparisons established in Figures 18 and 20 are used for illustrative purposes only. Similar results were obtained for the different stations in Groups 3, 4 and 5. The results obtained for motions recorded in stations in Group 6 are not as good due to the influence of the second period of vibration of the soil.

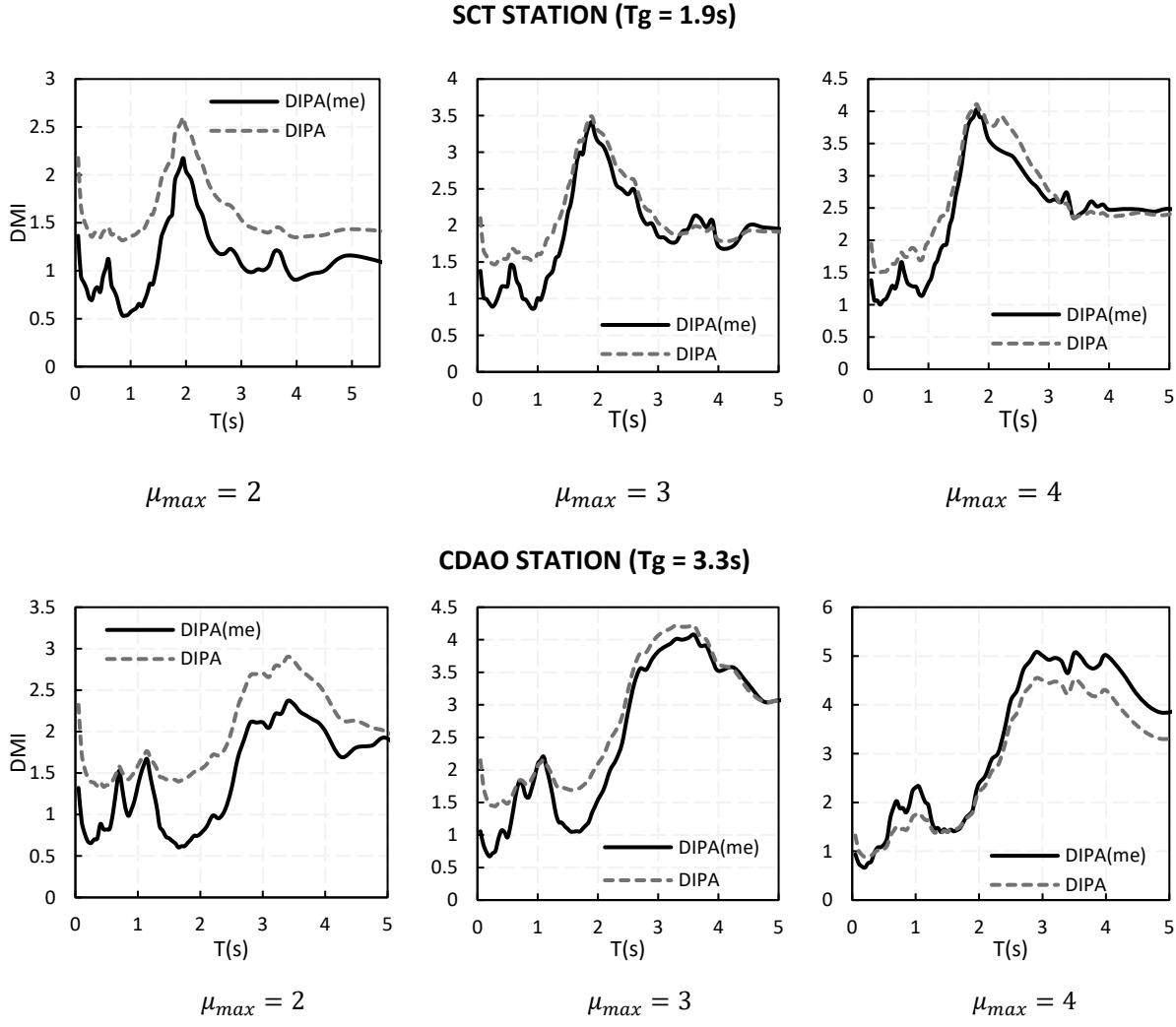


Figure 20. Comparison of estimated and actual ID_{PA} spectra for two stations

9. CONCLUSIONS

With the m_e spectra model developed in this paper, it is possible to estimate median $NE_{H\mu}$ demands from the value of μ_{max} used to design the lateral strength of a structural system. In this manner, the plastic energy demands can be quantified for design purposes.

The $NE_{H\mu}$ - μ_{max} relationship can be well characterized with a linear functional form. Although a parabolic fit would improve the numerical characterization of the relationship, the use of a linear model allows for a convenient simplification of the design problem without introducing significant error.

The shape of the m_e spectra depends on several parameters such as the energy and frequency contents of the ground motion. These m_e spectra are going to be different not only for two different accelerographic stations, but also for motions recorded in the same station.

Since this paper focus on analyzing median demands, the variation involved in the values of m_e are not considered. Although in some cases the variation around the median value can be significant (particularly for ductility demands greater than 4.0), the estimated median energy demands and damage indices, are reasonable estimates of the corresponding actual values.

The method used to scale the ground motions is relevant during any seismic analysis. While linear scaling is easy to apply, it does not consider the variation of the energy and frequency contents of the ground motion with the magnitude of the seismic event. In the case of the soft soil sites of Mexico City, it has been found that large magnitude events give place to motions with longer durations and different frequency content, in such a manner that seismological scaling needs to be used.

10. ACKNOWLEDGMENTS

The first author thanks CONACYT for the support given to carry out this research. The authors thank Professors Fabrizio Mollaioli and Mario Ordaz for the support on the seismic simulation process and their comments.

11. REFERENCES

- Arroyo, D., and Ordaz, M. (2006). "Demandas de energía histerética en osciladores elastoplásticos sujetos a ruido blanco Gaussiano." *Revista de Ingeniería Sísmica*, 138(74), 103–138.
- Benavent-Climent, A. (2011). "An energy-based method for seismic retrofit of existing frames using hysteretic dampers." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, 31(10), 1385–1396.
- Bertero, R. D., Bertero, V. V., and Terán Gilmore, A. (1996). "Performance-based earthquake-resistant design based on comprehensive design philosophy and energy concepts." *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*.

- Bertero, V. V. (1997). "Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines." *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Bled, Slovenia, 1–31.
- Bojórquez, E., Reyes-Salazar, a., Terán-Gilmore, a., and Ruiz, S. E. (2010). "Energy-based damage index for steel structures." *Steel and Composite Structures*, 10(4), 331–348.
- Bojorquez, E., Terán Gilmore, A., Bojórquez, J., and Ruiz, S. E. (2009). "Consideración explícita del daño acumulado en el diseño sismico de estructuras a través de factores de reducción de resistencia por ductilidad." *Revista de Ingeniería Sísmica*, 62(80), 31–62.
- Chai, Y. H. (2005). "Incorporating low-cycle fatigue model into duration-dependent inelastic design spectra." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(1), 83–96.
- Chai, Y. H., and Fajfar, P. (2000). "a Procedure for Estimating Input Energy Spectra for Seismic Design." *Journal of Earthquake Engineering*, 4(4), 539–561.
- Cheng, Y., Lucchini, A., and Mollaioli, F. (2015). "Correlation of elastic input energy equivalent velocity spectral values." *Earthquake and Structures*, 8(5), 957–976.
- Choi, H., and Kim, J. (2009). "Evaluation of seismic energy demand and its application on design of buckling-restrained braced frames." *Structural Engineering and Mechanics*, 31(1), 93–112.
- Cosenza, E., and Manfredi, G. (1996). "Seismic design based on low cycle fatigue criteria." *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 1141.
- Darwin, D., and Nmai, C. (1986). "Energy dissipation in RC beams under cyclic load." *ASCE Journal of Structural Engineering*, 112(8), 1829–1846.
- Donaire-Ávila, J., Benavent-Climent, A., Lucchini, A., and Mollaioli, F. (2017). "Energy-Based Seismic Design Methodology: A Preliminary Approach." *16WCEE*.
- Fajfar, P. (1992). "Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(10), 837–848.
- Hancock, J., and Bommer, J. J. (2005). "The effective number of cycles of earthquake ground motion."

- Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(6), 637–664.
- Hancock, J., and Bommer, J. J. (2006). “A state-of-knowledge review of the influence of strong-motion duration on structural damage.” *Earthquake Spectra*, 22(3), 827–845.
- Housner, G. (1956). “Limit design of structures to resist earthquakes.” *First World Conference on Earthquake Engineering*, 1–13.
- Kalkan, E., and Kunnath, S. K. (2007). “Effective Cyclic Energy as a Measure of Seismic Demand.” *Journal of Earthquake Engineering*, 11(5), 725–751.
- Kalkan, E., and Kunnath, S. K. (2008). “Relevance of Absolute and Relative Energy Content in Seismic Evaluation of Structures.” *Advances in Structural Engineering*, 11(1), 17–34.
- Kashani, M. M., Málaga-Chuquitaype, C., Yang, S., and Alexander, N. A. (2017). “Influence of non-stationary content of ground-motions on nonlinear dynamic response of RC bridge piers.” *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(9), 3897–3918.
- Kohrs-Sansorny, C., Courboulex, F., Bour, M., and Deschamps, A. (2005). “A two-stage method for ground-motion simulation using stochastic summation of small earthquakes.” *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(4), 1387–1400.
- Krawinkler, H. and Nassar, A. (1992). “Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities.” *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, E. A. Science, ed., Bled, Slovenia, 95–104.
- Kunnath, S. K., and Chai, Y. H. (2004). “Cumulative damage-based inelastic cyclic demand spectrum.” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33(4), 499–520.
- Kuwamura, H., and Akiyama, H. (1994). “Prediction of earthquake energy input from smoothed fourier amplitude spectrum.” 23(November 1993), 1125–1137.
- Leelataviwat, S., Saewon, W., and Goel, S. C. (2009). “Application of energy balance concept in seismic evaluation of structures.” *Journal of Structural Engineering*, 135(February), 113–121.

Malhotra, P. K. (2002). "Cyclic-demand spectrum." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(7), 1441–1457.

Mollaoli, F., and Bosi, A. (2012). "Wavelet analysis for the characterization of forward-directivity pulse-like ground motions on energy basis." *Meccanica*, 47(1), 203–219.

Mollaoli, F., Bruno, S., Decanini, L., and Saragni, R. (2011). "Correlations between energy and displacement demands for performance-based seismic engineering." *Pure and Applied Geophysics*, 168(1–2), 237–259.

Ordaz, M., and Pérez-Rocha, L. (1998). "Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: A new approach." 901(April 1997), 889–901.

Panagiotakos, T. B., and Fardis, M. N. (2001). "T. B. Panagiotakos." *Aci Structural Journal*, 98(2), 135–148.

Park, B. Y., Asce, F., Wen, Y. K., and Asce, M. (1985). "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings." *Journal of Structural Engineering*, 11(4), 740–757.

Quiroz-Ramírez, A., Arroyo, D., Terán-Gilmore, A., and Ordaz, M. (2014). "Evaluation of the intensity measure approach in performance-based earthquake engineering with simulated ground motions." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(2), 669–683.

Rajeev, P., and Wijesundara, K. K. (2014). "Energy-based damage index for concentrically braced steel structure using continuous wavelet transform." *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier Ltd, 103, 241–250.

Reinoso, E. (2002). *Scattering of Seismic Waves: Applications to the Mexico City Valley*. (WIT Press, ed.).

Rodriguez, M. E., and Padilla, D. (2009). "A Damage Index for the Seismic Analysis of Reinforced Concrete Members." *Journal of Earthquake Engineering*, 13(3), 364–383.

Santagati, S., Bolognini, D., and Nascimbene, R. (2012). "Strain life analysis at low-cycle fatigue on concentrically braced steel structures with RHS shape braces." *Journal of Earthquake Engineering*, 16(SUPPL. 1), 107–137.

- Scribner, C. F. and Wight, J. K. (1980). "Strength decay in R/C beams under load reversals." *ASCE Journal of Structural Engineering*, 106, 861–876.
- Teran-Gilmore, A. (1996). "Performance-Based Earthquake-Resistant Design of Framed Buildings Using Energy Concepts." University of California at Berkeley.
- Teran-Gilmore, A., and Jirsa, J. O. (2005). "A Damage Model for Practical Seismic Design That Accounts for Low Cycle Fatigue." *Earthquake Spectra*, 21(3), 803–832.
- Trifunac, M. D. (2008). "Energy of strong motion at earthquake source." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(1), 1–6.
- Uang, C.-M., and Bertero, V. V. (1990). "Evaluation of seismic energy in structures." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 19(1), 77–90.
- Y.J.Park, and A.H.S.Ang. (1985). "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete." *Journal of structural engineering, ASCE*, 111(4), 722–739.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTO RESIDUAL PARA SUELOS BLANDOS: APLICACIÓN PARA EL LECHO LACUSTRE DE CIUDAD DE MÉXICO

En este capítulo se analizan las demandas de desplazamiento residual y su importancia dentro del diseño sismorresistente. Se presenta una relación entre las demandas de desplazamiento residual y máximo, y se presenta una discusión sobre cómo se puede utilizar esta relación para analizar el comportamiento de las estructuras post-sismo. Los principales resultados y metodología se presentan al final de este capítulo, en el Anexo C6, el cual corresponde a un artículo sometido a la revista “Soil Dynamics and Earthquake Engineering” (Quinde y col. 2018b).

6.1 INTRODUCCIÓN

El análisis de los desplazamientos o daños residuales tiene gran importancia en las evaluaciones de comportamiento y el funcionamiento normal de la estructura en etapas post-sísmicas. Pese a esto, en la mayoría de regulaciones sismorresistentes se da poca relevancia a este tipo de demandas. Aunque las revisiones para el desplazamientos residuales (x_{res}) están establecidas en ciertas regulaciones, como FEMA-58 y las especificaciones de diseño japonesas para carreteras y puentes (JRA), no se ha establecido de manera rigurosa una metodología de diseño para calcular el daño residual. En muchas de las evaluaciones posteriores a un terremoto, los desplazamientos residuales (x_{res}) definen los criterios de reparación y demolición, como se observó en los terremotos de México del 19 de septiembre de 1985 y 2017. Asimismo, se ha dado poca importancia al daño en los contenidos y elementos no estructurales, que también se ven afectados por desplazamientos permanentes de consideración (aparte de las aceleraciones de piso). Por otro lado, los sistemas de control de respuesta sísmica, como los contravientos restringidos al pandeo (BRB, por sus siglas en inglés), según su concepto de diseño, sufren grandes deformaciones cuando se someten a movimientos fuertes del terreno; sin embargo, es un desafío conocer las demandas máximas a las que estos elementos de control sísmico fueron sometidos durante el terremoto. La relación entre los desplazamientos máximos y residuales podría ser una herramienta para conocer las demandas máximas a las que un sistema fue expuesto durante un sismo y así tomar decisiones posteriores al terremoto de una manera más analítica.

Varios estudios sobre desplazamientos residuales se han llevado a cabo en las últimas décadas. Macrae y Kawashima (1997) y Kawashima y col. (1998) estudiaron el desplazamiento residual en osciladores

de un grado de libertad sometidos a un comportamiento histerético bilineal para diferentes pendientes post-elásticas, utilizando registros de suelo firme. Del mismo modo, Christopoulos y col. (2003), Pampanin y col. (2003) y Uma y col. (2010), analizaron un diseño sísmico basado en desempeño, incluyendo desplazamientos residuales, estudiando la influencia de x_{res} en el caso de los sistemas de control auto-centrantes. Ruiz-García y Miranda (2006a, 2006b y 2010) y Ruiz-García y Chora (2015), estudiaron el comportamiento de los desplazamientos y derivas residuales, y propusieron relaciones para poder calcularlas a partir de otras demandas de desplazamiento, incluso desarrollando un sistema probabilístico para la estimación de x_{res} . Estos estudios incluyeron registros de suelo blando de California y Ciudad de México y analizaron la influencia de los efectos del sitio, la variabilidad entre registros sísmicos y el comportamiento histerético del oscilador.

Además, se han realizado varios estudios para estudiar la influencia de x_{res} en daños estructurales, elementos no estructurales y sistemas de control de respuesta, incluso para evaluaciones post-sísmicas (Ramirez and Miranda 2012; Erochko y col. 2011; Yazgan and Dazio 2012; Ruiz-García and Aguilar 2015; Liossatou and Fardis 2015).

Finalmente, Ruiz-García y Guerrero (2017) y Guerrero y col. (2017) centraron sus estudios en desplazamientos residuales para suelos blandos en la Ciudad de México, utilizando una base de datos de 220 registros sísmicos. En su trabajo se analizó la influencia del modelo de histéresis, la ductilidad de los osciladores y los efectos de la relación de amortiguamiento. Aunque se consideran las variaciones en la relación de fuerza lateral, no se tiene en cuenta la influencia de la energía adicional generada en movimientos fuertes del terreno, asociados a eventos de magnitudes más grandes, ya que la base de datos de terremotos fuertes registrada en la Ciudad de México es corta, para $M_w > 6$

6.2 PROPIEDADES DE LOS SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD UTILIZADOS

Para los análisis de las demandas de desplazamientos máximos y residuales, se utilizaron sistemas de un grado de libertad (SDOF, por sus siglas en inglés). En los análisis, se consideraron 70 períodos estructurales entre 0.05 y 8.0s y un coeficiente de amortiguamiento viscoso del 5%. Por otro lado, la demanda máxima de desplazamientos está relacionada con la resistencia de los sistemas SDOF y con la intensidad de los eventos sísmicos. Cuando se utilizan terremotos que simulan las intensidades máximas a las que podrían estar sujetos los sistemas SDOF, la demanda de los desplazamientos se rige por la resistencia de los osciladores. La resistencia lateral de estos sistemas fue la requerida por el Código de Construcción de Ciudad de México (NTCD-2004) para un factor de comportamiento sísmico específico (Q). En términos de definición de los espectros de diseño, Q puede considerarse la demanda de ductilidad máxima de diseño, de tal manera que Q de 1 implica un comportamiento elástico. Los valores de Q considerados fueron 2, 3 y 4. Para el comportamiento histerético de los SDOF, se consideraron tres modelos de comportamiento plástico: a) modelo elasto-plástico perfecto, b) modelo bilineal con pendientes post-elásticas (k_1) de 1, 5 y 10% y, c) modelo trilineal.

6.2.1 Modelo bilineal

Para caracterizar el modelo de comportamiento bilineal se incluye el endurecimiento por deformación en el rango de comportamiento plástico, cuya pendiente está definida como una fracción de la rigidez elástica. Este comportamiento se muestra en la Figura 6.2.1, en donde se idealiza este tipo de comportamiento partiendo de un sistema de un grado de libertad con dos resortes en paralelo. El

primero de los resortes representa un comportamiento elasto-plástico perfecto con una rigidez inicial, k ; mientras que el segundo de ellos inicia a partir de la fluencia (x_y), está asociado a la rama post-fluencia del modelo y representa un sistema elástico con una pendiente $k_1 = \alpha k$.

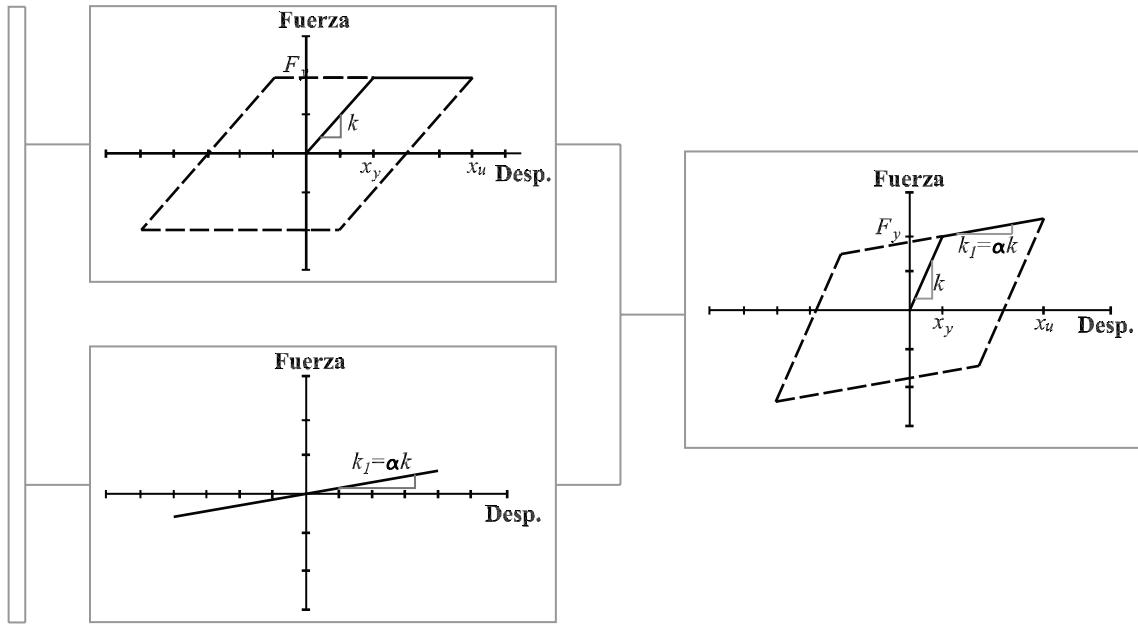


Figura 6.2.1: Modelo de comportamiento bilineal

Los factores de endurecimiento por deformación (α) que se analizaron son 1, 5 y 10%.

6.2.2 Modelo trilineal

Este tipo de modelo describe el comportamiento plástico de un SDOF de una manera más realista, incluyendo el estado de dos ramas post-elásticas. En la Figura 6.2.2 se muestra un esquema del comportamiento trilineal. Este modelo parte de la hipótesis de considerar dos resortes en paralelo, cada uno con un comportamiento bilineal. El comportamiento inelástico del primer modelo comienza en el desplazamiento de fluencia x_y , y tiene una pendiente inicial k , mientras que la rama inelástica puede expresarse como $k_1 = \alpha k$. El segundo modelo bilineal tiene una pendiente inicial $k_1 = \alpha k$, mientras que la segunda rama del modelo se expresa como $k_2 = \beta k$. Ambas ramas post-elásticas del modelo trilineal quedan relacionadas con la rigidez de la rama elástica.

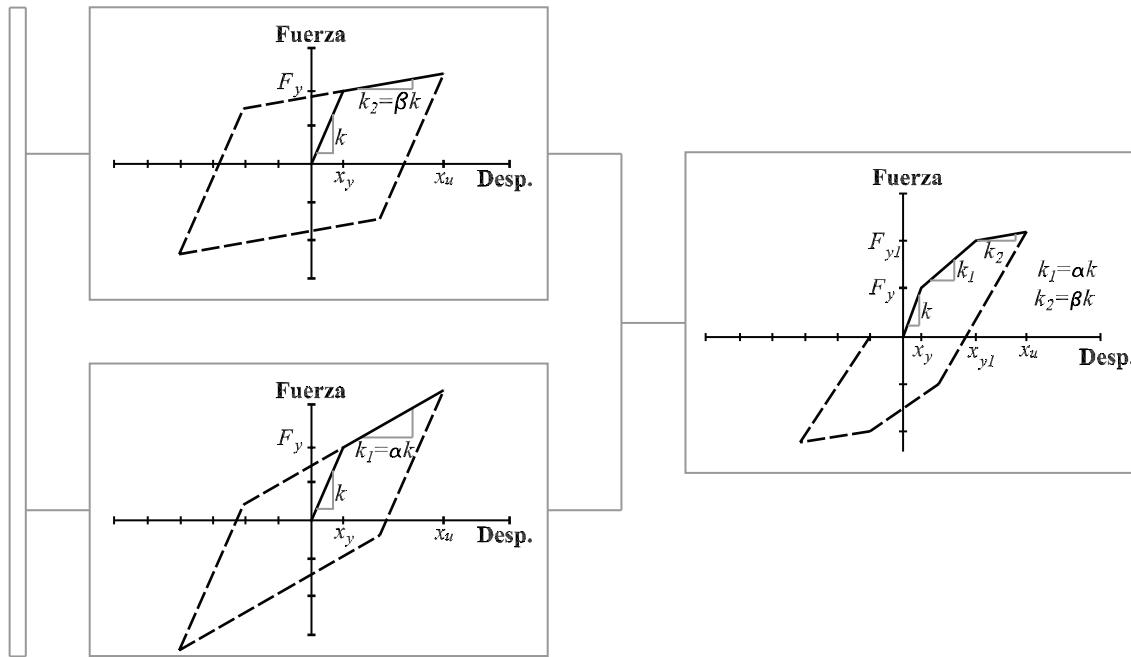


Figura 6.2.2: Modelo de comportamiento trilineal

Los parámetros que determinan este modelo son los desplazamientos x_y y x_{y1} , las rigideces k , k_1 y k_2 y las fuerzas F_y y F_{y1} (ver Figura 6.2.2). En la segunda rama post-fluencia $k_2 = \beta k$, β toma los valores de 0, 1, 5 y 10%. Así mismo, el segundo desplazamiento de fluencia considera la relación $x_{y1} = \lambda x_y$, analizando los casos para λ de 1.2, 1.5 y 2.

6.3 RELACIÓN ENTRE DESPLAZAMIENTO MÁXIMO Y RESIDUAL

El desplazamiento residual de un sistema depende de varias consideraciones, incluido el comportamiento histerético del sistema. Sin embargo, analizar el comportamiento residual, y limitarlo a un ciclo de histéresis estable (comportamiento elasto-plástico perfecto) no garantiza que el desplazamiento máximo de una estructura sea lo suficientemente pequeño como para evitar la inestabilidad (Kawashima y col. 1998). Tanto el desplazamiento máximo como el desplazamiento residual son importantes en el diseño sísmico. En la Figura 6.3.1 se muestra la historia en el tiempo del desplazamiento para dos sitios en Ciudad de México. Para considerar la vibración libre del oscilador, se agregó un tiempo al final de los registros sísmicos, de modo que se pueda asegurar que el x_{res} corresponda a un estado de reposo.

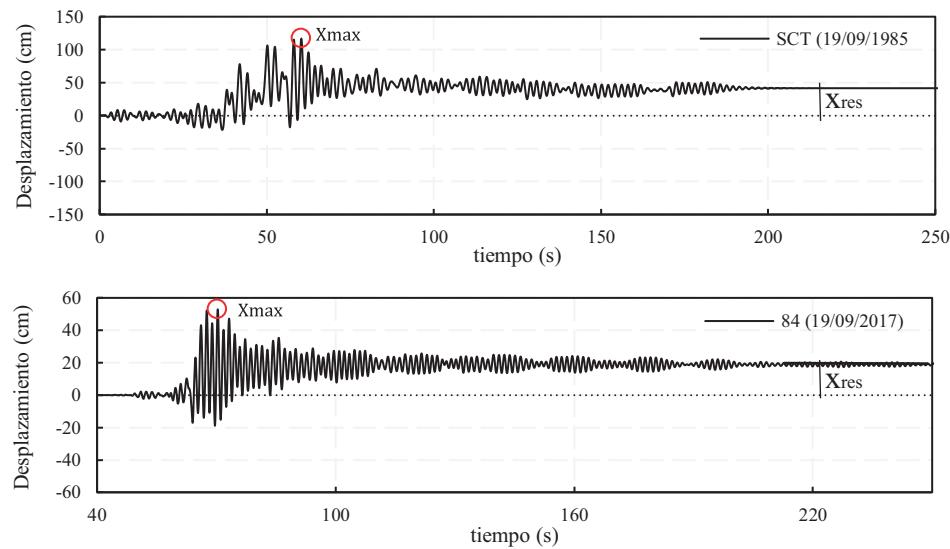


Figura 6.3.1: Historia del tiempo de desplazamiento para los sitios y sismos indicados

La idea principal de este estudio es analizar la relación entre el desplazamiento máximo (x_{max}) y el desplazamiento residual (x_{res}), que es el desplazamiento permanente con el que el sistema permanece una vez que vuelve a su estado de reposo. Como se muestra en la Figura 6.3.2, el comportamiento espectral es similar entre los dos tipos de desplazamientos (máximo y residual), especialmente para los valores picos, aunque la variabilidad de la respuesta en los espectros de desplazamientos residuales es mayor que para los desplazamientos máximos.

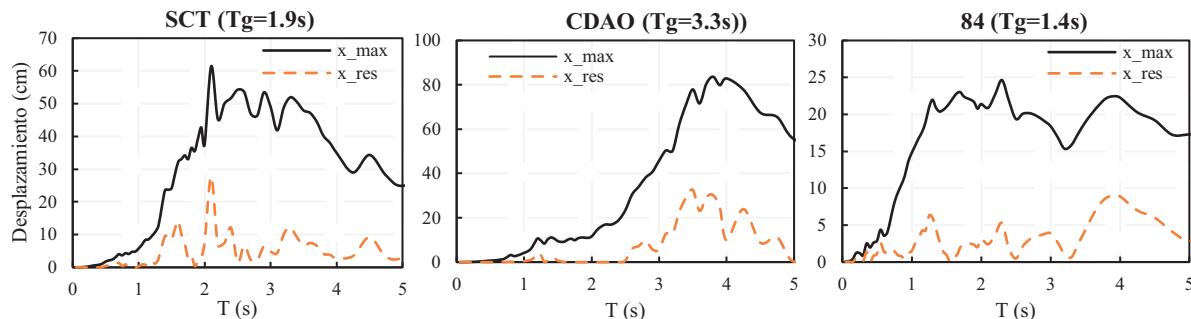


Figura 6.3.2: Espectro de respuesta de los dos tipos de desplazamientos (máximo y residual) para los tres sitios de Ciudad de México, indicados en cada Figura, para un $Q=3.0$. Las gráficas se encuentran a diferente escala.

