UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA

FACULTAD DE INGENIERÍA CULIACÁN

INGENIERÍA CIVIL

“DETERMINACIÓN DE ESPECTROS DE TASA ANUAL DE FALLA UNIFORME PARA CDMX UTILIZANDO $Sa(T_1)$ e I_{Np}”

TESIS:

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

DOCTOR EN CIENCIAS DE EN INGENIERÍA

PRESENTA:

M.C.I. Joel Carvajal Soto

DIRECTORES DE TESIS:

Dr. Edén Bojórquez Mora

Dr. Rody Abraham Soto Rojo

Culiacán, Sinaloa, México, junio del 2023.

Universidad Autónoma de Sinaloa

Dirección General de Bibliotecas

Repositorio Institucional Buelna

Restricciones de uso

Todo el material contenido en la presente tesis está protegido por la Ley Federal de Derechos de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

Queda prohibido la reproducción parcial o total de esta tesis. El uso de imágenes, tablas, gráficas, texto y demás material que sea objeto de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente correctamente mencionando al o los autores del presente estudio empírico. Cualquier uso distinto, como el lucro, reproducción, edición o modificación sin autorización expresa de quienes gozan de la propiedad intelectual, será perseguido y sancionado por el Instituto Nacional de Derechos de Autor.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons Attribution-NonCommercial-NoDerivatives 4.0 International

Dirección General de Bibliotecas
Ciudad Universitaria
Av. de las Américas y Blvd. Universitarios
C.P. 80010 Culiacán Sin. Méx.
Tel (667) 713 78 32 y (667) 712 50 57
dgbuas@uas.edu.mx

“AGRADECIMIENTOS”

Ala Universidad Autónoma de Sinaloa, Facultad de Ingeniería Culiacán, por la formación y adquisición de nuevos conocimientos a lo largo de esta etapa, por la capacitación de nuevo futuro doctor en ciencias de ingeniería de valores y respeto para beneficio de la sociedad.

A mi asesor y director de tesis al Dr. Edén Bojórquez Mora por su apoyo y compresión en la ayuda de elaboración de este trabajo y permitirme así obtener el grado de Doctor en Ciencias de Ingeniería (D.C.I.).

De la misma manera a mis asesores (Dr. Rody Abraham Soto Rojo, Dr. Alfredo Reyes Salazar, Dra. Juana Luz Rivera Salas, Dr. Juan Bojórquez Mora, Dr. Mario Daniel Llanes Tizoc y Dr. Manuel Antonio Barraza) que hicieron de mí una persona responsable y honesta a lo largo del programa de doctorado.

A mis compañeros de la Facultad de Posgrado de Ingeniería por compartir tantos momentos especiales.

Al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencia y Tecnología CONAHCYT por la beca otorgada para estudio de doctorado, a si como su apoyo a través de los Proyectos de Ciencia Básica 287103 y Ciencia de Frontera CF-2023-G-1636.

A la UAS-DGIP por el apoyo otorgado a través del programa PROFAPI-2022.

Gracias…

“DEDICATORIA”

Este trabajo, se lo dedico:

A mis amados padres (Leonardo Carvajal - Esperanza Soto), quienes desde el inicio me inculcaron el valor del conocimiento y el esfuerzo, les agradezco por su amor incondicional y por ser mis pilares en cada paso que he dado.

Hermanos (Gricelda Carvajal – Edgar Noe Carvajal), quienes han sido mi inspiración y compañeros en esta travesía, les agradezco por su apoyo, motivación y por compartir conmigo las alegrías y desafíos de este recorrido académico.

Esposa: (María Elena Parra), mi compañera de vida y de sueños, te agradezco por tu paciencia, comprensión y por estar siempre a mi lado.

Hija (Helen Carvajal), gracias por ser mi mayor motivación y por llenar mi vida de alegría. Tu sonrisa y tus abrazos han sido mi motor para seguir adelante en los momentos de cansancio y desafíos.

A mis profesores y mentores, en especial (Dr. Edén Bojórquez) quienes con su sabiduría y guía me han formado como profesional, les agradezco por compartir sus conocimientos y por su dedicación a mi crecimiento académico.

A mi amigo (Arnoldo Romero) por tu inquebrantable apoyo a lo largo de esta etapa crucial de mi vida. Tu amistad y respaldo han sido fundamentales para que pueda culminar con éxito este logro académico.

Con profundo agradecimiento, dedico esta tesis a todos aquellos que han dejado una huella en mi camino. Este logro es también suyo, y les estaré eternamente agradecido por ser parte de mi historia. Que este trabajo sea un testimonio de mi gratitud y aprecio hacia cada uno de ustedes.

¡Gracias por creer en mí y por ser mi fuerza en cada paso que he dado!

RESUMEN

El objetivo de este estudio es desarrollar una herramienta de análisis sismo-resistente basada en la confiabilidad que tenga en cuenta las demandas de deformación acumuladas. Para ello, se obtienen y comparan espectros de tasa anual de falla uniformes (TAFU) con distintas capacidades de ductilidad y energía histerética normalizada utilizando la medida de intensidad avanzada I_{Np} y la aceleración espectral en el primer modo de vibrar $Sa(T_1)$. Se seleccionaron un total de 100 movimientos sísmicos registrados en el suelo firme y blando de la Ciudad de México, incluyendo el terremoto de 1985 debido a la gran cantidad de energía que demandan este tipo de registros sísmicos en las estructuras. Se consideran cuatro modelos de comportamiento histerético elastoplásticos y el modelo Takeda para representar a las estructuras que sufren deterioro en sus elementos a través de la degradación de rigidez estructural. Se observa que el uso del modelo elasto-plástico perfecto (EPP) proporcionó espectros de TAFU similares en comparación con modelos histeréticos con diferentes grados de rigidez de posfluencia (bilineal). En conclusión, se tiene que la resistencia lateral necesaria para lograr niveles de confiabilidad estructural similares en los casos de estudio, es mayor cuando se utiliza la medida de intensidad I_{Np} especialmente para edificios con períodos de vibración similares al período del suelo y para espectros de TAFU de energía histerética, de tal manera que el uso tradicional de $Sa(T_1)$ podría proporcionar diseños con niveles de confiabilidad estructural inferiores. Finalmente, se observa que los modelos con degradación de rigidez estructural en suelo blando requieren una resistencia lateral mayor en comparación con las estructuras sin degradación, lo que evidencia el impacto significativo de la degradación estructural en la resistencia de las estructuras sísmicas diseñadas sobre este tipo de suelos. En general, estos hallazgos son un comienzo hacia el diseño sismo-resistente de edificaciones basado en distintos parámetros de desempeño que combina la confiabilidad estructural y las medidas de intensidad sísmica avanzadas.

Palabras claves: Espectro de TAFU, energía histerética, ductilidad, intensidad sísmica, confiabilidad estructural.

ABSTRACT

The aim of this study is to develop a reliability-based seismic analysis tool that accounts for accumulated deformation demands. To achieve this, uniform annual failure rate (UAFR) spectra with different ductility capacities and normalized hysteresis energy are obtained and compared using the advanced intensity measure I_{Np} and the spectral acceleration in the first mode of vibration $Sa(T_1)$. A total of 100 seismic motions recorded in firm and soft soil in Mexico City were selected, including the 1985 earthquake due to the large amount of energy demanded by this type of seismic recording in structures. Four models of elastoplastic hysteretic behavior and the Takeda model were considered to represent structures that suffer deterioration in their elements due to structural stiffness degradation. A similar UAFR spectra was observed when using the elasto-perfectly plastic model (EPP) in comparison to the hysteretic models with different degrees of post-yielding stiffness (bilinear). In conclusion, it is found that the required lateral strength to achieve similar levels of structural reliability in the case studies is higher when using the I_{Np} intensity measure, especially for buildings with vibration periods similar to the soil period, and for UAFR spectra of hysteretic energy. Therefore, the traditional use of $Sa(T_1)$ could result in designs with lower levels of structural reliability. Finally, it is observed that models with degradation of structural stiffness in soft soil require higher lateral strength compared to structures without degradation, which demonstrates the significant impact of structural degradation on the resistance of seismic structures designed on this type of soil. In general, this study is aimed towards seismic-resistant design of buildings based on different performance parameters that combine structural reliability and advanced ground motion intensity measures.

Keywords: UAFR spectra, hysteresis energy, ductility, intensity measure, reliability-based.

Objetivos

Objetivo general:

- Obtener espectros de ductilidad y energía histerética normalizada con tasa anual de falla uniforme para la ciudad de México

Objetivos particulares:

- Selección de registros sísmicos.
- Modelación de sistemas inelásticos.
- Desarrollar un programa para obtener la respuesta no lineal de sistemas inelásticos.
- Escalamiento de los registros sísmicos para distintos niveles de peligro sísmico.
- Obtener la respuesta sísmica inelástica para estructuras desplantadas en distintos sitios de *CDMX*.
- Desarrollar un programa de cómputo para obtener espectro con tasa anual de falla uniforme en términos de ductilidad y energía histerética y considerando $Sa(T_1)$ e I_{Np} como medidas de intensidad sísmica.
- Comparar la resistencia lateral requerida obtenida de espectros de TAFU utilizando $Sa(T_1)$ e I_{Np}.

Índice General

Capítulo 1: Introducción 20

1.1 Medida de intensidad representativa de la forma espectral I_{Np}.....21

Capítulo 2: Marco teórico 28

2.1 Parámetros de desempeño sismo-resistente 28

2.1.1 Demandas de energía en el diseño estructural.....28

2.1.2 Análisis de confiabilidad estructural 33

Capítulo 3: Metodología 34

3.1 Selección de los modelos estructurales.....34

3.2 Selección de los parámetros de desempeño.....36

3.3 Selección de los movimientos sísmicos.....37

3.3.1 Escalamiento de registros.....42

3.4 Análisis dinámico incremental 43

3.4.1 Análisis dinámico incremental en movimientos de suelo firme.....44

3.4.1 Análisis dinámico incremental en movimientos de suelo blando.....46

3.5 Parámetros de desempeño sismo-resistentes.....48

3.6 Evaluación de las curvas de fragilidad sísmica 49

3.6.1 Curvas de fragilidad sísmica 49

3.7 Selección de la curva de peligro sísmico.....53

3.8 Evaluación numérica de la tasa anual de falla.....54

3.9 Obtención de espectro de TAFU 55

Capítulo 4: Resultados numéricos 57

4.1 Análisis de movimientos sísmicos en suelo firme.....57

4.1.1 Posfluencia en los espectros de TAFU con capacidades de ductilidad.....57

4.1.2 Efecto de la tasa de falla en los espectros de TAFU con diferentes capacidades de ductilidad 58

4.1.3 Influencia de la capacidad de μ en los espectros de TAFU 60

4.1.4 Posfluencia en los espectros de TAFU con capacidades de E_N 61

4.1.5 Efecto de la tasa de falla en los espectros de TAFU con capacidades de E_N 62

4.1.1 Influencia de la capacidad de E_N en los espectros de TAFU 63

4.2 Análisis de movimientos sísmicos en suelo blando 64

4.2.1 Posfluencia en los espectros de TAFU con capacidades de ductilidad 64

4.2.2 Efecto de la tasa de falla en los espectros de TAFU con capacidades de ductilidad 66

4.2.3 Influencia de la capacidad de μ en los espectros de TAFU 67

4.2.4 Posfluencia en los espectros de TAFU con capacidades de E_N 68

4.2.5 Efecto de la tasa de falla en los espectros de TAFU con capacidades de E_N 69

4.2.6 Influencia de la capacidad de E_N en los espectros de TAFU 70

4.3 Superficies de espectros TAFU 71

4.4 Comparación de los espectros TAFU: $Sa(T_1)$ vs I_{Np} 74

4.4.1 Evaluación comparativa de Sa vs I_{Np} con diferentes niveles de μ 74

4.4.2 Análisis Comparativo de Sa vs I_{Np} considerando varios niveles de E_N 78

4.5 Efecto de la degradación estructural en los espectros TAFU; suelo rígido y la medida sísmica I_{Np} 81

4.6 Efecto de la degradación estructural en los espectros TAFU; suelo blando y la medida sísmica I_{Np}.....84

Capítulo 5: Conclusiones 92
5.1 Tipo de suelo: 92
5.1.1 Movimientos sísmicos en suelos rígidos 92
5.1.2 Movimientos sísmicos en suelo blando 93
5.2 Análisis de las medidas de intensidad 94
5.3 Efecto de la degradación de la rigidez 95
5.4 Implicaciones y dirección de investigaciones futuras 96
Capítulo 6: Referencias 97
Capítulo 7: Anexos 102
7.1 Artículos publicados: 102
7.2 Artículos aceptados: 105

Lista de Tablas:

Tabla 3.1. Registros sísmicos de la Ciudad de México suelo rígido. 39
Tabla 3.2. Registros sísmicos de la Ciudad de México suelo blando. 41

Lista de figuras:

Figura 1.1. Periodo T_1 y elongación a T_N debido al comportamiento no-lineal..... 22
Figura 1.2. Espectros de respuesta de dos registros sísmicos R_1 y R_2 con valores similares de Sa_{avg}. 23
Figura 1.3. Espectros de respuesta para valores: a) $N_P > 1$ y b) $N_P < 1$. 24
Figura 2.1. Representación de S1GL sujeto a movimientos sísmicos. 29
Figura 2.2. Registro de la *SCT* (sismo del 19 de septiembre de 1985). 31
Figura 2.3. Espectros de respuesta $Sa(T_1)$ para sistemas lineal y no-lineal. 32
Figura 2.4. Ciclos de histéresis; a) Registro completo y b) Registro recortado. 32
Figura 3.1. Modelos histéricos y respuestas cíclicas no lineales de los sistemas analizados: a) Elasto-plástico perfecto, b) Bilineal y c) Takeda-modificado. 36

Figura 3.2. Espectro de respuesta para los registros: a) Suelo blando y, b) Suelo rígido de la Ciudad de México, incluyendo la media, 25th y 75th percentil. 39
Figura 3.3. Respuesta elástica para registros escalados para I_{Np}. 43
Figura 3.4. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para I_{Np}. 45
Figura 3.5. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para $Sa(T_1)$. 45
Figura 3.6. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para I_{Np}. 46
Figura 3.7. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para $Sa(T_1)$. 46
Figura 3.8. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para I_{Np}. 47
Figura 3.9. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para $Sa(T_1)$. 47
Figura 3.10. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para I_{Np}. 48
Figura 3.11. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para $Sa(T_1)$. 48
Figura 3.12. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=0.1 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}. 50
Figura 3.13. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=0.3 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}. 50
Figura 3.14. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=0.5 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}. 51
Figura 3.15. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=1.0 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}. 51
Figura 3.16. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=1.5 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}. 51
Figura 3.17. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=2.0 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}. 52

Figura 3.18. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=2.5 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}. 52
Figura 3.19. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=2.8 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}. 52
Figura 3.20. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=3.0 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}. 53
Figura 3.21. Ejemplo de curvas de peligro sísmico para: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}..... 54
Figura 3.22. Espectro de TAFU correspondiente a una νF para: a) EN y b) μ..... 55
Figura 3.23. Diagrama de flujo para obtener los espectros de TAFU. 56
Figura 4.1. Espectros de TAFU con $\nu F = 0.004$ (T_R=250 años) para ductilidad: a) 1.5 y b) 2.0, utilizando como medida de intensidad I_{Np}. 58
Figura 4.2. Espectros de TAFU con $\nu F = 0.0025$ (T_R=400 años) para ductilidad: a) 1.5 y b) 2.0, utilizando como medida de intensidad I_{Np}. 58
Figura 4.3. Espectros de TAFU para el modelo EPP con una capacidad de ductilidad: a) 1.5, b) 2.0, c) 3.0 y d) 4.0 utilizando como medida de intensidad I_{Np}. 60
Figura 4.4. Espectros de TAFU para el modelo EPP con: a) $\nu F = 0.004$ (T_R=250 años) y b) $\nu F = 0.0025$ (T_R=400 años), utilizando como medida de intensidad I_{Np}. 61
Figura 4.5. Espectros de TAFU con $\nu F = 0.008$ (T_R=125 años) para E_N: a) 6 y b) 9, utilizando como medida de intensidad I_{Np}. 62
Figura 4.6. Espectros de TAFU con $\nu F = 0.004$ (T_R=250 años) para E_N: a) 6 y b) 9, utilizando como medida de intensidad I_{Np}. 62
Figura 4.7. Espectros de TAFU para el modelo EPP con capacidad de E_N: a)3, b)6, c)9 y d)12, utilizando como medida de intensidad I_{Np}..... 63
Figura 4.8. Espectros de TAFU para el modelo EPP con: a) $\nu F = 0.004$ (T_R=250 años) y b) $\nu F = 0.0025$ (T_R=400 años), utilizando como medida de intensidad I_{Np}. 64
Figura 4.9. Espectros de TAFU con $\nu F = 0.008$ (T_R=125 años) para ductilidad: a)1.5 y b)2.0, utilizando como medida de intensidad I_{Np}..... 65
Figura 4.10. Espectros de TAFU con $\nu F = 0.004$ (T_R=250 años) para ductilidad: a)1.5 y b)2.0, utilizando como medida de intensidad I_{Np}..... 65
Figura 4.11. Espectros de TAFU para el modelo EPP con una capacidad de ductilidad: a)1.5, b)2.0, c)3.0 y d)4.0, utilizando como medida de intensidad I_{Np}. 66

Figura 4.12. Espectros de TAFU para el modelo EPP con: a) $\nu F = 0.008$ (T_R=125 años) y b) $\nu F = 0.004$ (T_R=250 años), utilizando como medida de intensidad I_{Np}. 67
Figura 4.13. Espectros de TAFU con $\nu F = 0.008$ (T_R=125 años) para E_N: a) 6 y b) 9, utilizando como medida de intensidad I_{Np}. 68
Figura 4.14. Espectros de TAFU con $\nu F = 0.004$ (T_R=250 años) para E_N: a) 6 y b) 9, utilizando como medida de intensidad I_{Np}. 69
Figura 4.15. Espectros de TAFU para el modelo EPP con capacidad de E_N: a) 3, b) 6, c) 9 y d) 12, utilizando como medida de intensidad I_{Np}. 70
Figura 4.16. Espectros de TAFU para el modelo EPP con: a) $\nu F = 0.008$ (T_R=125 años) y b) $\nu F = 0.004$ (T_R=250 años), utilizando como medida de intensidad I_{NP}. 71
Figura 4.17. Superficie de espectros de TAFU para el modelo EPP con diferentes capacidades de ductilidad y $\nu F = 0.004$ (T_R=250 años), para I_{Np}. 72
Figura 4.18. Superficie de espectros de TAFU para el modelo EPP con diferentes capacidades de E_N y $\nu F = 0.004$ (T_R=250 años), para I_{Np}. 72
Figura 4.19. Superficie de espectros de TAFU para el modelo EPP con diferentes capacidades de ductilidad y $\nu F = 0.004$ (T_R=250 años), para I_{Np}. 73
Figura 4.20. Superficie de espectros de TAFU para el modelo EPP con diferentes capacidades de E_N y $\nu F = 0.004$ (T_R=250 años), para I_{Np}. 74
Figura 4.21. Espectros TAFU para capacidad: a) μ = 1.50 y b) μ = 2, con $\nu F = 0.004$.... 75
Figura 4.22. Espectros TAFU para capacidad: a) μ = 1.50 y b) μ = 2, con $\nu F = 0.008$.... 76
Figura 4.23. Espectros TAFU para capacidad: a) μ = 1.50 y b) μ = 2, con $\nu F = 0.004$.... 77
Figura 4.24. Espectros TAFU para capacidad: a) μ = 1.50 y b) μ = 2, con $\nu F = 0.008$.... 77
Figura 4.25. Relación de $Cy|I_{Np}$ y $Cy|Sa$ con distintas capacidades de μ: a) $\nu F = 0.004$ y b) $\nu F = 0.008$..... 77
Figura 4.26. Espectros TAFU para capacidad: a) E_N = 3.0 y b) E_N = 6.0, con $\nu F = 0.004$. 78
Figura 4.27. Espectros TAFU para capacidad: a) E_N = 3.0 y b) E_N = 6.0, con $\nu F = 0.008$. 79
Figura 4.28. Espectros TAFU para capacidad: a) E_N = 3.0 y b) E_N = 6.0, con $\nu F = 0.008$. 80

Figura 4.29. Espectros TAFU para capacidad: a) E_N = 3.0 y b) E_N = 6.0, con $\nu F = 0.004$. 80
Figura 4.30. Relación de *Cy*|I_{Np} y *Cy*|*Sa* con distintas capacidades de E_N: a) $\nu F = 0.004$ y b) $\nu F = 0.008$. 81
Figura 4.31. Influencia de la degradación en los Espectros TAFU con μ = 1.5 para las tasas de falla: a) $\nu F = 0.004$ y b) $\nu F = 0.008$..... 83
Figura 4.32. Relación de los Espectros TAFU con y sin degradación para las tasas de falla: a) $\nu F = 0.004$ y b) $\nu F = 0.008$, y una capacidad μ = 1.5. 83
Figura 4.33. Influencia de la degradación en los Espectros TAFU con E_N = 6 para las tasas de falla: a) $\nu F = 0.004$ y b) $\nu F = 0.008$..... 83
Figura 4.34. Relación de los Espectros TAFU con y sin degradación para las tasas de falla: a) $\nu F = 0.004$ y b) $\nu F = 0.008$, y una capacidad de E_N = 6..... 84
Figura 4.35. Espectros TAFU para los modelos: Takeda *y* EPP con capacidades: a) μ = 1.5, b) μ = 2, c) μ = 3 y d) μ = 4 con $\nu F = 0.004$. 85
Figura 4.36. Relación de *Cy*|Takeda / *Cy*|EPP para las capacidades: a) μ = 1.5, b) μ = 2, c) μ = 3 y d) μ = 4 con $\nu F = 0.004$ 86
Figura 4.37. Espectros TAFU para los modelos: Takeda y EPP con capacidades: a) μ = 1.5, b) μ = 2, c) μ = 3 y d) μ = 4 con $\nu F = 0.008$ 87
Figura 4.38. Relación de *Cy*|Takeda / *Cy*|EPP para las capacidades: a) μ = 1.5, b) μ = 2, c) μ = 3 y d) μ = 4 con $\nu F = 0.008$ 87
Figura 4.39. Espectros TAFU para los modelos: Takeda y EPP con capacidades: a) E_N = 3, b) E_N = 6, c) E_N = 9 y d) E_N = 12 con $\nu F = 0.004$..... 89
Figura 4.40. Relación de *Cy*|Takeda / *Cy*|EPP para las capacidades: a) E_N = 3, b) E_N = 6, c) E_N = 9 y d) E_N = 12 con $\nu F = 0.004$..... 90
Figura 4.41. Espectros TAFU para los modelos: Takeda y EPP con capacidades: a) E_N = 3, b) E_N = 6, c) E_N = 9 y d) E_N = 12 con $\nu F = 0.008$..... 90
Figura 4.42. Relación de *Cy*|Takeda / *Cy*|EPP para las capacidades: a) E_N = 3, b) E_N = 6, c) E_N = 9 y d) E_N = 12 con $\nu F = 0.008$..... 91

Capítulo 1: Introducción

Los espectros de respuesta tradicionales o de diseño sismo-resistente se basan en el uso de la aceleración espectral en el primer modo de vibrar de la estructura $Sa(T_1)$ como medida de intensidad sísmica. $Sa(T_1)$ es ampliamente utilizada en la ingeniería sísmica para asegurar que las estructuras sean capaces de resistir las fuerzas sísmicas y minimizar el riesgo de daños o colapso en caso de un terremoto. Los códigos de construcción de diferentes países y regiones incluyen requisitos de resistencia sísmica basados en $Sa(T_1)$ para garantizar que las estructuras sean seguras ante las fuerzas sísmicas esperadas en función del tipo de suelo o zona de construcción. Estos requisitos mínimos de resistencia sísmica incluyen la resistencia lateral requerida, desplazamiento máximo, distorsión máxima de entrepiso, ductilidad, entre otros. Sin embargo, $Sa(T_1)$ presenta algunas deficiencias como medida de intensidad sísmica. Por un lado, no considera algunos aspectos relevantes del comportamiento sísmico de una estructura, como la duración del movimiento del terremoto. Además, tiene una baja eficiencia en la predicción de la respuesta no-lineal en sistemas estructurales. Por ejemplo, no considera el efecto de elongación del periodo de vibrar cuando incursiona en el comportamiento inelástico.

En los últimos años, se han propuesto medidas modernas con el objetivo de abordar las limitaciones presentes en las medidas de intensidad sísmicas tradicionalmente utilizadas en la ingeniería sísmica, estos parámetros se distinguen por su capacidad para proporcionar suficiencia y eficiencia en sus propiedades. El concepto de suficiencia hace referencia a la capacidad de la respuesta estructural de un edificio para depender únicamente de la medida de la intensidad sísmica empleada, sin considerar las propiedades especificas de la fuente sísmica, como la distancia epicentral o su magnitud momento. Además, una medida eficiente se caracteriza por su habilidad para representar de manera precisa la respuesta de los modelos estructurales. Otra de las características que una buena medida de intensidad sísmica debe poseer es robustez al escalamiento.

Con el objetivo de mejorar la eficiencia en la predicción de la respuesta estructural se han propuesto medidas de intensidad más avanzadas; Córdova et al. [1] propusieron un parámetro que toma en cuenta el alargamiento del período de vibrar de las estructuras como resultado de las deformaciones plásticas, demostraron como se puede utilizar un indicador

de forma espectral. Mehanny [2] aplicó una forma espectral de amplio intervalo mejorado basada en la intensidad sísmica de forma espectral propuesta por Córdova, desarrollando una medida con mayor eficiencia y robustez al escalamiento para estimar el rendimiento de diferentes sistemas estructurales sometidas a distintos registros sísmicos. Con el fin de mejorar la eficiencia de las medidas de intensidad sísmicas mediante la utilización de parámetros representativos de la forma espectral, Bojórquez y Iervolino [3] proponen el uso de un parámetro para mejorar la eficiencia en la caracterización de la intensidad sísmica, denominado *Np*, que representa la forma espectral de las demandas sísmicas. Se ha demostrado que *Np* es una medida eficaz de la respuesta no-lineal de estructuras ante terremotos, y en combinación con la respuesta de aceleraciones $Sa(T_1)$, proporcionan la medida de intensidad I_{Np}. Esta medida mejora la eficiencia y la precisión en la caracterización de la intensidad sísmica al utilizar parámetros espectrales en la obtención de las respuestas en sistemas con comportamiento no-lineal.

En el siguiente apartado, se describen las principales características y formulación para el cálculo de la medida I_{Np}, y se presentan los resultados de investigaciones recientes sobre su aplicación en la evaluación de la vulnerabilidad y respuesta sísmica de distintos tipos de estructuras.

1.1 Medida de intensidad representativa de la forma espectral I_{Np}

Una medida de intensidad sísmica se refiere a la evaluación de las características de un movimiento sísmico que son fundamentales para describir su capacidad destructiva y predecir la respuesta estructural. Estas características pueden incluir la amplitud, la frecuencia, la duración del movimiento y/o la forma espectral, entre otras. En la literatura se han propuesto numerosas medidas de intensidad con el objetivo de capturar mejor la respuesta sísmica de las estructuras [4-9]. La respuesta de las estructuras ante la acción de un terremoto puede ser lineal o no-lineal. En el caso de una respuesta lineal, la estructura se mueve proporcionalmente a la fuerza aplicada; sin embargo, cuando una estructura se somete a movimientos sísmicos de gran intensidad, su respuesta puede volverse no-lineal, lo que significa que entre la fuerza aplicada y la respuesta de la estructura ya no hay una relación

lineal directa. Cuando una estructura se somete a la acción de movimientos sísmicos tales que provoquen que se comporten de manera no-lineal, puede alargarse su período de vibración estructural (T_N), debido a que la estructura pierde rigidez durante el sismo, lo que se traduce en un aumento en su periodo fundamental T_1 (ver Figura 1.1).

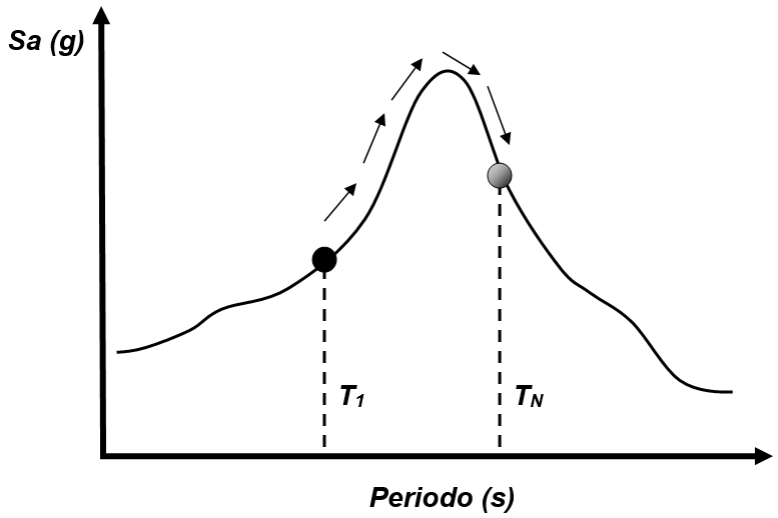


Figura 1.1. Periodo T_1 y elongación a T_N debido al comportamiento no-lineal.

Nótese que las medidas de intensidad sísmicas más utilizadas representan de alguna manera la forma espectral en al menos un punto del espectro de respuesta. Las medidas más avanzadas implican la suposición de que información importante para predecir la respuesta sísmica no-lineal de sistemas estructurales se encuentra a lo largo de todo el espectro. De lo anterior se deduce que, $Sa(T_1)$ no proporciona información acerca de la forma espectral en otras regiones del espectro de respuesta lo cual es de gran importancia para la predicción del comportamiento sísmico de las estructuras. Estudios previos han buscado representar la forma espectral de las demandas sismo-resistentes mediante el uso de medidas de intensidad sísmicas eficientes. Por ejemplo, Baker y Cornell [10] implementaron un parámetro para suavizar el espectro de respuesta de un terremoto, lo que ayuda a reducir la variabilidad en la estimación del peligro sísmico, a través de la media geométrica de la aceleración espectral en un intervalo de periodos de T_1 y T_N, como se muestra en la ecuación (1.1) y se utiliza para ajustar la forma espectral de cada terremoto en función de su nivel de intensidad sísmica. Sin embargo, casos particulares pueden presentarse con valores de Sa_{avg} similares, y de espectros

de respuesta muy diferentes. En la Figura 1.2 se ilustran los espectros de respuesta para dos registros sísmicos diferentes (***R₁*** y ***R₂***) escalados para la misma medida de Sa_{avg}. Se observa que la forma espectral de ambos registros es completamente distinta. Esto implica que aun teniendo un valor de Sa_{avg} muy similar, ambos registros son completamente diferentes dentro del intervalo delimitado por T_1 y T_N. Bojórquez et al. [11] observaron que el uso de la medida Sa_{avg} podría generar inconsistencias, por lo que se decidió normalizar con respecto a $Sa(T_1)$, y a través de esta relación definieron el parámetro N_p expresado en la ecuación (1.2).

$$Sa_{avg}(T_1, \dots, T_N) = \left(\prod_{i=1}^{N} Sa(T_i) \right)^{1/N} \tag{1.1}$$

Donde T_1 ,…, T_N son los N-esimo periodo de interés.

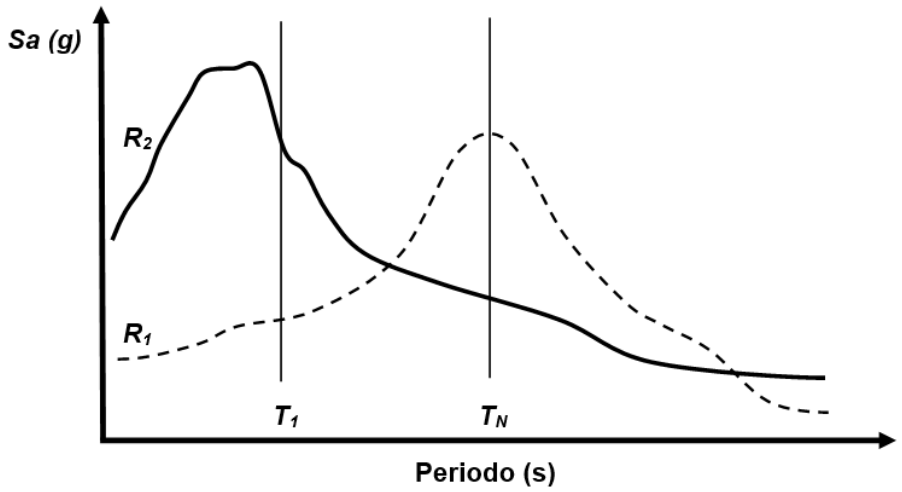
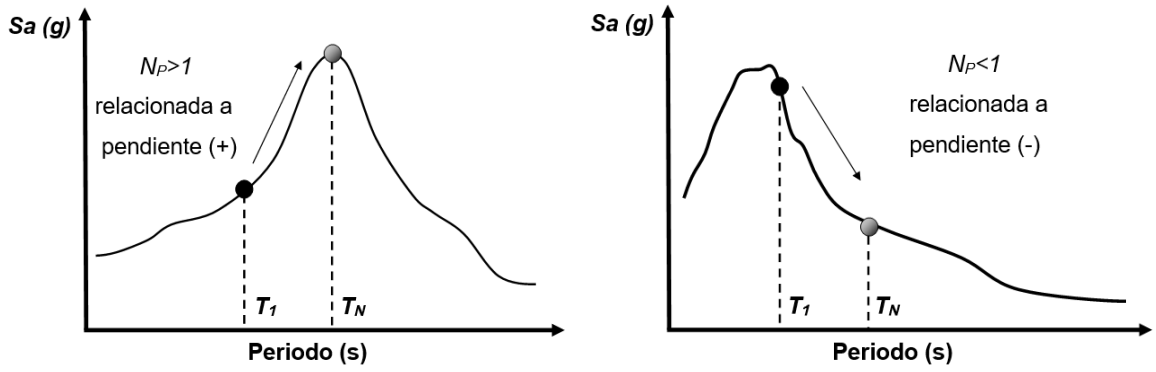


Figura 1.2. Espectros de respuesta de dos registros sísmicos R_1 y R_2 con valores similares de Sa_{avg}.

$$N_P = \frac{Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)}{Sa(T_1)} \tag{1.2}$$

En la ecuación 1.2 se tiene el parámetro N_p el cual representa la implicación de *n* puntos correspondientes a diferentes periodos del espectro. Cuando los valores de N_p se acercan a la unidad, nos proporciona información que la forma general del espectro promedio será recto en el rango de periodos entre T_1 y T_2. Por otro lado, si se tiene un valor menor a la unidad se espera que el espectro promedio tenga una pendiente negativa. Caso contrario, cuando N_P es mayor a uno, la pendiente será positiva. En la Figura 1.3, se presenta de manera

gráfica el parámetro representativo de la forma espectral. La normalización del parámetro a través de la medida de intensidad $Sa(T_1)$ proporciona ser independiente de los distintos niveles de escala utilizados en los movimientos del suelo. Sin embargo, su importancia radica en que ayuda a mejorar el conocimiento sobre el comportamiento de la forma espectral en el rango de periodos T_1 y T_N. Este intervalo se encuentra directamente relacionado con la respuesta de comportamiento inelástica en las estructuras sismo-resistentes.



a) **b)**

Figura 1.3. Espectros de respuesta para valores: a) N_P >1 y b) N_P <1.

En la rama de la ingeniería sísmica se ha reconocido durante mucho tiempo que las medidas de intensidad sísmica escalares tradicionales tienen ciertas limitaciones. Estas medidas, como la velocidad máxima, aceleración máxima o desplazamiento máximo del suelo (*VMax, AMax o DMax*), $Sa(T_1)$, entre otras. Se basan en un solo punto de información registrado del espectro de respuesta. Aunque han sido muy útiles en el pasado, estas medidas no son lo suficientemente precisas para describir completamente la complejidad de los terremotos. En su lugar, se han desarrollado medidas de intensidad sísmica vectorial que tienen en cuenta dos parámetros, como la dirección y la duración del movimiento del suelo. Estas medidas más avanzadas permiten una mejor comprensión de la naturaleza de los terremotos y una evaluación más precisa de sus efectos en las estructuras sismo-resistentes.

Los autores Baker y Cornell[12], plantearon una medida de intensidad compuesta de dos parámetros: $Sa(T_1)$ y épsilon (ε). Este último cuantifica las desviaciones estándar entre el logaritmo de una aceleración espectral observada y la media logarítmica de la aceleración espectral estimada mediante una ley de atenuación. Con ambos parámetros los autores

obtuvieron la medida de intensidad vectorial $<Sa(T_1), \varepsilon>$, en estudios previos ε se ha demostrado que representa la forma espectral. Córdova et al. [1] propusieron la medida de intensidad vectorial $<Sa(T_1), R_{T1, T2}>$. $R_{T1, T2}$ se refiere a la relación entre la aceleración espectral durante el periodo T_2 y la aceleración espectral en T_1, siendo T_2 un periodo mayor que T_1. Este parámetro ha demostrado ser eficiente en la predicción de la respuesta de sistemas estructurales sometidas a registros sísmicos de fuente cercana.

Bojórquez et al. [3, 9, 11], han investigado el potencial del vector $<Sa, N_P>$ como medida de intensidad sísmica, evaluándolo en comparación con otras medidas existentes. Este parámetro ha sido un importante avance en la predicción de respuesta en términos de distintos parámetros de desempeño estructural (ductilidad, E_N, índice de daño de Park y Ang, entre otros) para sistemas de un solo grado de libertad sujetas a registros "ordinarios", de banda angosta y de fuente cercana. El uso del vector $< Sa(T_1), N_P>$ ha demostrado su eficiente en las características de los registros sísmicos, y representa una mejora significativa en términos de eficiencia en comparación con las medidas de intensidad que suelen ser utilizadas con frecuencia. Por último, hay una clara relación de los valores de N_P con la forma espectral en un intervalo de periodos dados. Sin embargo, si se desea desarrollar un análisis probabilístico de la demanda sísmica de una estructura utilizando una medida de intensidad vectorial, será necesario estimar distribuciones condicionales de N_P dada $Sa(T_1)$. Es importante mencionar que, el análisis probabilístico de la demanda sísmica se simplifica mediante el uso de medidas de intensidad escalar, lo que también hace más clara la relación con la respuesta estructural. Con relación a los análisis mencionados los autores, Bojórquez y Iervolino plantearon una medida de intensidad escalar basada en los parámetros de $Sa(T_1)$ y N_P. Esta medida comparte similitud con la medida de intensidad presentada por Córdova et al. [1]. La definición de esta medida es la siguiente:

$$I_{Np} = Sa(T_1) \cdot N_P^{\alpha} \qquad (1.3)$$

En la ecuación (1.3); I_{Np} se define como la medida de intensidad sísmica escalar, donde el valor α es un parámetro a calibrar, en función de los sistemas estructurales y el parámetro de demanda sismo resistente. Observando la ecuación (1.3), se pueden identificar dos casos particulares en relación a la aceleración espectral y el periodo de la estructura, el primer caso ocurre cuando el factor α es igual a cero; se presenta que $I_{Np}= Sa(T_1)$. Por otro lado, cuando el factor α toma el valor igual a uno, se tiene que $I_{Np}=Sa_{avg}(T_1 \ldots T_N)$, lo que

puede considerarse un caso específico de la medida de intensidad propuesta por Córdova et al. [1], en la cual solo se toman en cuenta dos puntos del espectro, por ejemplo; T_1 y T_N. Diferentes investigadores han demostrado el gran potencial de la medida I_{Np} [13-15]. En general, los estudios han demostrado que la medida de intensidad sísmica escalar o vectorial más eficiente es aquella que se obtiene utilizando el parámetro N_P. I_{Np} puede ser utilizada para predecir con precisión la respuesta de sistemas estructurales de una manera adecuada para las características del tipo de suelo con el fin de reducir el riesgo sísmico en zonas de alto potencial sísmico.

En algunos casos puede ser necesario considerar dos parámetros adicionales de diseño sismo-resistente para lograr un desempeño sísmico adecuado en sistemas estructurales. El primero es la inclusión de las demandas de deformación plástica. El comportamiento sísmico de la estructura depende de su capacidad para resistir las deformaciones plásticas durante un terremoto. Por lo tanto, conocer las demandas acumuladas de deformación es esencial para diseñar estructuras sismo-resistentes a la acción de las fuerzas externas ejercidas por los sismos. Estudios previos han demostrado que las demandas acumuladas de deformación plástica podrían considerarse explícitamente en el diseño sísmico a través del concepto de energía. Este concepto fue propuesto principalmente por Housner [16]. Diversos investigadores han utilizado este concepto para proponer metodologías basadas en la energía, con el objetivo de dotar a la estructura de una capacidad de disipación igual o mayor a la generada por la carga sísmica [17-27]. La capacidad de una estructura se encuentra estrechamente relacionada con su capacidad de deformación y su capacidad de disipar energía durante un evento sísmico. En estos casos, una estructura puede absorber una gran cantidad de energía sin colapsar si se diseña de manera eficiente para deformarse y absorber las fuerzas externas de los sismos. En este estudio, se ha seleccionado la capacidad de energía histerética normalizada como parámetro de desempeño estructural para el diseño basado en energía debido a su estrecha relación con el daño estructural [28].

Como segundo parámetro importante, se tiene que los espectros de diseño sísmico de la mayoría de los códigos de construcción no están asociados a niveles de confiabilidad estructural, como la probabilidad de superar cierto nivel de demanda sísmica o daño estructural [29-32]. Esto significa que los espectros de diseño sísmico típicamente no consideran la probabilidad de falla de la estructura bajo diferentes niveles de excitación

sísmica, lo que puede llevar a edificios que no sean lo suficientemente resistentes a terremotos más fuertes. Por lo tanto, es importante tener en cuenta la confiabilidad estructural en el diseño sísmico de edificios para garantizar que sean seguros y confiables. La consideración de la confiabilidad estructural en el diseño sísmico puede realizarse mediante el uso de métodos de análisis probabilístico que permiten estimar la probabilidad de falla de una estructura bajo diferentes niveles de excitación sísmica. Estos métodos involucran el uso de modelos probabilísticos para describir la incertidumbre en los parámetros de la estructura y la excitación sísmica. La probabilidad de falla se puede calcular a partir de la relación entre la respuesta estructural estimada y la capacidad resistente de la estructura.

En la siguiente sección se describen la importancia de la consideración de las demandas de energía histerética y confiabilidad estructural en el diseño sismo-resistente.

Capítulo 2: Marco teórico

2.1 Parámetros de desempeño sismo-resistente

2.1.1 Demandas de energía en el diseño estructural

La consideración más importante en el diseño de edificaciones ante sismos es asegurarse de que tengan la suficiente resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía para soportar fuerzas externas sin superar deformaciones o tensiones permisibles. En el diseño sismo-resistente, las demandas de deformación plásticas son un factor importante a considerar. Las demandas de deformación plásticas son las deformaciones que un material experimenta cuando se somete a esfuerzos que superan su límite elástico, lo que resulta en una deformación permanente o plástica del material. La capacidad de una estructura para soportar cargas plásticas está directamente relacionada con su capacidad para disipar la energía sísmica. La investigación analítica y experimental realizada en relación con el terremoto de México en 1985 ha arrojado conclusiones importantes sobre el comportamiento de las estructuras sujetas a movimientos de banda angosta generados en la zona del lago de la Ciudad de México. Se encontró que las estructuras pueden experimentar severas demandas de deformación plásticas acumuladas (daño acumulado) como resultado de estos movimientos sísmicos. Estas demandas plásticas pueden ser el resultado de la deformación cíclica que sufre la estructura debido a la vibración, lo que puede generar fatiga en los materiales y provocar deformaciones permanentes [33-37]. Terán y Jirsa [38] observaron que la cantidad de energía histerética disipada por las estructuras puede ser significativamente mayor durante movimientos sísmicos de banda angosta que la disipada en suelo firme, llegando ser tres o cuatro veces más grande. Para reducir la cantidad total de energía que una estructura debe absorber durante un terremoto y disminuir el daño que puede sufrir, los ingenieros sísmicos utilizan técnicas de diseño como el aislamiento de la base, sistemas de amortiguación y sistemas de disipación de energía. Estas técnicas se enfocan en proporcionar a las estructuras capacidades de disipación de energía que sean iguales o mayores a las demandas de energía esperadas del terremoto [17, 18]. Los criterios de diseño para una estructura sismo-resistente se pueden expresar en la ecuación (2.1):

$$E_C \geq E_D \tag{2.1}$$

donde, E_C se refiere a la capacidad para absorber o disipar la energía generada por las cargas dinámicas, mediante la deformación plástica y otros mecanismos de disipación de energía, y E_D se refiere a la cantidad de energía que demanda un evento sísmico para deformar un sistema estructural.

La energía histerética se refiere a la energía disipada en un sistema mecánico durante ciclos repetidos de deformación y recuperación. Esta energía disipada es el resultado de la fricción interna y otros procesos irreversibles en el sistema, y puede definirse a partir de la ecuación de movimiento para sistema de un grado de libertad (S1GL), ver ecuación (2.2). En la Figura 2.1, se muestra la representación del modelo estructural de S1GL con la base fija, el cual está siendo sometido a la acción de una fuerza dinámica horizontal. ($-m\ddot{x}_g$).

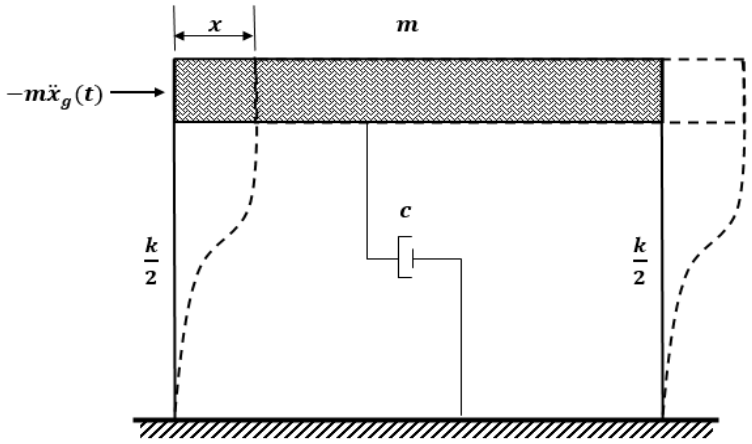


Figura 2.1. Representación de S1GL sujeto a movimientos sísmicos.

De la Figura 2.1 puede definirse la ecuación de movimiento de un S1GL:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + f_s(x, \dot{x}) = -m\ddot{x}_g(t) \tag{2.2}$$

Los parámetros; $m, c, f_s(x, \dot{x}), \ddot{x}_g$ y x se utilizan para representar la masa, el coeficiente de amortiguamiento viscoso, la fuerza restitutiva, la aceleración del movimiento sísmico y el desplazamiento relativo del sistema con respecto al del terreno. Un punto sobre las variables indica la derivada con respecto al tiempo. Si el sistema es elástico lineal, la

fuerza restitutiva puede expresarse como $\boldsymbol{f_s(x,\dot{x}) = kx}$, $\boldsymbol{k}$ es la rigidez del sistema. Al integrar cada uno de los elementos de la ecuación (2.2) con respecto a $\boldsymbol{x}$ se tiene:

$$\int m\ddot{x}(t)dx + \int c\dot{x}(t)dx + \int f_s(x,\dot{x})dx = -\int m\ddot{x}_g(t)dx \tag{2.3}$$

La ecuación (2.3) puede escribirse de la siguiente forma:

$$E_K + E_D + E_S + E_H = E_I \tag{2.4}$$

En la ecuación (2.4) describe el balance de energía en una estructura [18], donde los términos representan a los parámetros de: (E_K) la energía cinética, (E_D) energía de amortiguamiento, (E_S) energía de deformación y (E_H) la energía histerética disipada. Por otro lado, (E_I) es la energía de entrada relativa. Cabe señalar que el término (E_H) está directamente relacionado con las demandas de deformación plástica acumulada, por ello también con el daño estructural. La energía histerética disipada se define como el área total encerrada por cada uno de los ciclos histeréticos que desarrolla la estructura durante un terremoto. Nótese que, a pesar de que E_H proporciona información acerca de las demandas de deformación plástica acumuladas y una idea del número y magnitud promedio de los ciclos en los que una estructura experimenta en su comportamiento lineal, no puede considerarse como el único parámetro para medir el daño estructural [18]. La información proporcionada es insuficiente para comprender la importancia de las demandas acumuladas de deformación plástica tienen en el desempeño sismo resistentes de las estructuras. Por ejemplo, valores similares de energía histerética pueden presentarse en un sistema con alta resistencia que experimente pocos ciclos de carga, así como en un sistema con baja resistencia que desarrolle numerosos ciclos de carga [33]. Sin embargo, el daño sufrido en los sistemas es considerablemente diferente. Un parámetro más adecuado para evaluar el daño acumulado en las estructuras es la energía histerética normalizada (E_N) con respecto a la fuerza y desplazamiento de fluencia (F_y , δ_y, respectivamente) [39, 40]:

$$E_N = \frac{E_H}{F_y \delta_y} \tag{2.5}$$

Un sistema estructural que incursiona en múltiples ciclos de comportamiento inelástico puede sufrir una degradación significativa en sus propiedades mecánicas, lo que a su vez puede provocar que el sistema falle a un nivel de ductilidad o desplazamiento inferior

al previsto. Este fenómeno se conoce como degradación estructural o falla por fatiga y es una consideración importante en el diseño de estructuras sujetas a cargas cíclicas, como en el caso de los terremotos [41, 42]. La evaluación del nivel de daño en sistemas estructurales sometidas a cargas cíclicas prolongadas, como las excitaciones sísmicas de larga duración, no puede basarse únicamente en las demandas máximas de deformación, ya que la estructura puede sufrir una degradación importante en sus propiedades mecánicas. Esto puede resultar en una falla prematura incluso a niveles de deformación más bajos. Es crucial considerar el efecto acumulativo de los ciclos de carga y la ductilidad en el diseño de estructuras sísmicas [22, 43]. Para comprender mejor este concepto, se puede someter a dos estructuras con características mecánicas idénticas a diferentes pruebas mediante un registro sísmico de larga duración. La primera estructura se sometería al registro completo, que se muestra en la Figura 2.2. En cambio, la segunda estructura se sometería a un registro recortado que solo considere las amplitudes máximas alcanzadas durante el registro de larga duración en un intervalo específico entre t_1 y t_2. En la Figura 2.3 se compara los espectros de respuesta lineales (línea continua) y no-lineales (línea punteada) determinados a partir de un modelo elasto-plástico, obtenidos del registro completo y el registro sísmico recortado. Se puede apreciar que la respuesta máxima en ambos casos es igual, lo que indica que, en términos de desplazamiento máximo, se puede considerar un nivel de respuesta sísmica equivalente, en la respuesta de sistemas lineal o no lineal.

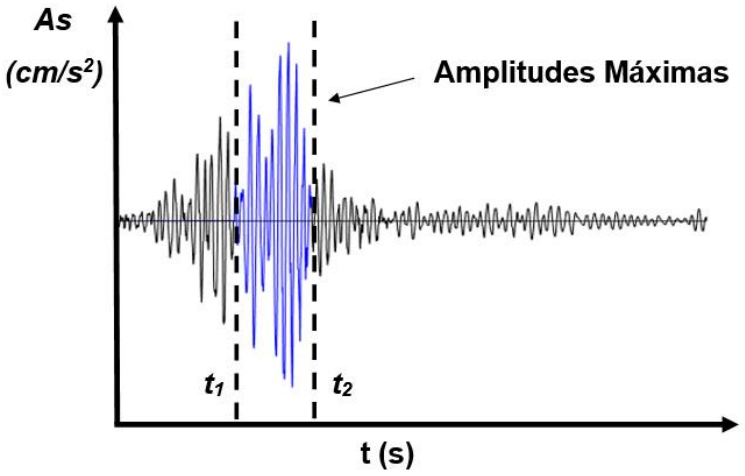


Figura 2.2. Registro de la *SCT* (sismo del 19 de septiembre de 1985).

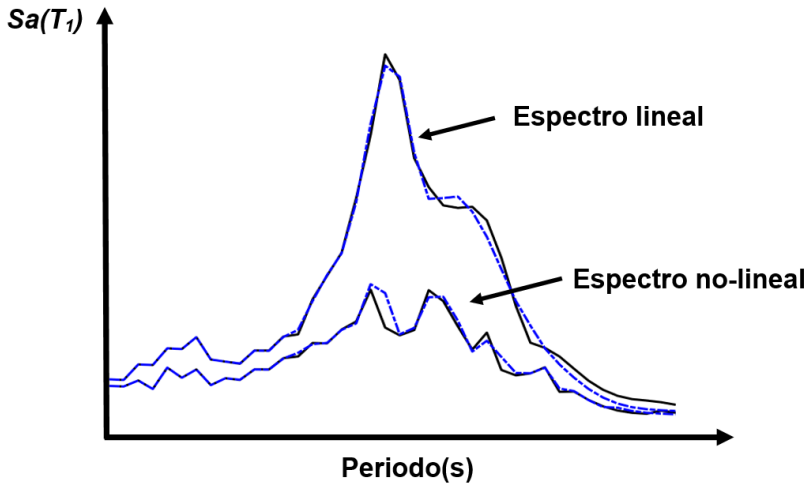
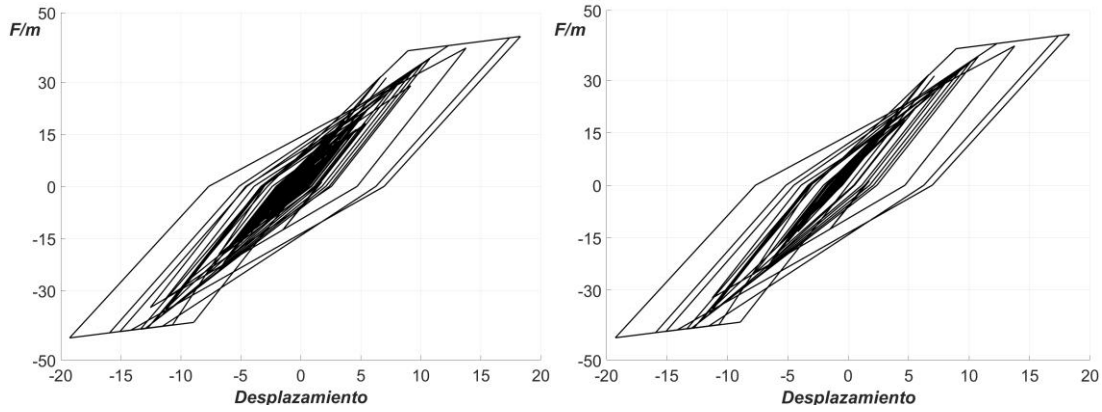


Figura 2.3. Espectros de respuesta *Sa(T_1)* para sistemas lineal y no-lineal.

La Figura 2.4 muestra la respuesta fuerza-desplazamiento de la acción de ambos registros. En cuanto al número de ciclos de comportamiento plástico, se observan diferencias significativas. Como era de esperar, el uso del registro completo aumenta la demanda de ciclos en la estructura, lo que causa un mayor daño estructural y reduce su resistencia debido al efecto daño acumulado. Es evidente que, utilizar el desplazamiento máximo como único parámetro de evaluación del desempeño estructural puede llevar diseños inseguros. Por lo tanto, es importante la consideración de parámetros como; el efecto del daño acumulado, la duración del movimiento sísmico, la energía histerética disipada o un indicador de daño que considere la acumulación de demandas de deformación plásticas.



a) **b)**

Figura 2.4. Ciclos de histéresis; a) Registro completo y b) Registro recortado.

Para este estudio, la energía histerética normalizada (E_N) se considera como parámetro para controlar el daño acumulado. En el siguiente apartado se analiza la importancia de la confiabilidad estructural en el diseño sismo-resistente.

2.1.2 Análisis de confiabilidad estructural

La confiabilidad estructural es un factor clave en el diseño de estructuras para asegurar que sean capaces de resistir la acción de los terremotos y evitar daños significativos. Esta técnica busca asegurar la capacidad de las estructuras para cumplir con su función de manera efectiva y consistente a lo largo del tiempo, lo que se logra mediante la evaluación de la integridad estructural mediante el uso de técnicas de análisis y modelado probabilístico para estimar la probabilidad de que una estructura sea capaz de soportar cargas o tensiones externas sin sufrir daños o fallos significativos dada un periodo especifico. Estudios previos han generado metodologías con base en estas evaluaciones, y han obtenido espectros de tasa anual de falla uniformes (TAFU) para diferentes parámetros de desempeño estructural sismo-resistentes [44-48]. Con base en el teorema de la probabilidad total, la tasa anual de falla anual puede definirse como:

$$\nu_F = \int P(Q \geq 1|y) \left| \frac{d\nu_Y(y)}{d_y} \right| dy \tag{2.6}$$

Donde $\left| d\nu_Y(y)/d_y \right|$ corresponde al valor absoluto de la derivada de la curva de peligro sísmico del sitio especifico a evaluar; Q expresa la relación entre la demanda y la capacidad; y $P(Q \geq 1|y)$ es la probabilidad de falla dada una intensidad sísmica (y). Nótese que la falla estructural ocurre cuando la capacidad de la estructura es más pequeña que la demanda ejercida por el sismo, en otras palabras $\text{demanda}/\text{capacidad} = Q \geq 1$.

En esta investigación, se consideró como principales parámetros para medir el desempeño estructural, la ductilidad (μ) y la energía histerética normalizada (E_N).

La metodología para obtener los espectros TAFU se detalla en capitulo siguiente.