Como una función del comportamiento histerético, hay diferentes formas para la relación $x_{max} - x_{res}$, como se muestra en la Figura 6.3.3 para cuatro osciladores de un grado de libertad ubicados en SCT ($T_g = 1.9s$) para un $Q = 3.0$ y un período de vibración (T) y pendiente post-elástica (k_1) mostradas en cada figura. Se puede idealizar una forma bilineal para la relación $x_{max} - x_{res}$ correspondiente al comportamiento elasto-plástico perfecto (EPP). Una primera relación lineal corresponde al rango de comportamiento elástico, en el que $x_{res} = 0$ independientemente del valor considerado para x_{max} . Como se muestra en las Figuras 6.3.3a y 6.3.3b, una segunda línea con pendiente positiva ($m_d = x_{res}/x_{max}$) corresponde al rango de comportamiento plástico. En las figuras, x_y representa el desplazamiento de fluencia. Como se muestra en las Figuras 6.3.3c y 6.3.3d, un aumento en k_1 resulta en una forma trilineal con una segunda línea que tiene una pendiente m_d desde x_y a un segundo desplazamiento x_b (indicado en las figuras con una línea vertical discontinua). Una vez que x_{max} es más grande que x_b ,

x_{res} permanece constante con respecto a un incremento de x_{max} . Se debe mencionar la efectividad que tiene la rigidez post-elástica para controlar el desplazamiento residual (las Figuras 6.3.3c y 6.3.3d tienen una escala 10 veces menor que las Figuras 6.3.3a y 6.3.3b para el eje x_{res}).

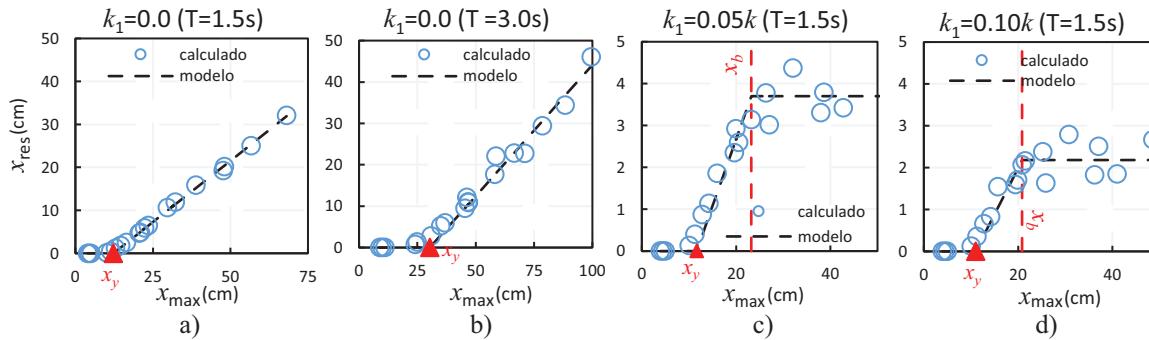


Figura 6.3.3: Relación $x_{max} - x_{res}$: a) y b) Modelo de elasto-plástico perfecto para $T = 1.5$ y 3.0s respectivamente; c) Bilineal con $k_1 = 0.05k$; y d) Bilineal con $k_1 = 0.10k$ para $T = 1.5\text{s}$

La pendiente de esta relación se considera como $m_d = x_{res}/x_{max}$. Dicha pendiente se calculó para cada modelo de comportamiento inelástico, indicado anteriormente (4 casos para el modelo bilineal y 6 casos para el modelo trilineal). Los factores que influyen en su comportamiento son: a) periodo de vibración del suelo (T_g), b) resistencia del sistema, basado en la normativa mexicana de construcción (NTCD-2004), usando tres valores de Q (2, 3 y 4) y, c) modelo de comportamiento plástico.

6.3.1 Influencia del modelo de comportamiento inelástico

En la Figura 6.3.4a se muestra el efecto de la pendiente post-elástica k_1 en el desplazamiento residual (x_{res}) para un oscilador simple que tiene $T = 2.0\text{s}$ y un $Q = 4.0$, ubicado en SCT ($T_g = 1.9\text{s}$). A partir de una pendiente post-elástica de cero, un pequeño aumento de k_1 tiene un impacto notable en la demanda de desplazamiento residual x_{res} . Sin embargo, a medida que el valor de k_1 aumenta por encima de $0.10k$, su influencia en x_{res} se vuelve poco significativa. Por otra parte, la Figura 6.3.4b compara, para un oscilador simple en SCT que tiene $T = 2.0\text{s}$ y $Q = 3.0$, la relación entre el desplazamiento máximo y residual ($x_{max} - x_{res}$) para el comportamiento bilineal (BL) con $k_1 = 0.05k$ y un comportamiento trilineal (TL) con $x_{y1} = 2x_y$, $k_1 = 0.05k$ y $k_2 = 0$. Se debe notar que la relación para el comportamiento trilineal coincide con la del comportamiento de bilineal hasta que se alcanza x_{y1} . Una vez que el desplazamiento máximo x_{max} va más allá de x_{y1} , el desplazamiento residual x_{res} para el comportamiento trilineal aumenta a una tasa que corresponde estrechamente con la pendiente m_d . Una pendiente post-elástica de cero tiene un alto costo en términos del desplazamiento residual del sistema.

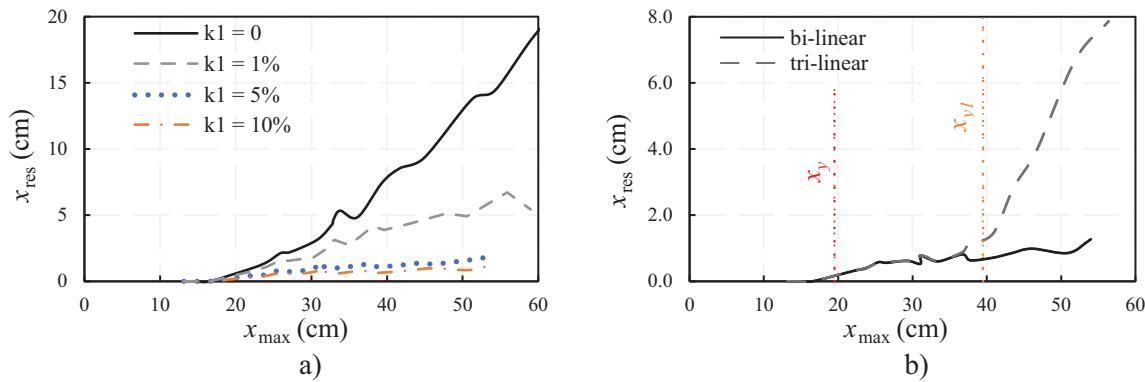


Figura 6.3.4: Relación $x_{max} - x_{res}$: a) influencia de la pendiente post-elástica k_1 ; b) comparación entre comportamiento del modelo bilineal y trilineal

Ahora, centrándonos únicamente en el modelo de comportamiento bilineal, en la Figura 6.3.5 se muestra la influencia de la pendiente post-elástica k_1 en los valores del espectro de m_d , para un valor de $Q=3.0$ en los sitios indicados en cada figura. Se debe notar que el valor de m_d alcanza su valor más pequeño para $T/T_g = 1.0$, y que, un aumento en k_1 , produce una disminución significativa en m_d . La forma general de los espectros m_d se ve poco afectada por el valor de k_1 . Para una pendiente post-elástica (k_1) mayor que $0.10k$, m_d cambia levemente con respecto a k_1 . Debido a su influencia en el comportamiento de m_d , la pendiente post-elástica (k_1) también debe considerarse explícitamente en la caracterización cuantitativa de la relación $x_{max} - x_{res}$.

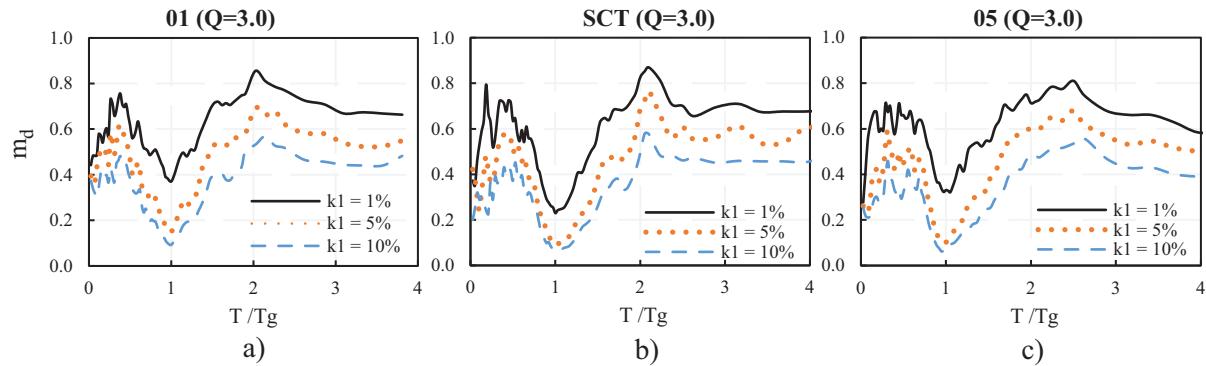


Figura 6.3.5: Influencia de la pendiente post-elástica k_1 en las demandas de m_d , para un valor de $Q = 3.0$: a) estación 01, Grupo 3; b) estación SCT, Grupo 3; c) estación 05, Grupo 4

6.3.2 Influencia de la resistencia lateral

Para la relación $x_{max} - x_{res}$ también se estudió la influencia de la resistencia lateral del oscilador, considerando las Normas Técnicas Complementarias de Diseño (NTCD-2004) para distintos valores de Q .

La Figura 6.3.6 ilustra la influencia de Q en los valores de m_d . Se debe notar que el período se normalizó con respecto al período dominante del suelo (T/T_g). Los resultados corresponden a la estación SCT ($T_g = 1.9s$) y la resistencia de los osciladores fue diseñada para diferentes valores de Q . Como se puede observar en la figura, para un valor dado de Q , m_d alcanza su valor más pequeño para $T/T_g = 1.0$. Esto implica que el desplazamiento residual de los sistemas tiende a aumentar con una tasa menor con un incremento en el desplazamiento máximo a medida que su período se acerca al período dominante

del movimiento. Los valores de m_d son bastante independientes de la resistencia del oscilador de un grado de libertad y, por lo tanto, del valor de Q utilizado durante su diseño. Esto es particularmente cierto para T/T_g cercano a 1.0. Sin embargo, es importante tener en cuenta, como se muestra en la Figura 6.3.6c, que si bien m_d es insensible a Q , en la relación $x_{max} - x_{res}$ un valor diferente de Q implica un valor diferente de x_y . Por lo tanto, el valor de Q debe considerarse explícitamente en la caracterización cuantitativa de la relación $x_{max} - x_{res}$.

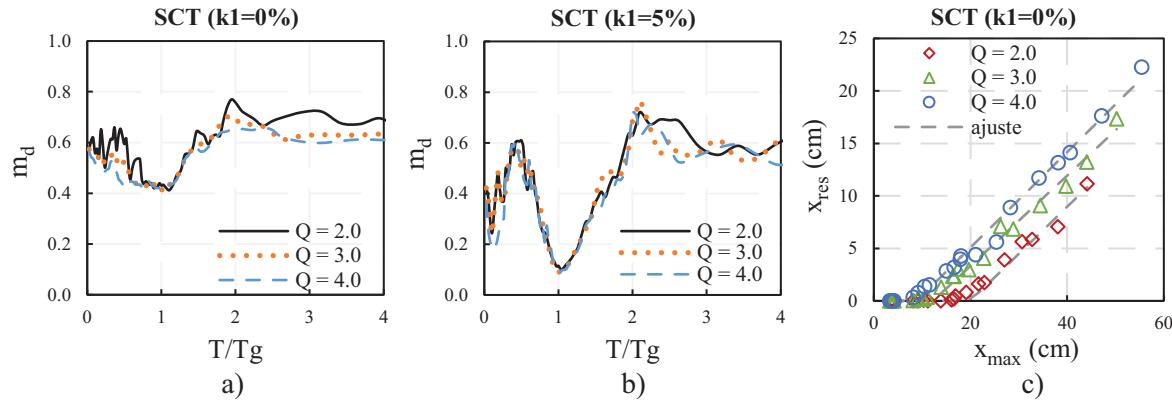


Figura 6.3.6: Valores de m_d para la estación SCT, Grupo 3: a) Influencia de Q en los espectros para $k_1 = 0$; b) Influencia del parámetro Q en los espectros para $k_1 = 0.05k$; c) Relación $x_{max} - x_{res}$ para osciladores de un grado de libertad diseñados para diferentes valores de Q y que tienen $T = 2.0s$

6.3.3 Forma funcional

Como se muestra en el anexo C6, existen tres zonas de pendiente m_d para el modelo bilineal y dos para el modelo elasto-plástico perfecto. En términos de los espectros m_d , se propuso la siguiente forma funcional para la caracterización numérica de la zona 1 para el comportamiento elasto-plástico perfecto y para la zona 2 del comportamiento bilineal.

$$m_d = \left[\frac{\gamma + \left(\frac{T}{T_g} - 1 \right)^2}{\alpha} \right]^\beta \quad (6.1)$$

Los parámetros α , β y γ a su vez depende de Q y de la pendiente post-elástica (k_1). Las expresiones y valores de dichas variables se encuentran en el Anexo C6.

La base de datos utilizada, metodología, influencia de los parámetros y resultados para el modelo m_d se encuentran con mayor detalle al final de este capítulo, en el Anexo C6, el cual corresponde a un artículo sometido, para su posible publicación, a la revista “Soil Dynamics and Earthquake Engineering” (Quinde y col. 2018b).

6.4 COMENTARIOS DEL CAPÍTULO 6

En este capítulo se realizaron análisis de la relación entre el desplazamiento máximo (x_{max}) y desplazamiento residual (x_{res}). El modelo presentado depende de la pendiente post-elástica (k_1)

del modelo de comportamiento histerético, de la resistencia lateral del oscilador (en función de Q) y del periodo dominante del suelo, sin embargo, no se realizaron estudios acerca de la influencia del coeficiente de amortiguamiento viscoso, dado que se encuentra fuera del alcance de esta tesis. La relación $x_{max} - x_{res}$ presentada en este capítulo permite la cuantificación de la demanda media de desplazamiento máximo partiendo del desplazamiento residual. De esta manera, la demanda de desplazamiento máximo alcanzada durante un movimiento intenso del suelo se puede cuantificar para fines de evaluación estructural posterior al sismo.

La forma espectral de los desplazamientos residuales es muy variable. Sin embargo, a través de la relación m_d se pueden alcanzar aproximaciones medianas razonables. Los resultados se presentan para tres comportamientos histeréticos con el propósito de considerar los casos en que los desplazamientos máximos son grandes.

ANEXO C6

RESIDUAL DISPLACEMENT ESTIMATION FOR SOFT SOILS: APPLICATION FOR MEXICO CITY LAKE-BED

En este anexo se presenta el artículo “Residual displacement estimation for soft soils: application for Mexico City lake-bed”, el cual se encuentra sometido, para su posible publicación, en la revista “Soil Dynamics and Earthquake Engineering”.

Resumen

La respuesta sísmica de una estructura ante un movimiento de tierra fuerte es un problema complejo que se ha estudiado durante décadas. Sin embargo, las regulaciones sísmicas actuales no evalúan el nivel potencial de daño estructural que una estructura puede sufrir durante un evento sísmico dado, y aún menos en el desplazamiento residual o daño que puede estar presente en una estructura, a pesar de su importancia en las evaluaciones de comportamiento y el funcionamiento normal de La estructura en etapas post-sísmicas. Este documento desarrolla expresiones simples para estimar el desplazamiento residual de la demanda de desplazamiento máximo de los sitios de suelo blando (en particular, los ubicados en la Ciudad de México), capaces de generar movimientos de suelo de banda estrecha de larga duración. Para superar el alcance limitado de estudios previos y para considerar la gran energía sísmica involucrada en movimientos de terreno fuerte, se realizaron aproximadamente 35,000 simulaciones sísmicas. Del mismo modo, se considera la influencia de la resistencia lateral de un oscilador de un grado de libertad aplicando las regulaciones mexicanas. Se presenta una nueva relación simplificada entre las demandas de desplazamiento máximo y residual y una discusión sobre cómo se puede utilizar para analizar el comportamiento de las estructuras en estapas post-sismo..

RESIDUAL DISPLACEMENT ESTIMATION FOR SOFT SOILS: APPLICATION FOR MEXICO CITY LAKE-BED

Pablo Quinde^{1*}, Amador Terán-Gilmore² and Eduardo Reinoso¹

¹ Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, Coyoacán 04510, México D.F., México

² Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana, Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas 02200, México D.F., México.

* Corresponding author: e-mail: pquindem@iingen.unam.mx,
telephone: +5215549676348

ABSTRACT

The seismic response of a structure to strong ground motion is a complex problem that has been studied for decades. Current seismic regulations do not assess the seismic performance of structures during a given seismic event, and therefore do not require an estimation of their residual displacement or level of structural damage. Nevertheless, this information is relevant after intense ground motions to assess the possibility of re-occupying a building. This paper develops simple expressions to estimate the maximum displacement demand from the residual displacement of single-degree-of-freedom systems subjected to long duration narrow-banded ground motions generated in soft soil sites (particularly, those located in Mexico City). To overcome the limited scope of previous studies, 35,000 seismic simulations were performed. The influence of the lateral strength of the single-degree-of-freedom systems is considered. A new simplified relation between the residual and maximum displacement demands is established.

KEY WORDS: residual displacement, maximum displacement, soft soil behavior, seismic simulations

1. INTRODUCTION

The seismic response of a structure to strong earthquakes is a complex problem that has been studied for years. Recent earthquake-resistant design formulations explicitly consider the seismic behavior of the structure. Therefore, they require estimates of the dynamic response of structural systems, and the assessment of this response by using preset values of relevant design parameters such as interstory drift index. However, and despite the fact that design objectives are formulated in terms of acceptable levels of damage, most current design regulations do not assess the level of structural damage that a structure may experience during a given seismic event. The accepted global approach to seismic design

states that structural damage should be minimized for frequent low-intensity events, and that collapse, and irreparable damage, should be avoided for rare high-intensity earthquakes. However, little relevance is given to residual displacements or plastic demands, despite their importance for the assessment of existing structures after intense ground motions.

Although checks are established in certain regulations, such as FEMA-58 and the Japanese design specifications for highway and bridges (JRA), in terms of residual displacement (x_{res}), methodologies to evaluate such displacement are not contemplated. In many post-earthquake assessments, as has been the case of those that took place after the Mexican earthquakes of September 19, 1985 and 2017, x_{res} defines the possibility of repairing a structural system or the need to demolish it. Likewise, little relevance has been given to the level of damage in contents and nonstructural elements, which in many cases depends on the maximum displacement demand. The maximum displacement also correlates strongly with the level of damage in the structural system. It is important then to develop simple methodologies to assess the maximum and residual displacements in earthquake-resistant buildings. Of importance is the need to understand the relationship that exists between these displacements, in such a manner as to allow for simple post-earthquake assessment methodologies.

Several studies on residual displacements have been carried out in the last decades. McRae and Kawashima ([1], [2]) studied the residual displacements in single-degree-of-freedom (SDOF) systems having bilinear hysteretic behaviors with different post-yielding ratios and subjected to ground motions recorded on firm soils. Likewise, [3], [4] and [5] analyzed the possibility of including residual displacements within Performance-Based Seismic Design, and studied x_{res} demands in self-centering control systems. Ruiz-Garcia and Miranda ([6], [7], [8], [9]) studied residual displacement and drift demands, proposed relationships to calculate them from the value of other displacement demands, and developed a probabilistic analysis for the estimation of x_{res} . Their studies contemplated soft soil records

from California and Mexico City, and the influence of site effects, record-to-record variability, and the hysteretic behavior of the system.

Additionally, several studies have been carried out to study the influence of x_{res} on structural and nonstructural damage ([10], [11], [12], [13], [14])

Guerrero and Ruiz-Garcia ([15], [16]), used a database of 220 seismic records to study the residual displacement demands on systems subjected to motions generated in the soft soils of Mexico City. In their work, they analyze the influence of the hysteresis model, the ductility demand and the damping ratio. Although they considered variations in the lateral strength ratio, the seismic energy dissipated in motions with large magnitude was not fully considered because of limitations on the database of recorded strong ground motions.

The aim of this paper is to develop simple expressions to estimate maximum displacement demands from the residual displacement of SDOF systems located in soft soil sites (particularly, those located in Mexico City), capable of generating long duration narrow-banded ground motions. To overcome the limited scope of previous studies, particularly in terms of high intensity ground motions, about 35,000 seismic simulations were performed. The lateral strength of the SDOF systems is taken into consideration by designing families with different lateral strength according to the current Mexican requirement for seismic design. A new simplified relation between residual and maximum displacement demands is developed.

2. ACCELEROMETRIC STATIONS AND SOIL VIBRATION PERIODS

Figure 1 and Table 1 shows the location and soil period within Mexico City of the 78 accelerometric stations under consideration in this study. The characteristics of the ground motions recorded in the city can vary significantly in short distances, particularly on the portion of Mexico City located over the ancient Texcoco Lake. The lake-bed have dominant soil periods (T_g) larger than 1.0s and reach values as high as 5.0s near the international

airport. Because of the wide range of soil periods, the lake-bed zone has been divided, as shown in Figure 1, in zones. For instance, Reinoso [17] classified sites at Mexico City into six groups. While Groups 1 and 2 correspond to sites having T_g smaller than 1s; Groups 3, 4 and 5 cover period ranges of 1.0-1.8, 1.8-2.5, and 2.5-3.8s, respectively. Group 6 covers sites having T_g longer than 3.8s (T_g can reach values as high as 5.5s). Groups 1 and 2 were not considered in the studies reported herein, since this paper addresses displacement demands on soft soils.

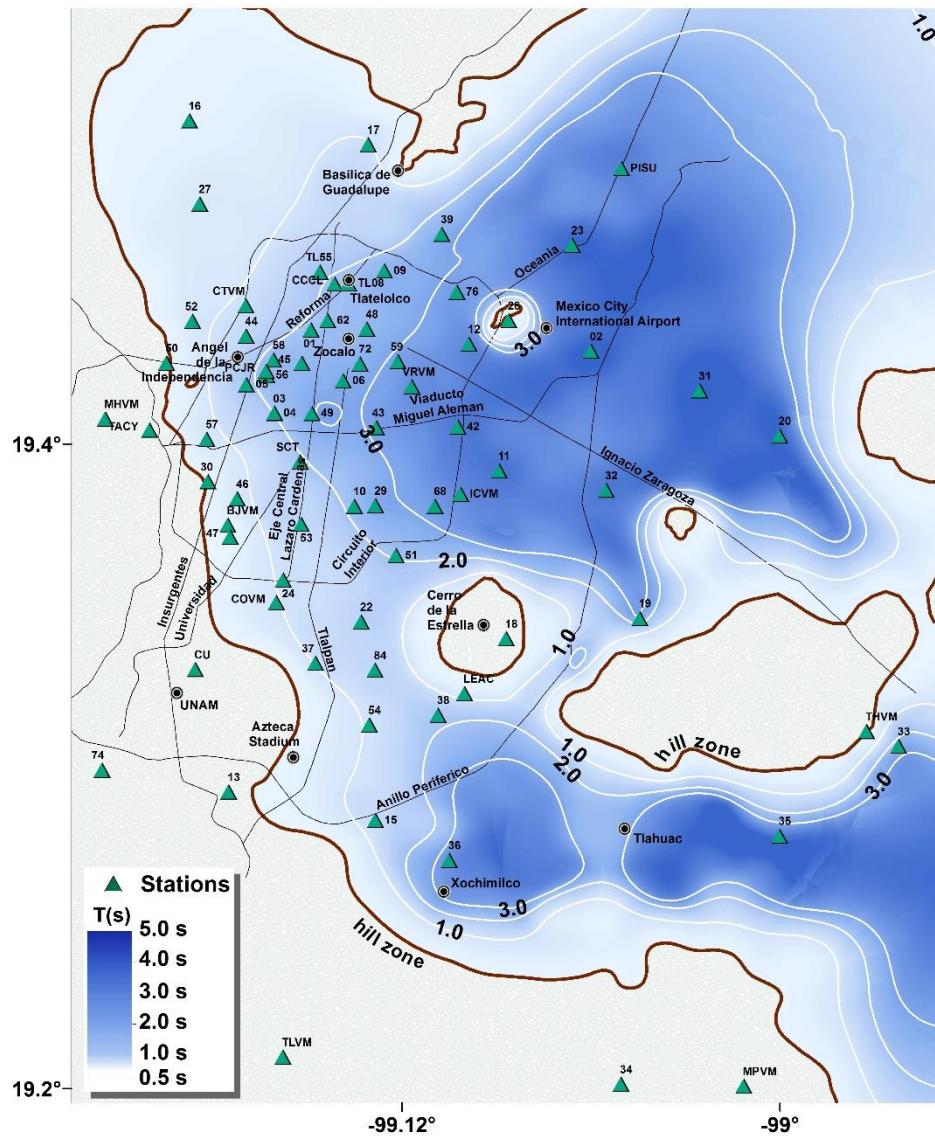


Figure 1. Accelerometric stations under consideration and soil periods

Table 1. Accelerometric stations under consideration

Group	Station	Long.	Lat.	Tg	Group	Station	Long.	Lat.	Tg
1	47	-99.17	19.37	hz	4	SCT	-99.15	19.39	1.9
1	18	-99.08	19.34	hz	4	CCCL	-99.14	19.45	2.0
1	28	-99.08	19.44	hz	4	03	-99.16	19.41	2.0
1	78	-99.23	19.37	hz	4	55	-99.14	19.45	2.0
1	CU	-99.18	19.33	hz	4	01	-99.15	19.44	2.1
1	30	-99.18	19.39	hz	4	62	-99.14	19.44	2.1
1	74	-99.21	19.30	hz	4	08	-99.13	19.45	2.1
1	MHVM	-99.21	19.41	hz	4	51	-99.12	19.37	2.2
1	MPVM	-99.01	19.20	hz	4	58	-99.16	19.43	2.3
1	50	-99.19	19.43	hz	4	10	-99.13	19.38	2.3
1	34	-99.05	19.20	hz	4	56	-99.16	19.42	2.4
1	TACY	-99.20	19.40	hz	4	JR	-99.16	19.42	2.4
1	TLVM	-99.15	19.21	hz	4	48	-99.13	19.44	2.4
1	13	-99.17	19.29	hz	4	45	-99.15	19.43	2.5
1	21	-99.26	19.37	hz	5	33	-98.96	19.31	2.6
2	THVM	-98.97	19.31	0.5	5	09	-99.12	19.45	2.6
2	BJVM	-99.17	19.38	0.6	5	39	-99.10	19.47	2.7
2	16	-99.18	19.50	0.6	5	72	-99.13	19.43	2.7
2	27	-99.18	19.47	0.8	5	19	-99.04	19.35	2.8
2	46	-99.17	19.38	0.9	5	29	-99.13	19.38	2.8
2	COVM	-99.16	19.35	0.9	5	49	-99.14	19.41	2.9
2	57	-99.18	19.40	0.9	5	06	-99.14	19.42	2.9
2	52	-99.18	19.44	0.9	5	59	-99.12	19.43	3.2
2	37	-99.14	19.33	1.0	5	43	-99.13	19.41	3.2
2	LEAC	-99.10	19.32	1.0	5	76	-99.10	19.45	3.2
3	24	-99.15	19.36	1.1	5	VRVM	-99.11	19.42	3.2
3	54	-99.13	19.31	1.1	5	68	-99.11	19.38	3.3
3	17	-99.13	19.49	1.1	5	ICVM	-99.10	19.38	3.3
3	02	-99.06	19.43	1.2	5	36	-99.10	19.27	3.6
3	44	-99.17	19.43	1.3	5	12	-99.10	19.43	3.8
3	84	-99.13	19.33	1.4	6	42	-99.10	19.41	4.3
3	CTVM	-99.17	19.44	1.4	6	32	-99.05	19.39	4.4
3	15	-99.13	19.28	1.4	6	11	-99.09	19.39	4.5
3	22	-99.13	19.35	1.5	6	23	-99.06	19.46	4.9
3	53	-99.15	19.38	1.5	6	20	-99.00	19.40	4.9
3	38	-99.11	19.32	1.8	6	PISU	-99.05	19.49	5.0
4	05	-99.17	19.42	1.9	6	35	-99.00	19.28	5.0
4	04	-99.16	19.41	1.9	6	31	-99.02	19.42	5.3

*hz: hill zone sites

*Long: Longitude (units in decimal degrees)

*Lat: Latitude (units in decimal degrees)

3. GROUND MOTIONS

There are only a few ground motions available that were recorded during high intensity ground motions (associated with return periods larger than 100 years). Due to the lack of information, seismic simulation is required. The simulation technique used is that proposed by Kohrs-Sansorny et al. [18]. The methodology uses a two-stage stochastic summation of low intensity motions (seed motions) that work as empirical Green's functions, considers a point source, and requires the characterization of two parameters: a) the seismic moment (M_0) and b) the stress drop ($\Delta\sigma$). The seed motions used herein were recorded during the event under consideration in Table 2. The epicentral distances from the source to Mexico City are larger than 200 km, in such a manner that the seismic source point representation can be considered acceptable.