Capítulo 3: Metodología

En este trabajo se desarrolló un programa de cómputo en el lenguaje de programación *C++* para determinar los espectros de TAFU de sistemas de S1GL con diferente comportamiento histerético, así como para las medidas de intensidad de I_{Np} y $Sa(T_1)$. El objetivo de esta investigación es obtener y analizar un conjunto de espectros sismo-resistentes para los principales sitios del CDMX, tomando en cuenta la confiabilidad estructural, así como medidas de intensidad eficientes representativas de la forma espectral a través del parámetro *Np*. La respuesta estructural de los modelos S1GL se estimó utilizando el Análisis Dinámico Incremental para un conjunto de períodos y coeficiente de resistencia lateral requerido sometido a dos diferentes tipos de registros de movimiento del suelo escalados en términos de I_{Np} y $Sa(T_1)$. Un total de 100 registros sísmicos representantes de las zonas del suelo blando y firme de la Ciudad de México. La Tabla 3.1 y Tabla 3.2 muestran los registros sísmicos y resume algunas de sus principales características más relevantes. Los registros sísmicos se escalaron para representar todos los períodos de retorno de terremotos. Se analizan diferentes modelos S1GL en este trabajo utilizando la confiabilidad estructural, teniendo en cuenta las demandas acumuladas de diferentes modelos de comportamiento de histerético, representados a través de espectros de TAFU.

A continuación, se describe el procedimiento para la obtención de los espectros con TAFU.

3.1 Selección de los modelos estructurales

En este estudio, se evalúa la respuesta inelástica de estructuras ante daños causados por terremotos utilizando diferentes modelos de comportamiento histerético. Los estudios anteriores han utilizado comúnmente el modelo elasto-plástico perfecto (EPP), ver Figura 3.1a. El cual puede exhibir un comportamiento elástico lineal hasta alcanzar un punto de resistencia llamado límite elástico o resistencia de fluencia F_y , posteriormente del cual se comporta de manera plástica hasta alcanzar un desplazamiento máximo D_m. La carga inicial de los sistemas idealizados tiene comportamiento elástico-lineal con rigidez K_o, para valores

de fuerza menores a F_y (resistencia a la fluencia). Al ocurrir la fluencia se mantiene una fuerza constante F_y y la rigidez es igual a cero. La deformación a la que empieza la fluencia es D_y. Por otro lado, estudios previos han demostrado que los materiales de construcción tienen diferentes comportamientos según sus características mecánicas. Por esta razón, se han seleccionado tres modelos elastoplásticos con diferentes coeficientes de rigidez de posfluencia o bilineal (BL3, BL5 y BL10), correspondientes a $K_p = 3\%, 5\%$ y 10%, respectivamente. El modelo bilineal es representativo de elementos de acero, es un modelo muy similar al elastoplástico perfecto, con la diferencia que los valores de posfluencia son pequeños cercanos a cero, ver Figura 3.1b. En este modelo bilineal al igual que el elastoplástico perfecto no se considera perdida de rigidez. Además, se ha utilizado el modelo histerético Takeda-modificado, que representa las estructuras que muestran una degradación de la rigidez con valores de $K_p = 3\%$, $\alpha = 0.4$ y $\beta = 0.6$ (ver Figura 3.1c). El modelo Takeda corresponde a una serie de reglas para seguir los procesos de carga y descarga desde distintas situaciones. El modelo de Takeda es el más utilizado para representar sistemas de concreto reforzado, y algunos investigadores se han enfocado en él para proponer otros modelos más complejos que muestran una excelente correlación con los resultados experimentales. La degradación del grado de rigidez está dada por la ductilidad obtenida del ciclo de histéresis y en el número de ciclos de restitución [49].

La respuesta de los diferentes modelos de comportamiento histerético se ha calculado para estructuras que incursionan en el comportamiento no-lineales de S1GL (ver Figura 2.1), en un intervalo de periodos que oscilan desde 0.1 a 4 segundos.

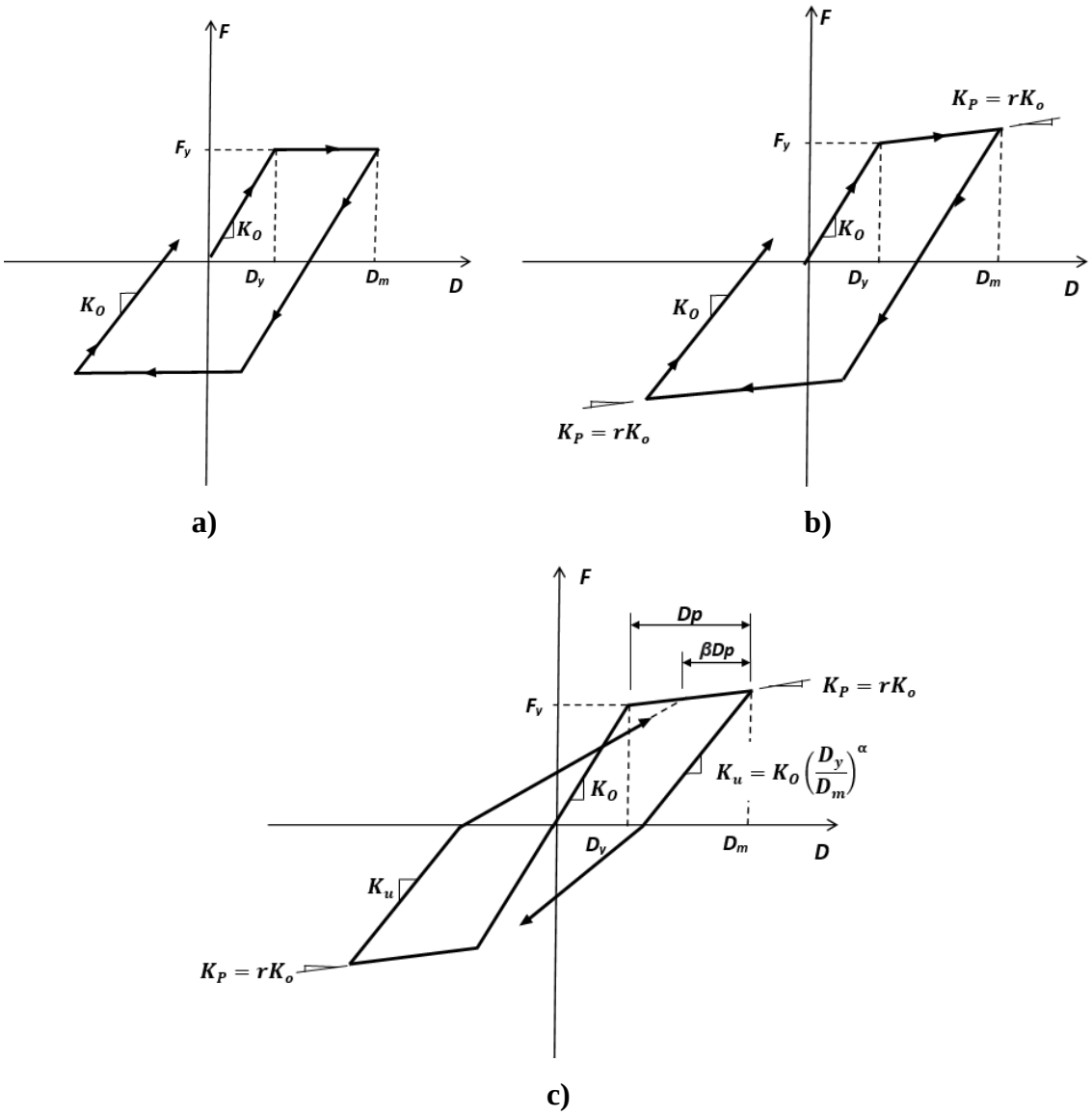


Figura 3.1. Modelos histéricos y respuestas cíclicas no lineales de los sistemas analizados: a) Elasto-plástico perfecto, b) Bilineal y c) Takeda-modificado.

3.2 Selección de los parámetros de desempeño

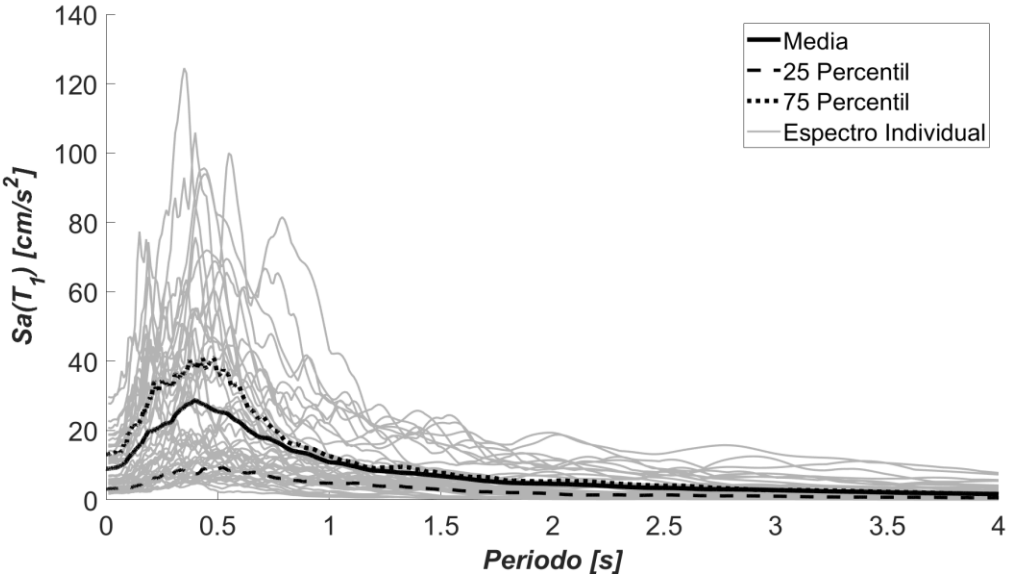
En este estudio, se ha seleccionado la capacidad de energía histerética normalizada (E_N) y la ductilidad (μ), como parámetros de desempeño para la determinación de los espectros TAFU por su estrecha relación con el daño estructural. La E_N se refiere a la cantidad de energía disipada de un sistema estructural durante un ciclo de carga y descarga. Siendo este un indicador de la capacidad de un sistema estructural para resistir la carga cíclica

y mantener su integridad estructural. Por otro lado, la ductilidad (μ) se refiere a la capacidad del sistema estructural para deformarse plásticamente antes de la falla. Cuanto mayor sea la ductilidad, más capacidad tendrá el sistema estructural para absorber la energía sísmica y disiparla sin sufrir daños significativos. En conjunto, la capacidad de E_N y μ proporcionan una medida integral del desempeño estructural, ya que reflejan tanto la resistencia a la carga cíclica como la capacidad de deformación plástica del sistema estructural. Por lo tanto, son parámetros importantes para el diseño de estructuras resistentes a terremotos y para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes

3.3 Selección de los movimientos sísmicos

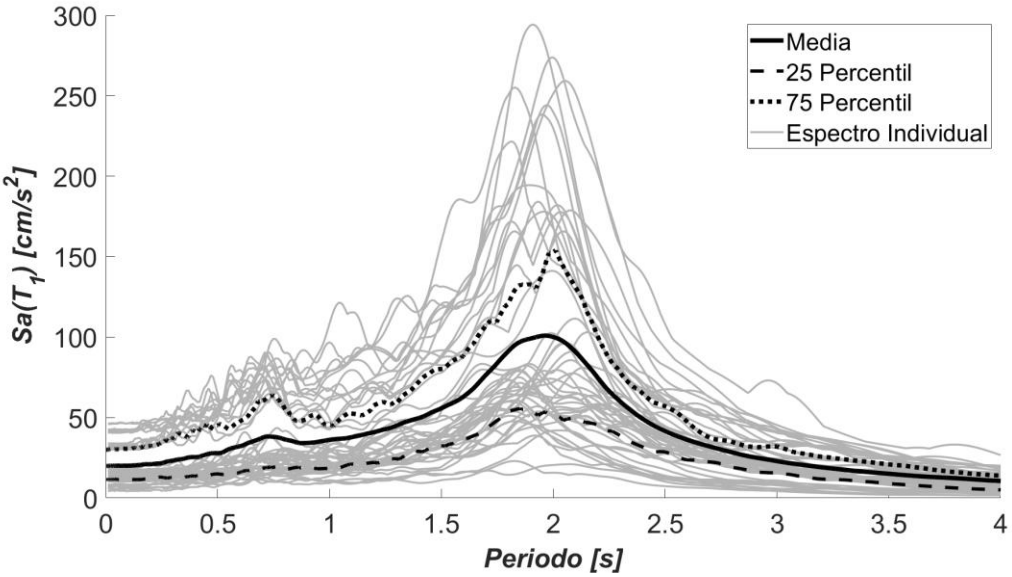
Los registros sísmicos son una parte importante para comprender como las estructuras responden a los terremotos. Los registros de movimiento del suelo también se pueden utilizar para mejorar el diseño de nuevas estructuras, siempre y cuando los ingenieros identifiquen posibles debilidades o vulnerabilidades que podrían causar daños significativos dependiendo del tipo de suelo. En el suelo blando de la Ciudad de México una de sus principales características, es que exige grandes capacidades de energía sísmica en las estructuras construidas. En algunos casos, debido a la naturaleza del suelo blando y la alta sismicidad de la zona, muchas estructuras requieren reparaciones importantes o demolición para garantizar su seguridad y estabilidad. En el presente trabajo se seleccionaron un total de 100 registros sísmicos de dos sitios diferentes que representan, el suelo rígido (zona de lomas) y el suelo blando (zona de lago) para considerar los movimientos del terreno. Estos registros sísmicos representantes del suelo de la Ciudad de México se obtuvieron con un intervalo de magnitud momento de 5.4 a 7.1 y de 5.9 a 8.1 para los movimientos del terreno rígido y blando, respectivamente. La Tabla 3.1 y Tabla 3.2 resume algunas de sus características más relevantes sobre estos registros. Para representar la intensidad de los registros se graficaron los espectros de respuesta correspondientes a cada uno de los movimientos sísmicos analizados en este estudio, en la Figura 3.2; además, se ilustra la respuesta de la media, así como de 25 y 75 percentiles, de los espectros de seudoaceleración con un coeficiente de amortiguamiento del 5%, para cada conjunto diferente de movimientos del terreno en estudio. Los resultados obtenidos indican que la intensidad de las medidas está estrechamente

relacionada con el tipo de suelo y el periodo de vibrar de la estructura. Los espectros demuestran que los suelos blandos del valle tienen una influencia significativa en las medidas de intensidad, dando lugar a amplitudes espectrales más altas para estos suelos en comparación con los desplantados en suelo firme. Los resultados de esta investigación pueden utilizarse como guía para los parámetros de diseño sísmico en el valle de la Ciudad de México y otras regiones urbanas similares.



a)

Figura 3.2. Continua…



b)

Figura 3.2. Espectro de respuesta para los registros: a) Suelo blando y, b) Suelo rígido de la Ciudad de México, incluyendo la media, 25th y 75th percentil.

Tabla 3.1. Registros sísmicos de la Ciudad de México suelo rígido.

Registro no.	Fecha	Estación	Mw	PGA (CM/S2)
1	31-may-90	CERRO	5.8	18
2	15-jul-96	CERRO	6.5	38.86
3	15-jun-99	CERRO	6.4	123.75
4	30-sep-99	ESC.	6.5	143.25
5	21-jul-00	CERRO	5.4	110.75
6	13-abr-07	ESC.	6.3	130.25
7	11-dic-11	ESC.	6.5	189.25
8	23-feb-94	COLINAS	5.4	14.04
9	23-may-94	COLINAS	5.6	80.01
10	10-dic-94	COLINAS	6.3	81.05
11	15-jul-96	COLINAS	6.5	26.02
12	22-may-97	COLINAS	6	78.25
13	15-jun-99	COLINAS	6.4	162.75
14	30-sep-99	ESC.	6.5	188.75
15	21-jul-00	COLINAS	6.4	110.75
16	13-abr-07	ESC.	6.3	130.25

17	22-may-09	ESC.	5.7	130.25
18	11-dic-11	ESC.	6.5	192
19	16-jun-13	ESC.	5.8	164.4
20	23-may-94	FUNDACION	5.6	85.39
21	10-dic-94	FUNDACION	6.3	85.24
22	15-jul-96	FUNDACION	6.5	84.02
23	22-may-97	FUNDACION	6	84.75
24	15-jun-99	FUNDACION	6.4	175.75
25	21-jun-99	FUNDACION	6	110.75
26	21-jul-00	FUNDACION	5.4	117.25
27	11-dic-11	FUNDACION	6.5	202.75
28	19-sep-17	FUNDACION	7.1	226
29	31-may-90	SEP	5.8	20.97
30	23-may-94	SEP	5.6	124.61
31	10-dic-94	SEP	6.3	107.51
32	15-jul-96	SEP	6.5	46.48
33	20-abr-98	SEP	5.4	110.75
34	15-jun-99	SEP	6.4	208.25
35	21-jun-99	SEP	6	110.75
36	21-jul-00	SEP	5.4	195.25
37	22-may-09	INSTITUTO	5.7	130.25
38	23-feb-94	MARISCAL	5.4	16.01
39	15-jul-96	MARISCAL	6.5	20.06
40	22-may-97	MARISCAL	6	78.25
41	03-feb-98	MARISCAL	6	110.75
42	15-jun-99	MARISCAL	6.4	221.25
43	30-sep-99	MARISCAL	6.5	247.25
44	21-jul-00	MARISCAL	5.4	143
45	13-abr-07	MARISCAL	6.3	143
46	11-dic-11	MARISCAL	6.5	227
47	20-mar-15	MARISCAL	5.4	132.8
48	08-may-16	MARISCAL	6	127.8
49	15-jul-96	TECAMACHALCO	6.5	163.84
50	21-jul-00	TECAMACHALCO	5.4	148.48

Tabla 3.2. Registros sísmicos de la Ciudad de México suelo blando.

Registro no.	Fecha	Estación	Mw	PGA (CM/S2)
1	16-sep-85	S.C.T.	8.1	167.9
2	14-sep-95	ALAMEDA	6.4	253.44
3	09-ago-00	ALAMEDA	6.1	207.36
4	10-dic-94	CIBELES	6.3	43.52
5	09-oct-95	CIBELES	6.5	378.88
6	30-sep-99	CIBELES	6.5	340.48
7	22-ene-03	CIBELES	6.5	267.52
8	01-ene-04	CIBELES	6.3	193.28
9	15-may-93	C.U.	5.9	186.88
10	10-dic-94	C.U.	6.3	293.12
11	09-oct-95	C.U.	6.5	384
12	11-ene-97	C.U.	6.9	273.92
13	22-may-97	C.U.	6	203.52
14	30-sep-99	CENTRO	6.5	360.96
15	09-ago-00	C.U.	6.1	236.8
16	20-mar-12	CENTRO	7.4	429.4
17	15-may-93	CUPJ	5.9	21.87
18	10-dic-94	CUPJ	6.3	152.96
19	09-oct-95	CUPJ	6.5	194.21
20	11-ene-97	CUPJ	6.9	156.25
21	30-sep-99	MULTIFAMILIAR	6.5	279.75
22	09-ago-00	CUPJ	6.1	188.75
23	20-mar-12	MULTIFAMILIAR	7.4	347
24	09-oct-95	SEC	6.5	243.07
25	10-dic-94	GARIBALDI	6.3	168.43
26	14-sep-95	GARIBALDI	6.4	273.12
27	09-oct-95	GARIBALDI	6.5	236.83
28	01-ene-04	GARIBALDI	6.3	130.25
29	09-oct-95	LIVERPOOL	6.5	233.03
30	03-feb-98	LIVERPOOL	6	143.25
31	09-ago-00	LIVERPOOL	6.1	208.25
32	22-ene-03	LIVERPOOL	6.5	286.25
33	13-abr-07	ESC.	6.3	182.25
34	18-abr-14	ESC.	7.2	351.6

35	15-may-93	SECTOR	5.9	213.76
36	10-dic-94	SECTOR	6.3	312.32
37	14-sep-95	SECTOR	6.4	422.4
38	09-oct-95	SECTOR	6.5	375.04
39	11-ene-97	SECTOR	6.9	321.28
40	15-jun-99	SECTOR	6.4	270.08
41	30-sep-99	SECTOR	6.5	291.84
42	09-ago-00	SECTOR	6.1	227.84
43	20-mar-12	SECTOR	7.4	442.5
44	08-may-14	SECTOR	6.4	388.2
45	10-dic-94	TLATELOLCO	6.3	157.97
46	09-oct-95	TLATELOLCO	6.5	234.04
47	01-ene-04	TLATELOLCO	6.3	175.75
48	13-abr-07	DEPORTIVO	6.3	175.75
49	18-abr-14	DEPORTIVO	7.2	329.2
50	14-sep-95	TLATELOLCO	6.4	355.84

3.3.1 Escalamiento de registros

El escalamiento de registros es una técnica utilizada en ingeniería sísmica para generar registros que representen diferentes niveles de intensidad sísmica. Dado que no hay suficientes registros de terremotos para todos los periodos de retorno posibles, los ingenieros deben escalar registros existentes para simular terremotos con diferentes intensidades. El factor de escala se determina utilizando un registro existente, y representa la relación entre la intensidad sísmica del terremoto original y la intensidad sísmica objetivo. El registro original se multiplica por el factor de escala; es decir, el total de aceleraciones del movimiento sísmico. Cono resultado la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura por analizar con una intensidad específica se asocia a cierta *Sa* o I_{Np} según sea el caso para el que se está escalando en este estudio (ver Figura 3.3). Los resultados de los espectros de respuesta elástica para registros escalados a una I_{Np} =1.0g para una estructura con periodo de vibración T_1=0.5 segundos (5% de amortiguamiento criticó).

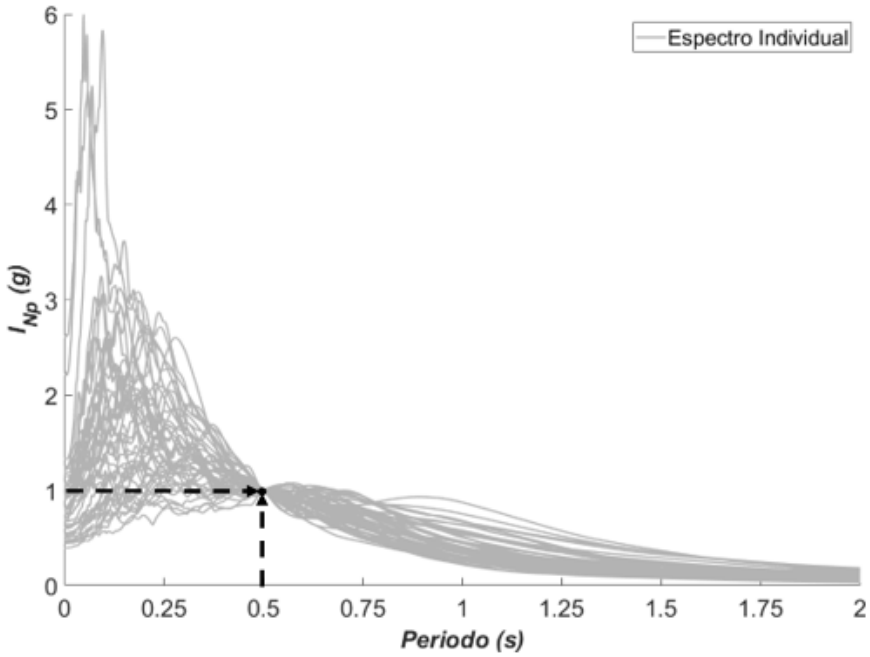


Figura 3.3. Respuesta elástica para registros escalados para I_{Np}.

En resumen, el escalamiento de registros es una técnica importante en la ingeniería sísmica para simular terremotos con diferentes intensidades, y se utilizan para evaluar la respuesta sísmica de una estructura.

3.4 Análisis dinámico incremental

El Análisis Dinámico Incremental (ADI) es un método de análisis comúnmente utilizado para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras. Los autores Vamvatsikos y Cornell [50] presentaron un método que se ha convertido en una herramienta útil para analizar el comportamiento no lineal de las estructuras ante sismos. Este método ha sido ampliamente utilizado en la ingeniería sísmica, ya que permite estimar las demandas estructurales ante eventos sísmicos y evaluar el nivel de seguridad de las estructuras. El cual implica someter un modelo estructural a la acción de múltiples registros sísmicos, cada uno escalado a diferentes niveles de intensidad sísmica. El objetivo es simular el comportamiento de la estructura ante una serie de eventos sísmicos que van desde el rango elástico hasta el inelástico y, en algunos casos, hasta la falla. Cada análisis dinámico no lineal se lleva a cabo con una intensidad sísmica mayor que la del análisis anterior, para que la estructura

experimente un comportamiento progresivamente más inelástico. Estudios previos [51-54] han utilizado ADI para evaluar el comportamiento sísmico de diferentes tipos de estructuras, como edificios, puentes, presas, etc. Lo anterior ha permitido a los ingenieros mejorar la seguridad de las estructuras frente a los terremotos al proporcionar información detallada sobre el comportamiento estructural en diferentes niveles de excitación sísmica.

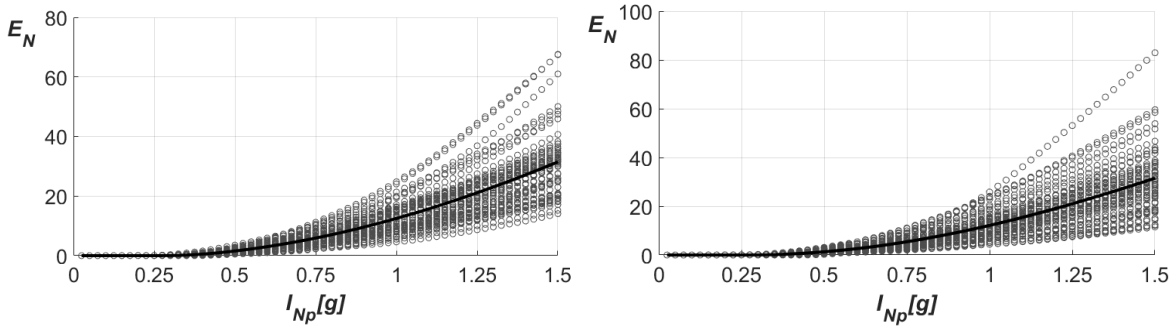
Es importante destacar que los análisis ADI pueden requerir un alto poder de procesamiento y tiempo de cálculo, especialmente cuando se consideran múltiples combinaciones de parámetros y valores de entrada. En este caso particular, para el análisis de un solo modelo de comportamiento histerético, se requirieron realizar más de 5 millones de análisis dinámicos no lineales para obtener los datos necesarios para alcanzar el objetivo del estudio. Esta cantidad de análisis es significativa y refleja el alto grado de complejidad involucrado en los estudios de ingeniería sísmica. Por lo tanto, este estudio se limitó a dos grupos de registros sísmicos debido al desafío computacional que implica la realización de una gran cantidad de análisis dinámicos no lineales.

Para llevar a cabo el objetivo de esta investigación se estimaron las demandas de ductilidad y energía histerética normalizada como parámetros de desempeño de los modelos estructurales S1GL seleccionados, sometidos a los dos grupos de movimientos sísmicos del suelo blando y rígido de la Ciudad de México, utilizándose el análisis ADI. Para este fin, se escalan los registros sísmicos para distintos valores de intensidad entre los intervalos de 0.1-1.5 g, en términos de las medidas de intensidad sísmicas de $Sa(T_1)$ y I_{Np}. En el siguiente apartado, se presentan un conjunto de curvas que relacionan los parámetros de desempeño, con el nivel de intensidad del movimiento del suelo para los grupos de registros sísmicos seleccionados en este trabajo.

3.4.1 Análisis dinámico incremental en movimientos de suelo firme

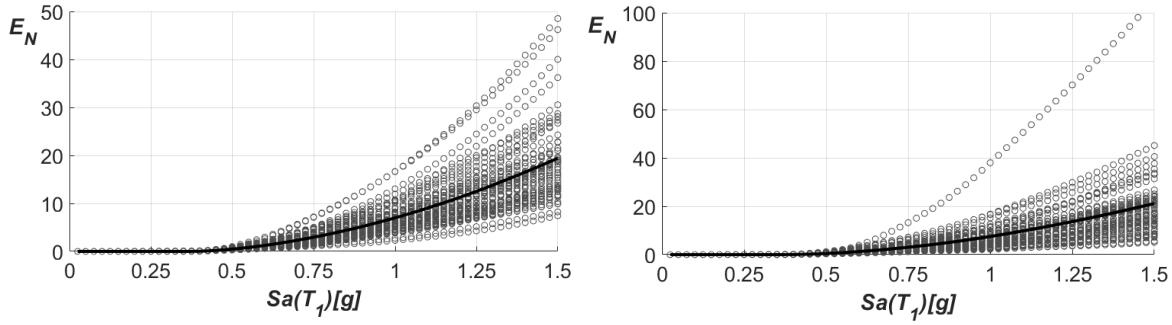
En la Figura 3.4 y Figura 3.5 se presentan los resultados del modelo de ADI para las medidas de intensidad sísmica I_{Np} y $Sa(T_1)$ en términos de demandas de Energía histerética normalizada para diferentes grados de escalamiento, en el intervalo de 0.1g hasta 1.5 g, calculadas para las estructuras inelásticas con diferentes periodos de vibración estructural

(T_E), sujetas a la acción de los movimientos sísmicos del suelo firme de la Ciudad de México. Adicionalmente, en la Figura 3.6 y Figura 3.7 muestran los resultados de los análisis ADI en términos de demandas de ductilidad y su relación con diferentes grados de escalamiento. Los valores de intensidad sísmica y los periodos de vibración se han seleccionado para representar estructuras sometidas a las condiciones sísmicas de la Ciudad de México. La Figura 3.6a) corresponde a la demanda de ductilidad versus el grado de escalamiento para el periodo de vibración T_E =1.5 s, mientras que la Figura 3.6b) corresponde al periodo de vibración T_E =2.0 s.



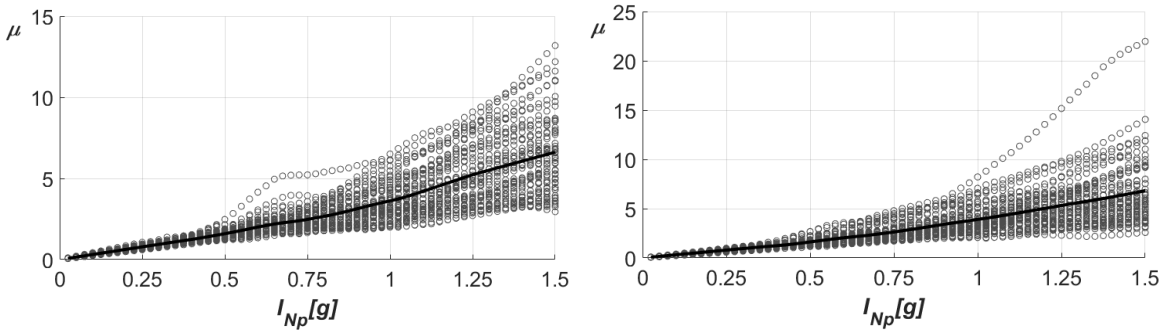
a) **b)**

Figura 3.4. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para I_{Np}.



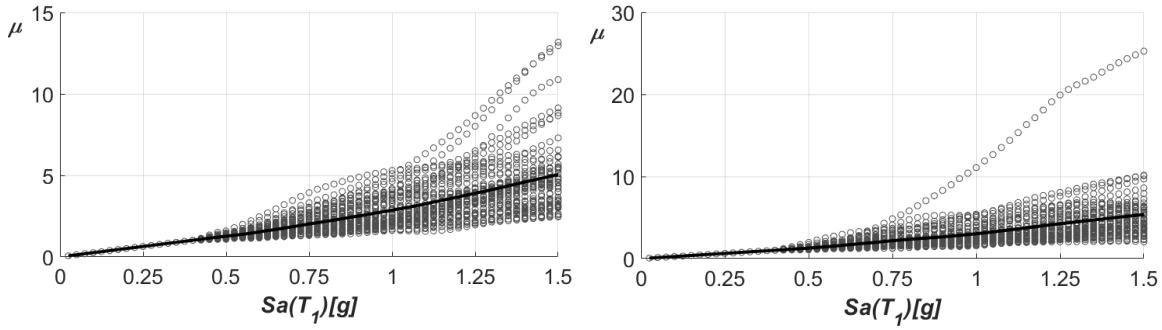
a) **b)**

Figura 3.5. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para $Sa(T_1)$.



a) **b)**

Figura 3.6. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para I_{Np}.



a) **b)**

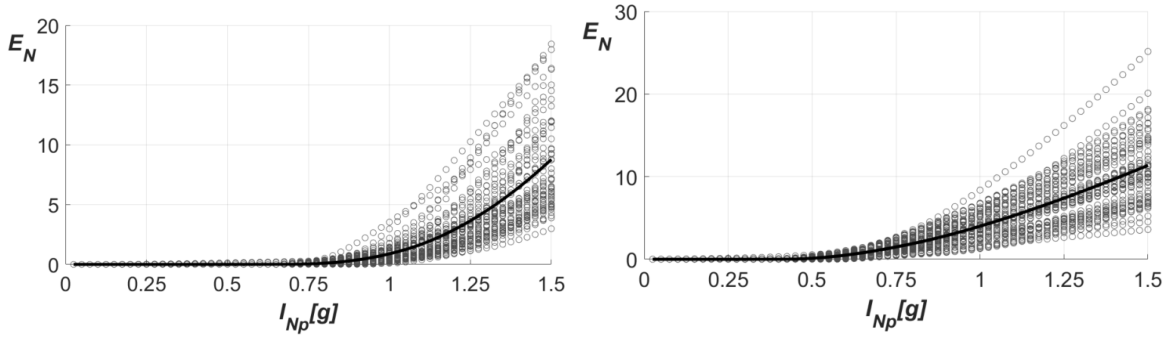
Figura 3.7. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para $Sa(T_1)$.

3.4.1 Análisis dinámico incremental en movimientos de suelo blando

En la Figura 3.8 y Figura 3.9 se presentan los resultados de los análisis ADI para las medidas en estudio en términos de las demandas de E_N para los registros del movimiento del suelo blando de la Ciudad de México. Por otro lado, la Figura 3.10 y Figura 3.11 muestran los resultados de los análisis ADI para las demandas de ductilidad para diferentes grados de escalamiento de la intensidad sísmica. Los grados de escalamiento van desde 0.1g hasta 1.50 g, lo que significa que los registros sísmicos utilizados en los análisis están amplificados a estos niveles específicos.

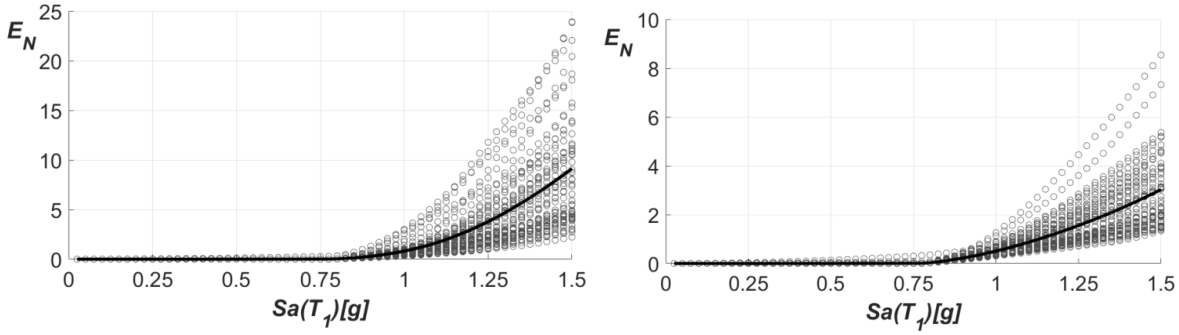
En general, se observa que a medida que aumenta el nivel de escalamiento, también aumentan las demandas de ductilidad o de energía histerética normalizada. Esto significa que

a medida que la intensidad sísmica aumenta, la estructura experimenta mayores demandas y puede entrar en rangos de comportamiento inelástico, donde se producen deformaciones irreversibles en los elementos estructurales. Estos análisis proporcionan información importante para el diseño y la evaluación de las respuestas sismo resistentes de las estructuras.



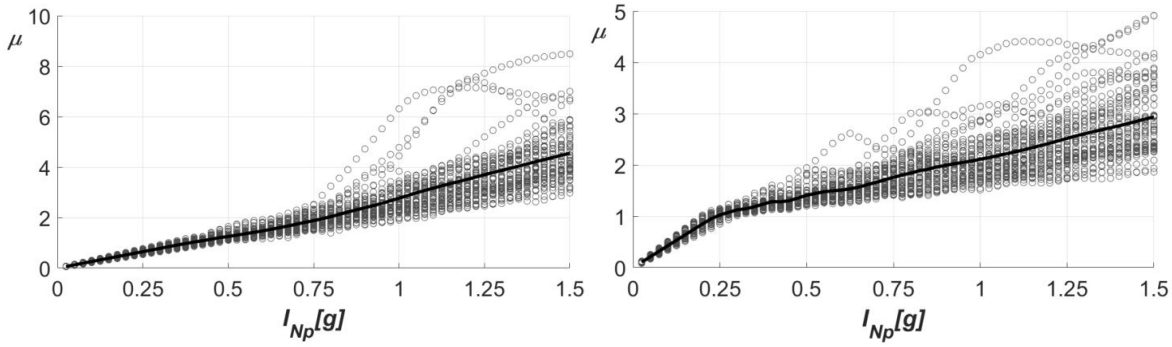
a) **b)**

Figura 3.8. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para I_{Np}.



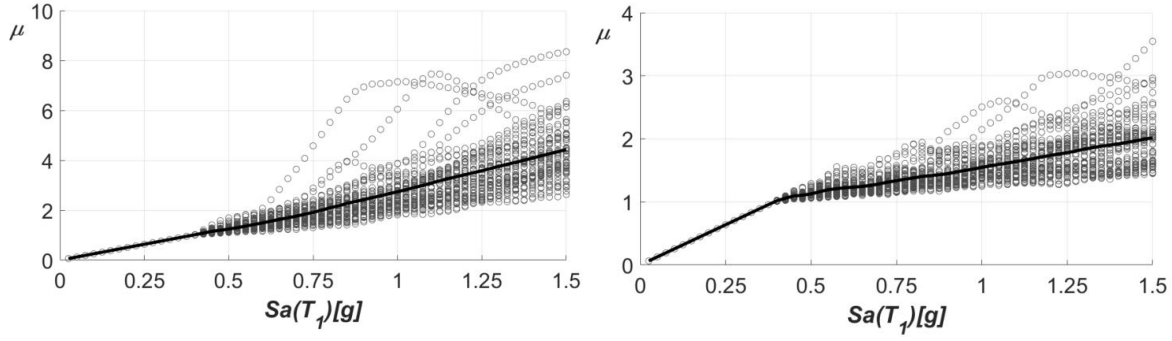
a) **b)**

Figura 3.9. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para $Sa(T_1)$.



a) **b)**

Figura 3.10. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para I_{Np}.



a) **b)**

Figura 3.11. Análisis dinámico incremental en estructuras: a) T_E= 1.5 y b) T_E= 2.0 segundos para $Sa(T_1)$.

3.5 Parámetros de desempeño sismo-resistentes

En este estudio, se han propuesto valores específicos de capacidades de E_N de 3, 6, 9 y 12 para calcular los espectros de TAFU, que se encuentran dentro del intervalo de valores de capacidad de energía para edificaciones obtenidos en estudios anteriores por Bojórquez et al. [22]. Se ha observado que a medida que aumenta la ductilidad última de un elemento estructural, la energía de histéresis normalizada se incrementa debido a la capacidad del material para la deformación plástica. Por otro lado, se han seleccionado valores de μ igual a 1.5, 2, 3 y 4 para representar estructuras con baja, intermedia y alta capacidad de deformación.

3.6 Evaluación de las curvas de fragilidad sísmica

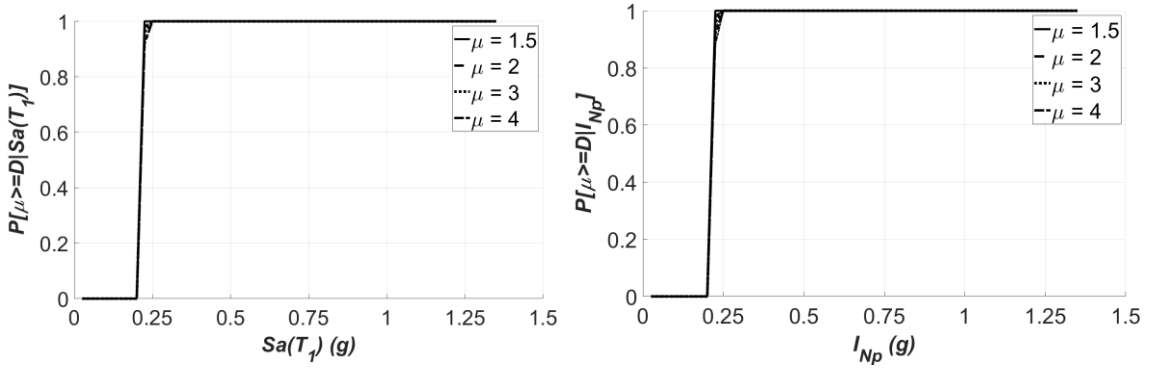
Las curvas de fragilidad son una herramienta esencial en la evaluación de la confiabilidad sísmica de las estructuras. Estas curvas permiten a los ingenieros cuantificar la probabilidad de que una estructura colapse o experimente algún nivel de daño específico en función de una medida de la intensidad sísmica. Para determinar la probabilidad de falla del sistema estructural ($Q \geq 1$) ante una intensidad sísmica especifica ($Sa(T_1)$ o I_{Np}), se realiza el cálculo dividiendo el número de registros sísmicos que resulten en la falla del sistema entre el número total de registros empleados en el análisis. Donde $P(Q \geq 1|y)$ representa las curvas de fragilidad del sistema en la Ec. (2.6).

A continuación, se presentan de manera ilustrativa los resultados de las demandas de ductilidad obtenidos para sistemas no lineales elasto-plásticos perfectos estudiados en esta investigación. Los sistemas analizados presentan distintas características en cuanto a coeficiente sísmico (Cy) y T_1.

3.6.1 Curvas de fragilidad sísmica

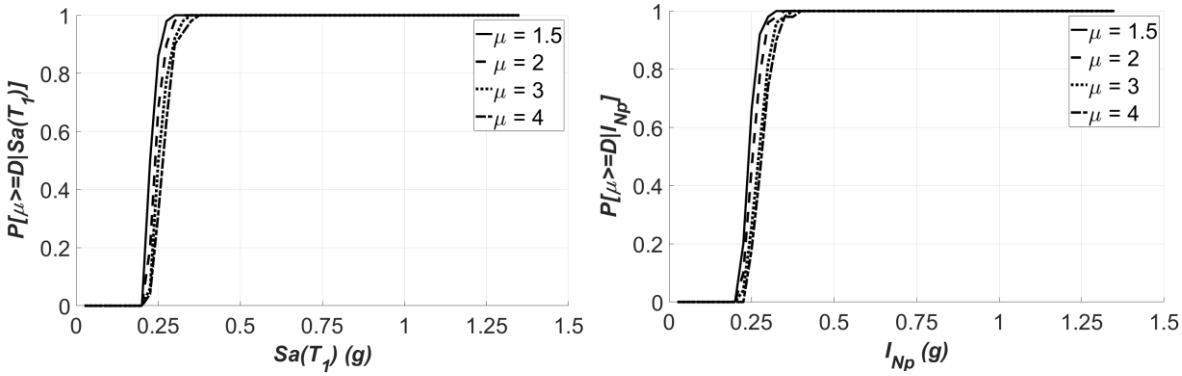
Se determinaron las curvas de fragilidad para las medidas de intensidad sísmicas $Sa(T_1)$ e I_{Np}. Debido a que los resultados presentan una tendencia muy similar para la mayoría de los casos en estudio, se muestran únicamente algunos de los sistemas estructurales más relevantes. De la Figura 3.12 a la Figura 3.17 se observan los resultados de las curvas de fragilidad obtenidas para los sistemas estructurales con periodos de vibración que abarcan desde T_1=0.1 a 1.5 segundos y valores de demandas máximas de ductilidad iguales a 1.5, 2, 3 y 4, con un coeficiente sísmico Cy=0.20. Es importante destacar que se presentan las medidas de $Sa(T_1)$ e I_{Np}, correspondiente a los incisos a) y b) respectivamente. Se observa que, en ambas medidas de intensidad los análisis muestran una conducta muy similar en la predicción de la respuesta estructural. Esto significa que para cualquier valor de escala en ambas intensidades se obtienen valores muy similares, en donde la probabilidad de excedencia para μ = 1.5, 2, 3 y 4 son aproximadamente iguales para cada nivel de escalamiento. Por otro lado, a partir de la Figura 3.18 a la Figura 3.22, se presentan las curvas de fragilidad para los valores de T_1 cercanos al periodo de vibración del suelo (2.0 segundos), las probabilidades de excedencia varían para cada demanda de μ. Por ejemplo, si se considera

una intensidad de $Sa(T_1)$ =0.6 g, para un periodo de vibrar T_1=2.0 segundos (ver Figura 3.19), se tiene que el valor de la probabilidad de excedencia para: P [μ >=1.5|$Sa(T_1)$]=0.84 y P [μ >=2|$Sa(T_1)$]=0.16 para las demandas de ductilidad igual a 1.5 y 2 respectivamente. Por otro lado, en el caso de la medida de intensidad I_{Np}; P [μ >=1.5| I_{Np}]=1.0 y P [μ >=2| I_{Np}]=0.80. En resumen, se puede observar que en la determinación de las respuestas de las demandas de ductilidad para la medida de intensidad $Sa(T_1)$ tiene una baja eficiencia en la predicción de la respuesta, mientras que la intensidad I_{Np} tiene una mayor precisión en la determinación de dichas demandas. Por lo tanto, se recomienda el uso de medidas de intensidad sísmicas eficientes, como en el caso de I_{Np} para la predicción de las demandas máximas de ductilidad, ya que se demuestra el gran potencial que tiene esta intensidad.



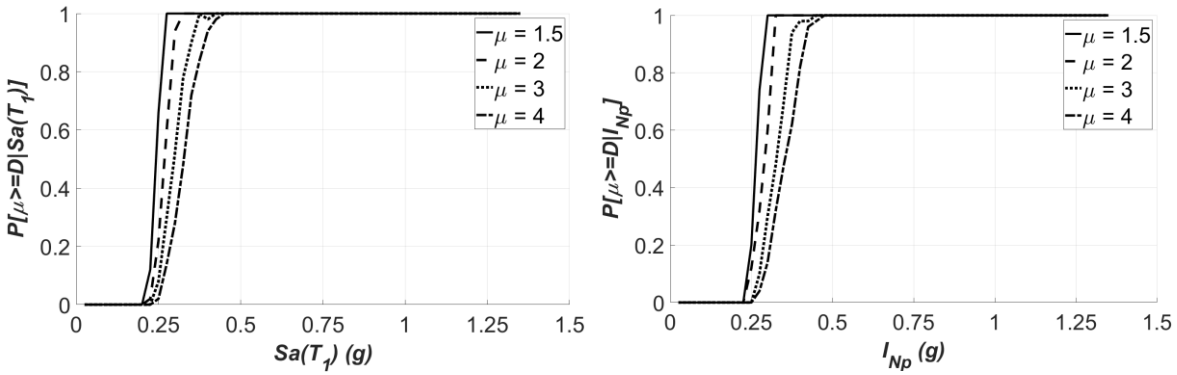
a) **b)**

Figura 3.12. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=0.1 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}.



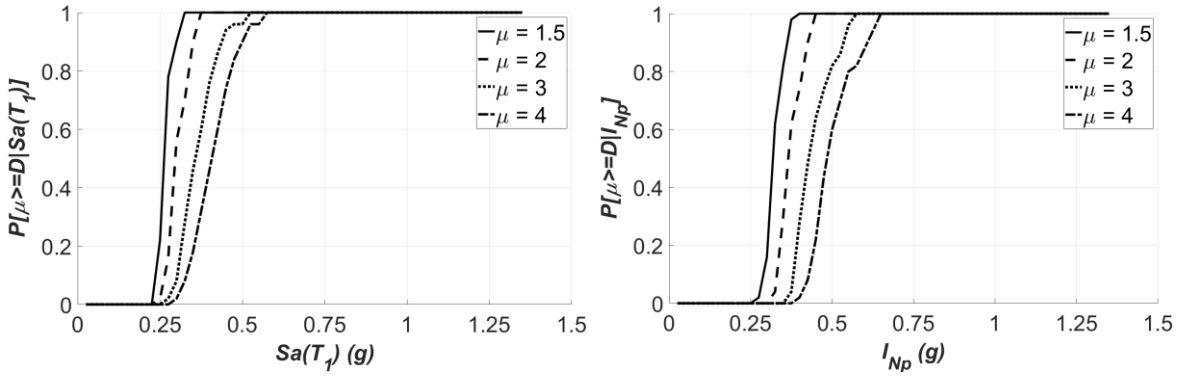
a) **b)**

Figura 3.13. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=0.3 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}.



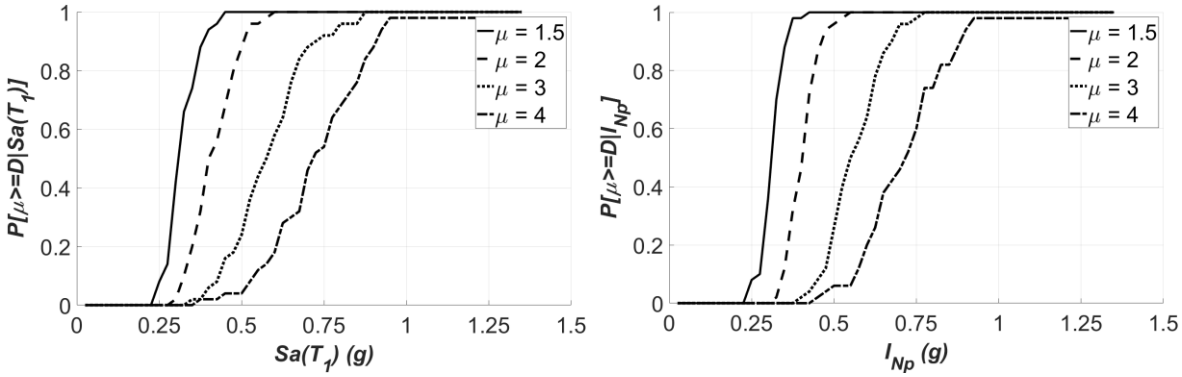
a) **b)**

Figura 3.14. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=0.5 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}.



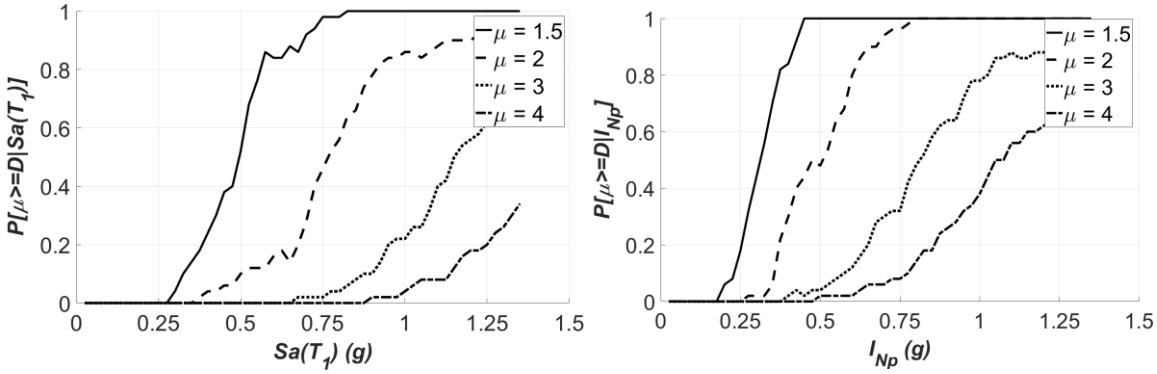
a) **b)**

Figura 3.15. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=1.0 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}.



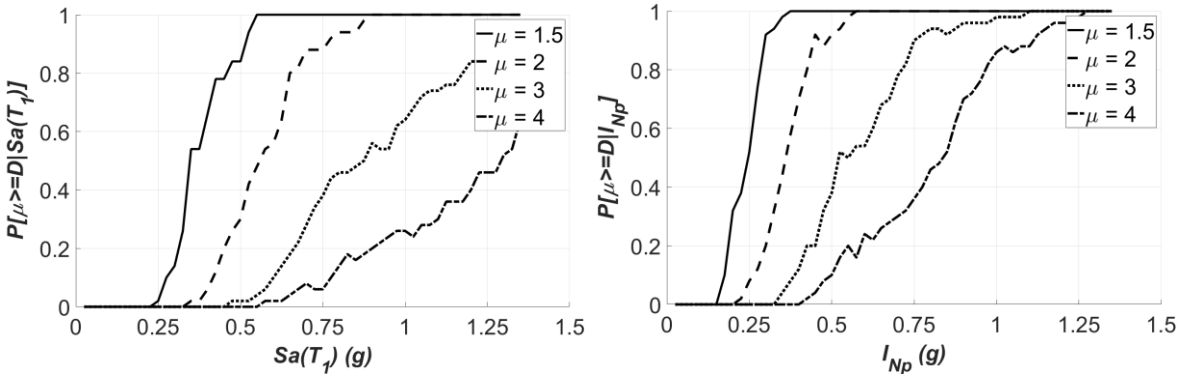
a) **b)**

Figura 3.16. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=1.5 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}.



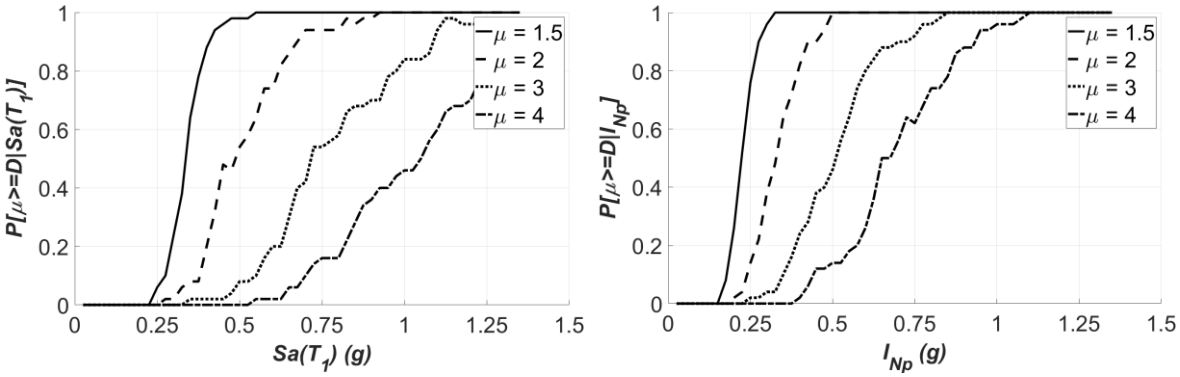
a) **b)**

Figura 3.17. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=2.0 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}.



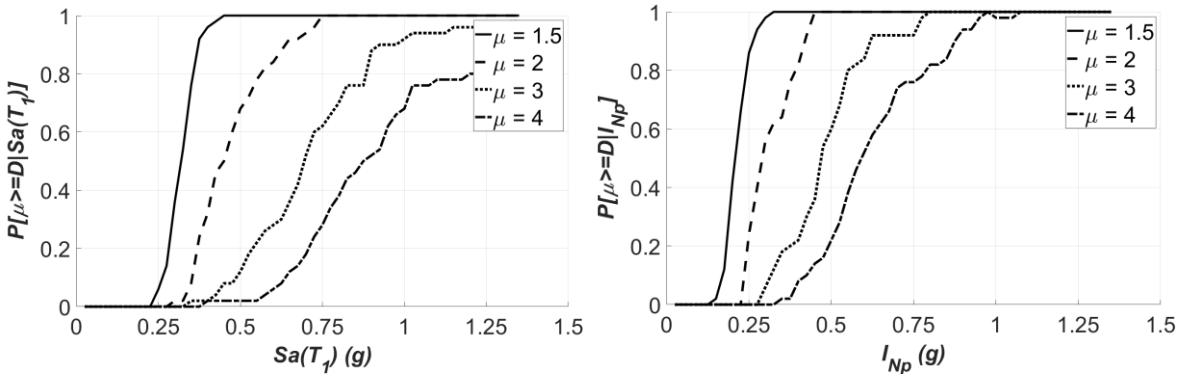
a) **b)**

Figura 3.18. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=2.5 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}.



a) **b)**

Figura 3.19. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=2.8 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}.

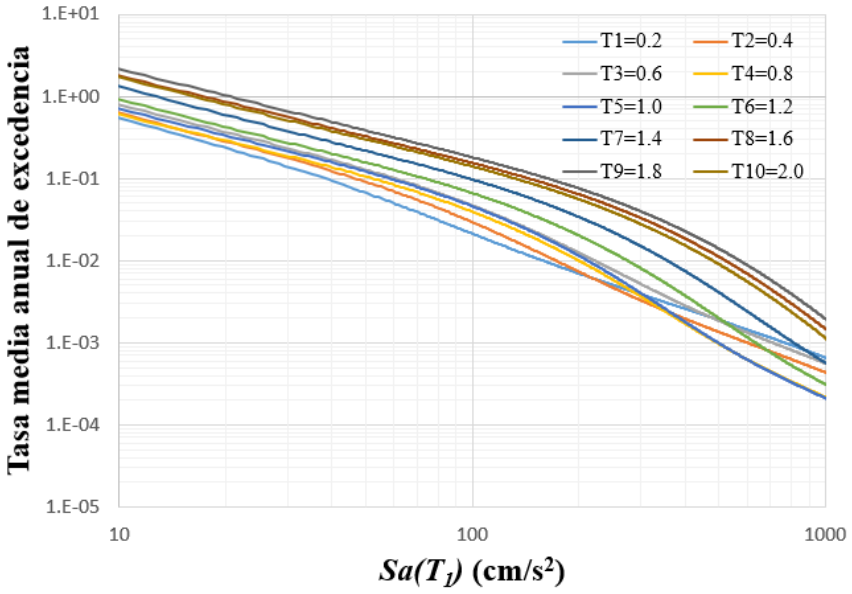


a) **b)**

Figura 3.20. Curvas de fragilidad para modelo EPP con T_1=3.0 segundos, obtenidas para las medidas de intensidades sísmicas: a) $Sa(T_1)$ y b) I_{Np}.