Table 2. Seismic parameters of the April 25, 1989 event

Date	M_w	M_0 (dyne-cm)	$\Delta\sigma$
25/04/1989	6.9	2.51E+26	150

The synthetic ground motions were generated to estimate displacements demands associated with maximum probable intensities. Within this context, magnitudes (M_w) ranging from 7.0 to 8.8, with increments of 0.1, were considered. For each magnitude and seismic station, 40 synthetic ground motions were generated, in such a manner that a total of 34,960 synthetic records were contemplated. In what follows, the results that are reported correspond to the median demands for the 40 ground motions (e.g., the median response is considered for each magnitude).

4. SINGLE-DEGREE-OF-FREEDOM SYSTEMS

Seventy structural periods (ranging from 0.05 to 8.0s) and a critical damping ratio of 5% were considered for the SDOF systems. When using earthquakes that simulate the maximum intensities to which the SDOF systems can be subjected, the displacement

demands are strongly related to their strength. Therefore, the lateral strength of the systems was established according to the design requirements of the local Building Code, for specific values of the seismic behavior factor (Q). In terms of defining the design spectra, Q can be considered the maximum ductility demand, in such a manner that $Q=1$ implies elastic behavior. The values of Q under consideration herein were 2, 3 and 4.

The three models under consideration in Figure 2 were used: a) Elasto-perfectly-plastic (EPP); b) Bilinear (BL) with post-yield stiffness (k_1) equal to 0.01, 0.05 and $0.10k$; and c) Trilinear (TL), with x_{y1} equal to $1.2x_y$, $1.5x_y$ and $2x_y$, $k_1 = 0, 0.01, 0.02$ and $0.1k$, and $k_2 = 0$.

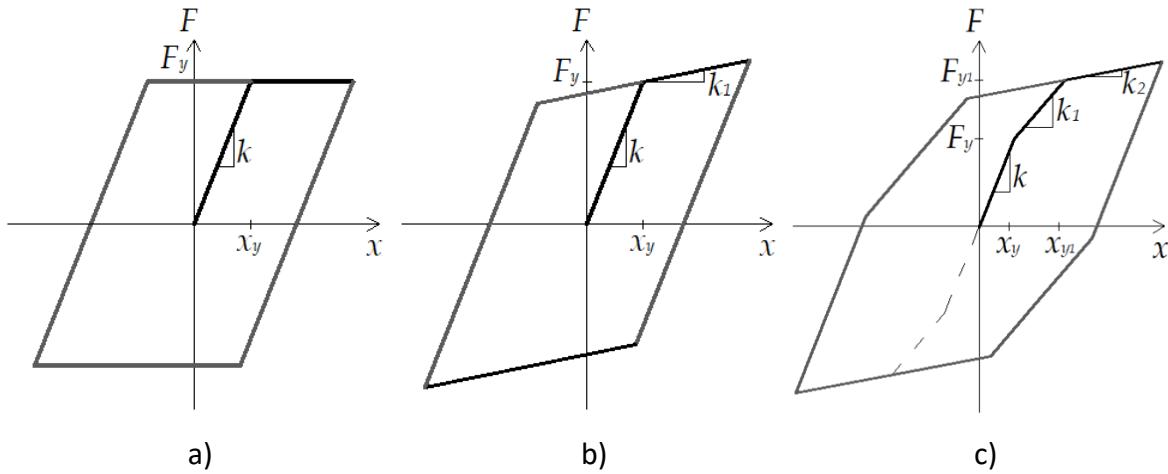


Figure 2. Hysteretic models under consideration: a) Elasto-perfectly-plastic; b) Bilinear; c) Trilinear

5. RELATIONSHIP BETWEEN MAXIMUM AND RESIDUAL DISPLACEMENTS

This study analyzes the relationship that exists between the maximum displacement (x_{max}) and the residual displacement (x_{res}). As shown in Figure 3, residual displacement refers to the permanent displacement a system exhibits once it returns to its resting state after the occurrence of an intense ground motion. To estimate x_{res} , a time was added at the end of the seismic records so that the system can achieve a resting state.

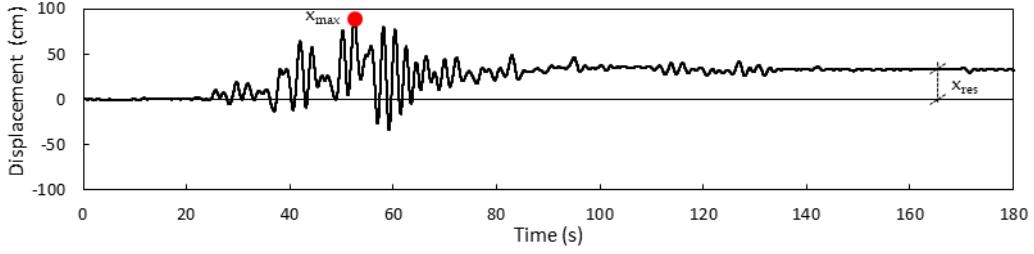


Figure 3. Displacement time-history for September 19, 1985 earthquake in Mexico City.

As a function of the hysteretic behavior, there are different shapes for the x_{max} - x_{res} relationship, as shown in Figure 4 for four SDOF systems located in SCT ($T_g=1.9s$) for a $Q=3.0$ and a vibration period (T) and post-yield stiffness (k_1) shown in each figure. An idealized bilinear shape can be considered for the x_{max} - x_{res} relationship corresponding to EPP behavior. A first line corresponds to the elastic range of behavior, in which $x_{res}=0$ independently of the value considered for x_{max} . As shown in Figures 4a and 4b, a second line with positive slope (m_d) corresponds to the plastic range of behavior. In the plots, x_y stands for displacement at first yield. As shown in Figures 4c and 4d, an increase in k_1 results in a trilinear shape with a second line having slope m_d from x_y to a second displacement x_b (indicated in the figures with a discontinuous vertical line). Once x_{max} goes beyond x_b , x_{res} remains constant with respect to an increment of x_{max} . Note the effectiveness that a small post-elastic stiffness has on controlling the residual displacement (Figures 4c and 4d have a scale 10 times less than Figures 4a and 4b for x_{res} axis).

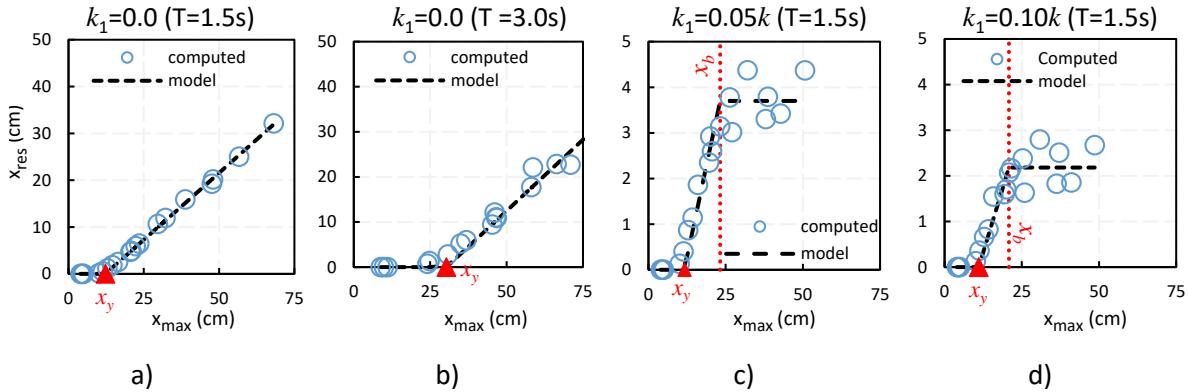


Figure 4. x_{max} - x_{res} relationship: a) and b) Elasto-perfectly-plastic model for $T=1.5$ and $3.0s$ respectively; c) Bilinear with $k_1=0.05k$; and d) Bilinear with $k_1=0.10k$ for $T=1.5s$

Figure 5a shows the effect of k_1 on x_{res} for a SDOF system having $T=2.0\text{s}$ and a $Q=4.0$, located in SCT ($T_g=1.9\text{s}$). Note that starting from a post-elastic slope of zero, a small increase of k_1 has a noticeable impact on x_{res} . Nevertheless, as the value of k_1 increases above $0.10k$, its influence on x_{res} becomes negligible. Figure 5b compares, for a SDOF in SCT having $T=2.0\text{s}$ and $Q=3.0$, the x_{max} - x_{res} relationship for BL behavior with $k_1 = 0.05k$ and TL behavior with $x_{y1} = 2x_y$, $k_1 = 0.05k$ and $k_2 = 0$. Note the relationship for TL behavior matches that of BL behavior until x_{y1} is reached. Once x_{max} goes beyond x_{y1} , x_{res} for TL behavior increases at a rate that closely corresponds to the m_d slope. A zero post-elastic slope has a high cost in terms of the residual displacement of the system.

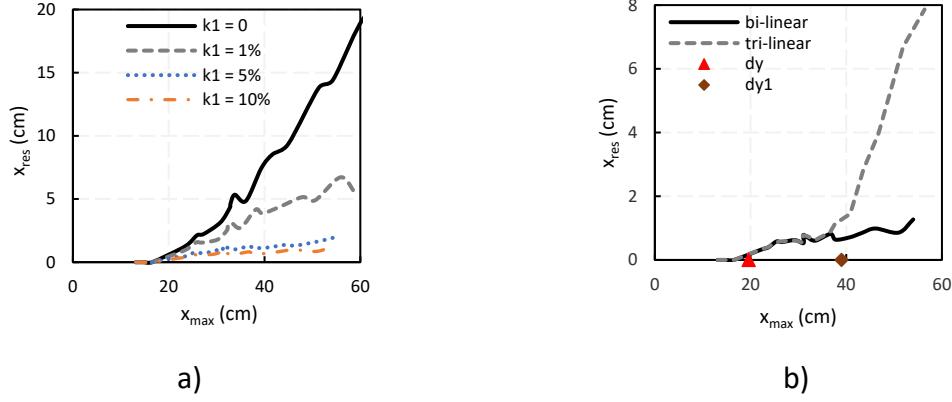


Figure 5. x_{max} - x_{res} relationship: a) Influence of k_1 ; b) BL versus TL behaviors

To characterize in a quantitative manner the x_{max} - x_{res} relationship, it becomes of interest to establish values of m_d for SDOF systems with different T and exhibiting EPP and BL behaviors. As shown in Figures 6 and 7, a convenient way of presenting such quantification is through m_d spectra. Note that the period was normalized with respect to the dominant period of the ground motion (T/T_g). The results in both figures correspond to station SCT ($T_g = 1.9\text{s}$) and SDOF systems whose strength was designed for different values of Q .

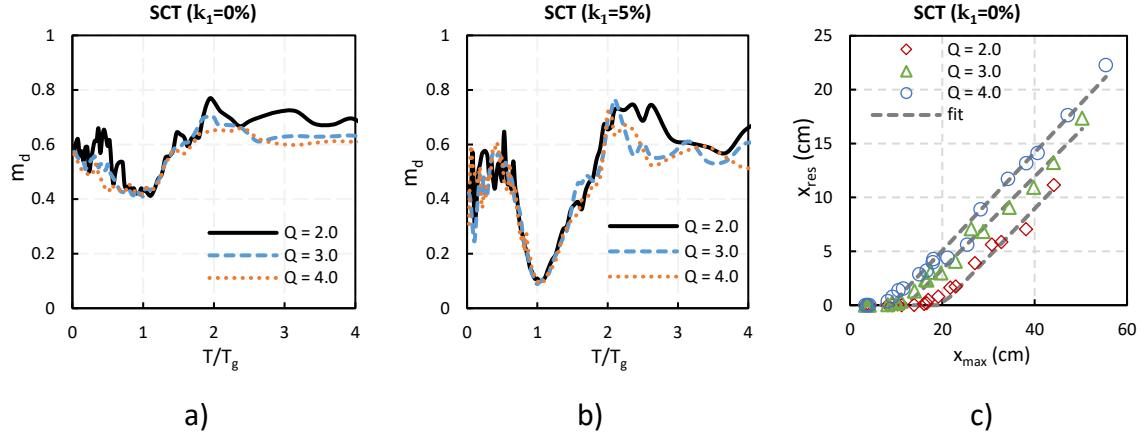


Figure 6. Values of m_d , station SCT, Group 3: a) Influence of Q on spectra for $k_1=0\%$; b) Influence of parameter Q on spectra for $k_1=0.05k$; c) x_{max} - x_{res} relationship for SDOF systems designed for different values of Q and having $T=2.0s$

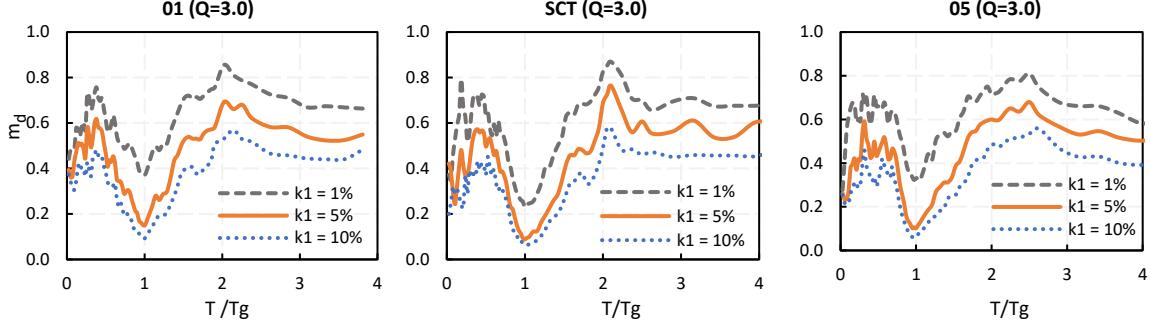


Figure 7. Values of m_d : a) Influence of k_1 on spectra for $Q=3$, station 01, Group 3; b) Influence of k_1 on spectra for $Q=3$, station SCT, Group 3; c) Influence of k_1 on spectra for $Q=3$, station 05, Group 4

Figure 6 illustrates the influence of Q in the values of m_d . For a given value of Q , m_d reaches its smallest value for $\frac{T}{T_g} = 1.0$. This implies that the residual displacement of the systems tends to increase with a smaller rate with an increase in the maximum displacement as their period approaches the dominant period of the motion. The values of m_d are fairly independent of the strength of the SDOF systems, and thus, of the value of Q used during their design. This is particularly true for $\frac{T}{T_g}$ close to 1.0. It is important to note, as shown in

Figure 6c that although m_d is insensitive to Q , the x_{max} - x_{res} relationship is not because a different value of Q implies a different value of x_y . Therefore, the value of Q needs to be explicitly considered in the quantitative characterization of the x_{max} - x_{res} relationship.

Figure 7 illustrates the influence of k_1 in the values of m_d . Note the value of m_d again reaches its smallest value for $\frac{T}{T_g} = 1.0$, and that an increase in k_1 results in a significant decrease in m_d . The overall shape of the m_d spectra is little affected by the value of k_1 . For k_1 larger than $0.10k$, m_d becomes fairly insensitive with respect to k_1 . Because of its influence, the value of k_1 should also be explicitly considered in the quantitative characterization of the x_{max} - x_{res} relationship.

6. CHARACTERIZATION OF MAXIMUM AND RESIDUAL DISPLACEMENT RELATIONSHIP

A characterization of the x_{max} - x_{res} relationship for EPP and BL behaviors. For this purpose, the database of simulated earthquakes and the SDOF systems introduced before, were used. The parameters under consideration in the statistical analyzes were T/T_g , k_1 and Q .

In terms of the EPP behavior, the bilinear model shown in Figure 8a was adopted for the x_{max} - x_{res} relationship. While zone A corresponds to the elastic range of behavior ($x_{max} \leq x_y$) where $x_{res}=0$, zone B corresponds to the plastic range of behavior and is characterized by a straight line with slope m_d . The value of this slope can be established from m_d spectra whose idealization considers, as shown in Figure 8b, two zones. Zone 1 corresponds to $\frac{T}{T_g} \leq 2$, and considers a variation for m_d that reaches its smallest value for $\frac{T}{T_g} = 1.0$. Zone 2 corresponds to $\frac{T}{T_g} > 2$ and considers a constant value for m_d .

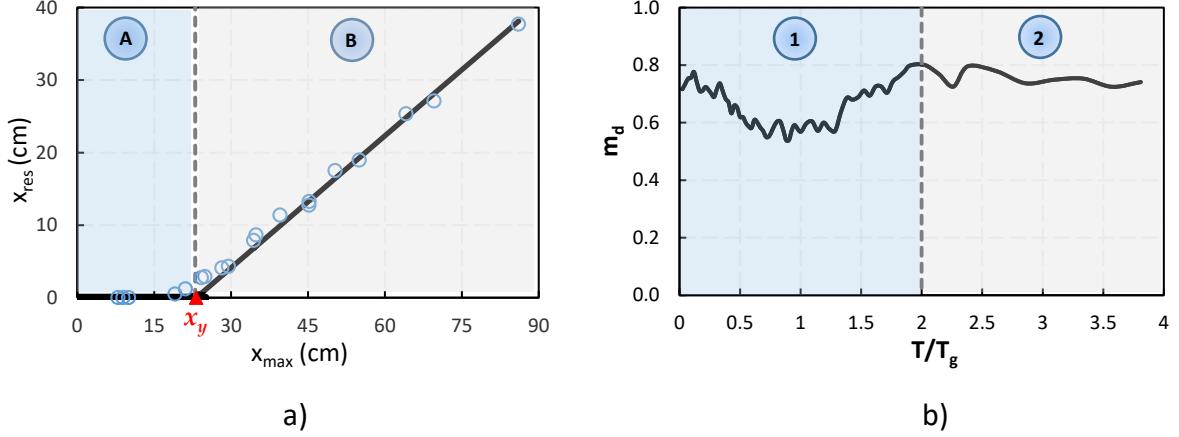


Figure 8. Quantitative characterization of residual displacement, EPP model: a) x_{max} - x_{res} relationship; b) m_d spectra

In terms of the BL behavior, the trilinear model shown in Figure 9a was adopted for the x_{max} - x_{res} relationship. While zone A corresponds to the elastic range of behavior ($x \leq x_y$); zones B and C correspond to plastic behavior. In zone B ($x_y < x \leq x_b$), a linear fit with slope m_d is used. Zone C ($x > x_b$) is assigned a straight line with a slope of zero. In the case of the m_d spectra, three zones were considered as shown in Figure 9b. Zone 1 corresponds to $\frac{T}{T_g} \leq 0.5$ and considers an increase of m_d with increasing period. Zone 2 corresponds to $0.5 < \frac{T}{T_g} \leq 2$ and considers a variation for m_d that reaches its smallest value for $\frac{T}{T_g} = 1.0$. Zone 3 corresponds to $\frac{T}{T_g} \geq 2$ and considers a constant value for m_d .

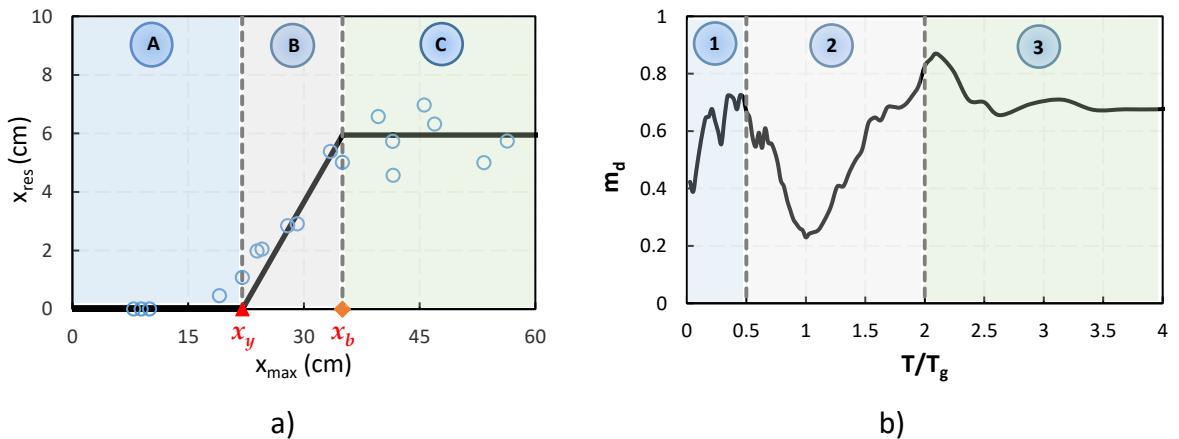


Figure 9. Quantitative characterization of residual displacement, BL model: a) x_{max} - x_{res} relationship; b) m_d spectra

6.1. Functional form

In terms of the m_d spectra, the following functional form was proposed for the numerical characterization of zone 1 for EPP behavior and zone 2 for BL behavior:

$$m_d = \left[\frac{\gamma + \left(\frac{T}{T_g} - 1 \right)^2}{\alpha} \right]^\beta \quad (1)$$

Parameters α , β and γ were obtained through a nonlinear regression analysis that used the Levenberg-Marquardt methodology ([19]). For this purpose, the *nlm* package ([20]) of the *R statistical* software ([21]) was used. Once the parameters were established, two additional statistical regressions were performed to consider the variation of m_d with respect to Q and k_1 .

To characterize zone 2 for EPP behavior, and zones 1 and 3 for BL behavior, linear regressions were carried out.

7. RESULTS AND DISCUSSION

7.1. EPP behavior

The statistical results for the m_d functional form (Eq.1) for EPP behavior are summarized in Table 3 to 4. The values contained in the tables correspond to the two-stage regression analyses that contemplated the dependence of m_d with respect to T/T_g and Q as follows:

$$\alpha = Q^2(r_1\hat{T} + r_2) + Q(r_3\hat{T} + r_4) + r_5\hat{T} + r_6 \quad (2)$$

$$\beta, \gamma = Q(r_1\hat{T} + r_2) + r_3\hat{T} + r_4 \quad (3)$$

where $\hat{T} = T/T_g$.

Note that Eq. 3 applies to both parameters β and γ . The constants r_i take the notation a_i in Table 3 for the estimation of α ; b_i in Table 3 for the estimation of β ; and d_i in Table 4 for the estimation of γ .

Table 3. Regression values to characterize parameter α , EPP behavior

Group	a1	a2	a3	a4	a5	a6
3	-4.3	7.6	21.4	-37	-36.5	66.1
4	-1.1	2.5	7.0	-13.7	-20.1	47.2
5	0.23	-2.5	-3.7	-0.96	10.6	15.4
6	0.62	-4.6	6.2	-3.0	22.9	-25.9

Table 4. Regression values to characterize parameter β , EPP behavior

Group	b1	b2	b3	b4
3	0.06	-0.07	0.22	-0.23
4	-0.09	0.26	0.85	-1.70
5	0.12	0.018	-0.23	-0.021
6	-0.54	1.40	2.80	-6.60

Table 5. Regression values to characterize parameter γ , EPP behavior

Group	d1	d2	d3	d4
3	0.03	-0.02	0.24	-0.20
4	-0.04	0.10	0.46	-0.77
5	0.01	0.073	0.003	-0.05
6	-0.083	0.28	0.43	-1.15

Figure 10 compares, for EPP behavior, actual and estimated m_d spectra for stations 15 and 84 of Group 3. For both stations, $T_g = 1.4\text{s}$. SDOF systems whose lateral strength was established for Q of 2, 3 and 4 are considered. The continuous and dashed lines plot actual and estimated m_d spectra. The proposed model provides a reasonable fit to the m_d spectra. Note that for $T/T_g > 2$, an increase in period is not reflected in a significant change in m_d . Figure 11 and Figure 12 show similar comparisons for stations of Groups 4 and 5, respectively. In the case of Group 4, stations SCT ($T_g = 1.9\text{s}$) and 08 ($T_g = 2.1\text{s}$) were considered. For Group 5, stations 43 ($T_g = 3.2\text{s}$) and CD ($T_g = 3.3\text{s}$) were used. Figure 13 shows the comparison of m_d spectra for Group 6 (T_g ranging from 3.8 to 5s). Stations 11 ($T_g = 4.5\text{s}$) and 42 ($T_g = 4.3\text{s}$) were considered. In general, the estimated m_d spectra provide a reasonable approximation for the actual spectra. Although the model could be refined in

such a manner as to improve the estimation of the m_d spectra for sites having large T_g , it is considered that the approximation offered herein is good enough.

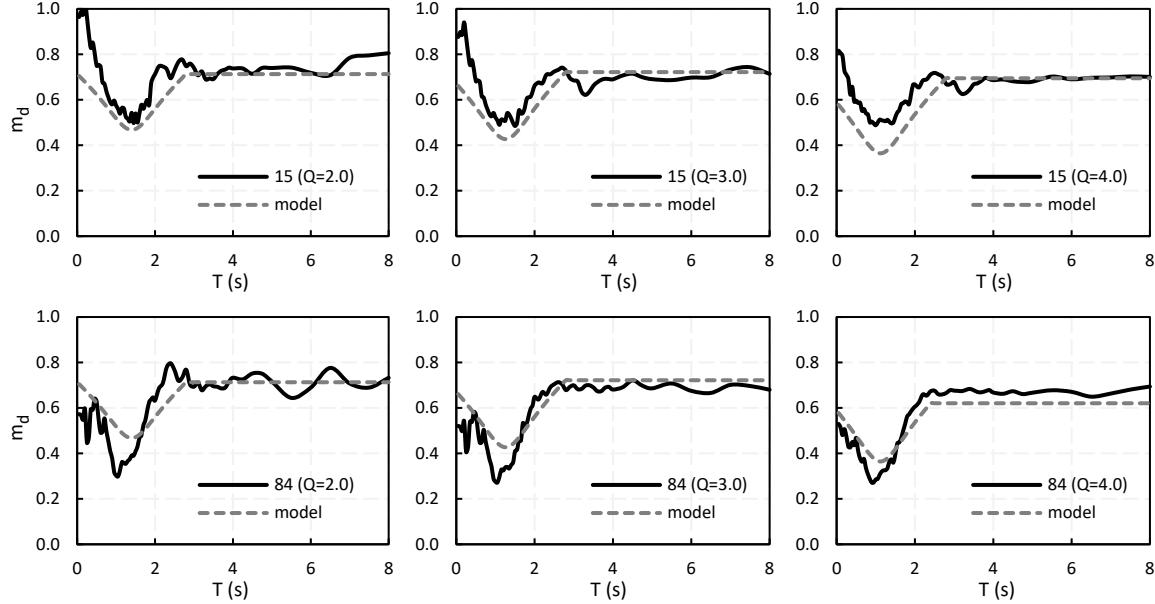


Figure 10. Comparison of actual and estimated m_d spectra for two stations of Group 3, EPP behavior

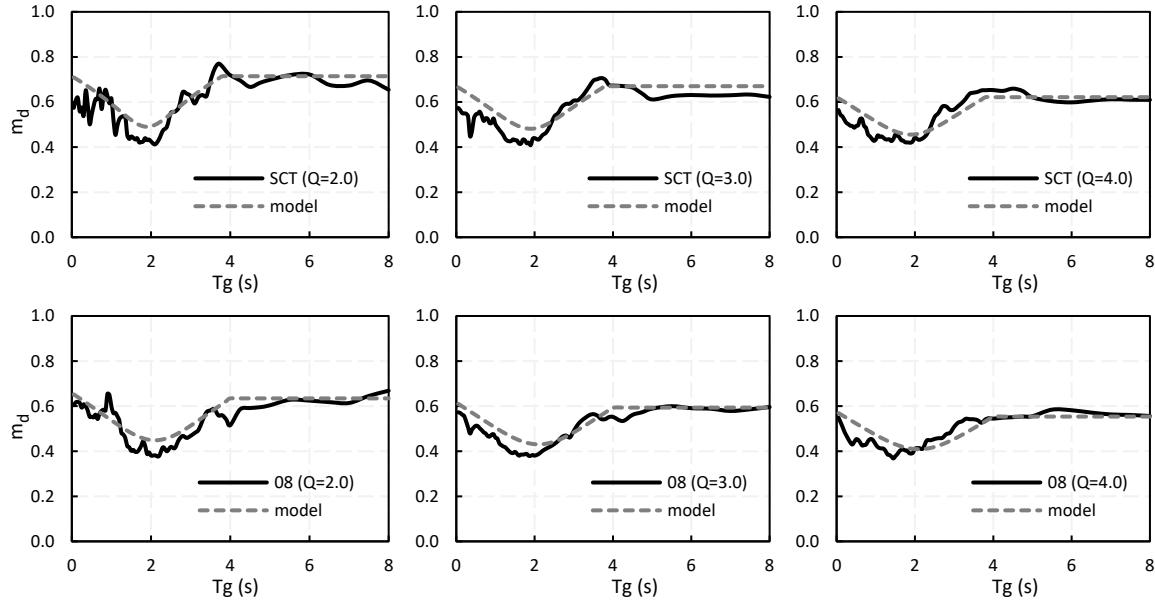


Figure 11. Comparison of actual and estimated m_d spectra for two stations of Group 4, EPP behavior

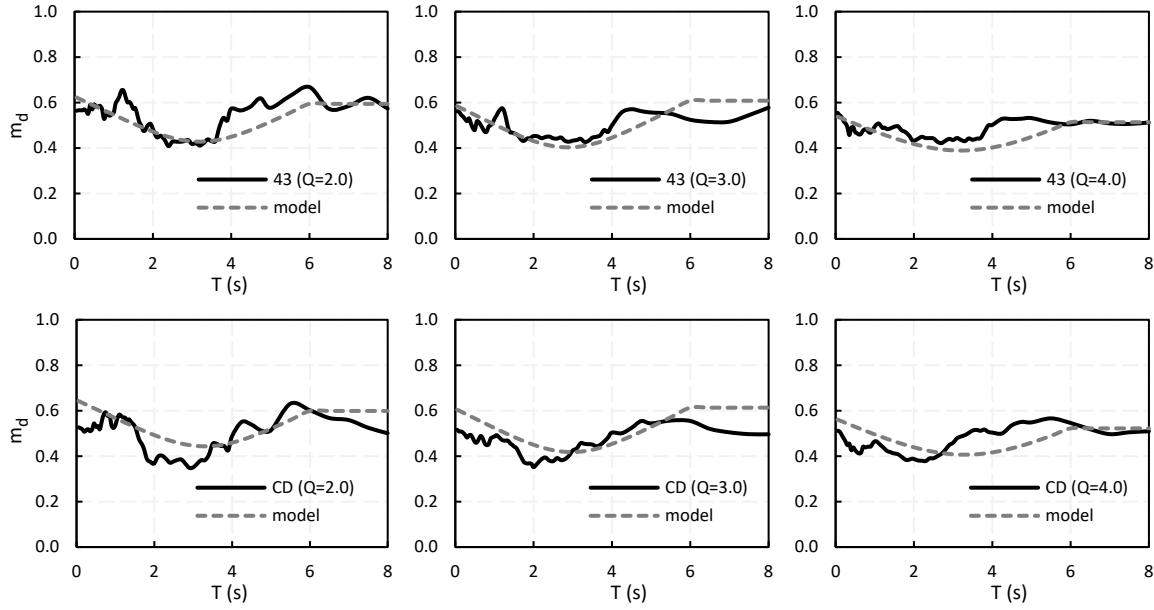


Figure 12. Comparison of actual and estimated m_d spectra for two stations of Group 5,
EPP behavior

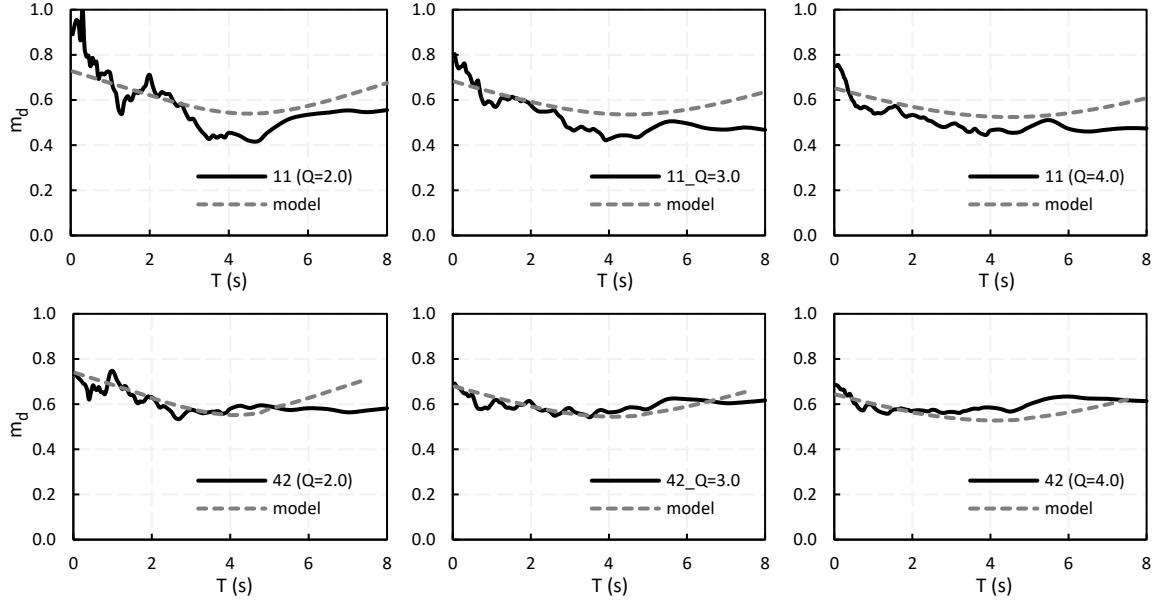


Figure 13. Comparison of actual and estimated m_d spectra for two stations of Group 6,
EPP behavior

7.2. Results for BL behavior

A similar statistical analysis was used to develop a m_d functional form (Eq.1) for BL behavior.

Note that, as shown in Figure 9a, in this case m_d is the slope of the straight line

corresponding to zone *B* (that contemplates displacements between x_y and x_b). The displacement x_b can be estimated as a function of x_y and k_1 :

$$x_b = f_i d_y (1 - k_1) \quad (5)$$

where f_i is equal to 2.0, 2.1, 2.2 and 2.4 for Groups 3, 4, 5 and 6, respectively. For BL behavior, an extra linear regression analysis was carried out to consider the influence of k_1 on the m_d spectra:

$$\begin{aligned} \alpha, \beta, \gamma = & k_1^2 (r_1 Q \hat{T} + r_2 Q + r_3 \hat{T} + r_4) + k_1 (r_5 Q \hat{T} + r_6 Q + r_7 \hat{T} d_1 + r_8) \\ & + r_9 Q \hat{T} + r_{10} Q + r_{11} \hat{T} + r_{12} \end{aligned} \quad (6)$$

where $\hat{T} = T/T_g$.

Note that Eq. 6 applies to all parameters α, β and γ . The constants r_i take the notation a_i in Table 3 for the estimation of α ; b_i in Table 6 for the estimation of β ; and d_i in Table 7 for the estimation of γ .

Table 6. Regression values to characterize parameter α , BL behavior

Group	a1	a2	a3	a4	a5	a6	a7	a8	a9	a10	a11	a12
1	122.7	-116.6	1249.7	-1215.2	-9.2	9.9	-94.4	105.3	0.26	-0.16	2.7	-1.8
2	-76.5	144.9	-624.6	945.7	2.1	-1.3	12.0	17.7	0.34	-0.56	3.5	-6.0
3	-88.3	127.7	-869.7	2134.8	12.3	-17.1	120.6	-299.8	0.20	-0.53	2.1	-1.1
4	-113.6	438.2	-1145.7	4431.7	13.3	-47.0	134.0	-475.2	0.33	-1.12	3.4	-11.3

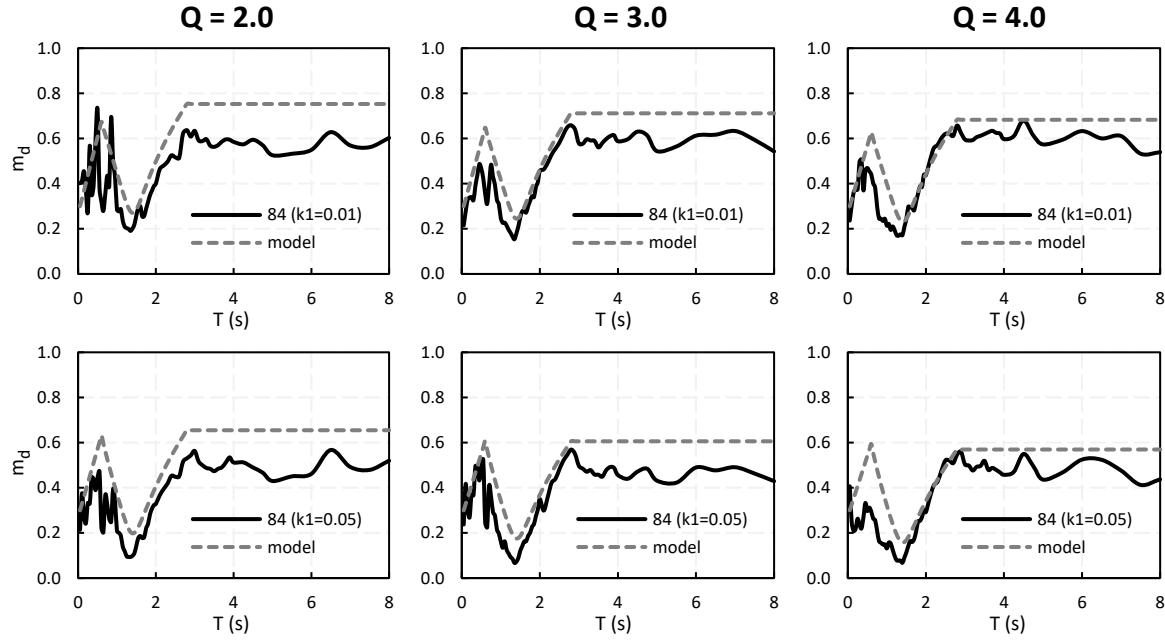
Table 7. Regression values to characterize parameter β , BL behavior

Group	b1	b2	b3	b4	b5	b6	b7	b8	b9	b10	b11	b12
1	-9.0	11.0	-64.4	82.8	0.73	-0.4	5.3	-3.5	0.06	-0.04	0.43	-0.28
2	-64.5	111.1	-343.5	599.8	5.4	-8.8	22.4	-36.3	0.06	-0.09	0.91	-1.4
3	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.79	2.6	-5.5	18.0	0.17	-0.40	1.22	-2.8
4	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1	-4.8	7.8	-33.8	0.08	-0.15	0.54	-1.1

Table 8. Regression values to characterize parameter γ , BL behavior

Group	d1	d2	d3	d4	d5	d6	d7	d8	d9	d10	d11	d12
1	-1.13	0.0	0.0	0.0	0.10	0.16	-1.1	2.6	0.006	0.00	0.18	0.01
2	22.1	-28.7	71.2	-174.9	-1.32	1.8	-4.1	11.6	0.004	0.01	-0.08	0.37
3	0.73	0.0	36.0	-142.9	-0.09	0.15	-4.3	18.5	-0.007	0.04	-0.05	0.26
4	-0.58	0.0	-20.7	87.7	0.05	0.08	1.6	-4.2	-0.006	0.03	-0.10	0.62

Figure 10 compares, for BL behavior, actual and estimated m_d spectra for Station 84 ($T_g = 1.4\text{s}$) of Group 3. SDOF systems whose lateral strength was established for Q of 2, 3 and 4 are considered, as well as systems with $k_1 = 0.01, 0.05$ and $0.10k$. The continuous and dashed lines plot actual and estimated m_d spectra. The proposed model provides a reasonable fit to the m_d spectra. For $T/T_g \leq 0.5$, a linear fit is considered. For $T/T_g > 2$, an increase in period is not reflected in a significant change in m_d . Figures 15 and 16 compare m_d spectra for stations corresponding to Groups 4 and 5, respectively. For Group 4, station SCT ($T_g = 1.9\text{s}$) was considered. For Group 5, station CD ($T_g = 3.3\text{s}$) was used. The estimated m_d spectra for these groups also provide a reasonable approximation for the actual spectra. Figure 17 shows compares m_d spectra for Group 6. Station 42 ($T_g = 4.3\text{s}$) is considered in the figure.



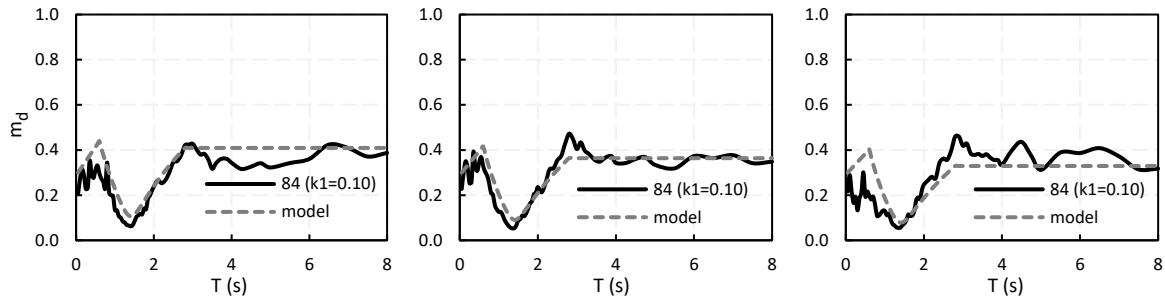


Figure 14. Comparison of actual and estimated m_d spectra for station 84 of Group 3,
BL behavior

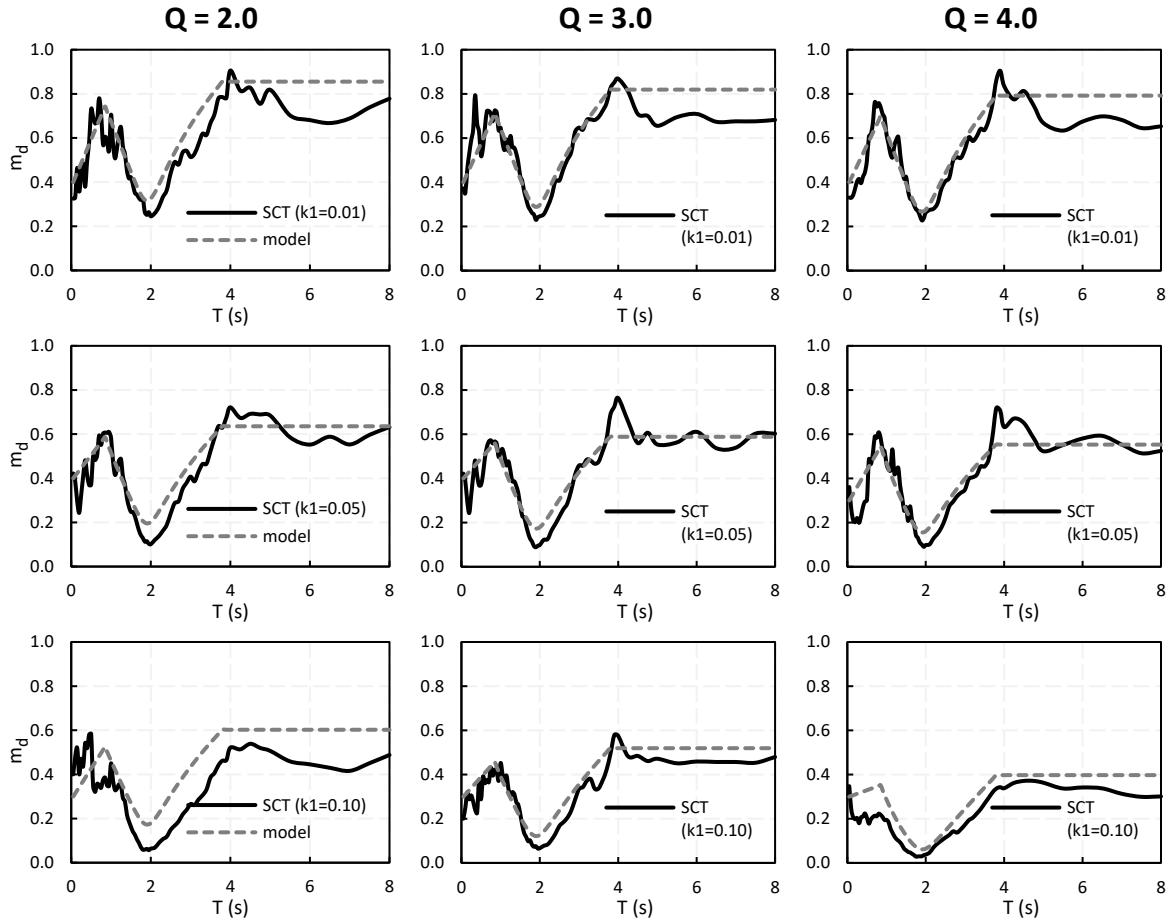


Figure 15. Comparison of actual and estimated m_d spectra for station SCT of Group 4,
BL behavior

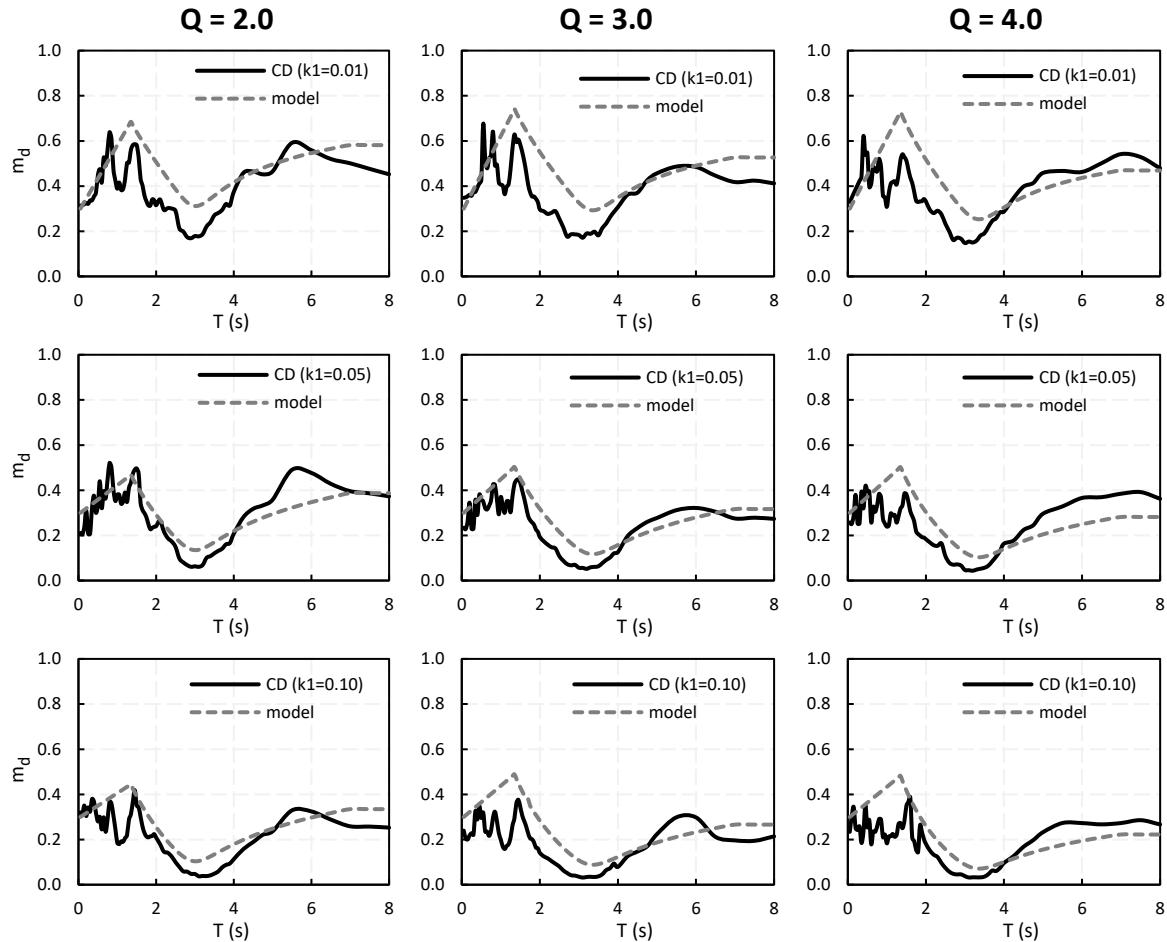
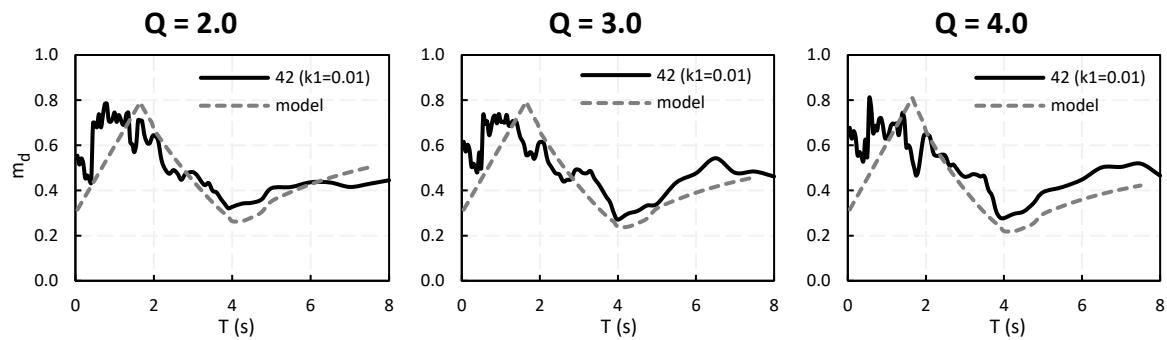


Figure 16. Comparison of actual and estimated m_d spectra for station CD of Group 5,
BL behavior



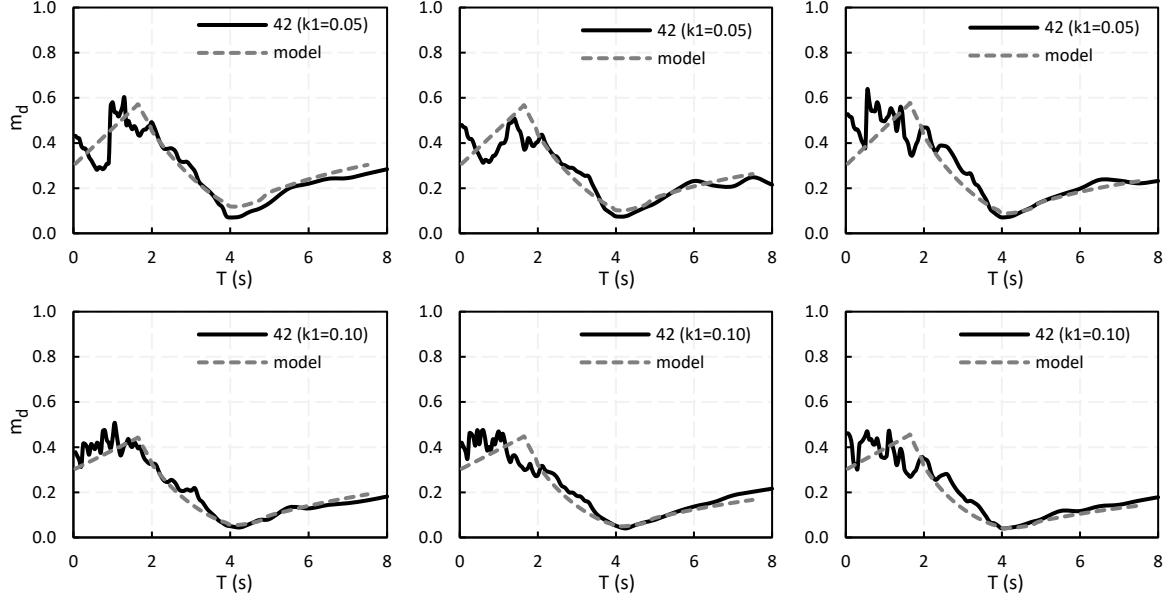


Figure 17. Comparison of actual and estimated m_d spectra for station 42 of Group 6, BL behavior

To assess the pertinence of the x_{max} - x_{res} relationship developed herein, estimates of x_{max} were established with estimated m_d spectra under the consideration that x_{res} is known. Note that the model developed herein has been developed to estimate median displacement demands. Figure 18 compares actual and estimated x_{max} spectra. For each case, the actual spectra were established by averaging the corresponding spectra for 40 simulated records (note that seismological scaling has been involved to establish the estimated and actual maximum displacement). The discontinuous lines are used to plot the estimated x_{max} spectra for different values of k_1 , BL behavior and Q=4. The continuous gray lines plot each occurrence and the continuous black line the actual x_{max} median spectra. Errors associated to the numerical characterization of the maximum displacements are also shown in each figure, where $\sigma_{ln(av)}$ is the average logarithmic error; b) σ_{Tg} , the error associated to the estimation of T_g ; and c) $\sigma_{ln(Tg)}$, the logarithmic error related to T_g . Despite the variable behavior of the residual displacement, the proposed model provides a reasonable estimate of the median maximum displacement spectra. The x_{max} - x_{res} relationship introduced herein allows for a reasonable estimate of the maximum displacement if the residual displacement is known from a post-earthquake assessment of an existing system.

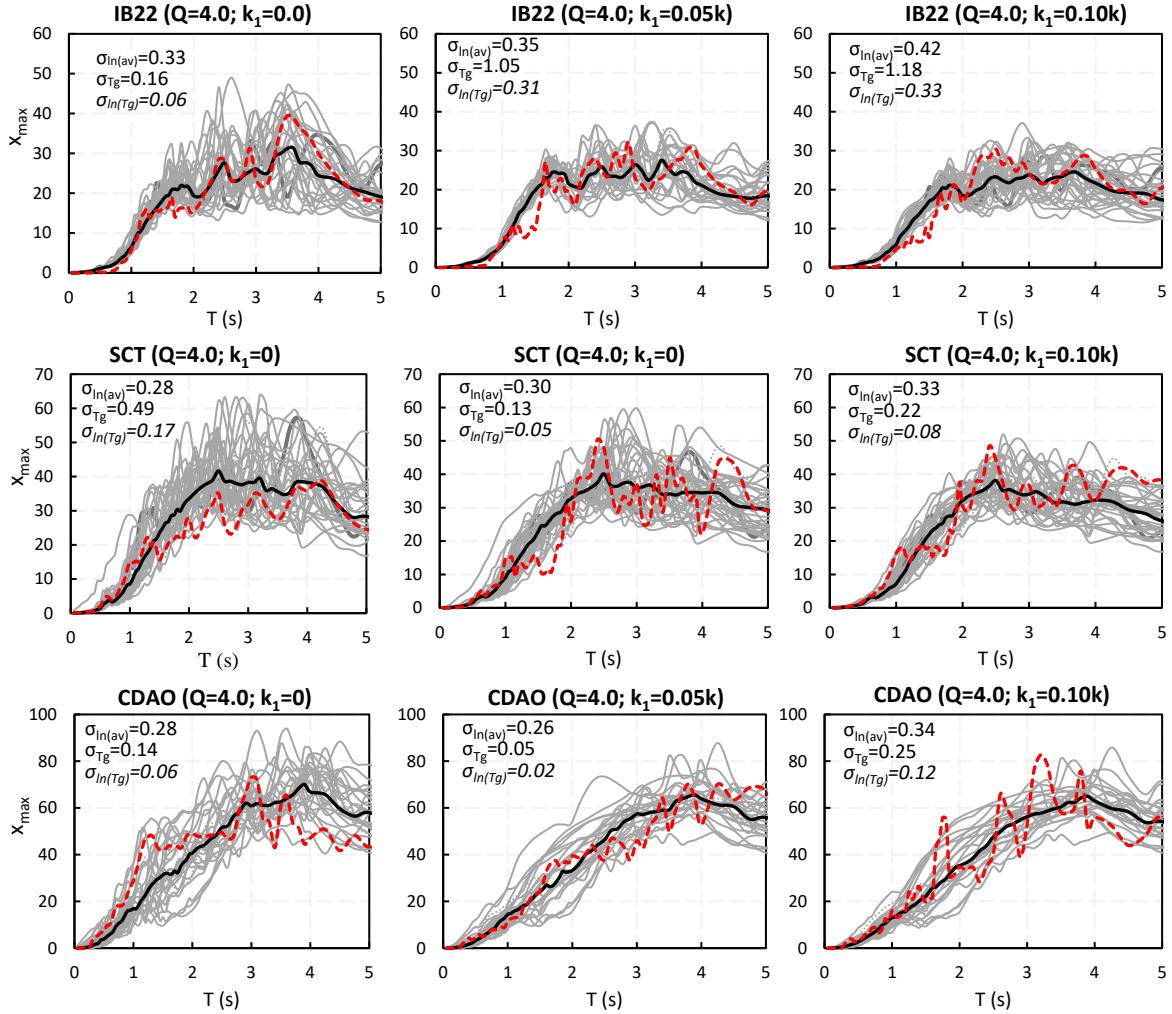


Figure 18. Comparison of actual and estimated x_{max} spectra

8. CONCLUSIONS

The x_{max} - x_{res} relationship presented herein allows for the quantification of the median maximum displacement demand from the residual displacement. In this manner, the maximum displacement demand reached during an intense ground motion can be quantified for post-earthquake structural assessment purposes.

The spectral form of the residual displacements is very variable. However, through the relationship offered herein reasonable median approximations can be reached. Results are presented for three hysteretic behaviors with the purpose of considering cases in which the maximum displacements are large.

The shape of the m_d model depends on several parameters, such as the lateral strength of the system, the ductility demands, the local site-effects and the hysteretic behavior. However, no consideration was given to the damping of the system. In this sense, the estimated median demands are reasonable estimates of the corresponding actual values.