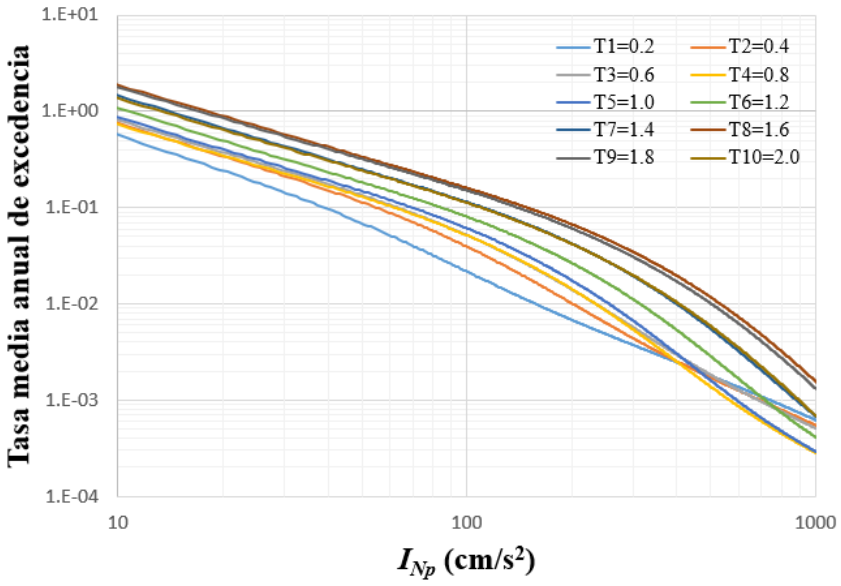
3.7 Selección de la curva de peligro sísmico

Para el presente trabajo se utilizaron las curvas de peligro sísmico calculadas por Rodríguez et al. [31, 55] a partir de las medidas de intensidad de Sa(T_1) e I_{Np}, con el fin de calcular los espectros de TAFU. En la Figura 3.21 se muestra un ejemplo de las curvas de peligro sísmico correspondiente al sitio SCT, para el suelo blando de la Ciudad de México para períodos que van desde 0.2 hasta 2 segundos, utilizando ambas medidas de intensidad sísmica.



a)

Figura 3.21. Continua…



b)

Figura 3.21. Ejemplo de curvas de peligro sísmico para: a) *Sa(T1)* y b) I_{Np}.

3.8 Evaluación numérica de la tasa anual de falla

De la ecuación (2.6) se evalúa la tasa anual de falla dado para cada medida de intensidad, ver las ecuaciones (3.1) y (3.2). Repetir los pasos para distintos períodos estructurales (repetir desde el paso de la Sección: 3.1 Selección de los modelos estructural) y coeficiente sísmico *Cy* para obtener las curvas de tasa anual de falla uniforme. Se determinan las curvas de peligro de demanda estructural para los distintos periodos de vibrar de los sistemas estructural en estudio.

$$\nu_F = \int P(Q \geq 1|Sa) \left|\frac{d\nu_{Sa}}{d_{Sa}}\right| d_{Sa} \tag{3.1}$$

$$\nu_F = \int P(Q \geq 1|I_{NP}) \left|\frac{d\nu_{I_{NP}}}{d_{I_{NP}}}\right| d_{I_{NP}} \tag{3.2}$$

3.9 Obtención de espectro de TAFU

Una vez obtenidas las curvas de peligro de demanda estructural para todos los periodos de los sistemas en estudio, se selecciona el valor de la tasa media anual de falla uniforme objetivo (ν_F), o periodo de retorno (T_R) de interés. Seguido se lee el coeficiente sísmico asociado para dicho valor, interceptando cada una de las curvas de demanda. Finalmente se trazan los espectros con TAFU. Estos pasos se repiten para cada medida de intensidad sísmica y cada uno de los parámetros de desempeño estructural. En la Figura 3.22 se muestra un ejemplo de un espectro relacionado con una tasa anual de falla (ν_F), para una capacidad de ductilidad o energía histerética normalizada.

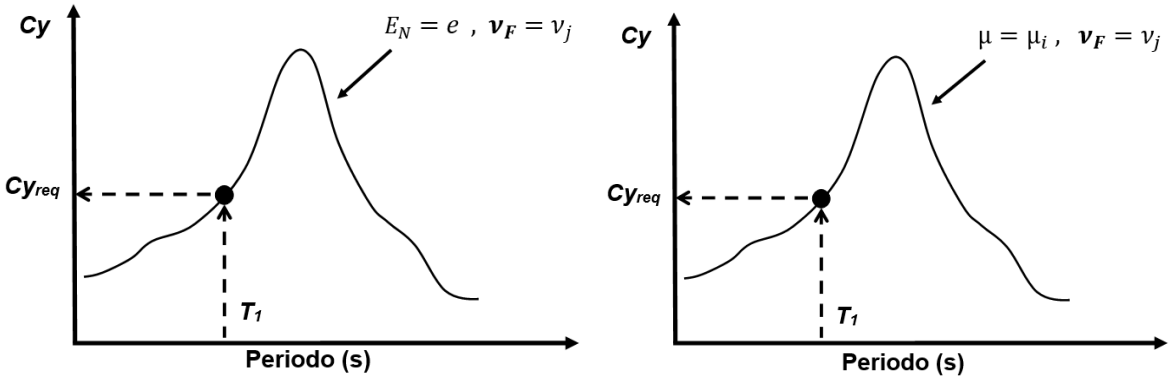


Figura 3.22. Espectro de TAFU correspondiente a una ν_F para: a) E_N y b) μ.

Finalmente, en la Figura 3.23 se resume en un diagrama de flujo el procedimiento para calcular los espectros de TAFU.

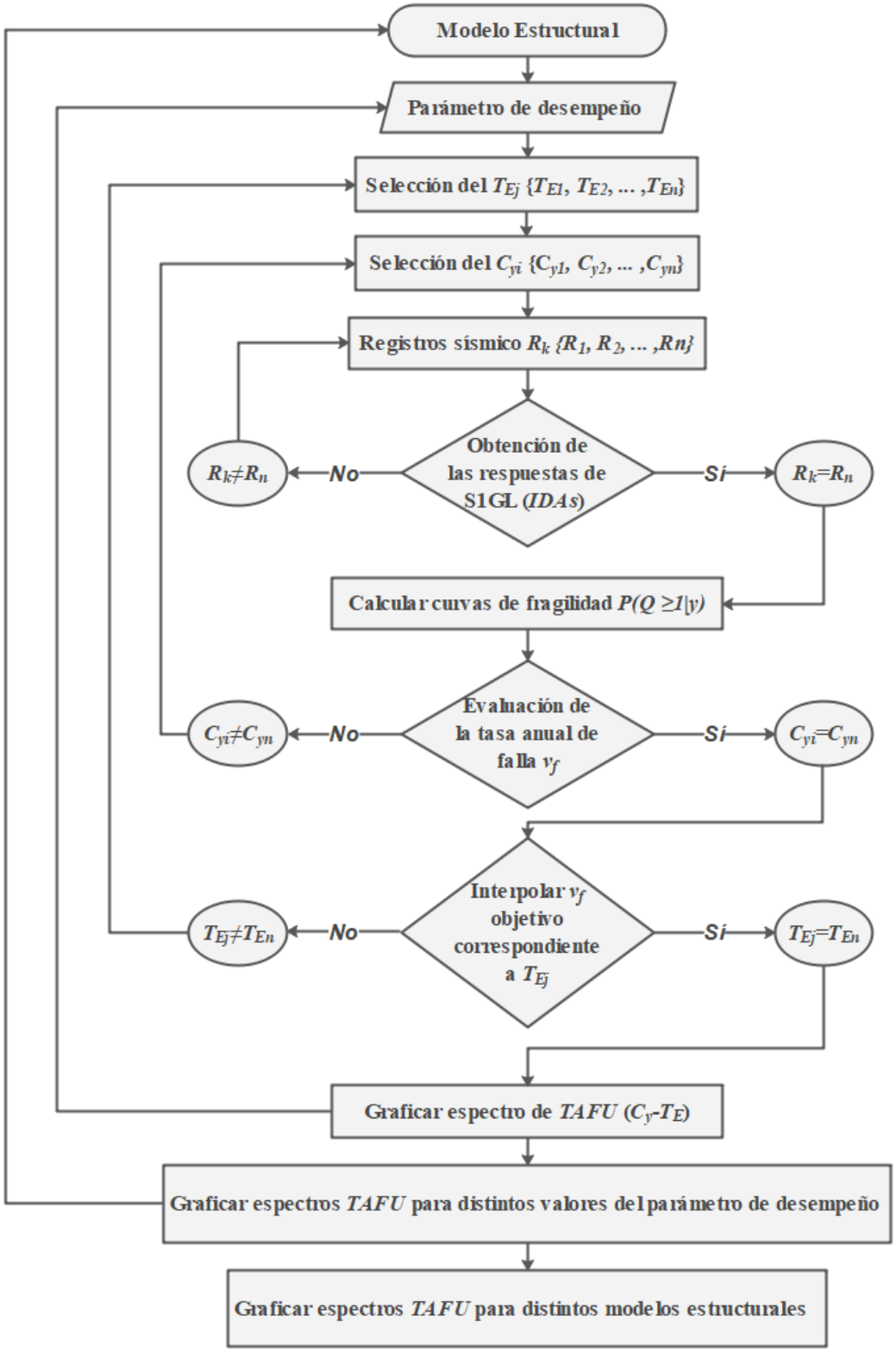


Figura 3.23. Diagrama de flujo para obtener los espectros de TAFU.

Capítulo 4: Resultados numéricos

En este apartado se muestran los resultados de los espectros TAFU de distintos modelos de S1GL que presentan diferentes comportamientos histeréticos. Se obtuvieron los espectros para diferentes demandas sísmicas de ductilidad y energía histerética normalizada, así como distintas tasas de falla en ambos grupos de registros sísmicos seleccionados. Se emplearon un total de 100 registros sísmicos para representar a dos sitios diferentes de la Ciudad de México (suelo blando y firme). Se analizaron un total de 40 modelos de S1GL con periodos de vibración entre 0.1-4.0 segundos. En este estudio, se evaluaron las medidas de intensidad sísmicas I_{Np} y $Sa(T_1)$. Los resultados se obtuvieron en términos de ambas medidas; sin embargo, debido a la similitud en los resultados, solo se presentaron los espectros correspondientes a I_{Np}.

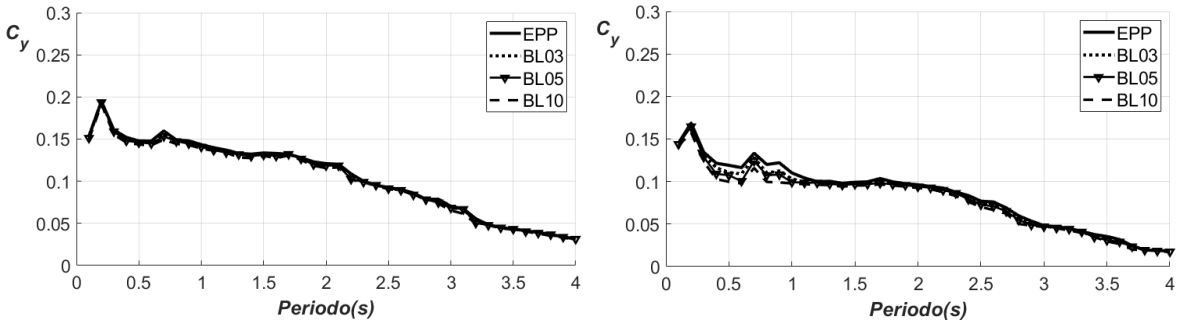
4.1 Análisis de movimientos sísmicos en suelo firme

En esta sección se presentan los resultados numéricos correspondientes al suelo firme de la Ciudad de México, analizando la influencia de modelos histeréticos con diferentes grados de posfluencia. Se consideraron distintas capacidades de ductilidad, energía histerética normalizada y tasas anuales de falla. A continuación, se compara los resultados de los espectros TAFU teniendo en cuenta como parámetro de desempeño estructural las distintas capacidades de ductilidad en los modelos EPP y bilineal con diferentes grados de rigidez de posfluencia.

4.1.1 Posfluencia en los espectros de TAFU con capacidades de ductilidad

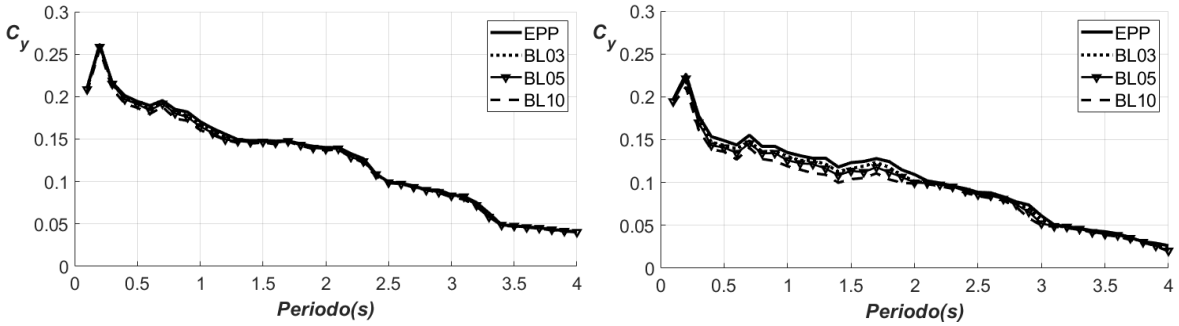
En las Figuras siguientes, se ilustra la influencia de la rigidez posfluencia en los espectros TAFU para la medida I_{Np} y en los diferentes modelos histerético considerados en esta investigación; elasto-plástico perfecto y tres modelos elastoplásticos con rigidez de posfluencia del 3% (BL03), 5% (BL05) y 10% (BL10). En la Figura 4.1 y Figura 4.2 se muestran los espectros para las tasas anuales de falla igual a $\nu_F = 0.004$ y $\nu_F = 0.0025$, así

como para dos distintas capacidades de ductilidad última; a) μ=1.5 y b) μ=2. Se encontró que, no se observa una influencia significativa de la rigidez de posfluencia para el conjunto de registros sísmicos que representan el suelo rígido de la Ciudad de México. Además, se observa que en ambos casos de capacidades de ductilidad baja e intermedia (μ=1.5 y μ=2), los espectros son similares a todos los casos diferentes analizados en este estudio.



a) **b)**

Figura 4.1. Espectros de TAFU con $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años) para ductilidad: a) 1.5 y b) 2.0, utilizando como medida de intensidad I_{Np}.



a) **b)**

Figura 4.2. Espectros de TAFU con $\nu_F = 0.0025$ (T_R=400 años) para ductilidad: a) 1.5 y b) 2.0, utilizando como medida de intensidad I_{Np}.

4.1.2 Efecto de la tasa de falla en los espectros de TAFU con diferentes capacidades de ductilidad

En esta sección se comparan los espectros TAFU para tres tasas anuales de falla ($\nu_F =$ 0.0025, 0.004 y 0.008), para el modelo histerético EPP sometido a la influencia del efecto de los movimientos sísmicos registrados en el suelo firme de la Ciudad de México. La Figura

4.3 muestra distintas capacidades de ductilidad; a) μ=1.5, b) μ=2.0, c) μ= 3.0 y d) μ= 4.0. Se observa que las diferencias más significativas al comparar las tasas de falla ocurren cuando el periodo de las estructuras es cercano al período fundamental del suelo, aproximadamente en el intervalo de 0.3 a 0.5 segundos. Por ejemplo, de la Figura 4.3a) μ=1.5 y las tasas anuales de falla de 0.0025 y 0.004, la resistencia lateral requerida supera en aproximadamente un 25%. Analizando la $\nu_F = 0.008$, la resistencia lateral o Cy, es un 25% aproximadamente más grande con respecto a la $\nu_F = 0.004$, para periodos menores a 0.6 segundos. Por otro lado, al analizar otros puntos del espectro (es decir, distintos periodos de vibración de las estructuras), se observa que la proporción de la determinación de los coeficientes sísmicos va disminuyendo con respecto nos alejamos del periodo de vibración del suelo. Se observan resultados muy similares en las gráficas que presentan las diferentes capacidades de ductilidad ultima, ver la Figura 4.3a), b), c) y d). Estos resultados sugieren que a medida que las tasas de falla disminuyen, la resistencia lateral requerida aumenta. En otras palabras, si el período de retorno (T_R) de los terremotos se incrementa, la resistencia lateral requerida es significativamente mayor. En conclusión, los resultados muestran que las tasas anuales de falla tienen una influencia significativa en los espectros TAFU en términos de la capacidad de ductilidad ultima para estructuras desplantadas en suelo firme. Este aspecto es de gran importancia para entender el comportamiento de los edificios bajo diferentes condiciones de falla y para diseñar estructuras adecuadas para un nivel de confiabilidad estructural específico.

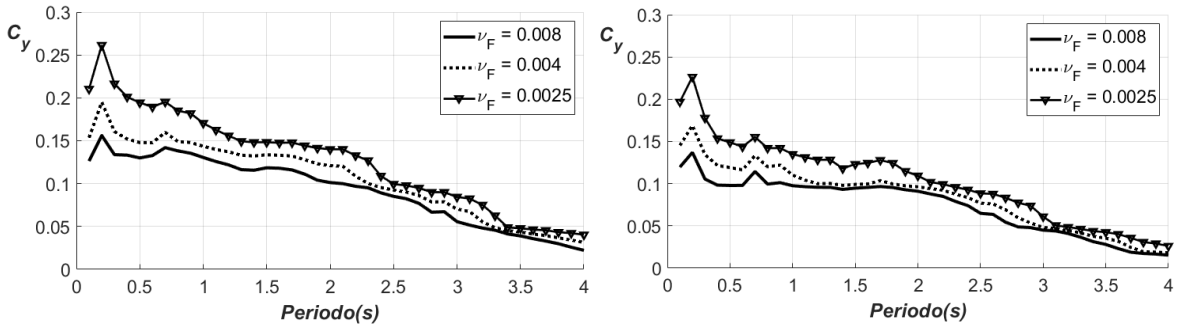
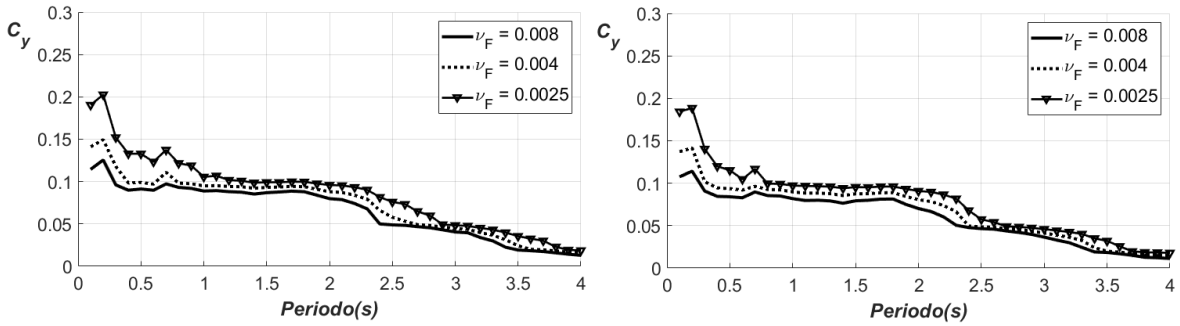


Figura 4.3. Continua…

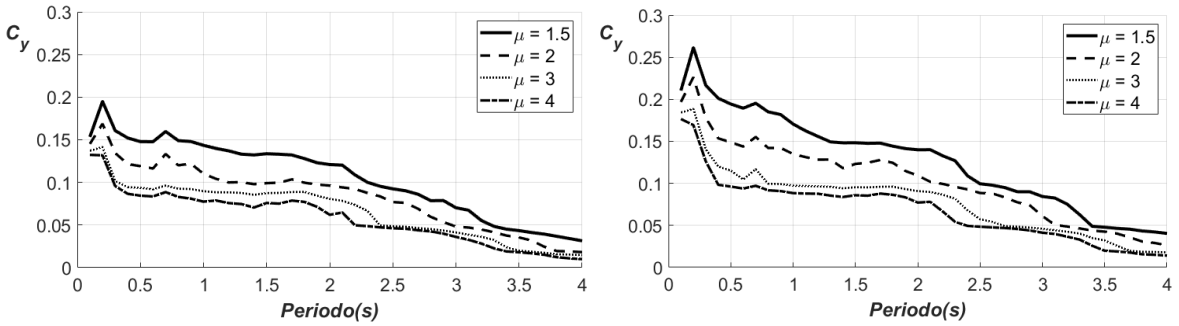


c) **d)**

Figura 4.3. Espectros de TAFU para el modelo EPP con una capacidad de ductilidad: a) 1.5, b) 2.0, c) 3.0 y d) 4.0 utilizando como medida de intensidad I_{Np}.

4.1.3 Influencia de la capacidad de μ en los espectros de TAFU

La capacidad de ductilidad en los espectros de TAFU para el movimiento del terreno rígido se puede analizar a partir de los resultados presentados en la Figura 4.4a) y Figura 4.4b), done se muestran los resultados para la medida de intensidad I_{Np}, utilizando el modelo histerético elasto-plástico perfecto. Se compara los espectros de TAFU para distintos niveles de capacidad de ductilidad en el rango de 1.5 a 4, para las tasas anuales de falla; a) $\nu_F = 0.004$ y b) $\nu_F = 0.0025$. Se observa que los espectros de resistencia lateral requerida para TAFU se ven afectados tanto por los niveles de capacidad de ductilidad como por los periodos de vibración. Para los periodos cortos (menores a 0.5 segundos) cercanos al periodo de vibrar del suelo, se observa una influencia significativa en la determinación de la resistencia lateral *Cy*, que dependen tanto de los periodos de vibración como de los diferentes niveles de capacidad de ductilidad. De igual manera, al analizar los resultados para estructuras con periodos de vibración medianos y largos, se encuentra que los valores de los espectros de TAFU disminuyen con una relación que depende de la capacidad de ductilidad y los periodos estructurales.



a) **b)**

Figura 4.4. Espectros de TAFU para el modelo EPP con: a) $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años) y b) $\nu_F = 0.0025$ (T_R=400 años), utilizando como medida de intensidad I_{Np}.

4.1.4 Posfluencia en los espectros de TAFU con capacidades de E_N

Se analiza el efecto del comportamiento posfluencia en los espectros TAFU para movimientos del terreno en suelo firme en la Ciudad de México. Los espectros se determinaron para el modelo EPP y tres modelos bilineales *BL03*, *BL05* y *BL10*, para las tasas anuales de falla uniforme (0.004 y 0.008), ver Figura 4.5 y Figura 4.6. En los incisos a) y b) se grafican los espectros TAFU para capacidades de energía histerética normalizadas iguales a 6 y 9, respectivamente, y la medida de intensidad I_{Np}. Se observa que para los distintos niveles posfluencia en los modelos elasto-plásticos estudiados, no se tiene una influencia significativa en los diferentes espectros TAFU para el grupo de registros sísmicos que representan suelo firme. Además, se muestra que en ambos casos de capacidad de energía histerética normalizada, los espectros son idénticos en los diferentes casos en estudio. Por esta razón, los resultados sugieren que la resistencia lateral requerida para controlar la energía y una confiabilidad estructural específica para diferente comportamiento histerético de rigidez de pos-fluencia, el modelo EPP puede proporcionar resultados muy razonables.

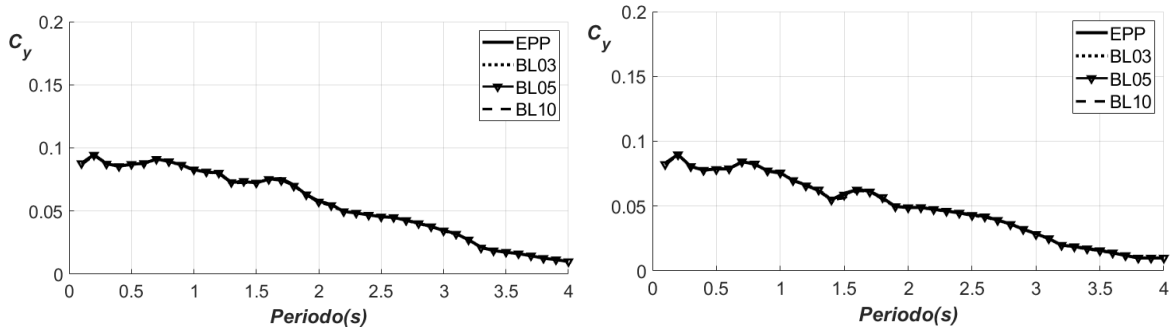


Figura 4.5. Espectros de TAFU con $\nu_F = 0.008$ (T_R=125 años) para E_N: a) 6 y b) 9, utilizando como medida de intensidad I_{Np}.

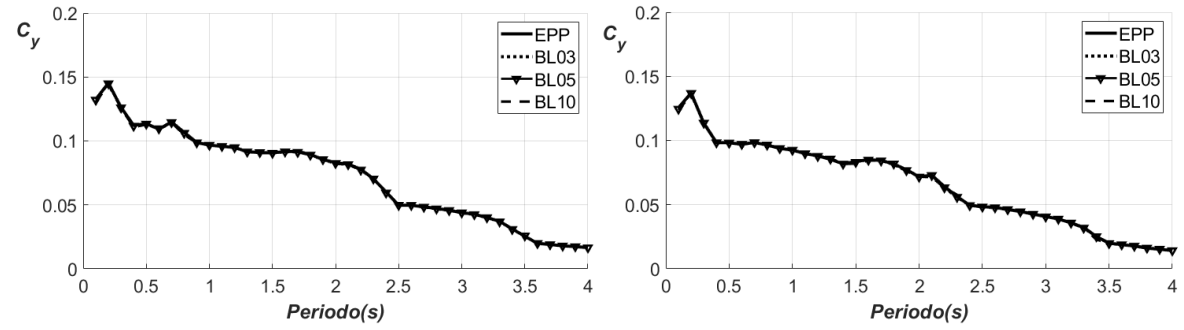


Figura 4.6. Espectros de TAFU con $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años) para E_N: a) 6 y b) 9, utilizando como medida de intensidad I_{Np}.

4.1.5 Efecto de la tasa de falla en los espectros de TAFU con capacidades de E_N

Los espectros TAFU para el modelo de comportamiento EPP con tres tasas anuales de falla (0.0025, 0.004 y 0.008) son obtenidos y comparados, utilizando como medida de intensidad I_{Np} con distintas capacidades de energía histerética normalizada. Las Figura 4.7a), 4.7b), 4.7c) y 4.7d) muestran las distintas capacidades de E_N igual a 3, 6, 9 y 12, respectivamente. Se observa que el efecto de las distintas tasas anuales de falla es mas significativo para los periodos de las estructuras menores a uno (T_1 < 1.0 segundos). Por otro lado, para estruturas con periodos de vibrar mayores a un segundo tienden a ser muy similares las tendencias a disminuir a medida que nos alejamos del periodo de vibrar del suelo.

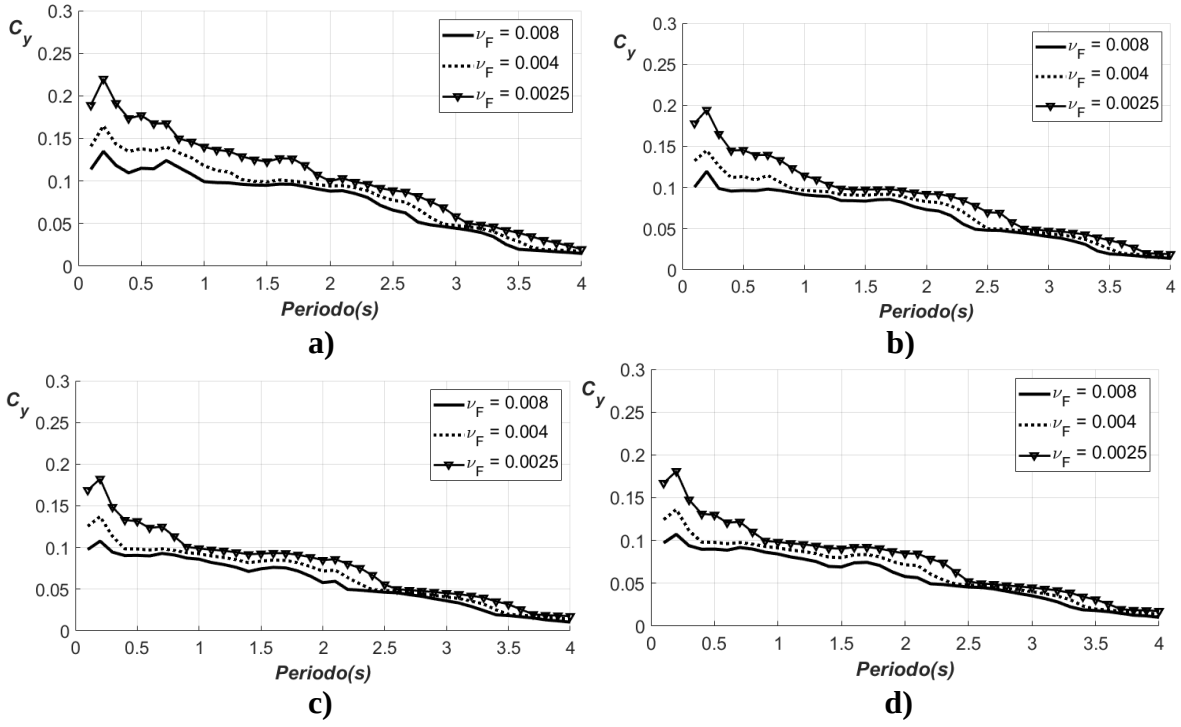


Figura 4.7. Espectros de TAFU para el modelo EPP con capacidad de E_N: a)3, b)6, c)9 y d)12, utilizando como medida de intensidad I_{Np}.