The lack of a database of strong ground motions (especially for soft soil sites), sufficiently representative, makes it necessary to implement a scaling technique for strong ground motions. While linear scaling is easy to apply, it does not consider the variation of the energy, frequency contents or duration of the ground motion with the intensity of the seismic event, parameters that are important in the seismic assessment. In such a manner, that seismological scaling needs to be used for this type of studies.

9. ACKNOWLEDGMENTS

The first author thanks CONACYT for the support given to carry out this research.

10. REFERENCES

- [1] Macrae G a, Kawashima K. Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators. *Earthq Eng Struct Dyn* 1997;26:701–16. doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199707)26:7<701::AID-EQE671>3.0.CO;2-I.
- [2] Kawashima K, MacRae G a., Hoshikuma JI, Nagaya K. Residual displacement response spectrum. *J Struct Eng* 1998;124:523–30. doi:10.1061/(asce)0733-9445(1998)124:5(523).
- [3] Christopoulos C, Pampanin S, Nigel Priestley MJ. Performance-Based Seismic Response of Frame Structures Including Residual Deformations. Part I: Single-Degree of Freedom Systems. *J Earthq Eng* 2003;7:97–118. doi:10.1080/13632460309350443.
- [4] Pampanin S, Christopoulos C, Nigel Priestley MJ. Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part II: Multi-degree of freedom systems. *J Earthq Eng* 2003;7:119–47. doi:10.1080/13632460309350444.
- [5] Uma SR, Pampanin S, Christopoulos C. Development of Probabilistic Framework for Performance-Based Seismic Assessment of Structures Considering Residual Deformations. *J Earthq Eng* 2010;14:1092–111. doi:10.1080/13632460903556509.
- [6] Ruiz-García J, Miranda E. Inelastic Displacement Ratios for Design of Structures on

- Soft Soils Sites. *J Struct Eng* 2004;130:1475–86. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:12(2051) CE.
- [7] Ruiz-García J, Miranda E. Residual displacement ratios for assessment of existing structures. *Earthq Eng Struct Dyn* 2006;35:315–36. doi:10.1002/eqe.523.
 - [8] Ruiz-García J, Miranda E. Evaluation of residual drift demands in regular multi-storey frames for performance-based seismic assessment. *Earthq Eng Struct Dyn* 2006;35:1609–29. doi:10.1002/eqe.593.
 - [9] Ruiz-García J, Miranda E. Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performance-based design. *Earthq Eng Struct Dyn* 2007;36:1235–54. doi:10.1002/eqe.680.
 - [10] Ramirez CM, Miranda E. Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation. *Earthq Eng Struct Dyn* 2012;41:1477–93. doi:10.1002/eqe.2217.
 - [11] Erochko J, Christopoulos C, Tremblay R, Choi H. Residual Drift Response of SMRFs and BRB Frames in Steel Buildings Designed according to ASCE 7-05. *J Struct Eng* 2011;137:589–99. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000296.
 - [12] Yazgan U, Dazio A. Post-earthquake damage assessment using residual displacements. *Earthq Eng Struct Dyn* 2012;41:1257–76. doi:10.1002/eqe.1184.
 - [13] Ruiz-García J, Aguilar JD. Aftershock seismic assessment taking into account postmainshock residual drifts. *Earthq Eng Struct Dyn* 2015;44:1391–407. doi:10.1002/eqe.2523.
 - [14] Liossatou E, Fardis MN. Residual displacements of RC structures as SDOF systems. *Earthq Eng Struct Dyn* 2015;44:713–34. doi:10.1002/eqe.2483.
 - [15] Guerrero H, Ruiz-García J, Ji T. Residual displacement demands of conventional and dual oscillators subjected to earthquake ground motions characteristic of the soft soils of Mexico City. *Soil Dyn Earthq Eng* 2017;98:206–21. doi:10.1016/j.soildyn.2017.04.014.
 - [16] Ruiz-García J, Guerrero H. Estimation of residual displacement ratios for simple structures built on soft-soil sites. *Soil Dyn Earthq Eng* 2017;100:555–8. doi:10.1016/j.soildyn.2017.07.008.
 - [17] Reinoso E. Scattering of Seismic Waves: Applications to the Mexico City Valley. 2002.
 - [18] Kohrs-Sansorny C, Courboulex F, Bour M, Deschamps A. A two-stage method for ground-motion simulation using stochastic summation of small earthquakes. *Bull Seismol Soc Am* 2005;95:1387–400. doi:10.1785/0120040211.
 - [19] Bates DM, Watts DG. Nonlinear Regression Analysis and Its Applications. New York Wiley 1988;85:594. doi:10.1002/9780470316757.
 - [20] Riazoshams H. Package ‘nlr’ for R-software 2018. <http://www.riazoshams.com/nlr/>.
 - [21] Venables B, Smith D. R statistical softaware 2016;2:15. doi:10.1016/B978-0-12-381308-4.00001-7.

ESTIMACIÓN DE DAÑO ESTRUCTURAL PARA SISTEMAS EN SUELOS BLANDOS: UNA APROXIMACIÓN BASADA EN ENERGÍA

En este capítulo se analiza el daño esperado en osciladores de un grado de libertad sujetos a movimientos del terreno de larga duración, en sitios de suelo blando, particularmente a los del lecho lacustre de Ciudad de México. Se presenta una metodología que estima el daño esperado, utilizando parámetros de energía sísmica, partiendo de las expresiones presentadas a lo largo de esta tesis. Para comprobar los resultados, se comparan los resultados del modelo propuesto, con las curvas de daño calculadas mediante análisis dinámicos no-lineales.

7.1 INTRODUCCIÓN

Los objetivos tradicionales de la mayoría de las disposiciones sísmicas modernas se basan en el criterio que el daño estructural debe minimizarse para eventos de baja intensidad, y que el colapso y el daño irreparable deben evitarse para sismos poco frecuentes. Para esto se basan en conceptos de diseño que utilizan parámetros de control, tales como: intensidades máximas probables, límites de deriva de piso, control de desplazamientos, columna fuerte-viga débil, entre otros, con el fin de garantizar que la estructura no colapse ante un evento de diseño. En este punto, pocas regulaciones sísmicas establecen criterios que incluyan varios niveles de desempeño (diferentes a seguridad de vida), mientras que la mayoría continúa planteando el criterio tradicional de, únicamente, controlar el colapso de la estructura, sin enfatizar en el funcionamiento normal de una estructura luego del sismo. Comúnmente, los criterios de diseño que utilizan varios niveles de desempeño, funcionalidad de las estructuras y pérdidas probables ante eventos poco frecuentes han sido abordados desde el punto de vista del riesgo sísmico.

Como se ha evidenciado en sismos importantes a nivel mundial (Méjico 1985, Northridge 1994, Taiwán 1999, Chile 2010, Japón 2011, Méjico 2017) las pérdidas económicas debido al daño de las estructuras (no necesariamente colapso) son cuantiosas para varios sectores de la sociedad, incluyendo el sector inmobiliario e industrial. Si bien, con un diseño tradicional se considera la seguridad de vida de los ocupantes de una estructura, no se toma en cuenta las pérdidas económicas, pérdidas de producción, retrasos en tiempo (“downtime”), costos indirectos (reparación, seguros, entre otros), los cuales juegan un papel importante en la economía de la sociedad a diferentes niveles. Ahora, el buscar cambiar estos criterios de diseño implica que se pueda cuantificar el daño estructural (acumulado y residual) dentro del diseño sismorresistente, considerando que las metodologías que se utilicen sean

prácticas, razonablemente sencillas y rápidas de aplicar.

Por otra parte, no existe una transparencia en las normativas en lo que se refiere al daño estructural, se utilizan valores de ductilidad en el diseño, los cuales son usados sin considerar, en muchos casos, que mientras las deformaciones y disipación de energía es mayor, el daño se incrementa. Esto podría disminuir si se considera la evaluación de un nivel de daño o pérdidas probables dentro de las regulaciones de diseño. Este tipo de problemas es más evidente en sitios sujetos a movimientos del terreno de larga duración, similares a los existentes en el lecho lacustre de la Ciudad de México, en donde los daños estructurales y el colapso están significativamente influenciados por la duración del movimiento del terreno y el contenido de frecuencias y energía (Reinoso y Ordaz 1999, Arroyo y Ordaz 2007, Bojorquez y col. 2009.). En particular, los movimientos del terreno de corta duración tienen una capacidad destructiva baja, incluso cuando tienen altas aceleraciones del terreno (Eads y col. 2013). Por otra parte, las medidas convencionales de un solo parámetro utilizadas para caracterizar los movimientos del terreno no son satisfactorias para describir su potencial destructivo (Takizawa y Jennings 1980, Shinozuka y col. 2000, Villaverde 2007).

En este capítulo se analiza el daño acumulado en un sistema, mediante curvas de daño esperado. Se presentan resultados para la Ciudad de México utilizando metodologías de análisis dinámico no-lineal incrementales, y se calculan las curvas de daño esperado, partiendo de funciones de fragilidad. Posteriormente se presenta una metodología de estimación de daño en osciladores de un grado de libertad, donde la base de la formulación es la energía de entrada elástica. Finalmente, se analizan los resultados del modelo propuesto al compararlos con las curvas de daño calculadas mediante metodologías tradicionales.

7.2 CONSIDERACIÓN DEL DAÑO ACUMULADO EN SITIOS DE SUELO BLANDO

Los métodos tradicionales de análisis sísmico y, por lo tanto, una clara mayoría de las disposiciones actuales de diseño sísmico, utilizan formatos de diseño basados en fuerzas y desplazamientos. En este contexto, el daño estructural generalmente se evalúa a partir de la demanda de desplazamiento máxima (Chai 2005). La desventaja de utilizar la aceleración máxima del terreno (PGA, por sus siglas en inglés) o la aceleración espectral como parámetro de diseño principal es que los movimientos del terreno con intensidades máximas similares pueden tener un potencial de daño muy diferente debido a los efectos del daño acumulado. Esto es particularmente cierto para movimientos del terreno de larga duración (Hancock y Bommer 2005; Hancock y Bommer 2006). Las propiedades estructurales como la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación, pueden deteriorarse significativamente en las estructuras que sufren un comportamiento plástico-cíclico severo. Un deterioro excesivo debido a la acumulación de deformaciones plásticas puede hacer que la estructura falle en deformaciones significativamente más pequeñas que las que pueden desarrollarse bajo carga monótona.

En las Figuras 7.2.1 a 7.2.3 se muestra un ejemplo del comportamiento de un sistema de un grado de libertad, excitado por el registro de SCT del sismo del 19 de septiembre de 1985. Para comparar la influencia del daño acumulado se utilizan las respuestas del registro completo y recortado, mostrado en la Figura 7.2.1. Un ejemplo similar ha sido presentado por varias investigaciones relacionadas con el comportamiento del suelo de Ciudad de México El registro recortado corresponde a los 20 segundos de fase más intensa del sismo, indicado entre las líneas entrecortadas.

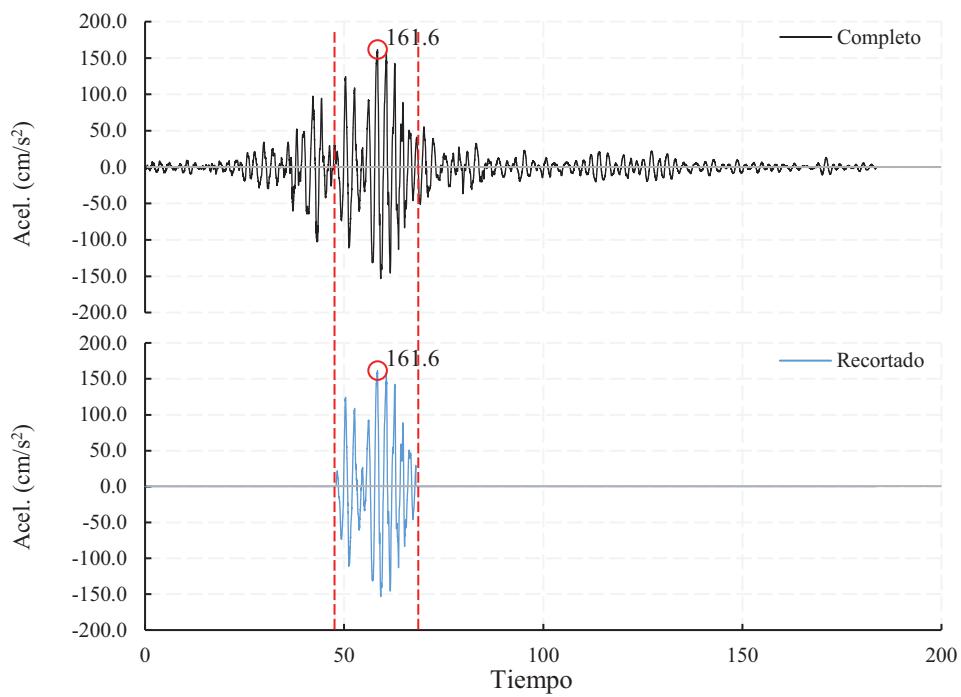


Figura 7.2.1: Registro acelerométrico de SCT para el sismo del 19 de septiembre de 1985. Registro completo (ubicación superior) y registro recortado (ubicación inferior)

Para analizar el desempeño de un sistema en particular, se utilizó un oscilador de un grado de libertad con $T=2.0\text{s}$, $c_y=0.2$ y un coeficiente de amortiguamiento viscoso del 5%. En la Figura 7.2.2 se muestran los espectros de respuesta de pseudoaceleración (Sa), desplazamiento (Sd) y de energía de entrada (E_I). Los espectros fueron calculados para la respuesta elástica de ambos registros de la Figura 7.2.1, así como para una ductilidad $\mu=2.0$. Las respuestas fueron normalizadas para su valor máximo, ya que se busca comparar la diferencia entre ellas. Como se puede observar, las demandas de Sa y Sd son iguales para fines prácticos, tanto para las respuestas elásticas e inelásticas, ya que su cálculo queda determinado por la intensidad máxima del registro. Sin embargo, para la respuesta de E_I las diferencias empiezan a ser más notorias, puesto que para su cálculo se utilizan valores de todo el registro.

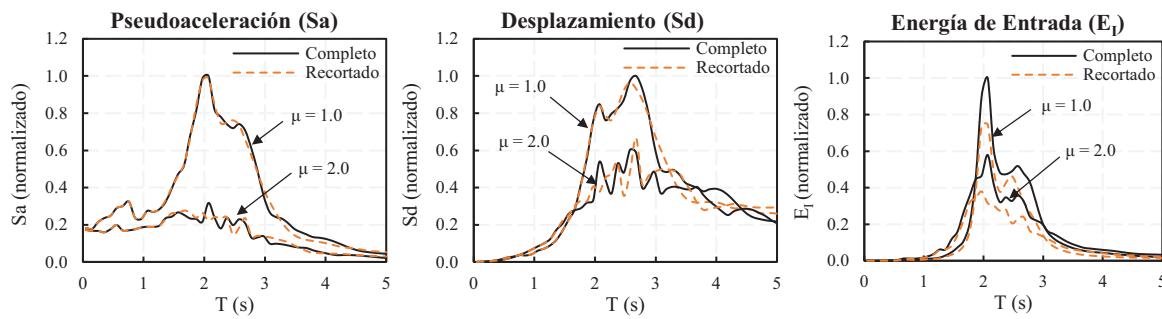


Figura 7.2.2: Espectros de respuesta de Pseudoaceleración (Sa), desplazamiento espectral (Sd) y energía de entrada (E_I). Espectros asociados a los registros completos y recortado de la Figura 1, para diferentes ductilidades (μ).

Por otra parte, para analizar el posible daño de la estructura es necesario conocer el comportamiento histerético del sistema, ya que el daño puede entenderse como el área total de todos los ciclos plásticos

demandados. En la Figura 7.2.3 se muestra el comportamiento histerético del oscilador, asociado a ambos registros (completo y recortado). Se utilizaron dos modelos de comportamiento, a) elasto-plástico perfecto (EPP), y b) modelo degradante con “pinching” (DPM), esto con el fin de analizar, de manera general, la influencia del modelo de comportamiento plástico en el daño del sistema. Como se puede observar, para los dos modelos de comportamiento, pese a que el desplazamiento máximo alcanzado es similar para los dos registros, el número de ciclos histeréticos es mucho mayor cuando se utiliza el registro completo.

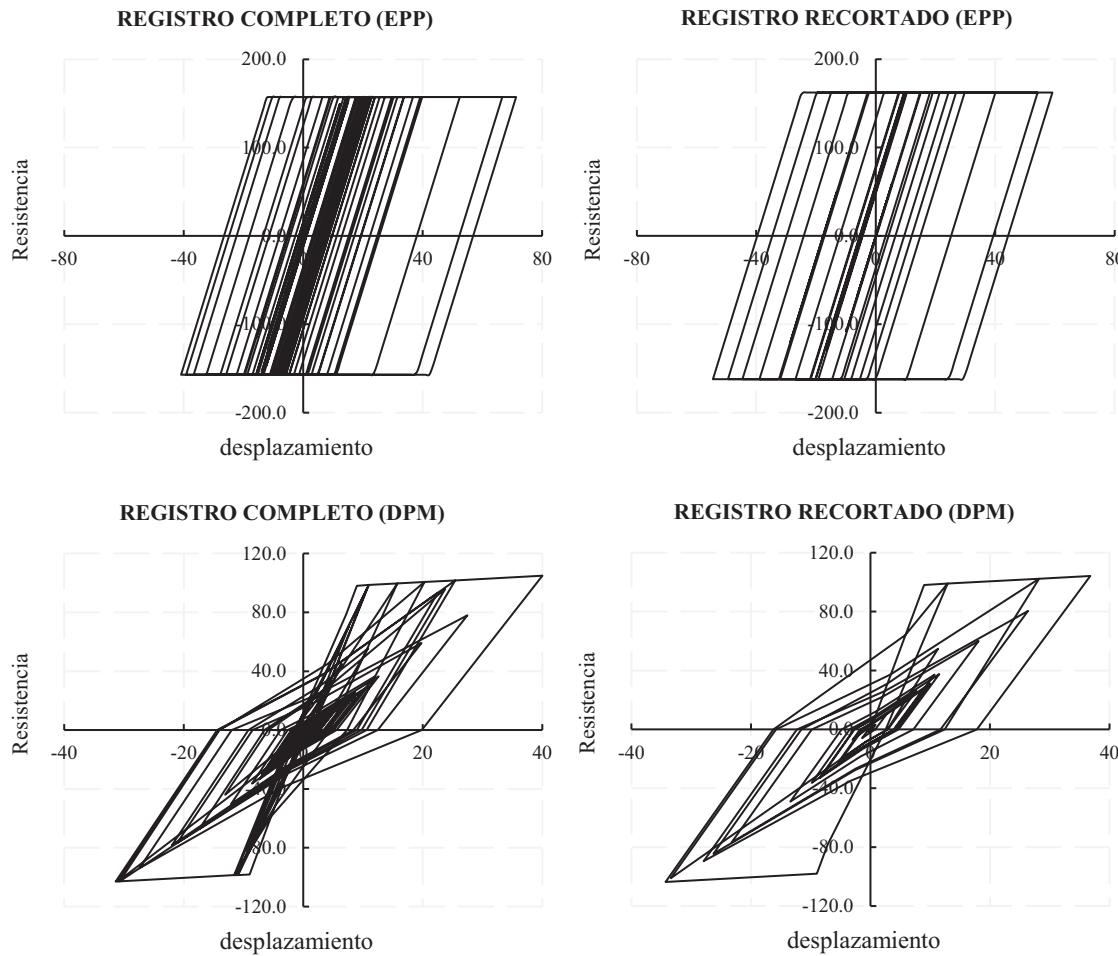


Figura 7.2.3: Comportamiento histerético del sistema. Primera fila corresponde a un modelo elasto-plástico perfecto (EPP) y segunda fila para un modelo degradante con “pinching” (DPM).

A partir de estos resultados se puede notar que, en algunos casos, no es suficiente utilizar la aceleración espectral o el desplazamiento máximo como parámetro de control del diseño sismorresistente, ya que con este único parámetro no es posible analizar el daño acumulado de un sistema, lo que llevaría a tener diseños del lado de la inseguridad, especialmente cierto para sitios de suelo blando, similares a los del lecho lacustre de Ciudad de México. Al analizar una estructura en sitios sujetos a movimientos de suelo de larga duración es necesario utilizar parámetros que consideren el daño acumulado debido a ciclos de carga baja, como por ejemplo la duración, contenido de frecuencias, energía histerética disipada, entre otros, que permitan cuantificar las demandas plásticas acumuladas y no solo fuerzas o desplazamientos máximos (Bernal 1993; Fajfar 1992; Teran-Gilmore 1996; Chai 2005; Arroyo y Ordaz 2006; Bojorquez y col. 2009; Donaire-Ávila y col. 2017). Los daños graves de una estructura están significativamente influenciados por la duración del movimiento del terreno y, en particular, los movimientos del terreno

de corta duración tienen una capacidad destructiva baja, incluso cuando tienen una aceleración máxima en el suelo (Eads y col. 2013).

7.3 FUNCIONES DE FRAGILIDAD Y VULNERABILIDAD

Al realizar un análisis de riesgo sísmico de un sistema estructural, es imperativo identificar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras y de sus componentes asociadas con varios estados de daño. Una manera de expresar la vulnerabilidad es en forma de curvas de fragilidad, asociando el daño esperado a una pérdida probable. Esto permite considerar varias fuentes inciertas involucradas, por ejemplo, en la estimación de peligro sísmico, características estructurales, interacción de la estructura del suelo, efectos de sitio, entre otras.

Un paso fundamental es este tipo de metodologías es expresar la probabilidad de colapso en función de una medida de intensidad (IM) seleccionada, a través de una curva de fragilidad. A Partir de esta función, se puede estimar una curva de daño esperado, la cual puede asociarse a un valor de pérdida, que se conoce como curva de vulnerabilidad. Los procesos de evaluación propuestos en esta tesis incorporan solo el efecto de las incertidumbres aleatorias (variación registro a registro), ya que no se considera la variación de las propiedades del sistema (incertidumbres epistémicas).

La medida de intensidad (IM) a menudo se cuantifica por la aceleración espectral (S_a) para un período y amortiguamiento específico, aunque se puede usar cualquier medida de la intensidad del movimiento del suelo. Este parámetro influye en la manera que se relacionará el daño con el movimiento del terreno. En suelos blandos, esta medida merece un análisis más detallado, ya que, como se mencionó anteriormente, la respuesta en suelos blandos es muy variable y dependiente de otros parámetros diferentes a las intensidades espectrales máximas de S_a y S_d .

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

7.3.1 Respuesta no-lineal de SDOF para suelos blandos

Existen varios procedimientos para realizar análisis estructurales dinámicos no lineales, de manera que sea posible recopilar los datos para estimar una función de fragilidad. Un enfoque común es el análisis dinámico incremental (IDA, por sus siglas en inglés), donde un conjunto de movimientos del terreno se escala repetidamente para encontrar el nivel de IM en el que cada movimiento del terreno causa el colapso (Vamvatsikos y Cornell 2002; Federal Emergency Management Agency 2009). Un segundo enfoque es el análisis de múltiples bandas (MSA, por sus siglas en inglés), donde el análisis se realiza en un conjunto específico de IM, cada uno de los cuales tiene un conjunto de movimiento de suelo únicos (Jalayer 2003).

Análisis dinámicos incrementales

El análisis dinámico incremental (IDA) tiene como objetivo estimar el desempeño estructural de un sistema escalando cada movimiento del terreno a múltiples niveles de intensidad (tantas veces sea necesario), hasta que la estructura alcance un estado de colapso. Se debe estudiar el desempeño estructural para cada registro escalado y para una medida de intensidad (IM), definida previamente (Jalayer 2003; Villaverde 2007, Buendía 2016). De esta manera se pueden estudiar simultáneamente las demandas símicas y el desempeño global del sistema. La manera de presentar estos resultados es a través de curvas de respuesta que relacionan una IM con un parámetro de respuesta de demanda (deriva de piso, desplazamiento máximo, entre otros).

Como lo menciona Villaverde (2007), este tipo de análisis se remontan a los estudios de Bertero (1980), en donde se analiza diferentes niveles de daño que se podría presentar en una estructura para diferentes niveles de intensidad del movimiento del terreno. Posteriormente, Vamvatsikos y Cornell (2002, 2004), describen una metodología detallada de este método, proponiendo un algoritmo para realizar los análisis dinámicos incrementales de manera eficiente. Así mismo, exponen como analizar y utilizar los resultados de un análisis tipo IDA para conocer el desempeño estructural de un sistema.

Para suelos blandos, similares a los encontrados en el lecho lacustre de Ciudad de México, la elección de la metodología de escalado es fundamental para estudiar el comportamiento de un sistema, puesto que, como se ha mencionado anteriormente, los movimientos del terreno son dependientes de varias características del sismo. Para utilizar un análisis tipo IDA, es conveniente utilizar una variación de la metodología, referente al escalado del movimiento del terreno, específicamente utilizando un escalado sismológico para cada incremento de la medida de intensidad (análisis IDAs). Una metodología similar a la utilizada en esta tesis fue estudiada por (Quiroz-Ramírez y col. 2014).

Análisis dinámico multi-banda (MSA)

Los análisis dinámicos multi-banda (MSA) proporcionan información estadística, sobre el desempeño de la estructura y demandas símicas, en un amplio rango de intensidades del movimiento del terreno. A diferencia de los IDA, el análisis MSA se construye a partir de un conjunto de bandas de intensidades (por ejemplo, aceleración espectral) (Jalayer 2003). Este tipo de análisis se usa cuando se tienen enfoques específicos para la elección de movimientos del terreno representativos de un sitio, cuyas propiedades cambian para diferentes niveles de intensidad (Bradley 2010, Sarieddine y Lin 2013, Baker 2015). Para estos casos, la elección de los registros sísmicos utilizados en los análisis no es arbitraria, e influye en los resultados del desempeño estructural. Esto es común en suelos blandos sujetos a movimientos del terreno de larga duración, similares a los de la Ciudad de México. El método de bandas múltiples proporciona una imagen mucho más completa en cuanto a cómo evolucionan tanto la tendencia general (mediana) como la dispersión de la respuesta a niveles de movimiento del suelo que aumentan gradualmente (Jalayer 2003).

En la Figura 7.3.1 se muestra una comparación de la respuesta que se obtiene al utilizar los análisis IDAs y MSA. Al emplear un análisis tipo IDAs se obtiene una serie de valores de intensidades asociados al punto de colapso para cada movimiento del terreno escalado. Como se muestra en la Figura 7.2.1a con los resultados de MSA no podemos evaluar el colapso para cada movimiento del terreno utilizado, sin embargo, se puede analizar el desempeño estructural para cada nivel de intensidad y la fracción de registros sísmicos que causan el colapso. Con un MSA se puede tener una idea más completa de la dispersión y daño medio y su evolución para diferentes niveles de demandas. Así mismo, en la Figura 7.2.1b y Figura 7.2.1c se muestran las curvas de daño esperado utilizando los análisis IDAs y MSA

para los índices de daño de Park y Ang (ID_{PA}) y Terán y Jirsa (ID_{TJ}), respectivamente. Como se puede observar, las respuestas son muy similares, más aún cuando se utiliza el índice ID_{TJ} . Este es el comportamiento general para varios sitios analizados en Ciudad de México. Sin embargo, al emplear un análisis MSA se tiene más control sobre la muestra de sismos a utilizar en el análisis dinámico.

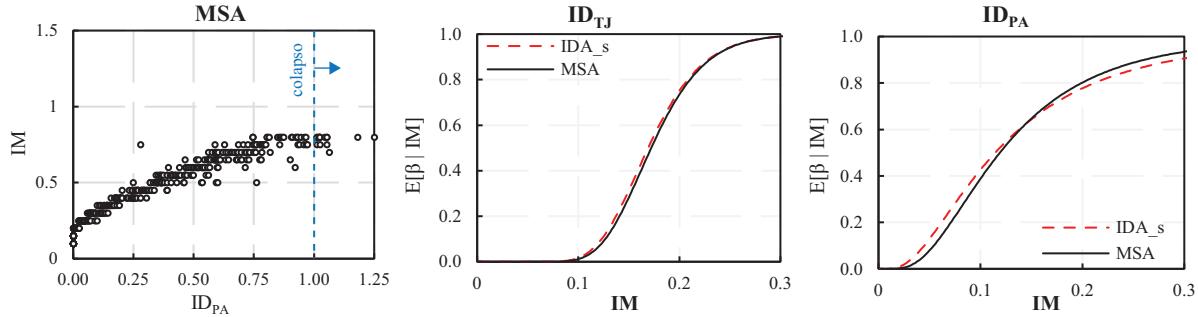


Figura 7.3.1: Comparación de las metodologías IDAs (análisis dinámico incremental con escalamiento sismológico) y MSA (análisis dinámico multibanda)

7.3.2 Estimación de la curva de daño esperado

Una manera apropiada para ajustar los datos de una curva de fragilidad es a través de la técnica de máxima verosimilitud (Baker y Cornell 2005; Straub y Der Kiureghian 2008). A continuación, se describe la técnica de ajuste presentada por Baker (2015), en donde se minimizan el número de análisis estructurales requeridos. En este caso, se parte de asumir que las respuestas del sistema son observaciones independientes, y que la probabilidad de observar z_j colapsos de n_j movimientos del terreno con $IM = x_j$ sigue una distribución binomial, expresada de la siguiente manera:

$$P(z_j \text{ colapsos en } n_j \text{ eventos}) = \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j} \quad (7.1)$$

donde p_j es la probabilidad que un evento con $IM = x_j$ cause un colapso. En este caso, se utilizará una función de distribución acumulada lognormal, la cual es normalmente utilizada en ajustes de fragilidad de este tipo de fenómenos. A partir de esto, se tiene que:

$$p_j = \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right) \quad (7.2)$$

donde θ y β son la media y desviación estándar de la función de fragilidad, y $\Phi(\cdot)$ denota la función de distribución normal estándar acumulada. Ahora, para analizar la función de fragilidad, se toma el producto de las probabilidades distribuidas de manera binomial (Ec.(7.1)) en cada nivel de intensidad para obtener la verosimilitud de toda la base de datos:

$$\text{Verosimilitud} = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)^{z_j} \left[1 - \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)\right]^{n_j - z_j} \quad (7.3)$$

donde m es el número de niveles de IM.