4.1.1 Influencia de la capacidad de E_N en los espectros de TAFU

En la Figura 4.8 se compara los espectros de TAFU con diferentes capacidades de energía histerética normalizada obtenidas para la medida de intensidad sísmica I_{Np}, para el modelo EPP y dos diferentes tasas anuales de falla; a) $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años) y b) $\nu_F = 0.0025$ (T_R=400 años). Los resultados muestran que la resistencia lateral requerida depende de las distintas capacidades de E_N, se observa que a medida que aumenta la capacidad energética en las estructuras, la resistencia lateral requerida disminuye, especialmente en la región de períodos estructurales cercanos al período del suelo.

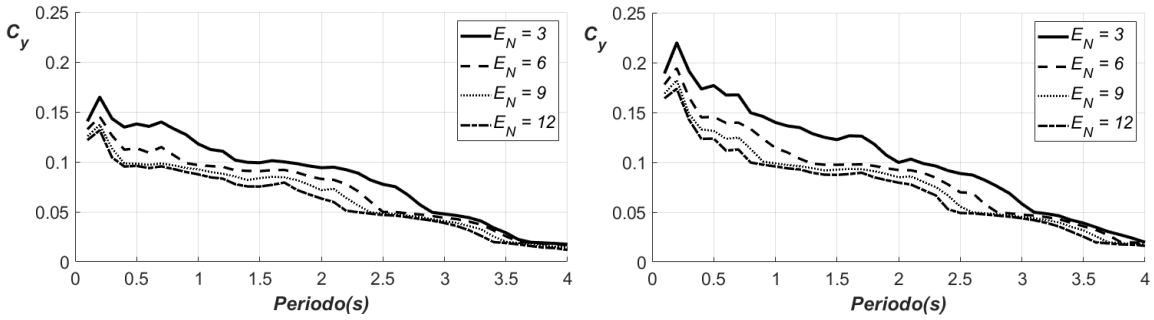


Figura 4.8. Espectros de TAFU para el modelo EPP con: a) $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años) y b) $\nu_F = 0.0025$ (T_R=400 años), utilizando como medida de intensidad I_{Np}.

4.2 Análisis de movimientos sísmicos en suelo blando

En este apartado se discute la influencia de los espectros TAFU, los cuales se calcularon mediante el análisis del conjunto de registros sísmicos que representan los movimientos del suelo blandos (zona de lago) de la Ciudad de México. A continuación, se compara los diferentes niveles de rigidez pos-fluencia, tasa anual de falla y capacidades de ductilidad y energía histerética normalizada.

4.2.1 Posfluencia en los espectros de TAFU con capacidades de ductilidad

La siguiente sección presenta los resultados de la comparación de espectros TAFU y la influencia de diferentes niveles de rigidez posfluencia en el movimiento del suelo representativo de la Ciudad de México, específicamente en suelos de banda angosta (suelo blando). La Figura 4.9 y Figura 4.10 muestran los espectros TAFU del modelo elasto-plástico perfecto y tres modelos elasto-plásticos con rigidez posfluencia del 3%, 5%, y 10%, con $\nu_F = 0.008$ (T_R=125 años) y $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años), para diferentes capacidades de ductilidad ultima; a) μ=1.5 y b) μ=2. Los resultados se presentan en términos de la medida de intensidad correspondientes a I_{Np}. Se puede observar que, con el aumento de los niveles de rigidez posfluencia de los sistemas, la resistencia lateral requerida es muy similar en la mayoría de los casos analizados y, en el rango cercano al período de vibrar del suelo, se observan pequeñas diferencias. Por lo tanto, se concluye que el modelo de comportamiento histerético

EPP proporciona resultados favorables en la determinación de los espectros TAFU con diferentes niveles de rigidez posfluencia en registros de movimientos de banda angosta analizados en este estudio. Es importante señalar que se obtuvieron resultados similares al analizar la influencia de la rigidez posfluencia con diferentes niveles cuando se utilizó $Sa(T_1)$ como medida de intensidad sísmica.

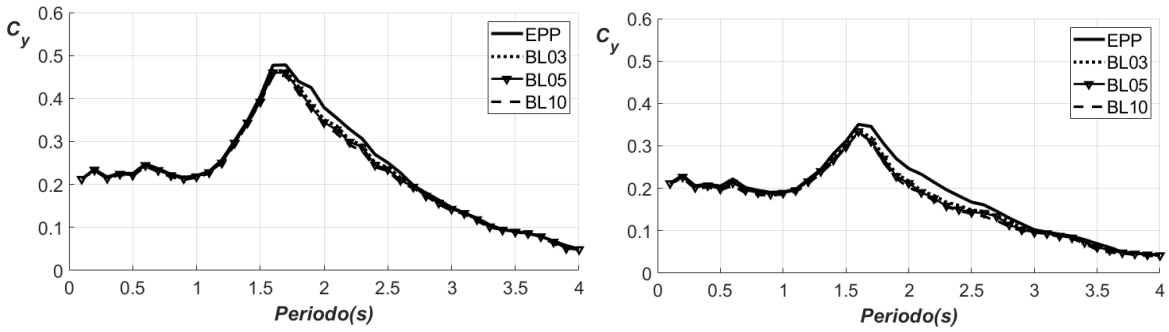


Figura 4.9. Espectros de TAFU con $\nu_F = 0.008$ (T_R=125 años) para ductilidad: a)1.5 y b)2.0, utilizando como medida de intensidad I_{Np}.

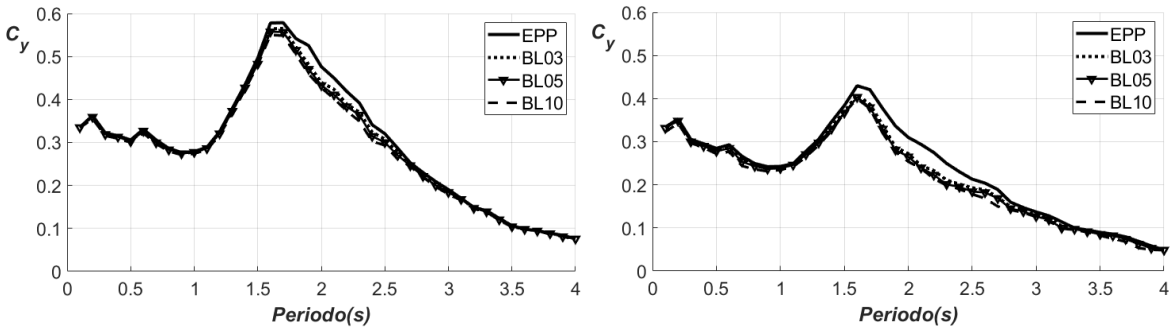


Figura 4.10. Espectros de TAFU con $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años) para ductilidad: a)1.5 y b)2.0, utilizando como medida de intensidad I_{Np}.

4.2.2 Efecto de la tasa de falla en los espectros de TAFU con capacidades de ductilidad

Se compara el espectro TAFU para tres tasas anuales de falla igual ($\nu_F = 0.0025$, 0.004 y 0.008), para el modelo histerético EPP sometido a la influencia del efecto de los movimientos sísmicos registrados en el suelo blando de la Ciudad de México. En la Figura 4.11 se grafican las capacidades de ductilidad ultima; a) μ=1.5, b) μ=2.0, c) μ= 3.0 y d) μ= 4.0. Al comparar las distintas ν_F, se observa que las diferencias más significativas ocurren cuando el periodo de las estructuras vibra cerca del período fundamental del suelo, aproximadamente 2.0 segundos. Estos resultados sugieren que a medida que las tasas de falla disminuyen, la resistencia lateral requerida aumenta. En otras palabras, si T_R de los terremotos se incrementa, la resistencia lateral requerida es significativamente mayor. En conclusión, el análisis de distintas tasas anuales de falla tiene una influencia significativa en los espectros TAFU en términos de la capacidad de ductilidad ultima para estructuras desplantadas en suelo blando de la Ciudad de México.

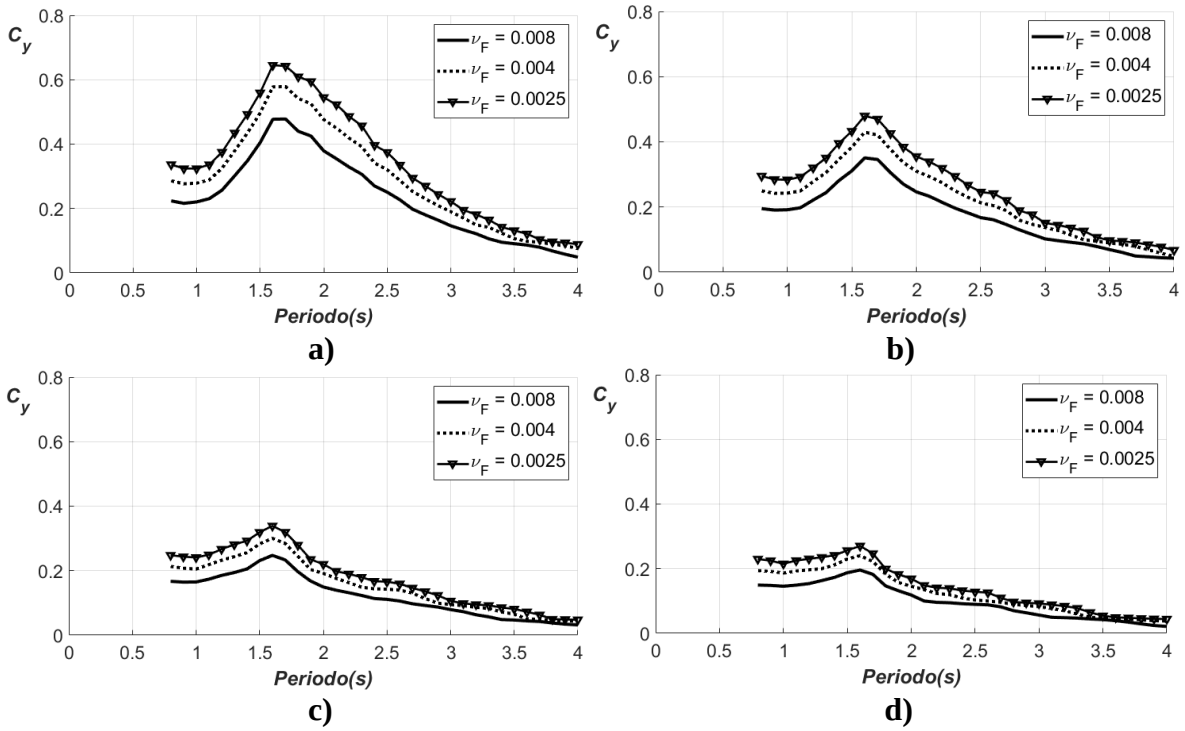
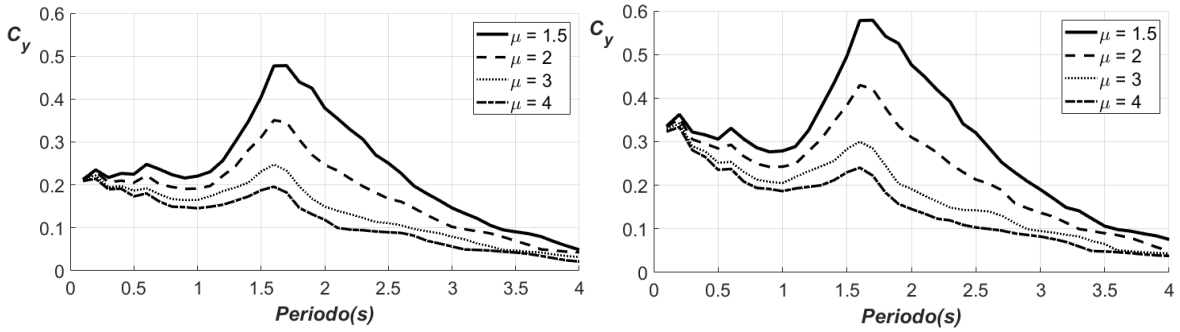


Figura 4.11. Espectros de TAFU para el modelo EPP con una capacidad de ductilidad: a)1.5, b)2.0, c)3.0 y d)4.0, utilizando como medida de intensidad I_{Np}.

4.2.3 Influencia de la capacidad de μ en los espectros de TAFU

Esta sección discute la influencia de la capacidad de ductilidad ultima en los espectros TAFU, en los movimientos sísmicos experimentados en la zona del lago de la Ciudad de México. Los espectros presentados en las siguientes figuras fueron determinados mediante el modelo de comportamiento histerético elasto-plástico perfecto para la medida de I_{Np}. La Figura 4.12a) y Figura 4.12b) muestran tasas de fallo iguales a 0,008 y 0,004, respectivamente. Se puede apreciar una gran amplificación alrededor del período de 2 segundos, correspondiente al período del suelo para el caso de estructuras ubicadas en suelo blando. En todos los casos analizados, en los diferentes niveles de capacidad de ductilidad, se observa el mismo comportamiento. Por otro lado, la influencia de los niveles de capacidad de ductilidad tiene un efecto significativo menor en la determinación de resistencia lateral requerida *Cy*, para períodos estructurales cortos (T_1 < 1.0 segundos) y periodos largos (T_1 > 2.50 segundos), y para el caso de estructuras que oscilan alrededor del periodo de vibrar del suelo (1.0 < T_1 < 2.50) a mayor capacidad de ductilidad menor resistencia lateral requerida.

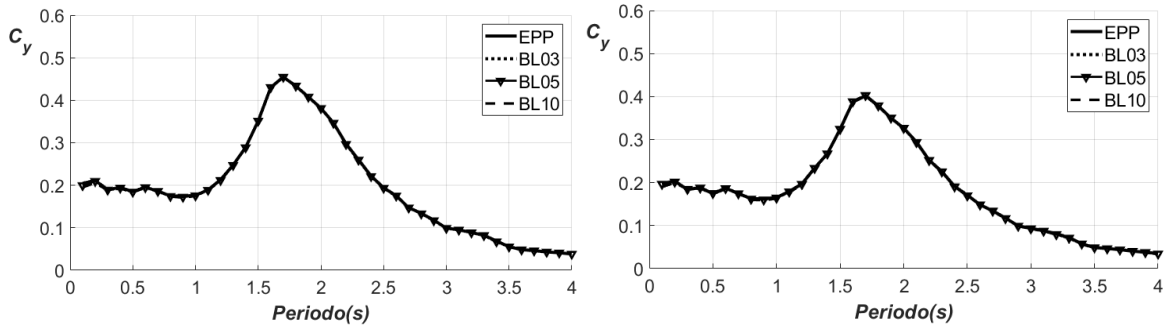


a) **b)**

Figura 4.12. Espectros de TAFU para el modelo EPP con: a) $\nu_F = 0.008$ (T_R=125 años) y b) $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años), utilizando como medida de intensidad I_{Np}.

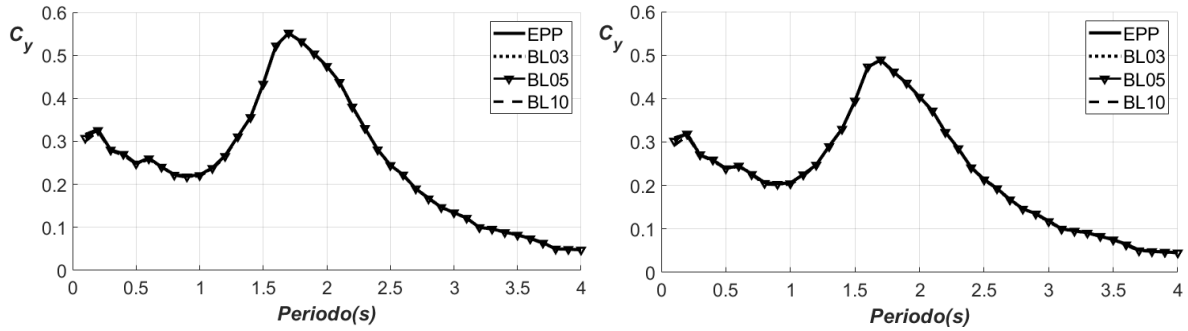
4.2.4 Posfluencia en los espectros de TAFU con capacidades de E_N

A continuación, se analiza el efecto del comportamiento posfluencia en los espectros TAFU para movimientos del terreno en suelos blandos en la Ciudad de México. Los espectros se determinaron para el modelo EPP y BL03, BL05 y BL10, para la medida de intensidad I_{Np}. En la Figura 4.13 y Figura 4.14 se presentan la tasa anual de falla uniforme; $\nu_F = 0.008$ (T_R=125 años) y $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años) respectivamente, con capacidades de energía histerética normalizada: a) 6 y b) 9. Se observa que para los niveles posfluencia en los modelos elasto-plásticos estudiados, no se observa ninguna influencia significativa en los diferentes espectros TAFU para el grupo de registros sísmicos que representan suelos blandos. Además, se observó que en ambos casos de capacidad energética histerética normalizada, los espectros son idénticos en los diferentes casos analizados en este estudio. Por lo tanto, los resultados sugieren que la resistencia lateral requerida para controlar una energía histerética normalizada específica y una confiabilidad estructural, el modelo de comportamiento EPP produce resultados muy similares para los casos con diferentes grados de rigidez de pos-fluencia.



a) **b)**

Figura 4.13. Espectros de TAFU con $\nu_F = 0.008$ (T_R=125 años) para E_N: a) 6 y b) 9, utilizando como medida de intensidad I_{Np}.



a) **b)**

Figura 4.14. Espectros de TAFU con $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años) para E_N: a) 6 y b) 9, utilizando como medida de intensidad I_{Np}.

4.2.5 Efecto de la tasa de falla en los espectros de TAFU con capacidades de E_N

En esta sección se comparan los espectros TAFU para tres tasas de falla (0.0025, 0.004 y 0.008), para distintas capacidades de energía histerética normalizada y la medida de intensidad I_{Np}. La Figura 4.15a) ilustra que las diferencias más significativas ocurren cerca del período fundamental del suelo, que está cerca de 2,0 segundos. Por ejemplo, cuando la tasa anual de falla es 0,004, la resistencia lateral requerida supera la energía histérica normalizada de 0,0025 en aproximadamente un 11%. En el caso de una tasa de falla de 0,008, la resistencia lateral necesaria es aún más significativa, aumentando hasta un 35%. Estos resultados sugieren que a medida que disminuyen las tasas de falla, aumenta la resistencia lateral requerida. En otras palabras, si el período de retorno de los terremotos aumenta, la resistencia lateral requerida es significativamente mayor. En conclusión, los resultados muestran que las tasas de falla tienen una influencia significativa en los espectros de TAFU en términos de energía histerética normalizada.

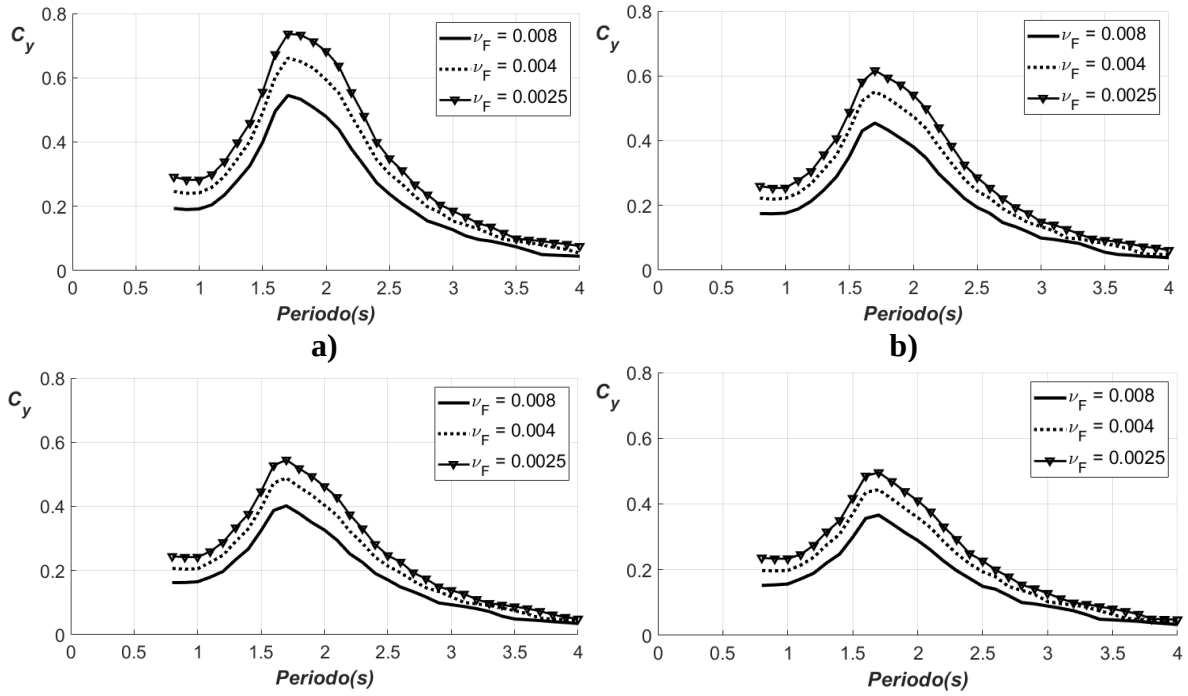


Figura 4.15. Espectros de TAFU para el modelo EPP con capacidad de E_N: a) 3, b) 6, c) 9 y d) 12, utilizando como medida de intensidad I_{Np}.

4.2.6 Influencia de la capacidad de E_N en los espectros de TAFU

La Figura 4.16 muestra los espectros TAFU con diferentes capacidades de energía histerética normalizadas obtenidas para la medida de intensidad I_{Np}, el modelo elasto-plástico perfecto y con una tasa anual de falla igual: a) 0,008 y b) 0,004. Los resultados indican que la resistencia lateral requerida es significativamente similar para los períodos alejados al período del suelo. Caso contrario, para periodos cercanos al del suelo ($1.5 < T_1 < 2.50$), se tienen las mayores diferencias. Además, al comparar los espectros TAFU con diferentes niveles de capacidad energética histerética normalizada, se observa que a medida que la capacidad energética en las estructuras aumenta, la resistencia lateral requerida disminuye, particularmente en la región de períodos cercanos al período del suelo.

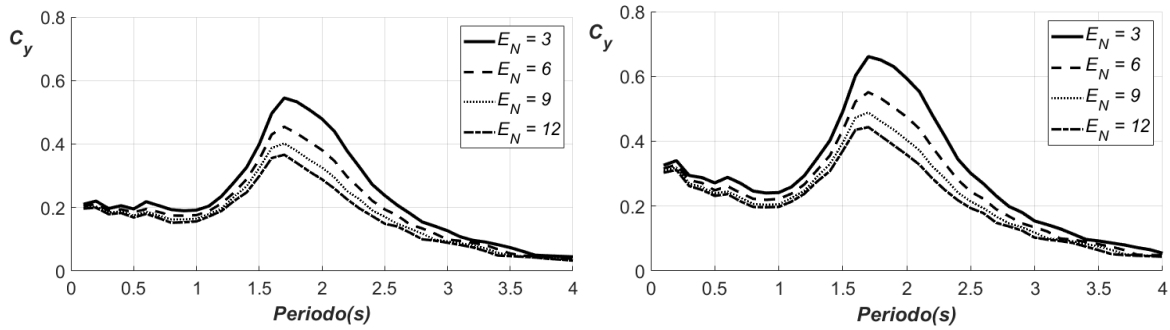


Figura 4.16. Espectros de TAFU para el modelo EPP con: a) $\nu_F = 0.008$ (T_R=125 años) y b) $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años), utilizando como medida de intensidad I_{NP}.

4.3 Superficies de espectros TAFU

En este apartado se presenta un resumen de los análisis realizados sobre los espectros TAFU, plasmado en superficies de resistencia lateral requerida basadas en la confiabilidad estructural. Se muestran los resultados considerando distintas capacidades de ductilidad y energía histerética normalizada, así como diferentes períodos de vibración de las estructuras y distintos movimientos del suelo que representan las características de los principales sitios de la Ciudad de México. En la Figura 4.17 y la Figura 4.18 se comparan los resultados para los registros sísmicos de suelo firme con distintas capacidades de ductilidad y energía histerética, correspondientes a una tasa anual de falla uniforme especifica ($\nu_F = 0.004$), obtenidos para el modelo de comportamiento EPP. Se observan resultados muy similares para los dos parámetros de desempeño en estudio, donde la mayor influencia se obtiene en la resistencia lateral requerida, que depende tanto del coeficiente de la capacidad de ductilidad de las estructuras para deformarse o energía histerética normalizada, como de los periodos de vibrar de las estructuras. Se obtuvieron valores de *Cy* mayores para sistemas estructurales con pedidos de vibración cortos; T_1 < 1.0 segundos (periodos estructurales que oscilan alrededor del periodo de vibrar de este tipo de suelo) y capacidades de ductilidad que se aproximan a los sistemas elásticos (cuando μ ~ 1.0).

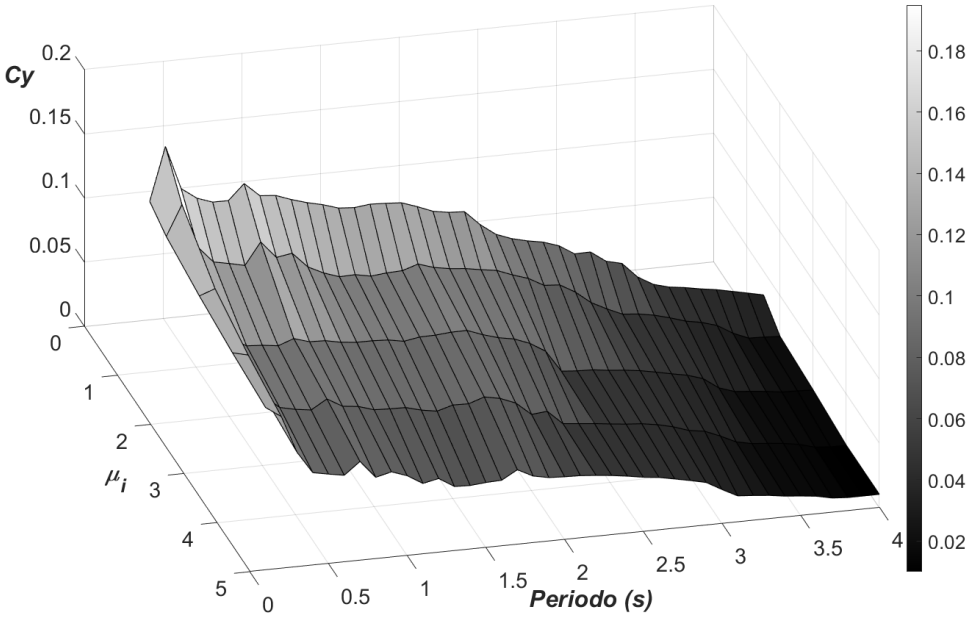


Figura 4.17. Superficie de espectros de TAFU para el modelo EPP con diferentes capacidades de ductilidad y $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años), para I_{Np}.

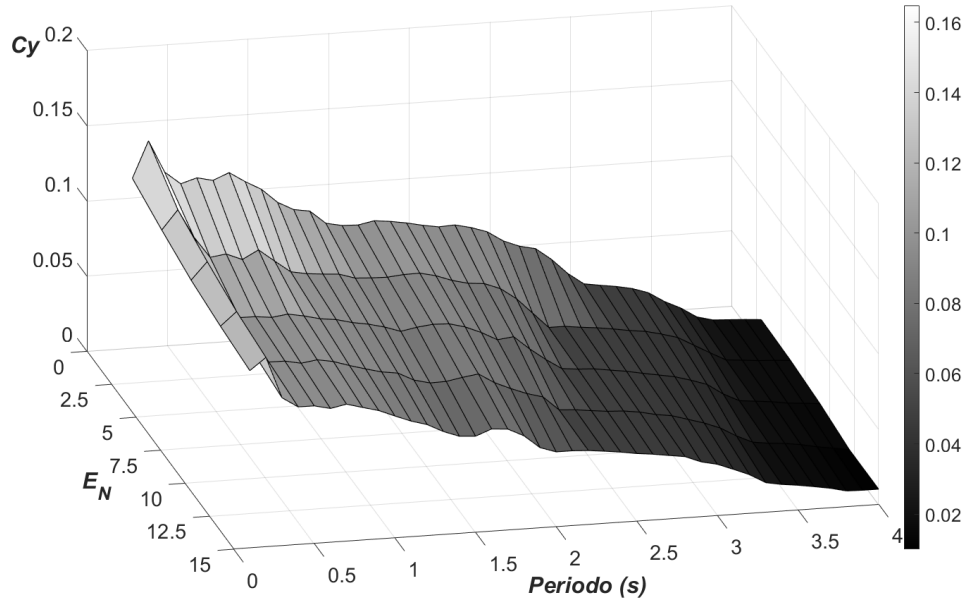


Figura 4.18. Superficie de espectros de TAFU para el modelo EPP con diferentes capacidades de E_N y $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años), para I_{Np}.