La función de fragilidad queda definida al maximizar la verosimilitud (Ec.(7.3)). Una manera práctica de hacerlo es maximizar el logaritmo de la verosimilitud, por lo que se tiene que:

$$\left\{\hat{\theta}, \hat{\beta}\right\} = \underbrace{\arg\max_{\theta, \beta}}_{\theta, \beta} \sum_{j=1}^m \left\{ \ln\left(\binom{n_j}{z_j}\right) + z_j \ln \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right) + (n_j - z_j) \ln \left[1 - \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)\right] \right\} \quad (7.4)$$

De esta manera, quedan definidos los parámetros $\hat{\theta}$ y $\hat{\beta}$ que maximizan la verosimilitud. La función distribución de probabilidad de la Ec.(7.4) puede ser reemplazada con otra función de distribución para ajustar la función de fragilidad para cualquier distribución de interés.

7.3.3 Daño esperado para sitios en suelo blando

Se analizaron las curvas de daño para varios sitios en la Ciudad de México, utilizando un análisis dinámico multi-banda. Uno de los principales debates es acerca de la medida de intensidad (IM) más apropiada para relacionar el daño estructural y la demanda sísmica. Cualquier parámetro que sea una característica del movimiento del terreno es factible de ser utilizado como medida de intensidad, por ejemplo, PGA, aceleración espectral, desplazamiento, duración, energía de entrada, entre otros, o incluso pudiendo utilizar una combinación de propiedades que describan correctamente el movimiento del terreno para diferentes niveles de demanda. Ibarra y Krawinkler (2005) propusieron una metodología para evaluar la capacidad e colapso de una estructura, utilizando una medida de intensidad relativa que la definen como $Sa(T_1)/g/\gamma$ donde T_1 es el periodo fundamental de la estructura; g es la aceleración de la gravedad y $\gamma = V_y/W$, donde V_y es el cortante basal de la estructura en el punto de fluencia y W el peso de la estructura. Así mismo Baker y Cornell (2005) proponen una IM denominada “vector-valued” en la que emplean la aceleración espectral y épsilon. El parámetro épsilon queda definido como una medida de la diferencia entre la aceleración espectral de un registro y la media de una ecuación de predicción de movimiento en el suelo en el período dado. Una medida de intensidad combinada, o asociada a una propiedad estructural específica disminuye, de manera considerable, la variación de la respuesta dinámica estructural.

Sin embargo, un hecho que se debe considerar es que este tipo de análisis tienen como objetivo evaluar el daño probable en una estructura, para posteriormente, asociarlo a un valor de pérdida (económica o humana) y así poder calcular el riesgo sísmico implícito en el problema. Debido a esto, en este trabajo se estudiaron parámetros, a partir de los cuales, sea factible realizar un estudio de peligro sísmico que permita establecer niveles de demanda probables para un sitio, y que no sean dependientes de las propiedades del sistema estudiado, sino que sea una característica intrínseca del movimiento del terreno, dejando fuera a las medidas de intensidad combinadas o dependientes del sistema. En este sentido, se utilizó la aceleración espectral como IM, ya que es un parámetro ampliamente utilizado en estudios de peligro sísmico y en diseños sismorresistente. Pese a esto, como se mencionó anteriormente, el comportamiento de sitios en suelo blando, sujetos a sismos de larga duración, presentan un comportamiento donde parámetros como la duración, contenido de frecuencias y energía influyen en el desempeño estructural, por lo que, también se consideró a la energía de entrada como medida de intensidad.

En las Figuras 7.3.2 a 7.3.5 se muestran los histogramas y las curvas de daño esperado ($E = \beta | IM$) para la estación SCT y para un oscilador de un grado de libertad con un $T=2.0s$, con una resistencia tal que $Q=3.0$ (NTCD-2004). Se utilizó un coeficiente de amortiguamiento viscoso de 5% y un modelo de comportamiento histerético EPP. Las respuestas estructurales fueron calculadas para 15 niveles de intensidad (Sa y E_I) con 30 registros simulados en cada punto. Para cuantificar el desempeño estructural se utilizaron los índices de daño de Park y Ang (IDPA) y de Terán y Jirsa (IDTJ), estos índices fueron explicados con detalle en el capítulo 5.

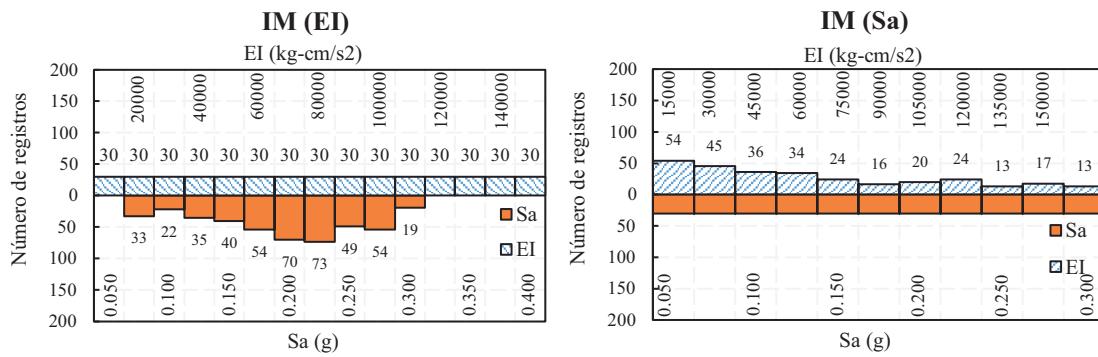


Figura 7.3.2: Histogramas de la frecuencia de registros para cada intensidad

En la Figura 7.3.2a se muestra el histograma de registros cuando se considera a la energía de entrada (E_I) como IM (barras rayadas). Además, se muestra el histograma de Sa para el mismo conjunto de registros (barras con relleno sólido). Como se puede notar, las demandas de Sa tienden a ser mayores para las intensidades entre 0.50 y 0.70, mientras que para intensidades extremas (altas y bajas) la frecuencia del número de registros disminuye. Por otra parte, el comportamiento de la frecuencia de registros para E_I cuando se considera Sa como IM objetivo (Figura 7.3.2b), muestra una tendencia a agrupar registros en intensidades de E_I bajas. Esto también puede observarse al estudiar las curvas de daño esperado.

En la Figura 7.3.3 se muestran las curvas de daño esperado considerando a la energía de entrada (E_I) como medida de intensidad. Para evaluar el daño se utilizaron los modelos de Terán y Jirsa (primera fila de la figura) y Park y Ang (segunda fila de la figura). En la Figura 7.3.3a se muestra el daño esperado para el modelo ID_{TJ} utilizando la energía de entrada como medida de intensidad objetivo ($IM = E_I$). Mientras que la Figura 7.3.3b corresponde al daño reportado pero utilizando como medida de intensidad la Sa correspondiente al conjunto de registros seleccionado para la E_I objetivo de la Figura 7.3.3a, esto con el fin de comparar la influencia de la distribución de la frecuencia de registros a lo largo de la curva de daño esperado. Así mismo, las gráficas de la Figura 67.3.3c y Figura 7.3.3d tienen el mismo razonamiento pero para el modelo de daño de Park y Ang (ID_{PA}). Como se puede observar, el índice de daño de Park y Ang no representa el daño de manera adecuada para rangos menores a 0.2 y mayores a 0.8. Este modelo de daño parte de un daño, así el sistema permanezca elástico. Este comportamiento no se ajusta correctamente al daño reportado, especialmente en suelos blandos.

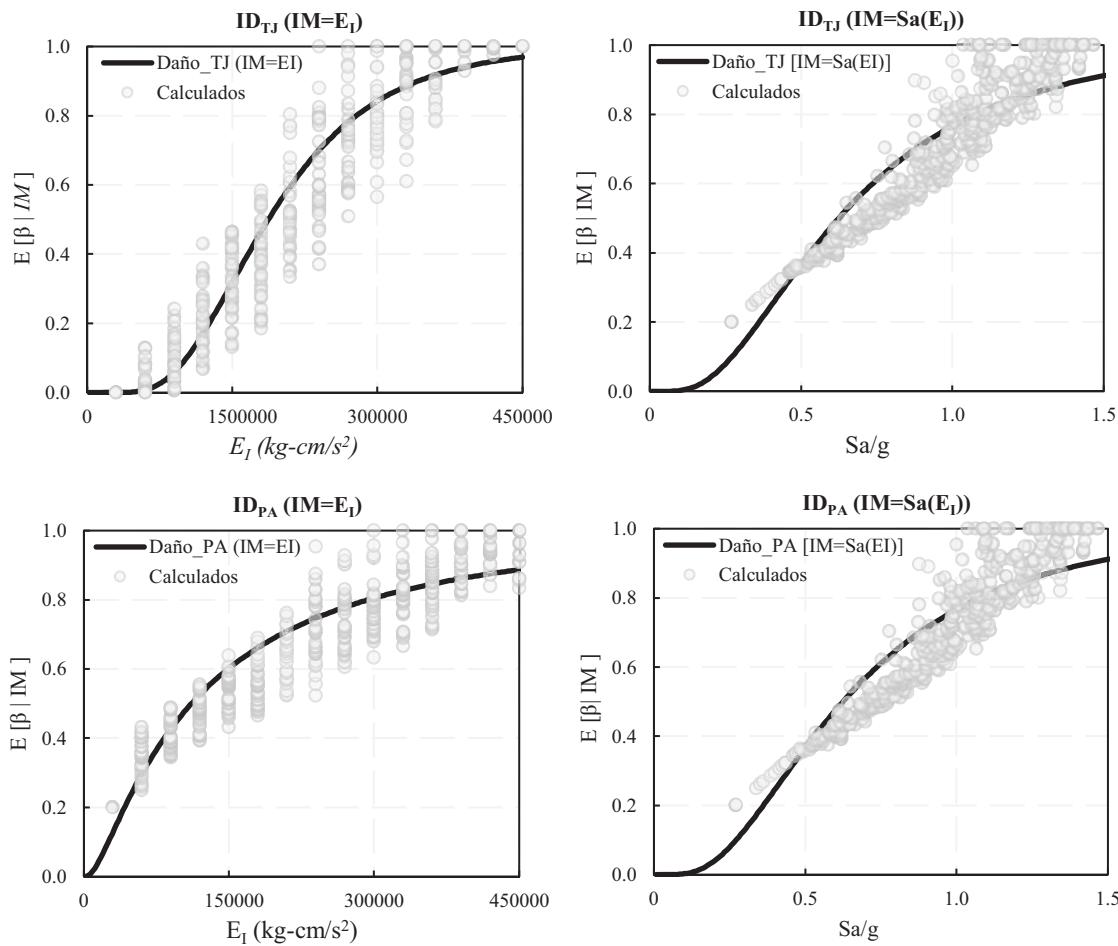


Figura 7.3.3: Curvas de daño para estación SCT. Considerando la energía de entrada (E_I) como medida de intensidad

En la Figura 7.3.4 se presenta un análisis muy similar al de la Figura 7.3.3, con la diferencia que la medida de intensidad objetivo es la aceleración espectral (Sa) para el periodo correspondiente. En general, el comportamiento es similar al reportado con una medida de intensidad de E_I , mostrando un comportamiento más adecuado del daño para el modelo de daño de Terán y Jirsa.

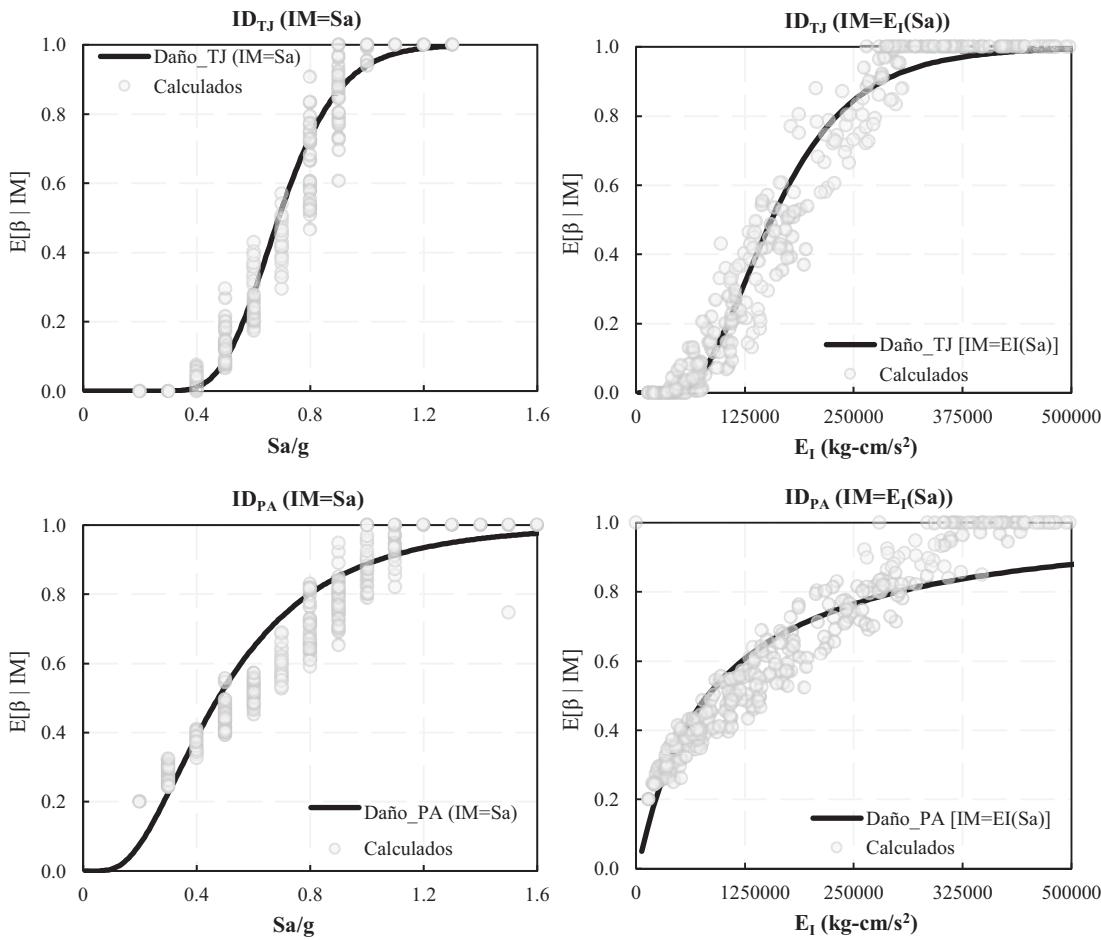


Figura 7.3.4: Curvas de daño para estación SCT. Considerando la aceleraciónpectral (Sa) como medida de intensidad

En la Figura 7.3.5 se muestra una comparación de las curvas de daño esperado utilizando ambas medidas de intensidad objetivo, pero normalizadas para su valor relacionado con el colapso ($ID=1$). La Figura 7.3.5a corresponde al modelo de Terán y Jirsa, y como se puede observar, al utilizar $IM = E_I$ se obtiene un mayor daño para intensidades menores al 80% del valor correspondiente al colapso, llegando a obtener diferencias considerables para ciertos intervalos de intensidades (por ejemplo, daño ($IM = E_I$) = $5 * \text{daño}(IM = Sa)$). Por otra parte, cuando se ocupa el modelo de Park y Ang (ver Figura 7.3.5b), no se puede observar una tendencia marcada, aunque, como se mencionó previamente, este modelo no se ajusta al comportamiento del daño en suelos blandos.

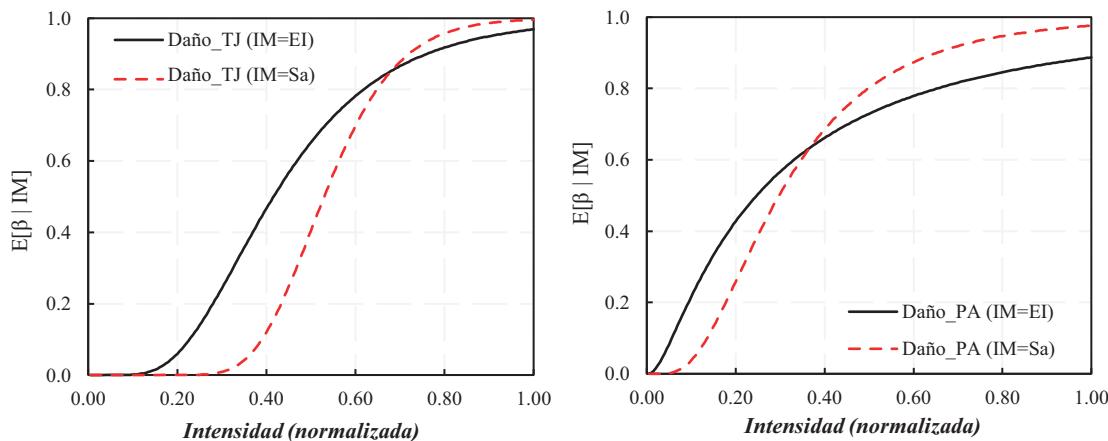


Figura 7.3.5: Comparación de curvas de daño (normalizadas) considerando diferentes medidas de intensidad

7.4 METODOLOGÍA PROPUESTA PARA ESTIMAR EL DAÑO ESPERADO EN SDOF

La metodología para estimar el daño esperado en un oscilador de un grado de libertad que se propone en este capítulo se basa en demandas de energía plásticas, en donde se considera la respuesta completa del movimiento del suelo. En este análisis se incluye (de manera indirecta) la duración del evento, el contenido de frecuencias y la energía plástica que debe disipar un oscilador.

Si bien, las metodologías tradicionales de diseño sismorresistente buscan evitar el colapso o daños graves, no permiten estimar, de manera explícita, el daño probable que se podría presentar en una estructura ante diferentes demandas sísmicas. Por otra parte, existen algunas propuestas de diseño actuales que buscan considerar el daño acumulado y residual que podría presentarse en un sistema, y catalogar el diseño de acuerdo con el desempeño mostrado (“rating systems”). Al considerar el daño probable como parámetro de comprobación del comportamiento de una estructura, es posible establecer diseños más seguros y transparentes, tanto para el encargado del proyecto, como para el usuario del mismo. Ahora, el problema central es poder establecer una metodología sencilla y razonablemente aproximada del daño estructural, para que se pueda implementar en las regulaciones estructurales de diseños estructurales comunes. Esto es particularmente importante en sitios de suelo blando sujetos a movimientos del terreno de larga duración. La consideración explícita del daño acumulado en términos de la fatiga ante ciclos de carga baja puede tener una influencia en el daño acumulado y permanente de un sistema. En la metodología propuesta en este capítulo, se aborda este problema a través de energía sísmica, considerando la energía de entrada elástica (E_I) como base de la comprobación del daño estructural para osciladores de un grado de libertad. La metodología consta de siete pasos principales que se detallan a continuación:

1. Generar un número suficiente de registros sísmicos sintéticos que sean capaces de representar la sismicidad de la zona de estudio y que abarquen un intervalo de intensidades (E_I) capaces de representar el daño en diferentes etapas. Estos registros sísmicos simulados deberán representar la sismicidad de la zona de estudio.
2. Cálculo de espectros de energía de entrada de los sismos simulados.

3. Obtención de la energía de entrada inelástica, utilizando la Ec.(4) descrita en el capítulo 4, y que se muestra a continuación:

$$ER_\mu(\hat{T}) = \beta \left(\frac{E_I(\hat{T})}{E_{Imax}} \right)^\alpha (\mu - 1) + \gamma$$

Así mismo, los valores de α , β y γ se muestran en dicho capítulo

4. Calcular la energía histerética ($E_{H\mu}$), utilizando la Ec.(4) descrita en el capítulo 4. Con la diferencia que la energía de entrada corresponde a la obtenida en el paso 3. Así mismo, los valores de α , β y γ se muestran en dicho capítulo.
5. Normalización de la energía histerética calculada en el paso anterior. Para esto se utiliza la siguiente expresión:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_H}{F_y x_y}$$

6. A partir de la $NE_{H\mu}$ calcular la demanda de ductilidad máxima utilizando la relación $m_e = NE_{H\mu}/\mu_{max}$, descrita en el capítulo 5, y su anexo correspondiente. Dicha relación se muestra a continuación:

$$m_e = \frac{\alpha \left(\frac{T}{T_g} \right)^\beta}{\gamma + \left(\frac{T}{T_g} - 1 \right)^2}$$

Los valores de los parámetros α , β y γ se muestran en dicho capítulo.

En este punto se podría evaluar el daño esperado medio del oscilador, considerando la posible fatiga ante ciclos de carga baja. Para estimar el daño es posible utilizar los índices de daño de Park y Ang o Terán y Jirsa (descritos en el capítulo 5).

7. Por último, para calcular el desplazamiento residual se utiliza la relación $m_d = x_{res}/x_{max}$ de la Ec.(4) del anexo del capítulo 6 y utilizando el desplazamiento máximo obtenido a partir de la ductilidad máxima del paso 6).

$$m_d = \left[\frac{\gamma + \left(\frac{T}{T_g} - 1 \right)^2}{\alpha} \right]$$

Si bien, todavía es necesario utilizar una base de sismos sintéticos, la metodología propuesta no contempla los cientos de análisis no-lineales incluidos en una metodología tradicional. Las relaciones mostradas en este trabajo incluyen las demandas plásticas de los sistemas, de manera que con dichas expresiones es posible obviar los análisis dinámicos no-lineales, pudiendo obtener el daño estructural con un número muy inferior de cálculos. Así mismo, a través del proceso es posible estudiar el comportamiento final del sistema, ya que se sabe de antemano la energía histerética y demandas de desplazamientos máximos. En la Figura 7.4.1 se muestra un esquema de los pasos de la metodología propuesta para la evaluación del daño acumulado y residual.

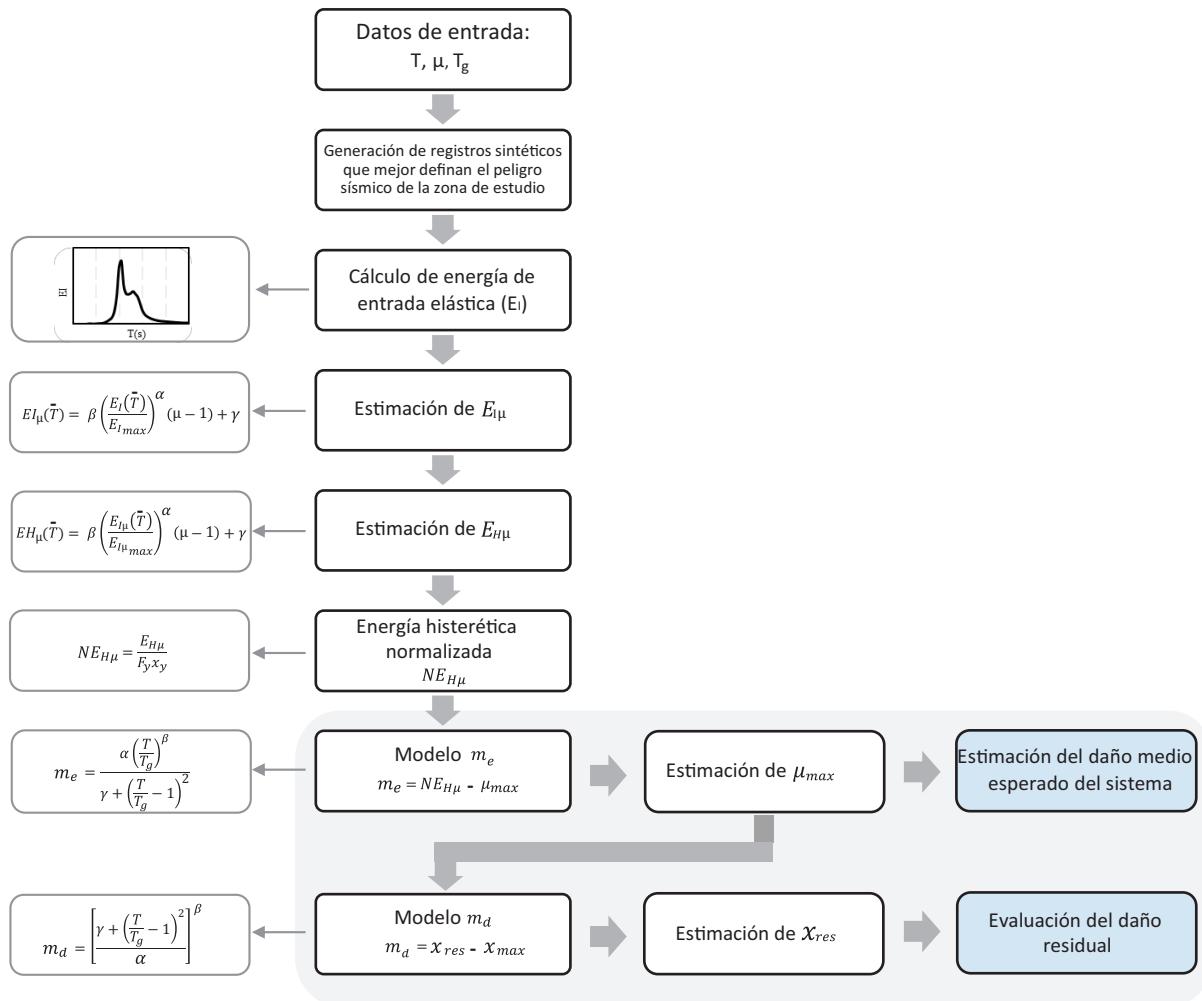


Figura 7.4.1: Esquema de la metodología propuesta en este capítulo para evaluar el daño acumulado y residual

Por otra parte, si solo nos centramos en los resultados del daño (pasos 6 y 7, resaltados en el diagrama), es posible variar el orden los pasos de manera que se pueda analizar los desplazamientos máximos y cantidad de energía plástica disipada (ciclos histeréticos) partiendo de los desplazamientos residuales. El esquema de la metodología para evaluar las demandas máximas partiendo de las demandas residuales se muestra en la Figura 7.4.2. En esta metodología alternativa se utilizan las mismas expresiones desarrolladas a lo largo de esta tesis. La estimación de los desplazamientos máximos y disipación de energía plástica es una herramienta necesaria para evaluar el desempeño estructural en una evaluación post-sismo, en cuyo escenario se podrían estimar (o medir) los desplazamientos permanentes en una estructura.

7.4.1 Resultados del modelo de estimación de daño esperado para el lecho lacustre de Ciudad de México

Se utilizó la metodología planteada en este capítulo para estimar el daño esperado en sitios del lecho lacustre de la Ciudad de México. Los modelos se compararon con el daño esperado calculado mediante una metodología tradicional, la cual implica cientos de análisis no-lineales y elaboración de funciones de fragilidad. Se eligió el modelo de daño de Terán y Jirsa, dado que presenta una mejor aproximación al comportamiento para suelos blandos. Se eligieron dos sitios para los grupos sísmicos 3, 4, 5 y 6.