A continuación, se presentan los resultados en superficies para representar la influencia de la determinación de los *Cy* basados en confiabilidad estructural para movimientos sísmicos de suelo blando, el modelo de comportamiento EPP, con distintas capacidades de ductilidad y energía histerética normalizada, con una tasa anual de falla uniforme igual a 0.004. En la Figura 4.19 se muestran los resultados de la resistencia lateral en función de distintas capacidades de ductilidad y periodos de vibrar de las estructuras. Es evidente que los *Cy* dependen en su mayoría de la influencia de la capacidad que tienen las estructuras para deformarse, y esto todavía se ve más influenciado para los periodos que oscilan alrededor del periodo del suelo ($1.50 < T_1 < 2.50$ segundos). La Figura 4.20 ilustra la superficie de espectros TAFU considerando la influencia de diferentes capacidades de energía histerética normalizada y periodos de vibración. Se observa una tendencia con respecto a los periodos de vibrar del suelo, donde se obtienen los *Cy* más sobresalientes para las distintas capacidades analizadas. Además, es evidente una tendencia de disminución para esta zona cuando la estructura tiende a tener una capacidad de disipación de energía histerética normalizada mayor.

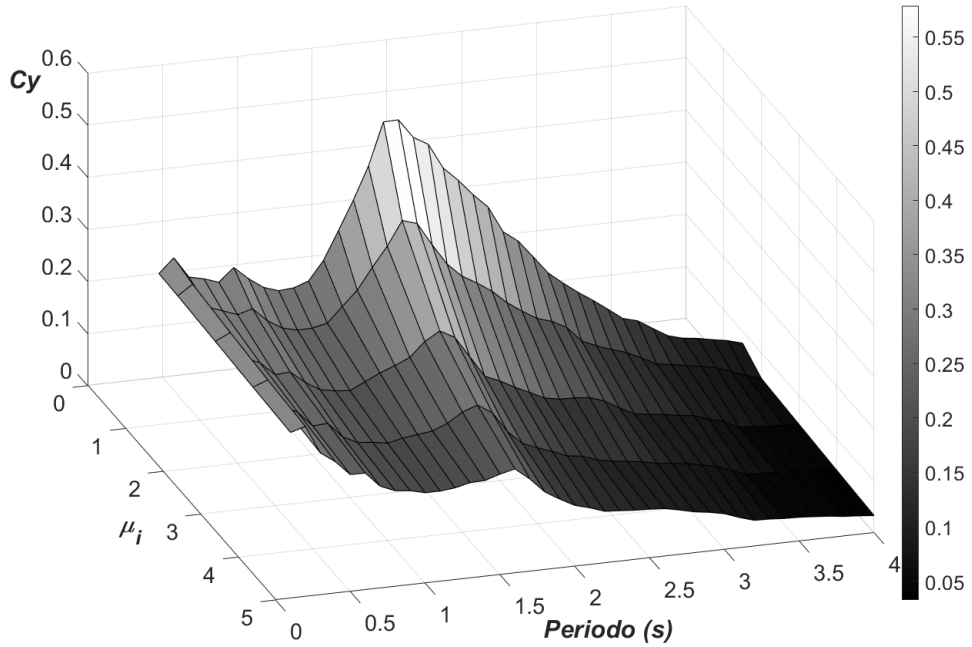


Figura 4.19. Superficie de espectros de TAFU para el modelo EPP con diferentes capacidades de ductilidad y $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años), para I_{Np}.

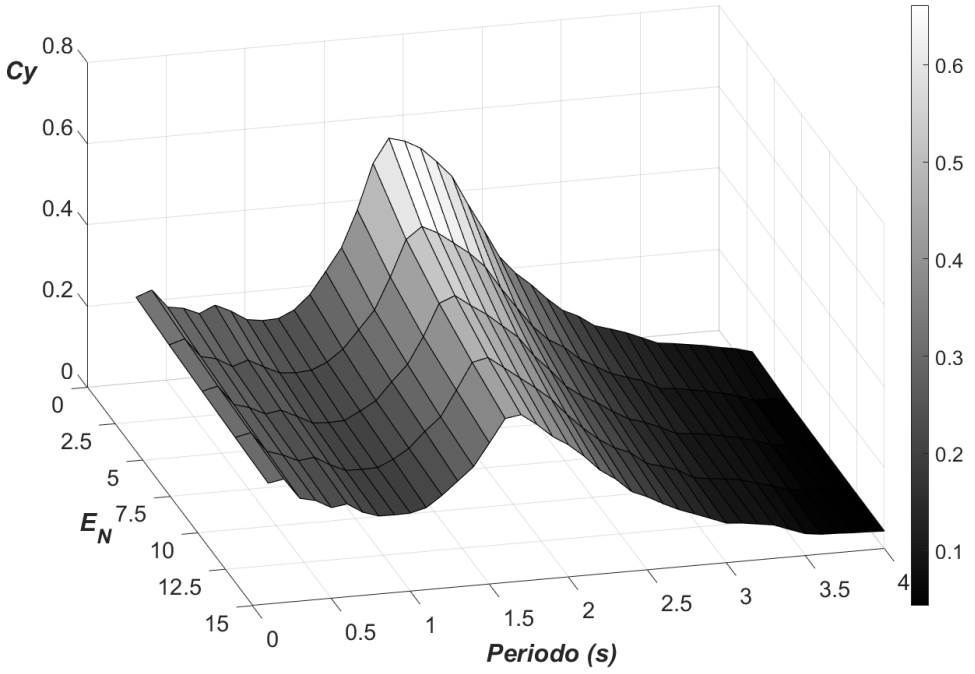


Figura 4.20. Superficie de espectros de TAFU para el modelo EPP con diferentes capacidades de E_N y $\nu_F = 0.004$ (T_R=250 años), para I_{Np}.

4.4 Comparación de los espectros TAFU: *Sa(T_1)* vs I_{Np}

En este estudio, se ha demostrado que el modelo elasto-plástico perfecto proporciona resultados razonables en la determinación de los espectros TAFU para diferentes niveles de rigidez de posfluencia en el modelo bilineal estudiado en este trabajo. Por esta razón, se ha seleccionado el modelo EPP para llevar a cabo una evaluación comparativa de los espectros de TAFU en cuanto a las medidas de intensidad *Sa* vs I_{Np}. En particular, se consideran distintas capacidades de ductilidad y energía histerética normalizada en el análisis. Además, se estudia la influencia de los registros de movimientos seleccionados para representar las zonas importantes de suelos rígido y blando en la Ciudad de México.

4.4.1 Evaluación comparativa de *Sa* vs I_{Np} con diferentes niveles de μ

En este apartado, se comparan los resultados de los espectros TAFU para estructuras con capacidades de ductilidad baja e intermedia, considerando los valores: a) μ = 1.50 y b) μ

= 2. La Figura 4.21 y Figura 4.22 muestran los espectros TAFU para una tasa anual de falla uniforme de $\nu_F = 0.004$ y $\nu_F = 0.008$, respectivamente. Se obtuvieron estos espectros al considerar los movimientos sísmicos representativos para el suelo rígido de la Ciudad de México, el modelo de comportamiento histerético EPP y ambas medidas de intensidad sísmicas seleccionadas. Se observa que, en todos los casos analizados para diferentes capacidades y tasas de falla, los resultados para la determinación de la resistencia lateral son muy similares en ambas medidas. Además, se puede notar que a medida que se incrementan los periodos de vibración de las estructuras, la resistencia lateral requerida disminuye de manera considerable. En otras palabras, en estructuras muy flexibles o periodos de vibrar elevados, el efecto de los movimientos sísmicos registrados en suelo firme tiene una influencia menor. Es importante destacar que la obtención de *Cy* puede variar con respecto a la intensidad determinada y en función de los diferentes periodos de las estructuras. Sin embargo, los valores de los Cy demandados para este tipo de suelo rígidos no son significativos en términos de capacidades de ductilidad. Por ejemplo, al observar la Figura 4.21b) y un T_1= 0.20 segundo, se tiene que: Cy_{Sa}~0.20 y $Cy_{I_{Np}}$~0.18. Dado que los resultados obtenidos en ambas medidas analizadas son similares, se puede concluir que utilizar cualquiera de ellas para el diseño dará como resultado edificaciones muy similares.

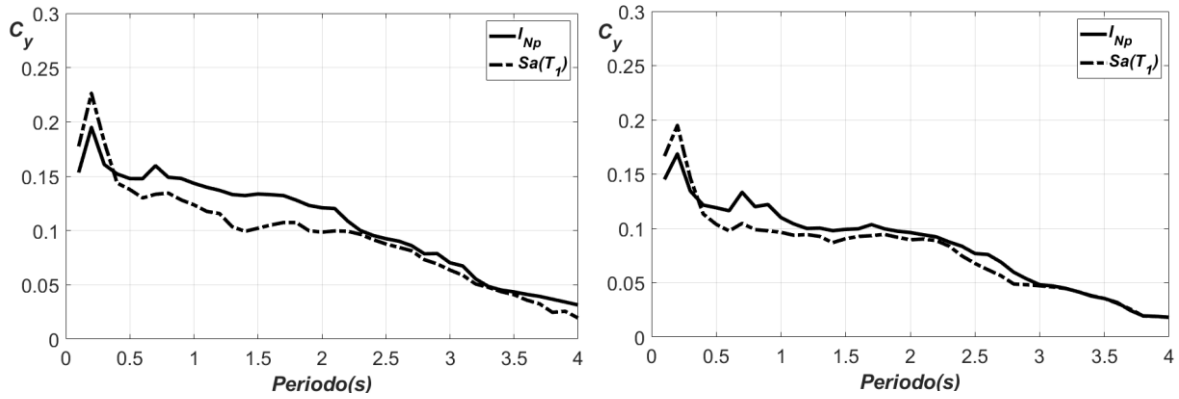


Figura 4.21. Espectros TAFU para capacidad: a) μ = 1.50 y b) μ = 2, con $\nu_F = 0.004$.

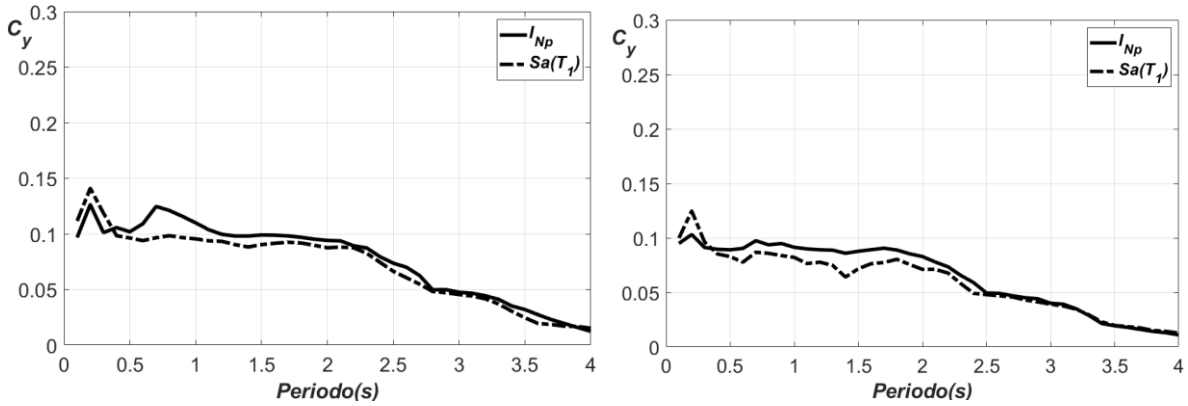
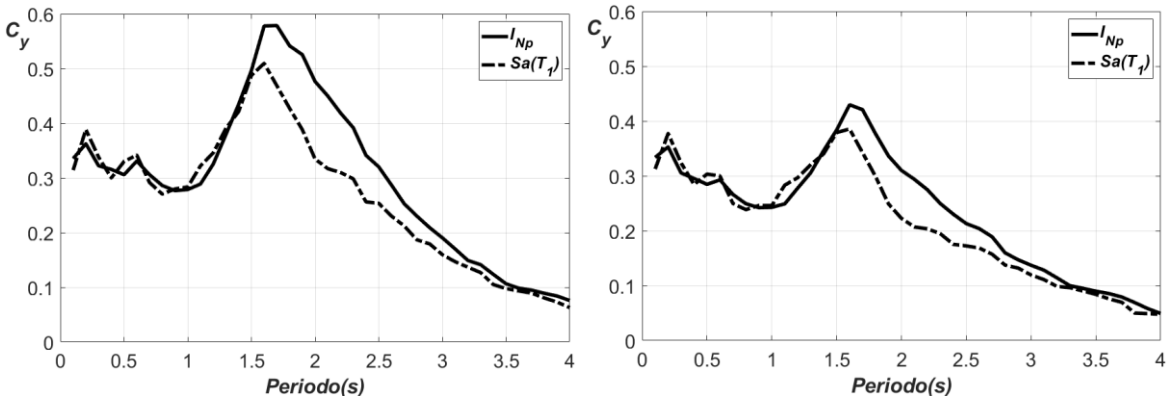


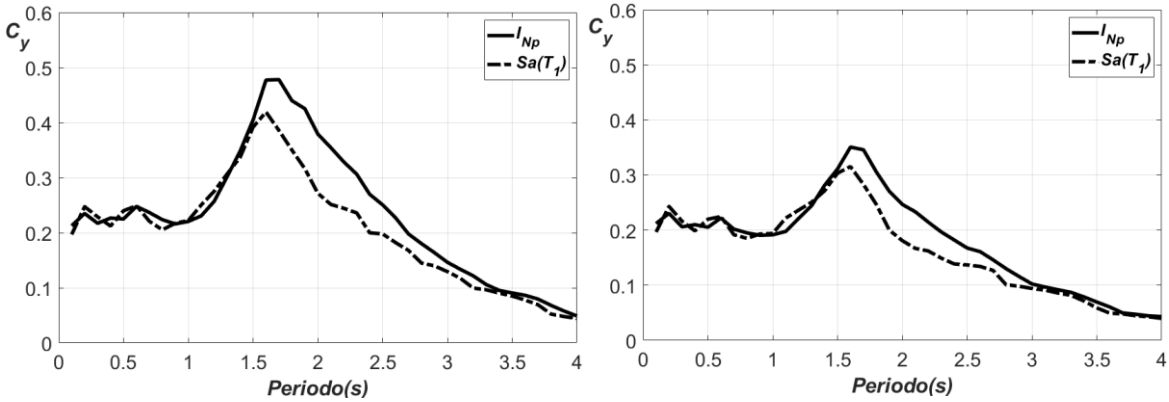
Figura 4.22. Espectros TAFU para capacidad: a) μ = 1.50 y b) μ = 2, con $\nu_F = 0.008$.

Al analizar los espectros TAFU ante la influencia de movimientos sísmicos en suelo blando, se tiene en la Figura 4.23 una tasa de falla 0.004 y en la Figura 4.24 una tasa de falla 0.008, con capacidades de ductilidad: a) 1.5 y b) 2.0. Se puede notar que, para estructuras con periodos de vibrar menores a 1.50 segundos, los valores de Cy son muy similares en ambas medidas analizadas, al igual para periodos mayores a 2.50 seg; adicionalmente, para el caso de estructuras con periodos muy grandes, la resistencia lateral requerida disminuye considerablemente cuando están desplantadas en este tipo de suelo. Sin embargo, se encuentran un intervalo de periodos críticos que oscila alrededor de 1.50 y 2.50 seg. En el intervalo mencionado, la resistencia lateral requerida es significativamente mayor para la medida de intensidad I_{Np}, llegando a ser superior a un 40% con respecto a *Sa* en algunos casos. Por ejemplo, en la Figura 4.25 se muestran la relación entre los coeficientes sísmicos de las intensidades sísmicas en estudio *(Cy|I_{Np} / Cy|Sa)* para ductilidades bajas, intermedias y altas: a) $\nu_F = 0.004$ y b) $\nu_F = 0.008$, para los movimientos sísmicos en suelo blando. Se observa que, la relación se mantiene muy similar en las diferentes capacidades de ductilidad seleccionadas, para periodos de vibrar menores a 1.5 segundos y periodos de vibrar intermedios. Para estructuras con periodo largos, la relación es más dispersa y la resistencia lateral requerida depende de la capacidad de ductilidad de las estructuras. La influencia de los movimientos sísmicos en suelo blando para la obtención de los *Cy* es menor en estructuras con periodos largos. Por otro lado, se encuentra las mayores diferencias al utilizar una medida u otra en el intervalo de periodos críticos de 1.50 y 2.0 segundos. Estas diferencias pueden llegar a ser hasta un 40% más grandes para la medida de intensidad sísmica I_{Np} en estructuras que oscilan alrededor de 2.0 segundos.



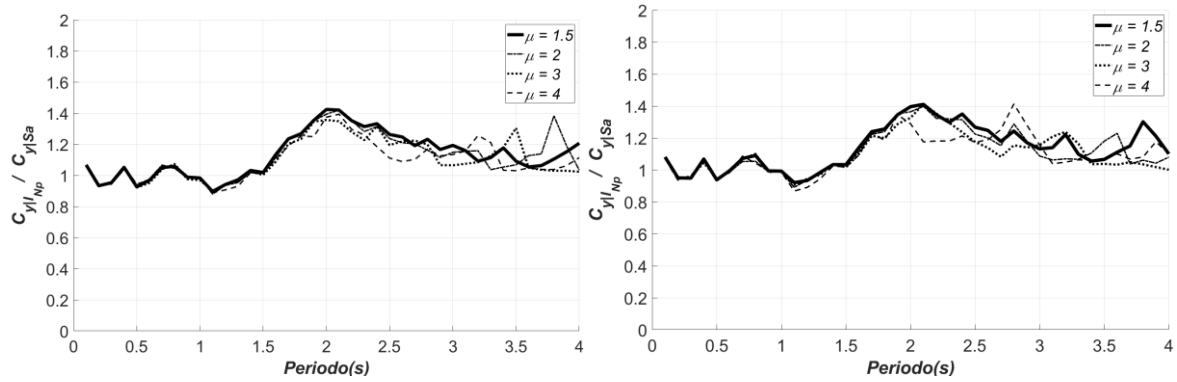
a) **b)**

Figura 4.23. Espectros TAFU para capacidad: a) μ = 1.50 y b) μ = 2, con $\nu_F = 0.004$.



a) **b)**

Figura 4.24. Espectros TAFU para capacidad: a) μ = 1.50 y b) μ = 2, con $\nu_F = 0.008$.

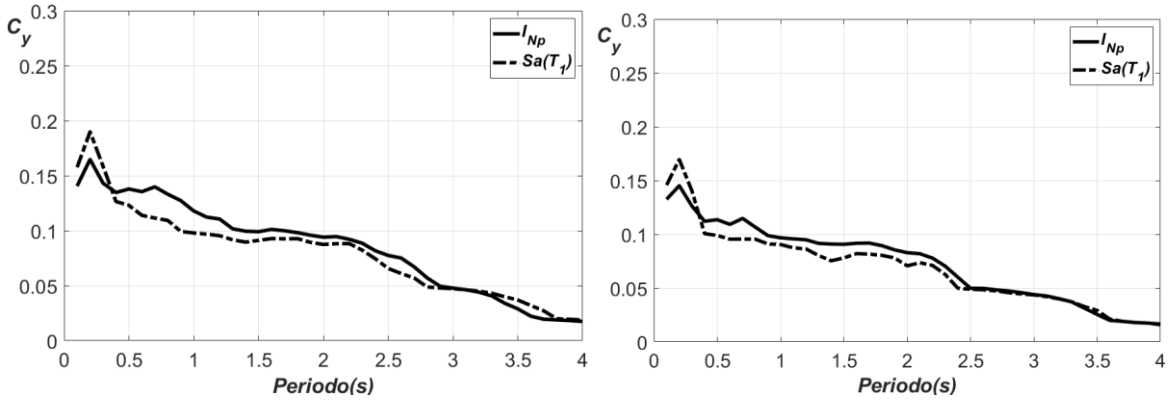


a) **b)**

Figura 4.25. Relación de *Cy*|I_{Np} y *Cy*|*Sa* con distintas capacidades de μ: a) $\nu_F = 0.004$ y b) $\nu_F = 0.008$.

4.4.2 Análisis Comparativo de *Sa* vs I_{Np} considerando varios niveles de E_N

Los espectros de energía histerética normalizada TAFU se comparan en el siguiente apartado para las medidas de intensidad I_{Np} y *Sa*, el modelo de comportamiento elasto-plástico perfecto con distintas tasas de falla y la influencia de los movimientos sísmicos del suelo rígido. Las Figura 4.26 y Figura 4.27 muestran los espectros TAFU asociados con una tasa de falla anual igual: $\nu_F = 0.004$ y $\nu_F = 0.008$, respectivamente. Se observa un efecto similar para ambas medidas de intensidad para todos los periodos de vibrar de las estructuras analizadas. Teniendo una mayor influencia en estructuras con periodos cortos y a medida que las estructuras oscilan en periodos intermedios hasta largos, la resistencia lateral requerida cada vez es menor. Resultados similares se obtuvieron para las distintas capacidades de energía histerética analizadas: a) E_N = 3.0 y b) E_N = 6.0.



a) **b)**

Figura 4.26. Espectros TAFU para capacidad: a) E_N = 3.0 y b) E_N = 6.0, con $\nu_F = 0.004$.

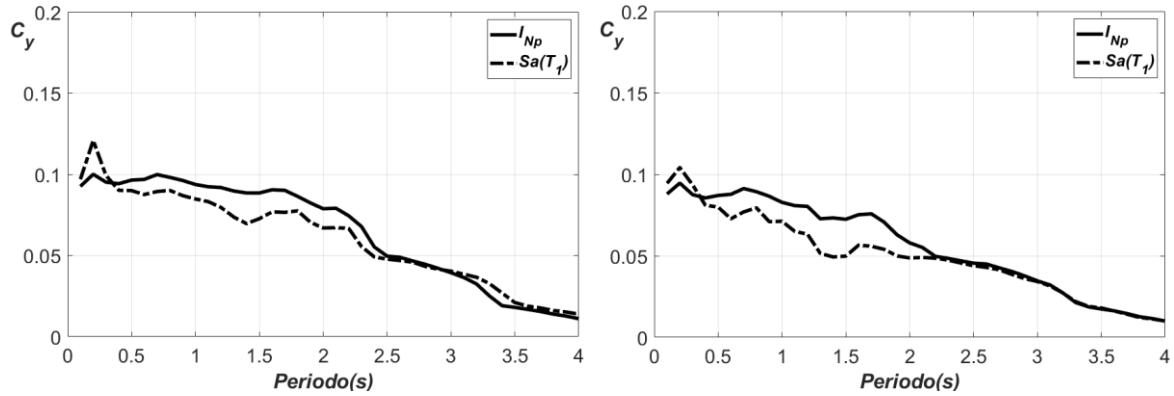
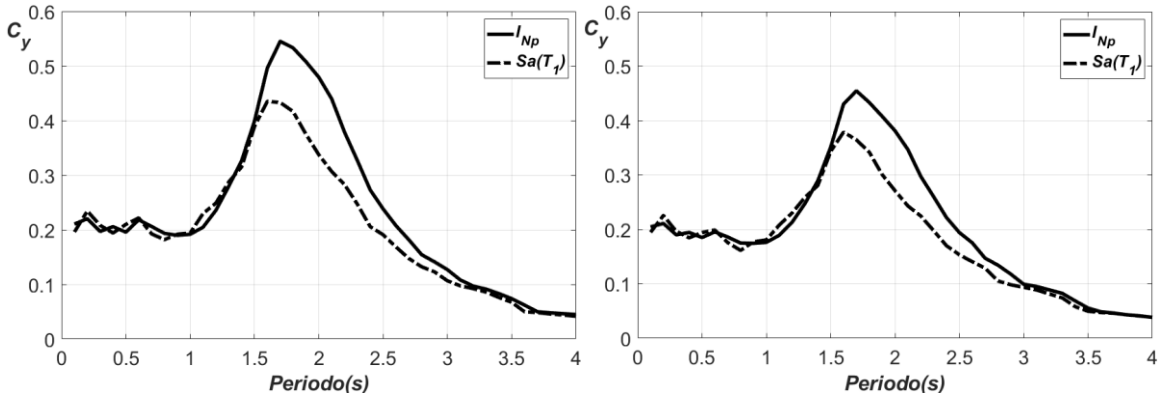


Figura 4.27. Espectros TAFU para capacidad: a) E_N = 3.0 y b) E_N = 6.0, con $\nu_F = 0.008$.

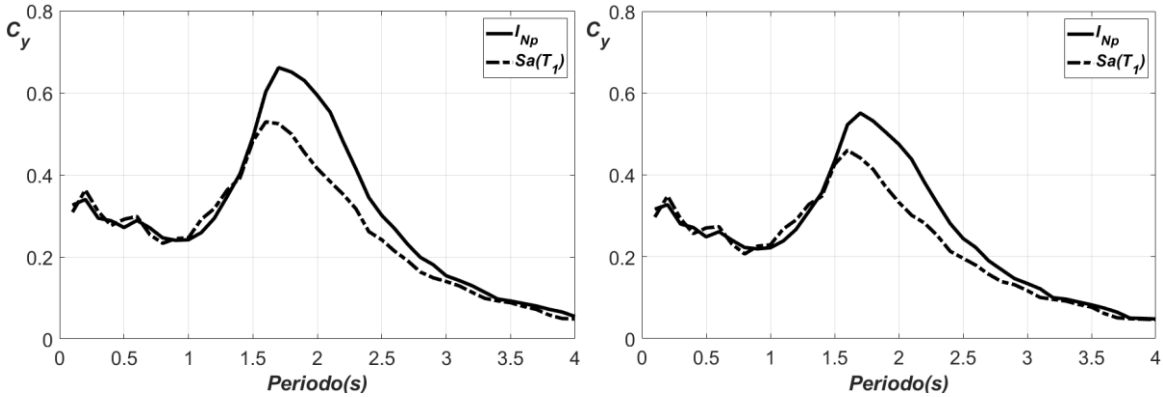
En la Figura 4.28 y Figura 4.29 se presentan los espectros TAFU correspondientes a la influencia de los movimientos sísmicos en suelo blando, con tasas de falla 0.004 y 0.008, y capacidades de energía histerética normalizada de a) 3.0 y b) 6.0. Se observan resultados muy parecidos en ambas medidas de intensidad analizadas en los periodos de vibrar menores a 1.50 y mayores que 2.50 segundos; sin embargo, para períodos de vibración de las estructuras entre 1.50 y 2.50 segundos (particularmente en la región de períodos cercanos al período del suelo), se encuentra un efecto importante al utilizar *Sa* o I_{Np}, donde el coeficiente sísmico *Cy* es superior en el caso de I_{Np} en comparación con *Sa*. Esta conclusión es válida para la tasa de fallo anual igual a 0.004 y 0.008. Estudios previos, han demostrado que I_{Np} es una medida de intensidad eficiente en comparación con la medida de intensidad *Sa* más utilizada. En este estudio, los resultados indican que en el caso de demandas acumuladas como la energía histerética, se requiere una resistencia lateral mayor al seleccionar una medida de intensidad adecuada como I_{Np}. Por ejemplo, para un período estructural igual a 2.0 segundos, el valor del coeficiente sísmico podría ser hasta un 40% mayor al usar I_{Np} en comparación con Sa. Por lo tanto, el uso de la medida de intensidad *Sa* podría proporcionar una resistencia lateral requerida insuficiente que produciría diseños estructurales inseguros si se desean considerar las demandas de deformación plástica acumuladas. En otras palabras, para el diseño basado en energía o los espectros basados en energía, se concluye que se debe utilizar I_{Np} como medida de intensidad. Por último, la Figura 4.30 compara la relación del coeficiente sísmico obtenido para los espectros de energía histerética normalizada TAFU en términos de I_{Np} dividido por el obtenido mediante la aceleración espectral en el caso del modelo elasto-plástico perfecto con tasa de fallo anual iguales; a) 0.004 y b) 0.008 con

diferentes valores de capacidad de E_N. Esta figura confirma que el coeficiente sísmico podría ser hasta un 45% mayor al usar I_{Np} en comparación con *Sa* en los periodos cercanos a periodo de vibrar del suelo (2.0 segundos).



a) **b)**

Figura 4.28. Espectros TAFU para capacidad: a) E_N = 3.0 y b) E_N = 6.0, con $\nu_F = 0.008$.



a) **b)**

Figura 4.29. Espectros TAFU para capacidad: a) E_N = 3.0 y b) E_N = 6.0, con $\nu_F = 0.004$.