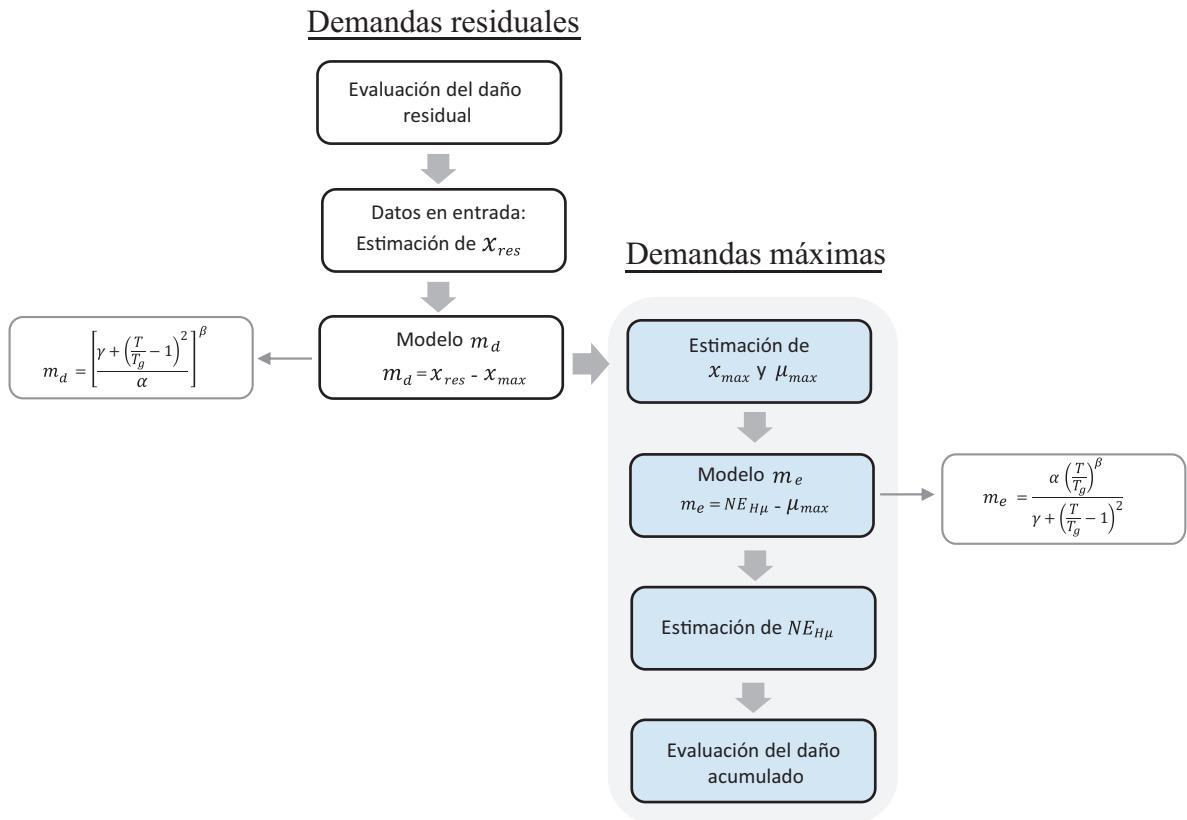


Figura 7.4.2: Esquema de metodología alternativa para evaluación de las demandas máximas, partiendo de las demandas residuales

Grupo 3

En la Figura 7.4.3 y Figura 7.4.4 se muestran los resultados del daño esperado para las estaciones 53 ($T_g=1.5s$) y 22 ($T_g=1.5s$) para un oscilador de un grado de libertad con un periodo de vibrar mostrado en cada figura. Como se puede observar, el modelo planteado en este capítulo se ajusta razonablemente a la curva de daño esperado.

Grupo 4

Los resultados correspondientes al Grupo 4 se muestran en la Figura 7.4.5 y Figura 7.4.6, para las estaciones SCT ($T_g=1.9s$) y 56 ($T_g=2.4s$), respectivamente, para un oscilador de un grado de libertad con el periodo de vibrar mostrado en cada figura.

Grupo 5

En la Figura 7.4.7 y Figura 7.4.8 se muestran los resultados del daño esperado para las estaciones 06 ($T_g=2.9s$) y CDAO ($T_g=3.3s$), respectivamente, para un oscilador de un grado de libertad con el periodo de vibrar mostrado en cada figura.

Grupo 6

Los resultados correspondientes al Grupo 6 se muestran en la Figura 7.4.9 y Figura 7.4.10 para las estaciones 11 ($T_g=4.5\text{s}$) y 20 ($T_g=4.9\text{s}$), respectivamente, para un oscilador de un grado de libertad con el periodo de vibrar mostrado en cada figura.

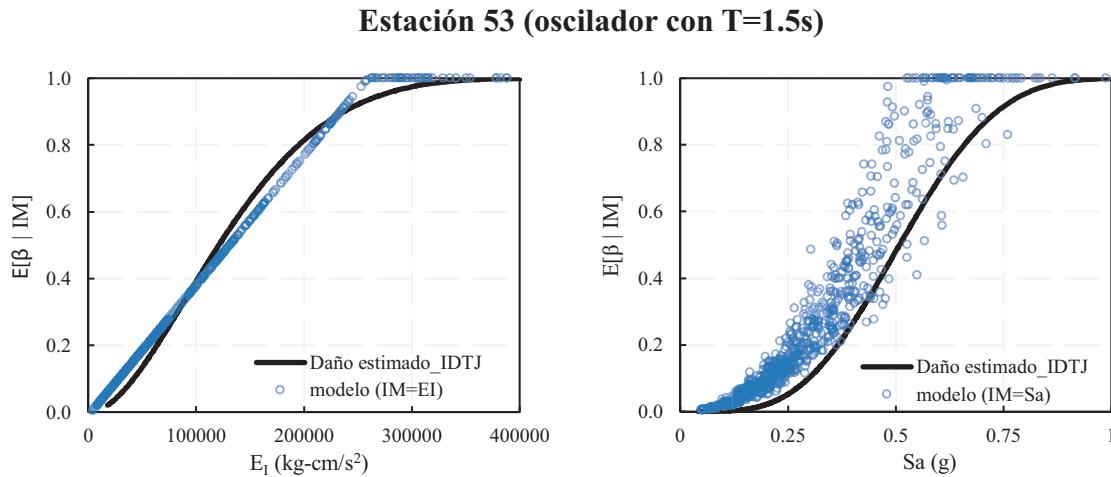


Figura 7.4.3: Evaluación del daño esperado para la estación 53 ($T_g=1.5\text{s}$) para un oscilador con $T=1.5\text{s}$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)

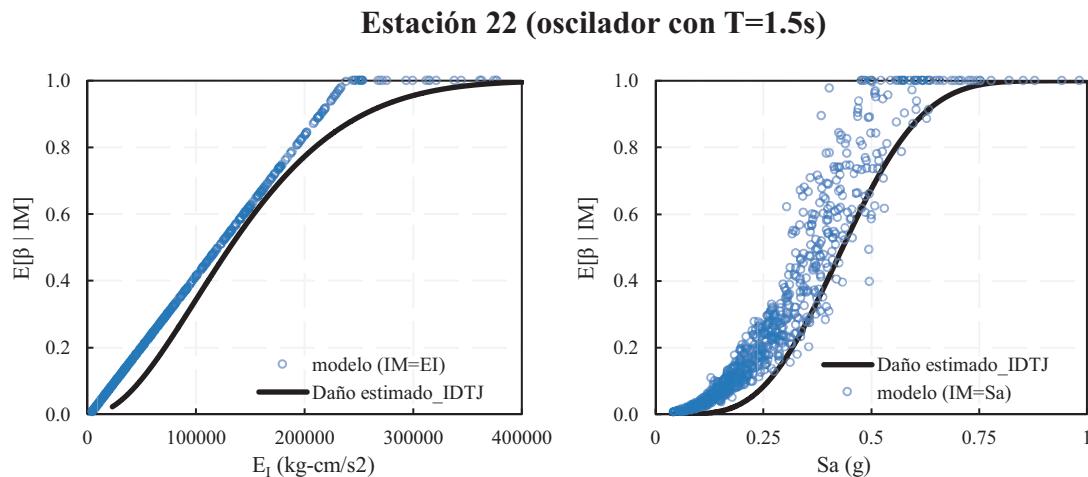


Figura 7.4.4: Evaluación del daño esperado para la estación 22 ($T_g=1.5\text{s}$) para un oscilador con $T=1.5\text{s}$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)

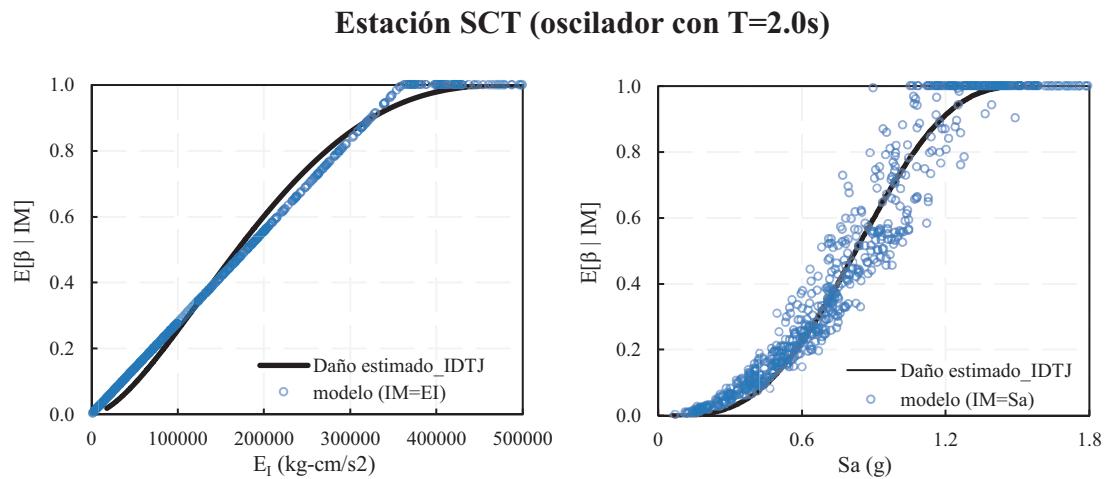


Figura 7.4.5: Evaluación del daño esperado para la estación SCT ($T_g=1.9s$) para un oscilador con $T=2.0s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)

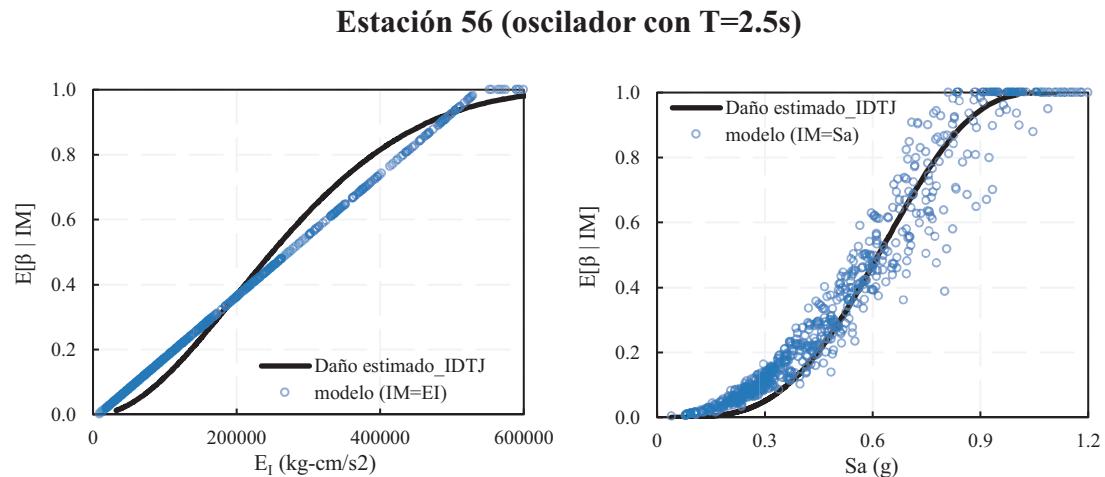


Figura 7.4.6: Evaluación del daño esperado para la estación SCT ($T_g=2.4s$) para un oscilador con $T=2.5s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)

Estación 06 (oscilador con T=3.0s)

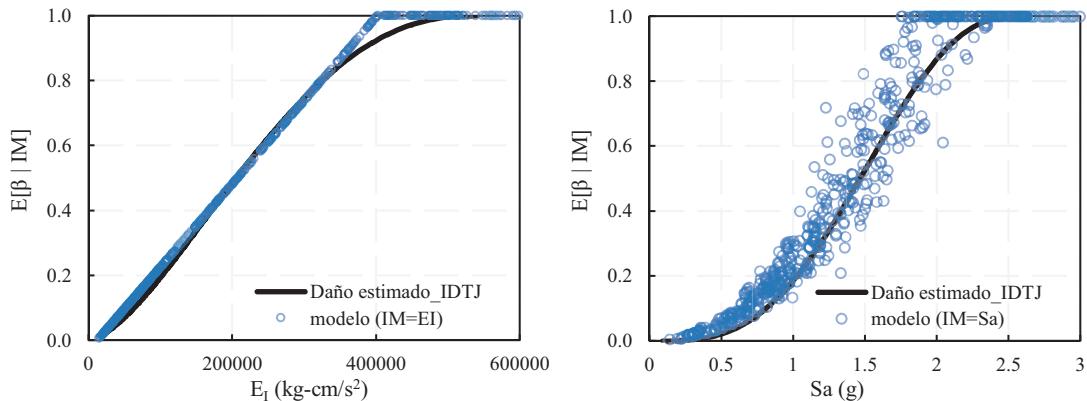


Figura 7.4.7: Evaluación del daño esperado para la estación 06 ($T_g=2.9s$) para un oscilador con $T=3.0s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)

Estación CDAO (oscilador con T=3.3s)

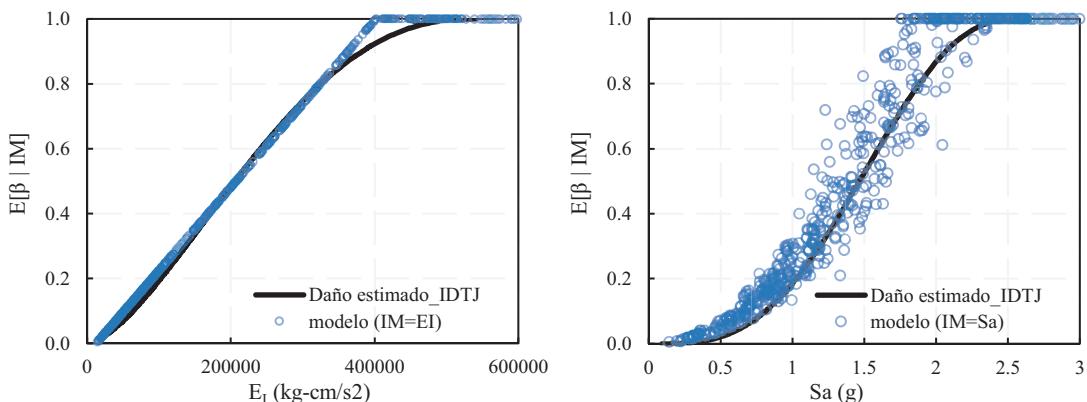


Figura 7.4.8: Evaluación del daño esperado para la estación CDAO ($T_g=3.3s$) para un oscilador con $T=3.3s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)

Estación 11 (oscilador con T=4.5s)

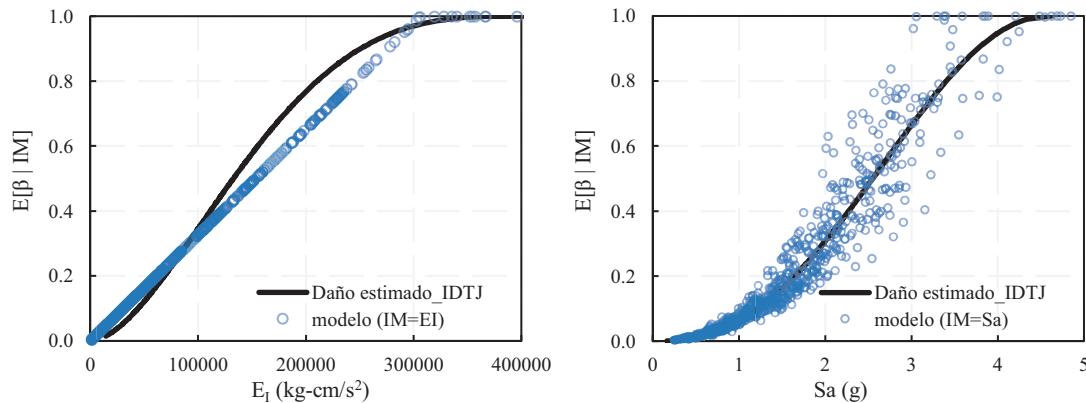


Figura 7.4.9: Evaluación del daño esperado para la estación 11 ($T_g=4.5s$) para un oscilador con $T=4.5s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)

Estación 20 (oscilador con T=5.0s)

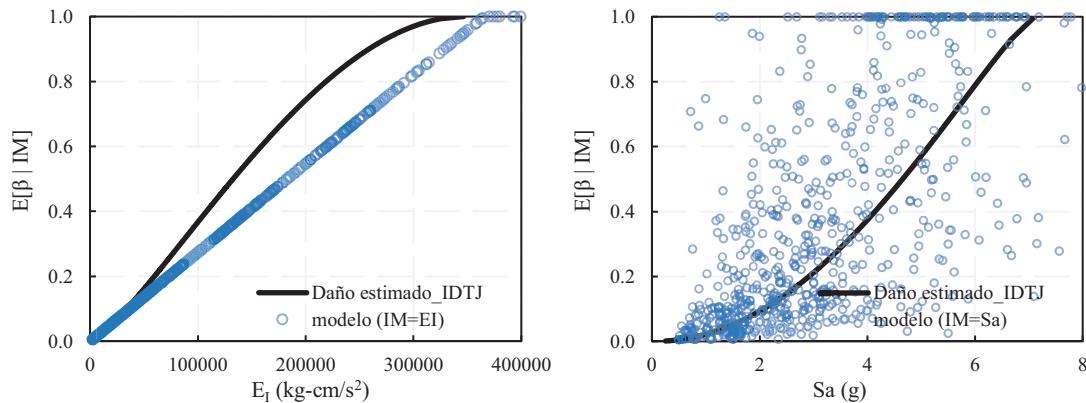


Figura 7.4.10: Evaluación del daño esperado para la estación 20 ($T_g=4.9s$) para un oscilador con $T=5.0s$. Primera fila corresponde a un índice de daño de Teran y Jirsa (IDTJ) y segunda fila a Park y Ang (IDPA)

Los valores del error entre la curva de daño esperado, calculada con una metodología tradicional, y la propuesta en este estudio se muestran en la Tabla 7.4.1. Los errores corresponden al error logarítmico promedio para daños superiores al 10% (σ_{ln} (0.1-1.0)), el error logarítmico máximo para daños superiores a 0.1 ($\sigma_{ln max}$ (0.1-1.0)), error logarítmico promedio en un rango de daño de 0.2 a 0.8 (σ_{ln} (0.2-0.8)), así como los errores aritméticos para los mismos intervalos.

Tabla 7.4.1: Errores entre daño estimado y modelado utilizando un $IM = E_I$ para las estaciones sindicadas.

	53	22	SCT	56	06	CDAO	11	20
σ_{ln} (0.1-1.0)	0.18	0.36	0.17	0.25	0.39	0.27	0.20	0.26
$\sigma_{ln \ max}$ (0.1-1.0)	0.85	1.04	0.56	0.85	0.68	0.73	0.63	0.32
σ_{ln} (0.2-0.8)	0.12	0.18	0.09	0.16	0.26	0.24	0.14	0.31
$\sigma_{ln \ max}$ (0.2-0.8)	0.35	0.47	0.38	0.55	0.56	0.56	0.41	0.32
σ (0.1-1.0)	0.13	0.30	0.13	0.21	0.43	0.24	0.17	0.21
σ_{max} (0.1-1.0)	1.33	1.83	0.74	1.77	1.12	1.08	0.92	0.28
σ (0.2-0.8)	0.10	0.23	0.06	0.13	0.40	0.23	0.08	0.18
σ_{max} (0.2-0.8)	0.41	0.60	0.24	0.53	0.67	0.62	0.19	0.27

Los daños estimados mediante el modelo propuesto se aproximan, razonablemente, a los daños calculados mediante la metodología tradicional, que implica cientos de análisis no-lineales. El error más alto obtenido es de 0.39 para valores de daño superiores a 0.1. Sin embargo, el rango de daño que es de mayor interés, y en el que los índices de daño se comportan de mejor manera es de 0.2 a 0.8, con errores logarítmicos menores a 0.25 en promedio, sin considerar los resultados del grupo 6. De las Figuras 7.4.11 a 7.4.14 se muestran las curvas de daño estimado y modelado junto con la desviación estándar para cada estación y oscilador indicado indicados.

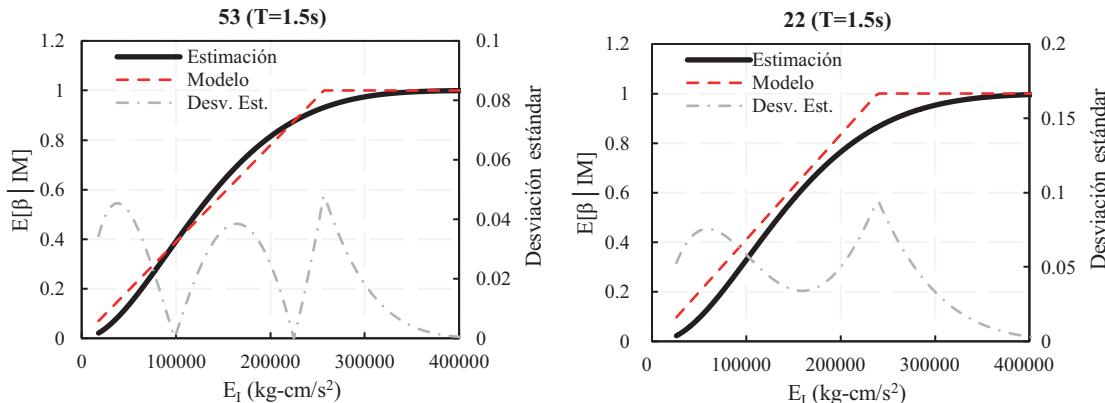


Figura 7.4.11: Curvas de daño estimado y modelados junto con sus respectivas desviaciones estándar, para estaciones del grupo 3

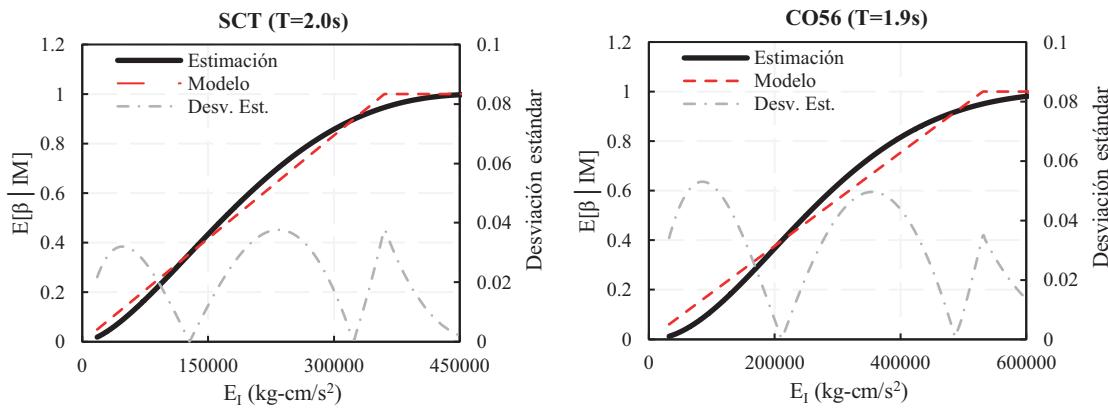


Figura 7.4.12: Curvas de daño estimado y modelados junto con sus respectivas desviaciones estándar, para estaciones del grupo 4

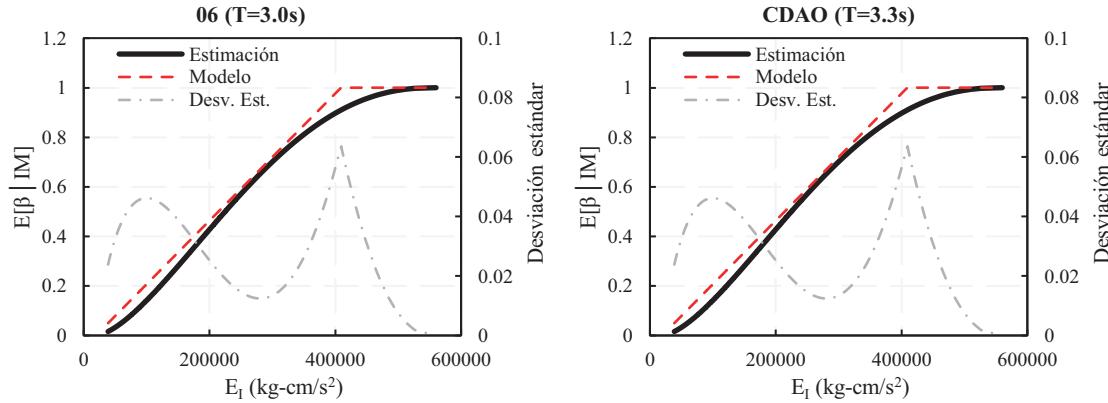


Figura 7.4.13: Curvas de daño estimado y modelados junto con sus respectivas desviaciones estándar, para estaciones del grupo 5

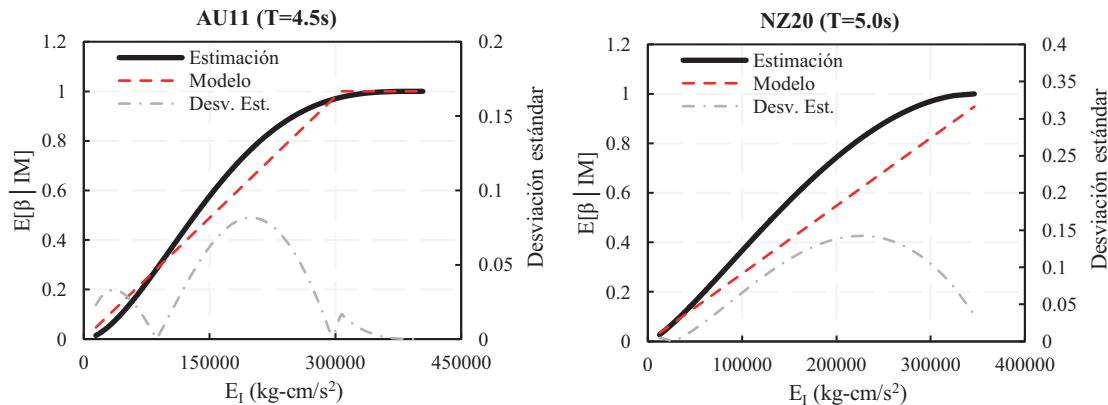


Figura 7.4.14: Curvas de daño estimado y modelados junto con sus respectivas desviaciones estándar, para estaciones del grupo 6

Como se puede observar, las diferencias se mantienen similares para los grupos de estaciones 3, 4 y 5, con valores razonablemente bajos, sin embargo, para el grupo 6 las desviaciones se incrementan, lo cual está relacionado con los modelos presentados a lo largo de esta tesis. Para sitios con estratos de arcilla

muy profundos, el comportamiento del suelo es complejo, y requiere una interpretación particular, inclusive, modos superiores de vibrar influyen en la respuesta del suelo de manera representativa. Sin embargo, los resultados obtenidos se ajustan razonablemente al daño estimado mediante metodologías dinámicas no-lineales.

7.5 COMENTARIOS DEL CAPÍTULO 7

En este capítulo se presentó una metodología para evaluar el daño acumulado en un oscilador de un grado de libertad, tomando como parámetro base la energía sísmica de entrada. Esta metodología reúne los resultados obtenidos en los capítulos previos de esta tesis, aunque dichos resultados también podrían utilizarse de manera independiente para estudiar casos particulares del comportamiento de osciladores de un grado de libertad. La metodología propuesta para estimar el daño esperado en el lecho lacustre de Ciudad de México se ajusta de manera razonable al daño calculado mediante metodologías tradicionales, que generalmente implica el cálculo de cientos de análisis no lineales, por lo que podría utilizarse en estimaciones iniciales del daño esperado en un sistema estructural.

Así mismo, tanto en este capítulo como en el capítulo 6, se presenta una metodología para estudiar el daño máximo en una estructura partiendo del desplazamiento residual, el cuál, inclusive podría ser medido en campo luego de un evento sísmico. Una aplicación de esta metodología podría ser la evaluación de sistemas de control de respuesta sísmica en etapas post-sismo, como por ejemplo los contravientos restringidos al pandeo, cuyo comportamiento depende de los desplazamientos máximos a los que fueron sometidos durante el sismo.

Si bien los resultados del daño esperado, utilizando la pseudoaceleración como medida de intensidad, se acoplan bien al modelo propuesto, se debe considerar que el daño esperado utilizando la energía de entrada como medida de intensidad genera un mayor daño que los correspondientes a la pseudoaceleración, para rangos de daño entre 20 y 80% (ver Figura 7.3.5). Para valores de colapso las dos medidas de intensidad muestran un daño similar, sin embargo, uno de los objetivos de esta tesis es el estudiar el daño acumulado en un sistema estructural, por lo que se considera que la energía de entrada expone un mayor daño posible. Es necesario realizar estudios más específicos con respecto a las medidas de intensidad que mejor representen el daño en la zona de lago de Ciudad de México.

CONCLUSIONES

Simulación sísmica para análisis no lineal para sitios en suelo blando

El método utilizado para escalar los movimientos del terreno es relevante durante cualquier análisis sísmico. Si bien la escala lineal es fácil de aplicar, no considera la variación del contenido de energía y frecuencia del movimiento del terreno con la magnitud del evento sísmico. En el caso de los sitios de suelo blando de la Ciudad de México, se ha encontrado que los eventos de gran magnitud dan lugar a movimientos con duraciones más largas y contenido de frecuencia y energía diferente, de tal manera que se necesita utilizar la escala sismológica para considerar estas variaciones significativas.

Como se mostró en el apéndice 4, el utilizar el escalado sismológico, no siempre resulta en tener demandas de energía más altas que al utilizar un escalado lineal. No existe una tendencia general para poder mencionar que el escalado lineal genere resultados más altos o más bajos que el escalado sismológico ya que depende de varios factores como modelo de comportamiento, resistencia lateral, entre otros.

La variación registro a registro en análisis no lineales, es un parámetro que se debe considerar al momento de realizar análisis dinámicos similares a los presentados en esta tesis, por lo que la elección de la técnica de simulación sísmica es un parámetro determinante en los resultados obtenidos. Al utilizar un escalado sismológico se pueden tener registros simulados que se asemejen de mejor manera a la realidad sismológica del sitio de estudio, pese a que las técnicas estudiadas de simulación sísmica también tienen restricciones e incertidumbres considerables.

Comportamiento del suelo y energía sísmica en la Ciudad de México

Tal como se mostró en el capítulo 3 de esta tesis, los espectros de energía pueden generar información relacionada con el daño y comportamiento estructural, ya que existe una relación directa con la disipación de energía plástica y con la duración del evento. Una de las ventajas de utilizar la energía como parámetro de diseño es que la duración del evento, el número de ciclos plásticos y la inestabilidad dinámica pueden ser considerados directa y explícitamente.

Así mismo, en dicho capítulo se presentó un estudio del comportamiento del suelo del lecho lacustre de la Ciudad de México, basado en el análisis de espectros de amplitudes de Fourier, calculadas a partir de los registros de aceleración de trece terremotos ocurridos en México desde 1985 hasta 2017. Como mencionaron Reinoso y Ordaz (1999), es necesario realizar una correcta elección de los sitios de suelo firme para el cálculo de los cocientes de Fourier, así como de los factores de suavizado para el cálculo de los espectros de amplitudes. Estos factores influyen en los resultados de las amplificaciones de sitios en el lecho lacustre de la ciudad.

Se puede observar que hay evidencia de un cambio con en el tiempo del período dominante del suelo y amplificación máxima en varios sitios. Estos cambios podrían estar relacionados a condiciones antropogénicas, en particular, al hundimiento del suelo producido por el bombeo de agua subterránea.

Con los períodos de suelo calculados a partir de los cocientes espectrales de Fourier para el terremoto del 19 de septiembre de 2017, se obtuvieron intensidades de pseudoaceleración, energía sísmica e histerética para las 77 estaciones que registraron el terremoto en Ciudad de México. Las aceleraciones espectrales (S_a) alcanzaron valores relativamente grandes, especialmente para la estación 84, con un S_a máximo cercano a 1.6g (el más grande jamás registrado por la red acelerométrica de la ciudad). Esta estación también mostró evidencia de efectos de ondas locales que aumentaron su respuesta en una sola dirección. Los mapas de aceleraciónpectral muestran una buena correlación con el daño reportado durante el terremoto de 2017, especialmente en la zona con $T_g < 1.8s$, donde en ciertos sitios las demandas para uno de los componentes horizontales superaron, ligeramente, los espectros de diseño de las regulaciones de la Ciudad de México, sin embargo, la media geométrica de las componentes no superó lo contenido en el reglamento.

La energía histerética y la energía histerética normalizada mostraron correlaciones con el daño reportado para sitios con $T_g < 1.5s$. Sin embargo, en el área del centro de la ciudad, donde se concentró parte del daño severo, no se observó correlación entre las intensidades y el daño. Esto se debe a que los mapas se calcularon con datos de las estaciones, pero no hay estaciones acelerométricas ubicadas en la parte occidental de la ciudad sobre suelos con $T_g \approx 1.5s$, por lo que no se registraron grandes intensidades, pero asumimos que sí las hay. Por otro lado, para los sitios sobre depósitos de arcilla más profundos, se observaron altas demandas de energía histérica, sin embargo, no se produjo daño, principalmente porque en esta área no hay estructuras que puedan vibrar con períodos similares a los del suelo ($T_g < 3.5s$). Para los sitios de la zona más profunda del lecho lacustre, se observó que los segundos y terceros modos de vibrar del suelo se excitaron considerablemente, alcanzando demandas como las reportadas para sitios con $T_g < 1.5s$.

Espectros de energía inelásticos para suelos blandos

En el capítulo 4 se mostraron los resultados sobre los factores de reducción de energía, utilizados para establecer espectros de energía de entrada inelásticas y espectros de energía histerética para movimientos del terreno de larga duración y de banda angosta.

Los resultados de $E_I/E_{I\mu}$ fueron similares al factor de reducción de energía de entrada teórica con errores aceptables. Este modelo se basa principalmente en el coeficiente de amortiguamiento viscoso del oscilador, el comportamiento inelástico del modelo y la demanda de ductilidad. El modelo $(E_I/E_H)_\mu$ tiene características similares al correspondiente factor de reducción de energía de entrada inelástica, aunque se vió que los valores correspondientes al percentil 84 disminuyen el error de la aproximación a la respuesta teórica. Esta diferencia, en el modelo $(E_I/E_H)_\mu$, se debe a que el período de vibración del oscilador influye ampliamente en la respuesta de energía histerética. No se encontró en la literatura un modelo que usara una metodología similar a la presentada en este artículo para $(E_I/E_H)_\mu$, en donde la base del modelo sea la energía de entrada.

Al utilizar la energía de entrada elástica como parámetro base del modelo se tienen en cuenta otras características del movimiento del terreno, como el efecto de la distancia fuente-sitio o el período dominante del suelo. Ambos casos hicieron uso de estas características, aunque se obtuvieron errores menores con el modelo de entrada de energía de entrada inelástica.

Los resultados del análisis de percentiles muestran que el comportamiento del modelo no exhibe variaciones significativas para diferentes percentiles. De modo que, los resultados del percentil 84 se pueden usar para otros percentiles con la certeza de que el aumento del error no es considerable. Los resultados podrían usarse directamente para resolver un problema particular relacionado con la energía sísmica en suelos blandos. Sin embargo, una mayor investigación de estos factores de reducción es necesaria para considerar otros modelos de comportamiento inelásticos y coeficientes de amortiguamiento viscosos más altos.

Daño estructural acumulado debido a fatiga por ciclos de carga baja

En el capítulo 5 se muestra el desarrollo de expresiones para estimar las demandas de energía plástica de los sitios de suelo blando (en particular, aquellos ubicados en la Ciudad de México). Se planteó una relación entre la energía histérica y la ductilidad máxima ($m_e = NE_{H\mu}/\mu_{max}$) de manera que la energía plástica pueda ser estimada para fines de diseño. Así mismo se discute sobre cómo se puede usar esta relación para permitir un diseño basado en energía destinado a controlar el daño estructural bajo la consideración explícita de fatiga por ciclos de carga baja.

La relación $NE_{H\mu} - \mu_{max}$ se puede caracterizar bien con una forma funcional lineal. Aunque un ajuste parabólico mejoraría la caracterización numérica de la relación, el uso de un modelo lineal permite una simplificación conveniente del problema de diseño sin introducir un error significativo.

Dado que esta relación se centra en analizar las demandas de la mediana de las demandas, no se consideran las variaciones involucradas en los valores de m_e . Aunque en algunos casos la variación en torno al valor mediano puede ser significativa (particularmente para demandas de ductilidad mayores que 4.0), los valores medidos de la demanda de energía y de los índices de daño obtenidos mediante esta relación, generan estimaciones razonables de los valores reales correspondientes.

Estimación de desplazamientos residuales para suelos blandos

Las expresiones para evaluar los desplazamientos residuales se muestran en el capítulo 6. Se desarrollaron modelos que permiten conocer el desplazamiento máximo del sistema a partir de los desplazamientos permanentes, y viceversa ($m_d = x_{res}/x_{max}$).

La pendiente m_d es dependiente de varios parámetros, tales como, ductilidad del sistema, modelo de comportamiento histerético, resistencia lateral del oscilador y periodo dominante del suelo. Todos estos parámetros fueron incluidos en la forma funcional desarrollada. Otro parámetro para considerar es el desplazamiento de fluencia, así como el desplazamiento denominado x_b , a partir del cual la relación entre x_{max} y x_{res} empieza a presentar un comportamiento que se podría considerar constante. Esto fue incluido en los modelos de dicha relación.

Con respecto al modelo de comportamiento plástico, se probaron varios modelos, pudiendo observar que el modelo trilineal tiene una mayor disipación de energía, sin embargo, con un costo alto en lo que se refiere a los desplazamientos residuales. En lo que se refiere al daño residual, a partir de los resultados obtenidos, es aconsejable que la estructura no ingrese en una tercera rama post-fluencia, en vista del incremento considerable de los desplazamientos residuales. Este caso también se podría analizar desde otro punto de vista más específico como, por ejemplo, los métodos de control de respuesta pasiva, como los BRB (contravientos restringidos al pandeo), donde es aconsejable mantener la estructura dentro del rango elástico luego que los contravientos fluyan, para tener control sobre los desplazamientos plásticos

del sistema.

Las demandas de desplazamientos residuales tienen un comportamiento muy dependiente del periodo de la estructura, pudiendo tener cambios considerables en variaciones pequeñas de periodos. Pese a esto, la variación entre los resultados calculados mediante análisis no lineales, y los obtenidos con el modelo m_d , presenta valores razonables con respecto a los valores medios, con valores promedios de 0.3 para varios sitios de suelo blando de la Ciudad de México.

Estimación del daño esperado para sitios de suelo blando

Como se mostró en el capítulo 7, el modelo que mejor se acopla a los resultados del daño esperado en osciladores simples para sitios con estratos profundos de arcilla en Ciudad de México, es el modelo de daño de Terán y Jirsa, el cual se basa en una relación lineal entre la energía disipada y el daño del sistema estructural. En cambio, el modelo de Park y Ang presenta un comportamiento errático para valores extremos de daño, así el sistema permanezca dentro del rango elástico, este modelo puede presentar un índice de daño con valores cercanos a 0.2.

La metodología propuesta para estimar el daño esperado en el lecho lacustre de Ciudad de México se ajusta de manera razonable al daño calculado mediante metodologías tradicionales, que generalmente implica el cálculo de cientos de análisis no lineales. Aplicando la metodología propuesta se reduce considerablemente el tiempo y dificultad en el cálculo del daño esperado en un oscilador simple. Para los sitios con estratos más profundos de arcilla, las diferencias se incrementan, aunque, como se mencionó en el transcurso de la tesis, este tipo de suelos presenta un comportamiento más complejo, donde los modos superiores de vibrar juegan un papel considerable en la respuesta del suelo.

Referencias

- [1] Danny Arroyo and Mario Ordaz. Demandas de energía histerética en osciladores elastoplásticos sujetos a ruido blanco Gaussiano. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 138(74):103–138, 2006.
- [2] Danny Arroyo and Mario Ordaz. Hysteretic Energy Demands for SDOF Systems Subjected to Narrow Band Earthquake Ground Motions. Applications to the Lake Bed Zone of Mexico City. *Journal of Earthquake Engineering*, 11(2):147–165, 2007.
- [3] Marcela Baena-Rivera, L Eduardo Perez-Rocha, and Francisco J Sanchez-Sesma. Frecuency wavenumber analysis of strong ground motion in Mexico City. *Geofisica Internacional*, 56(1):103–116, 2017.
- [4] Jack W. Baker. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1):579–599, 2015.
- [5] Jack W. Baker and C. Allin Cornell. A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(10):1193–1217, 2005.
- [6] D. Bernal. Instability of buildings subjected to earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 1993.
- [7] Raul D. Bertero, Vitelmo V. Bertero, and Amador Terán Gilmore. Performance-based earthquake-resistant design based on comprehensive design philosophy and energy concepts, 1996.
- [8] Vitelmo. Bertero. Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines. In *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, 1997.
- [9] E. Bojórquez, a. Reyes-Salazar, a. Terán-Gilmore, and S. E. Ruiz. Energy-based damage index for steel structures. *Steel and Composite Structures*, 10(4):331–348, 2010.
- [10] Eden Bojorquez, Sonia E. Ruiz, and Amador Teran-Gilmore. Reliability-based evaluation of steel structures using energy concepts. *Engineering Structures*, 30(6):1745–1759, 2008.
- [11] Eden Bojorquez, Amador Terán Gilmore, Juan Bojórquez, and Sonia E. Ruiz. Consideración explícita del daño acumulado en el diseño sísmico de estructuras a través de factores de reducción de resistencia por ductilidad. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 62(80):31–62, 2009.
- [12] J. j. Bommer and A Martinez-Pereira. Strong-motion parameters: definition, usefulness and predictability. *12th World Conference on Earthquake* . . . , pages 1–8, 2000.
- [13] Julian J. Bommer, Jonathan Hancock, and John E. Alarcón. Correlations between duration and number of effective cycles of earthquake ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(1):1–13, 2006.
- [14] Brendon A. Bradley. A generalized conditional intensity measure approach and holistic ground-motion selection. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 13(6):n/a–n/a, 2010.
- [15] James Brune. Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes. *Journal of Geophysical Research*, 75(26):4997 – 5009, 1970.

- [16] Luis Buendía. *Estimación de espectros de vulnerabilidad uniforme para el diseño sísmico de estructuras*. Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, 2016.
- [17] Lynne S. Burks and Jack W. Baker. Validation of ground-motion simulations through simple proxies for the response of engineered systems. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(4):1930–1946, 2014.
- [18] Y. H. Chai. Incorporating low-cycle fatigue model into duration-dependent inelastic design spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(1):83–96, 2005.
- [19] Y. H. Chai and P. Fajfar. a Procedure for Estimating Input Energy Spectra for Seismic Design. *Journal of Earthquake Engineering*, 4(4):539–561, 2000.
- [20] Reagan Chandramohan, Jack W. Baker, and Gregory G. Deierlein. Influence of Ground Motion Duration on the Collapse Response of Bridge Structures. In *7th National Seismic Conference on Bridges and Highways*, 2013.
- [21] Reagan Chandramohan, Jack W. Baker, and Gregory G. Deierlein. Quantifying the influence of ground motion duration on structural collapse capacity using spectrally equivalent records. *Earthquake Spectra*, 32(2):927–950, 2016.
- [22] Yin Cheng, Andrea Lucchini, and Fabrizio Mollaioli. Correlation of elastic input energy equivalent velocity spectral values. *Earthquakes and Structures*, 8(5):957–976, 2015.
- [23] Hyunhoon Choi and Jinkoo Kim. Evaluation of seismic energy demand and its application on design of buckling-restrained braced frames. *Structural Engineering and Mechanics*, 31(1):93–112, 2009.
- [24] Chung Che Chou and Chia Ming Uang. Establishing absorbed energy spectra - An attenuation approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29(10):1441–1455, 2000.
- [25] Edoardo Cosenza and Gaetano Manfredi. Seismic design based on low cycle fatigue criteria. In *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, page Paper No. 1141, 1996.
- [26] V. M. Cruz-Atienza, J. Tago, J. D. Sanabria-Gómez, E. Chaljub, V. Etienne, J. Virieux, and L. Quintanar. Long Duration of Ground Motion in the Paradigmatic Valley of Mexico. *Scientific Reports*, 6(June):1–9, 2016.
- [27] Luis D. Decanini and Fabrizio Mollaioli. An energy-based methodology for the assessment of seismic demand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(2):113–137, 2001.
- [28] R. Dobry, I. Idriss, and E. Ng. Duration characteristics of horizontal components of strong-motion earthquake records. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1978.
- [29] J. Donaire-Ávila, A. Benavent-Climent, A. Lucchini, and F. Mollaioli. Energy-Based Seismic Design Methodology: A Preliminary Approach. In *16WCEE*, 2017.
- [30] Laura Eads, Eduardo Miranda, Helmut Krawinkler, and Dimitrios G. Lignos. An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(1):25–41, jan 2013.
- [31] Jeffrey Erochko, Constantin Christopoulos, Robert Tremblay, and Hyunhoon Choi. Residual Drift Response of SMRFs and BRB Frames in Steel Buildings Designed according to ASCE 7-05. *Journal of Structural Engineering*, 137(5):589–599, 2011.
- [32] Peter Fajfar. Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(10):837–848, 1992.
- [33] Peter Fajfar and Tomaz Vidic. Consistent inelastic design spectra: Hysteretic and input energy. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(5):523–537, 1994.
- [34] Siddhartha Ghosh and Kevin Collins. Merging energy-based design criteria and reliability-based methods: Exploring a newconcept. *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, 35:1677–1698, 2006.

- [35] Héctor Guerrero, Jorge Ruiz-García, and Tianjian Ji. Residual displacement demands of conventional and dual oscillators subjected to earthquake ground motions characteristic of the soft soils of Mexico City. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 98(July):206–221, 2017.
- [36] Jonathan Hancock and Julian J. Bommer. The effective number of cycles of earthquake ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(6):637–664, 2005.
- [37] Stephen H Hartzell. Earthquakes aftershocks as Green’s Functions. *Geophysical Research Letters*, 5(1):1–4, 1978.
- [38] B. Huerta and E. Reinoso. Espectros de energÍa de movimientos fuertes registrados en MÁxico. Master’s thesis, Universidad Nacional AutÁnomadeMÁxico, 2002.
- [39] Luis F Ibarra and Helmut Krawinkler. *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations*. PhD thesis, Stanford University, 2005.
- [40] Iunio Iervolino, Gaetano Manfredi, and Edoardo Cosenza. Ground motion duration effects on nonlinear seismic response. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(1):21–38, 2006.
- [41] F. Jalayer. *Direct Probabilistic Seismic Analysis : Implementing Non-Linear Dynamic Assessments*. PhD thesis, Stanford University, 2003.
- [42] William B. Joyner, David M Boore, and Menlo Park. On simulating large earthquakes by Green’s-Function addition of smaller earthquakes. *Earthquake Source Mechanics*, 37:269–274, 1986.
- [43] Erol Kalkan and Sashi K. Kunzath. Effective Cyclic Energy as a Measure of Seismic Demand. *Journal of Earthquake Engineering*, 11(5):725–751, 2007.
- [44] Erol Kalkan and Sashi K. Kunzath. Relevance of Absolute and Relative Energy Content in Seismic Evaluation of Structures. *Advances in Structural Engineering*, 11(1):17–34, 2008.
- [45] Mohammad M. Kashani, Christian Málaga-Chuquitaype, Shijia Yang, and Nicholas A. Alexander. Influence of non-stationary content of ground-motions on nonlinear dynamic response of RC bridge piers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(9):3897–3918, 2017.
- [46] K. Kawashima, G. a. MacRae, J. I. Hoshikuma, and K. Nagaya. Residual displacement response spectrum. *Journal of Structural Engineering*, 124(May):523–530, 1998.
- [47] Carine Kohrs-Sansorny, Fran??oise Courboulex, Myriam Bour, and Anne Deschamps. A two-stage method for ground-motion simulation using stochastic summation of small earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(4):1387–1400, 2005.
- [48] S. K. Kunzath and Y. H. Chai. Cumulative damage-based inelastic cyclic demand spectrum. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33(4):499–520, 2004.
- [49] H. Kuwamura and H. Akiyama. Prediction of earthquake energy input from smoothed fourier amplitude spectrum. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1994.
- [50] R S Lawson and H Krawinkler. Cumulative damage potential of seismic ground motion. In *10th European conference, Earthquake engineering*, pages 1079–1086, Vienna, 1994.
- [51] J. Lee. *Engineering characterization of earthquake ground motions*. PhD thesis, The University of Michigan, 2009.
- [52] Sutat Leelataviwat, Winai Saewon, and Subhash C. Goel. Application of energy balance concept in seismic evaluation of structures. *Journal of Structural Engineering*, 135(February):113–121, 2009.
- [53] J Lermo and F J Chavez-Garcia. Are microtremors useful in site response evaluation? *Bulletin of the Seismological Society of America*, 84(5):1350–1364, 1994.

- [54] E. Liossatou and M. Fardis. Residual displacements of RC structures as SDOF systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2015.
- [55] G a Macrae and K Kawashima. Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26(August 1995):pp. 701–716, 1997.
- [56] Praveen K. Malhotra. Cyclic-demand spectrum. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(7):1441–1457, 2002.
- [57] Gaetano Manfredi. Evaluation of seismic energy demand. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 30(4):485–499, 2001.
- [58] Fabrizio Mollaoli and Anna Bosi. Wavelet analysis for the characterization of forward-directivity pulse-like ground motions on energy basis. *Meccanica*, 47(1):203–219, 2012.
- [59] Fabrizio Mollaoli, Silvia Bruno, Luis Decanini, and Rodolfo Saragni. Correlations between energy and displacement demands for performance-based seismic engineering. *Pure and Applied Geophysics*, 168(1-2):237–259, 2011.
- [60] E. Novikova and M. Trifunac. *Duration of strong motion physical basis and empirical equation*. PhD thesis, University of Southern California, 1993.
- [61] M. Ordaz and L. PÃ©rez-Rocha. Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: A new approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1998.
- [62] M. Ordaz, S. Singh, E. Reinoso, J. Lermo, M. Espinosa-Johnson, and T. Dominguez. The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Estimation of Response Spectra in the Lake Bed Zone of the Valley of Mexico. *Earthquake Spectra*, 1988.
- [63] Mario Ordaz, Jorge Arboleda, and Shri Krishna Singh. A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85(6):1635–1647, 1995.
- [64] Mario Ordaz, Benjamin Huerta, and Eduardo Reinoso. Exact computation of input-energy spectra from Fourier amplitude spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(4):597–605, 2003.
- [65] N. Oyarzo-Vera, C abd Chouw. The influence of earthquake duration and successive ground motions in the structural response. In *The 10th International Symposium on Structural Engineering for Young Experts*, 2008.
- [66] Stefano Pampanin, Constantin Christopoulos, and M. J. Nigel Priestley. Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part II: Multi-degree of freedom systems. *Journal of Earthquake Engineering*, 7(1):119–147, 2003.
- [67] T. Panagiotakos and M. Fardis. Deformation of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate. *Aci Structural Journal*, 2001.
- [68] L. Perez-Rocha. *Respuesta SÃasmica Estructural: efectos de sitio e interacciÃ³n suelo – estructura*. PhD thesis, Universidad Nacional AutÃ³noma de MÃ©xico, 1998.
- [69] L. Perez-Rocha, F. Sanchez-Sesma, and E. Reinoso. Three-dimensional site effects in Mexico City: evidences for accelerometric network, observations and theoretical results. In IV International Conference Seismic Zonification, 1991.
- [70] P. Quinde, E. Reinoso, and A. TerÃ¡n-Gilmore. Inelastic seismic energy spectra for soft soils: Application to Mexico City. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2016.
- [71] P. Quinde, A. TerÃ¡n-Gilmore, and E. Reinoso. Cumulative structural damage due to low cycle fatigue : An energy-based approximation. *Journal of Earthquake Engineering*, 2018.
- [72] P. Quinde, A. TerÃ¡n-Gilmore, and E. Reinoso. Residual Displacement Estimation for Soft Soils : Application for Mexico City Lake-Bed. *Sometido a Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018.

- [73] Pablo Quinde and Eduardo Reinoso. Spectral ratios, acceleration and hysteretic energy spectra for the Mexico earthquake of September 19, 2017. Sometido a Geofisica Internacional, 2018.
- [74] Arturo Quiroz-Ramírez, Danny Arroyo, Amador Terán-Gilmore, and Mario Ordaz. Evaluation of the intensity measure approach in performance-based earthquake engineering with simulated ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(2):669–683, 2014.
- [75] J. Quiroz-Ramírez. Un enfoque sismológico para el análisis incremental (ADI): repercusiones sobre el peligro sísmico. *PhD thesis, Universidad Nacional Autónoma de México*, 2013.
- [76] Meera Raghunandan and Abbie B. Liel. Effect of ground motion duration on earthquake-induced structural collapse. *Structural Safety*, 41:119–133, 2013.
- [77] P. Rajeev and K.K. Wijesundara. Energy-based damage index for concentrically braced steel structure using continuous wavelet transform. *Journal of Constructional Steel Research*, 103:241–250, 2014.
- [78] C. Ramirez and E. Miranda. Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2012.
- [79] Ellen M. Rathje, Fadi Faraj, Stephanie Russell, and Jonathan D. Bray. Empirical Relationships for Frequency Content Parameters of Earthquake Ground Motions. *Earthquake Spectra*, 20(1):119–144, 2004.
- [80] Eduardo Reinoso. *Scattering of Seismic Waves: Applications to the Mexico City Valley*. Press, W. I. T., 2002.
- [81] Eduardo Reinoso and Mario Ordaz. Spectral ratios for Mexico City from free-field recordings, 1999.
- [82] Eduardo Reinoso and Mario Ordaz. Duration of strong ground motion during Mexican earthquakes in terms of magnitude, distance to the rupture area and dominant site period. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30(5):653–673, 2001.
- [83] Eduardo Reinoso, L. Wrobel, and H. Power. Two-dimensional scattering of P, Sv and Rayleigh waves: preliminary results for the Valley of Mexico. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26(October 1996):595–616, 1997.
- [84] Rafael Riddell and Jaime E. Garcia. Hysteretic energy spectrum and damage control. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30(12):1791–1816, 2001.
- [85] Mario E. Rodriguez. Evaluation of a proposed damage index for a set of earthquakes. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 44:1255–1270, 2015.
- [86] Mario E. Rodriguez and Daniel Padilla. A Damage Index for the Seismic Analysis of Reinforced Concrete Members. *Journal of Earthquake Engineering*, 13(3):364–383, 2009.
- [87] Jorge Ruiz and Eduardo Miranda. *Performance-Based Assessment of Existing Structures Accounting for Residual Displacements*. PhD thesis, Stanford University, 2005.
- [88] Jorge Ruiz-García and Julio D. Aguilar. Aftershock seismic assessment taking into account postmainshock residual drifts. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(9):1391–1407, 2015.
- [89] Jorge Ruiz-García and Carlos Chora. Evaluation of approximate methods to estimate residual drift demands in steel framed buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(15):2837–2854, 2015.
- [90] Jorge Ruiz-García and Héctor Guerrero. Estimation of residual displacement ratios for simple structures built on soft-soil sites. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 100(July):555–558, 2017.
- [91] Jorge Ruiz-García and Eduardo Miranda. Inelastic displacement ratios for evaluation of structures built on soft soil sites. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 35:679–694, 2006.

- [92] Jorge Ruiz-García and Eduardo Miranda. Residual displacement ratios for assessment of existing structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(3):315–336, 2006.
- [93] Jorge Ruiz-García and Eduardo Miranda. Probabilistic estimation of residual drift demands for seismic assessment of multi-story framed buildings. *Engineering Structures*, 32(1):11–20, 2010.
- [94] S. Santagati, D. Bolognini, and R. Nascimbene. Strain life analysis at low-cycle fatigue on concentrically braced steel structures with RHS shape braces. *Journal of Earthquake Engineering*, 16(SUPPL. 1):107–137, 2012.
- [95] M. Sarieddine and L. Lin. Investigation Correlations between Strong-motion Duration and Structural Damage. *Structures Congress 2013*, pages 2926–2936, 2013.
- [96] M Shinozuka, M Feng, J. Lee, and T Naganuma. Statistical analysis of fragility curves. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12):1224–1231, 2000.
- [97] S. Singh, J.r Lermo, T. Dominguez, M. Ordaz, M. Espinosa-Johnson, E. Mena, and R. Quaas. The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - A Study of Amplifications of Seismic Waves in of the Valley of Mexico with Respect to a Hill Zone Site. *Earthquake Spectra*, 1988.
- [98] Daniel Straub and Armen Der Kiureghian. Improved seismic fragility modeling from empirical data. *Structural Safety*, 30(4):320–336, 2008.
- [99] Haruo Takizawa and Paul C. Jennings. Collapse of a model for ductile reinforced concrete frames under extreme earthquake motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 8(2):117–144, 1980.
- [100] Amador Teran-Gilmore. *Performance-Based Earthquake-Resistant Design of Framed Buildings Using Energy Concepts*. PhD thesis, University of California at Berkeley, 1996.
- [101] Amador Teran-Gilmore and James O. Jirsa. A Damage Model for Practical Seismic Design That Accounts for Low Cycle Fatigue. *Earthquake Spectra*, 21(3):803–832, 2005.
- [102] Arun K. Tiwari and Vinay K. Gupta. Scaling of ductility and damage-based strength reduction factors for horizontal motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29(7):969–987, 2000.
- [103] M. D. Trifunac. Energy of strong motion at earthquake source. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(1):1–6, 2008.
- [104] M D Trifunac and A G Brady. A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3):581–626, 1975.
- [105] M. D. Trifunac and B. D. Westermo. Duration of strong earthquake shaking. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1(3):117–121, 1982.
- [106] Chia-Ming Uang and Vitelmo V. Bertero. Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 19(1):77–90, 1990.
- [107] S. R. Uma, Stefano Pampanin, and Constantin Christopoulos. Development of Probabilistic Framework for Performance-Based Seismic Assessment of Structures Considering Residual Deformations. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(7):1092–1111, 2010.
- [108] Dimitrios Vamvatsikos and C. Allin Cornell. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3):491–514, 2002.
- [109] Roberto Villaverde. Methods to Assess the Seismic Collapse Capacity of Building Structures: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 133(1):57–66, 2007.
- [110] U. Yazgan and A. Dazio. Post-earthquake damage assessment using residual displacements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2012.
- [111] Y.J.Park and A.H.S.Ang. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of structural engineering, ASCE*, 111(4):722–739, 1985.