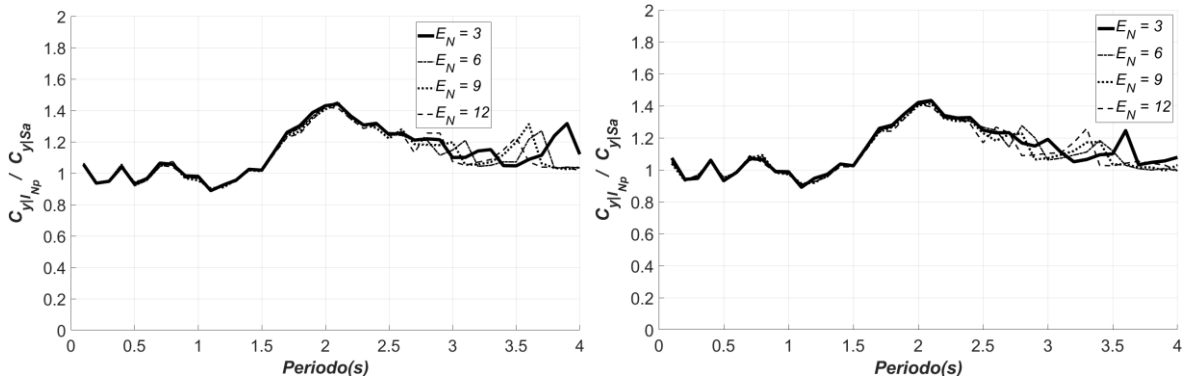


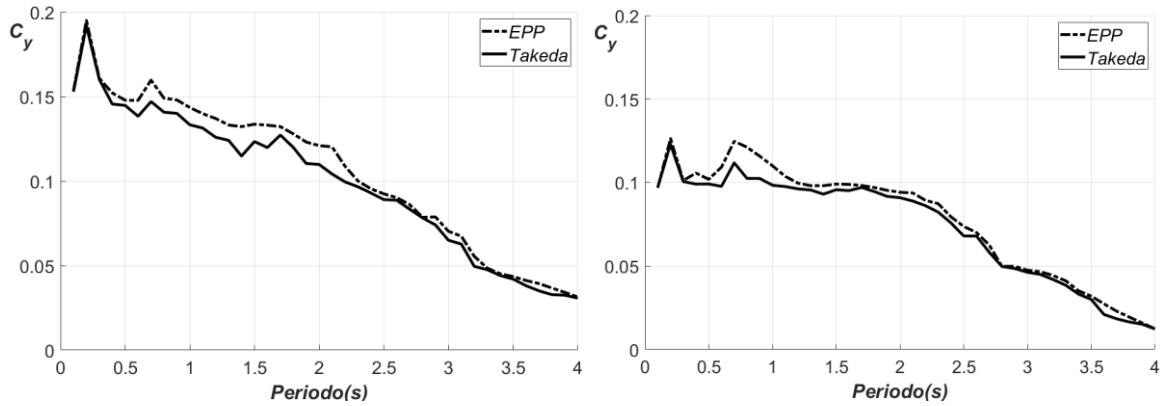
Figura 4.30. Relación de *Cy*|I_{Np} y *Cy*|*Sa* con distintas capacidades de E_N: a) $\nu_F = 0.004$ y b) $\nu_F = 0.008$.

Los resultados previos en este trabajo indican que la medida de intensidad sísmica I_{Np} proporciona una mayor resistencia lateral requerida para alcanzar niveles de confiabilidad estructural similares en comparación con la medida de intensidad *Sa*. Esta observación es especialmente relevante para sistemas estructurales con períodos de vibración iguales o mayores al período del suelo. Por lo tanto, el uso tradicional de *Sa* podría proporcionar edificaciones con niveles de confiabilidad estructural inferiores. En consecuencia, en la siguiente sección del estudio se lleva a cabo un análisis del efecto que tienen los modelos con y sin degradación en la medida de intensidad sísmica I_{Np}, considerando los parámetros de desempeño estructural con diferentes capacidades de ductilidad y energía histerética normalizadas.

4.5 Efecto de la degradación estructural en los espectros TAFU; suelo rígido y la medida sísmica I_{Np}

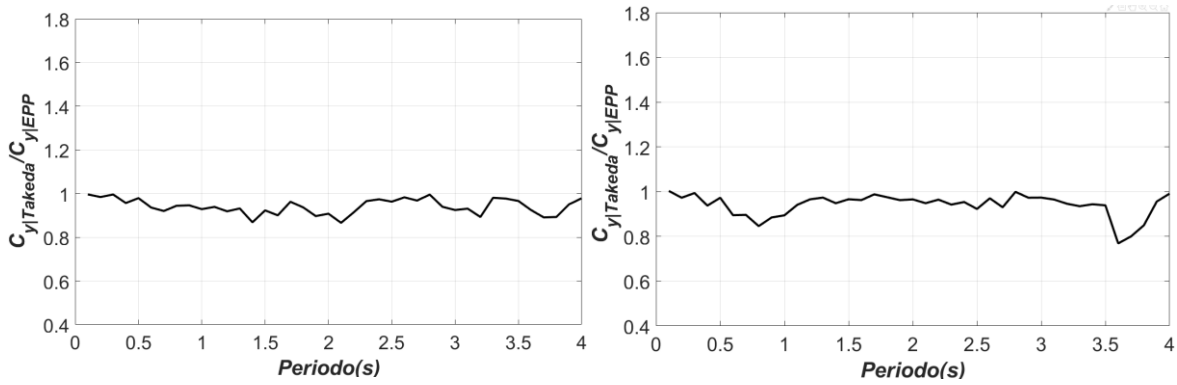
Los eventos sísmicos pueden tener un impacto significativo en la capacidad estructural de los edificios. Durante un terremoto, las fuerzas sísmicas pueden generar tensiones y deformaciones significativas en las estructuras, lo que puede dañar seriamente a los elementos que componen al sistema estructural. Además, el daño acumulado a lo largo de los ciclos no lineales, que se refiere al daño progresivo que ocurre después de múltiples eventos sísmicos, puede debilitar aún más los elementos estructurales y las conexiones, lo que aumenta significativamente la probabilidad de que ocurran fallas catastróficas en futuros eventos sísmicos. Este fenómeno puede afectar el comportamiento de las estructuras durante

su vida útil, lo cual es crucial para el diseño de edificios sismo-resistentes. La evaluación de la degradación estructural es un tema relevante en el análisis de edificios existentes que han sido afectados por terremotos y para observar el daño que ocurrió después de un evento sísmico. Por tal motivo, en este estudio se lleva a cabo un análisis para evaluar la influencia de la degradación estructural en el desempeño de las estructuras utilizando el modelo histerético modificado de Takeda. El estudio se centra en los principales parámetros de desempeño sismo-resistentes como: las capacidades de disipación de energía histerética normalizada y capacidades de ductilidad estructural, y la influencia de los registros de movimientos sísmicos en suelo rígido y suelo blando de la Ciudad de México. A continuación, se tiene los resultados de los espectros TAFU correspondientes a sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto y Takeda-modificado para representar modelos de degradación considerando registros sísmicos en suelo firme, con diferentes capacidades de ductilidad estructural. En la Figura 4.31 se tiene la comparación de los modelos (EPP*)* sin degradación y (Takeda) con degradación para una capacidad de ductilidad igual a 1.5, para las tasas de falla a) $\nu_F = 0.004$ y b) $\nu_F = 0.008$. EN la figura, no se observa un efecto significativo de degradación en los sistemas en la obtención de la resistencia lateral requerida, en la influencia de este tipo de suelo rígido en los sistemas estudiados. La Figura 4.32 ilustra claramente que la resistencia lateral requerida es muy similar al tomar en cuenta la degradación de rigidez (valores aproximados a la unidad) a través de la relación de resistencia lateral del comportamiento Takeda dividida por el modelo EPP cuando μ = 1.5. En la Figura 4.33 y la Figura 4.34, se encontraron resultados muy similares al analizar la capacidad de energía histerética normalizada y diferentes tasas anuales de falla uniforme. En este estudio, para los sistemas analizados con y sin degradación estructural se observa qué, la degradación podría tener un impacto menor en la determinación de la resistencia lateral de estructuras sísmicas construidas en suelos rígidos. Por lo tanto, se recomienda realizar un análisis más detallado en distintos sistemas y modelos con degradación estructural para la consideración del efecto del daño acumulado en el diseño de estructuras desplantadas en este tipo de suelos y para distintas capacidades de ductilidad.



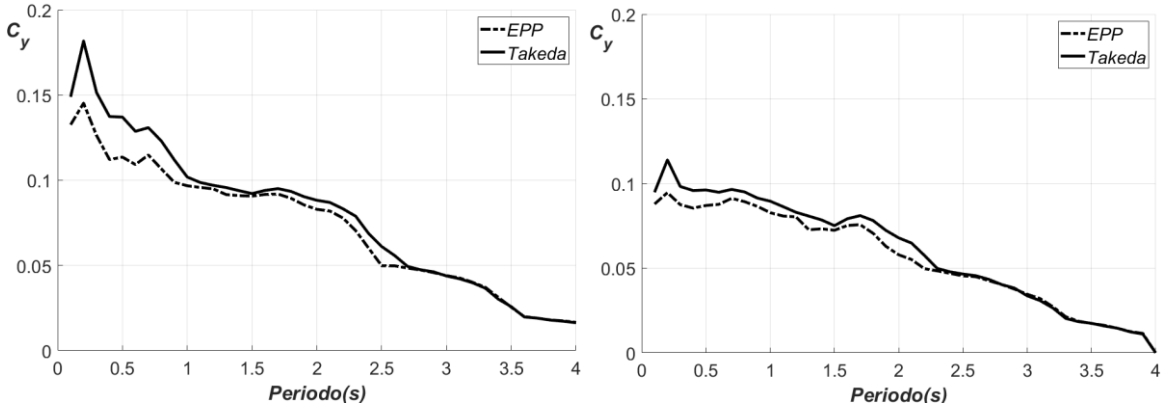
a) **b)**

Figura 4.31. Influencia de la degradación en los Espectros TAFU con μ = 1.5 para las tasas de falla: a) $\nu_F = 0.004$ y b) $\nu_F = 0.008$.



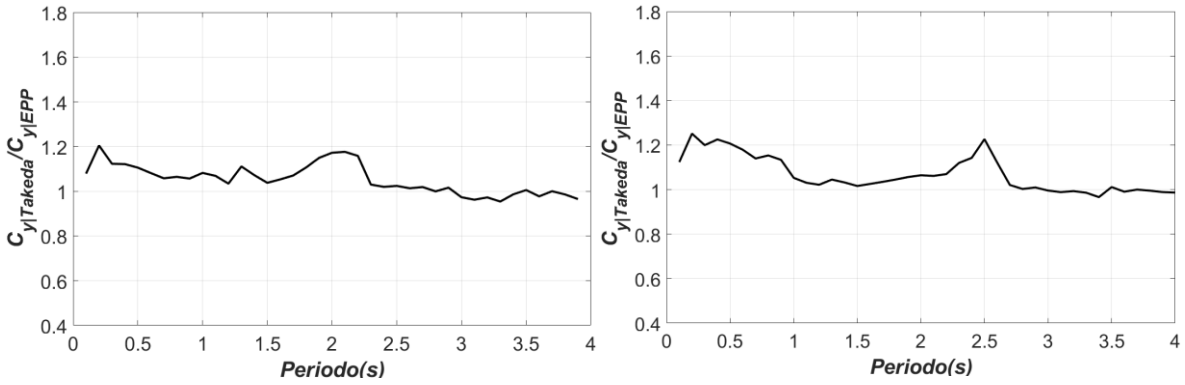
a) **b)**

Figura 4.32. Relación de los Espectros TAFU con y sin degradación para las tasas de falla: a) $\nu_F = 0.004$ y b) $\nu_F = 0.008$, y una capacidad μ = 1.5.



a) **b)**

Figura 4.33. Influencia de la degradación en los Espectros TAFU con E_N = 6 para las tasas de falla: a) $\nu_F = 0.004$ y b) $\nu_F = 0.008$.



a) **b)**

Figura 4.34. Relación de los Espectros TAFU con y sin degradación para las tasas de falla: a) $\nu_F = 0.004$ y b) $\nu_F = 0.008$, y una capacidad de E_N = 6.

4.6 Efecto de la degradación estructural en los espectros TAFU; suelo blando y la medida sísmica I_{Np}

En esta sección se analiza la influencia de movimientos sísmicos en suelo blando de la ciudad de México, en los espectros TAFU para distintas tasas de falla, capacidades de ductilidad y energía histerética normalizada, en los modelos con degradación de los sistemas estructurales. En las Figura 4.35 y Figura 4.37 se presentan los resultados de los espectros correspondientes a sistemas con comportamiento histerético EPP y Takeda, para las tasas de falla igual a 0.004 y 0.008, respectivamente. Estos sistemas tienen capacidades de ductilidad que van desde: a) μ = 1.5, b) μ = 2, c) μ = 3 y d) μ = 4. En cuanto a los resultados obtenidos, se observa una similitud en la mayoría de los períodos de vibración en ambos modelos analizados, para las distintas capacidades en estudio. En periodos de vibración cortos y periodos muy largos se obtienen resultados similares en ambos modelos, donde la influencia de los movimientos sísmicos en suelo blando no tiene un efecto significativo obteniendo resultados de *Cy* muy similares. Por otra parte, para períodos de vibración de las estructuras que se encuentren entre 1.0 y 2.0 segundos (particularmente en la región de períodos cercanos al período del suelo), se tiene una influencia significativa de la degradación en sistemas estructurales, en la determinación de la resistencia lateral requerida para las distintas capacidades de ductilidad y las tasas de fallas seleccionadas. En la Figura 4.36 y Figura 4.38 se muestra la relación de los espectros TAFU; del comportamiento Takeda dividida por el

modelo EPP ***(Cy*|Takeda / *Cy*|EPP),** en el cual se puede comprobar que en el intervalo de periodos críticos se muestra un efecto significativo en el modelo con degradación, con respecto al modelo que no presenta degradación, para las distintas capacidades de ductilidad. En algunos casos particulares de distintas capacidades E_N, esta influencia puede llegar a ser mayor al 30%.

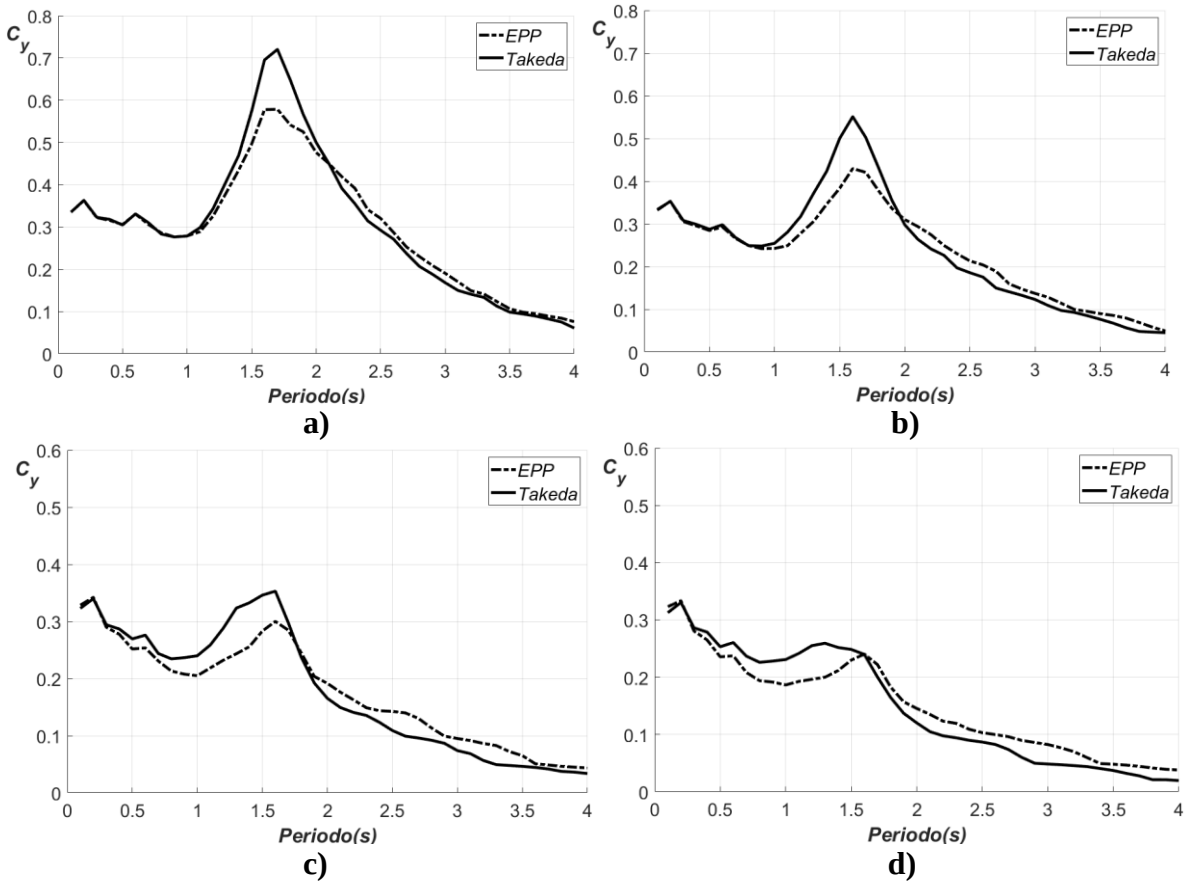


Figura 4.35. Espectros TAFU para los modelos: Takeda *y* EPP con capacidades: a) μ = 1.5, b) μ = 2, c) μ = 3 y d) μ = 4 con $\nu_F = 0.004$.

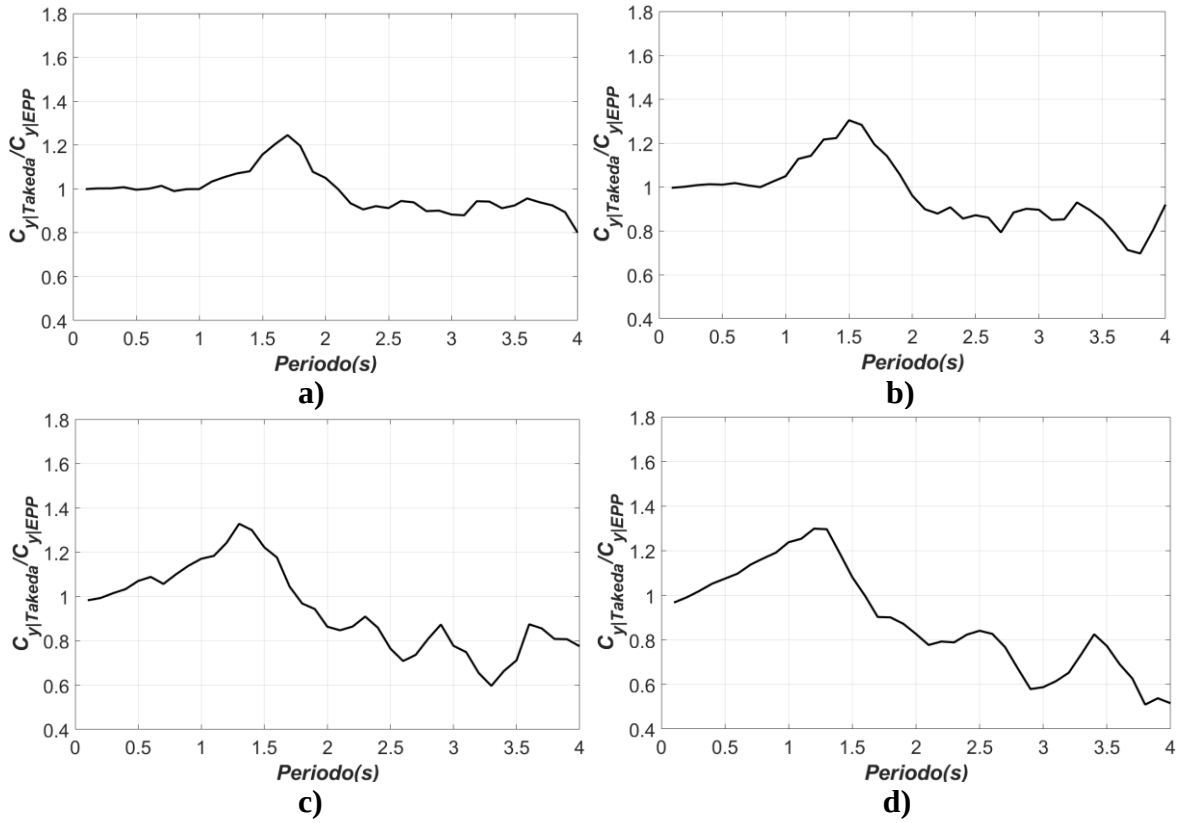


Figura 4.36. Relación de *Cy*|Takeda / *Cy*|EPP para las capacidades: a) μ = 1.5, b) μ = 2, c) μ = 3 y d) μ = 4 con $\nu_F = 0.004$

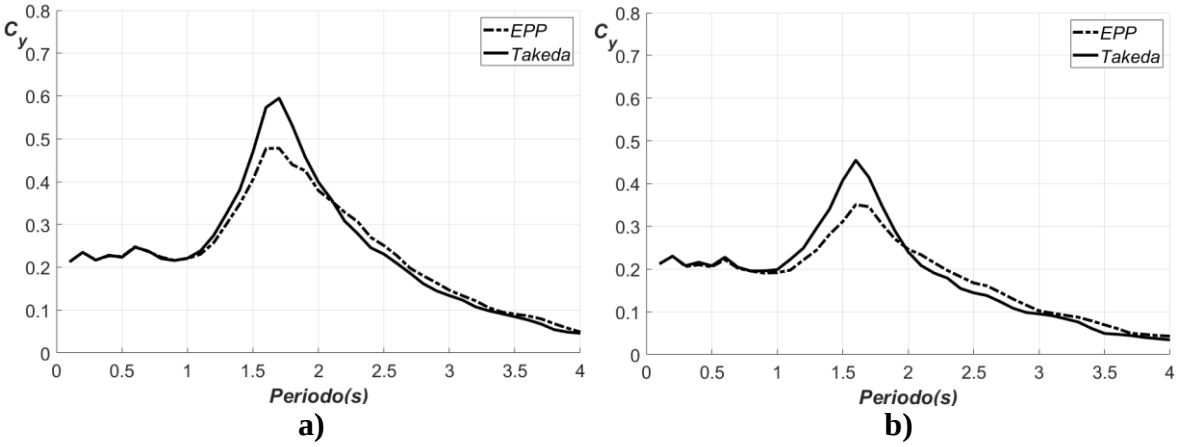
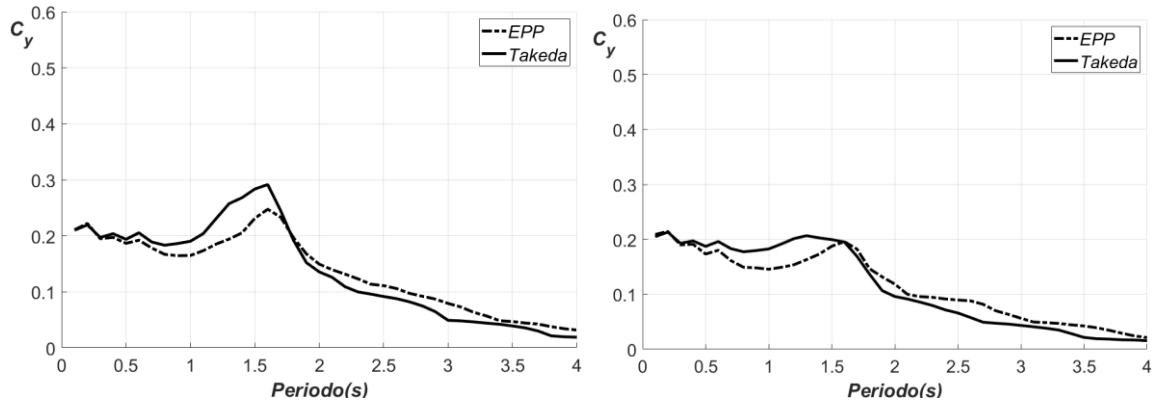
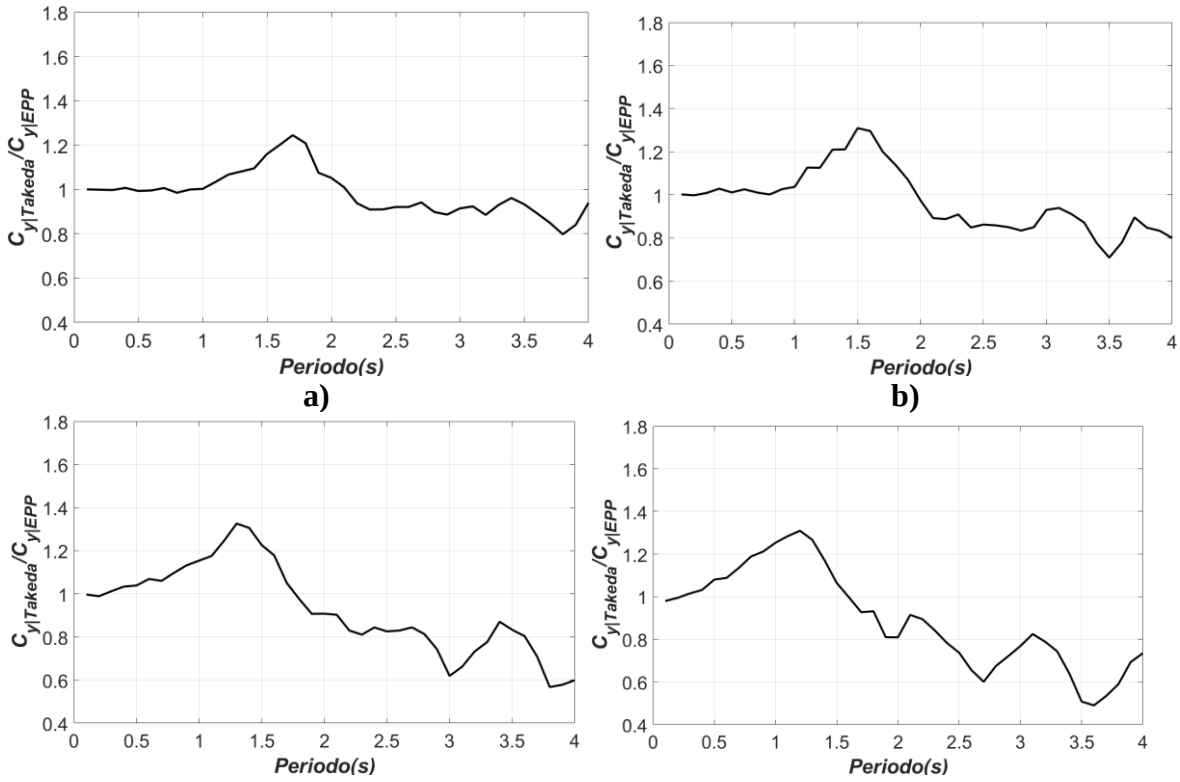


Figura 4.37. Continua…



c) d)

Figura 4.37. Espectros TAFU para los modelos: Takeda y EPP con capacidades: a) μ = 1.5, b) μ = 2, c) μ = 3 y d) μ = 4 con $\nu_F = 0.008$



a) b)

c) d)

Figura 4.38. Relación de *Cy*|Takeda / *Cy*|EPP para las capacidades: a) μ = 1.5, b) μ = 2, c) μ = 3 y d) μ = 4 con $\nu_F = 0.008$

En esta sección se analiza la influencia de los movimientos sísmicos en suelo blando de la ciudad de México en los espectros TAFU para distintas capacidades de energía histerética normalizada, y se estudia la influencia del modelo con degradación de rigidez estructural. En la Figura 4.39 se presentan los resultados de los espectros correspondientes a una tasa de falla 0.004 y Figura 4.41 a una tasa de falla igual 0.008, para los sistemas con comportamiento histerético EPP y Takeda. Estos sistemas tienen capacidades de energía que varían desde: a) E_N = 3, b) E_N = 6, c) E_N = 9 y d) E_N = 12. A partir de los resultados obtenidos, se observa una similitud en la forma espectral en los distintos períodos de vibración para ambos modelos, en las distintas capacidades de E_N estudiadas. En todos los casos en análisis se muestra que, para los periodos de vibrar cortos y periodos muy largos se obtienen resultados similares en ambos modelos, donde la influencia de los movimientos sísmicos en suelo blando no tiene un efecto significativo obteniendo resultados de Cy casi idénticos. Por otra parte, para períodos de vibración de las estructuras que se encuentren entre 1.0 y 2.0 segundos, se tiene una influencia significativa de la degradación en sistemas estructurales en la determinación de la resistencia lateral requerida para las distintas capacidades de E_N y las tasas de fallas seleccionadas. Por ejemplo, en la Figura 4.40 y Figura 4.42 se muestra la relación ***Cy*|Takeda / *Cy*|EPP**, de los espectros TAFU. Se puede comprobar que en el intervalo de periodos críticos se tiene una influencia significativa en el modelo con degradación, en comparación con el modelo que no presenta degradación, para las distintas capacidades de energía. En algunos casos particulares esta influencia puede llegar a ser entre un 20% y un 30% superior.

En resumen, los resultados muestran que la energía histerética normalizada y la degradación en sistemas estructurales son factores clave en la determinación de la resistencia lateral requerida para estructuras con distintas capacidades de energía y tasas de falla seleccionadas, especialmente para períodos de vibración cercanos al período del suelo. Por lo tanto, es importante considerar estos factores al diseñar estructuras sismorresistentes en suelos blandos.

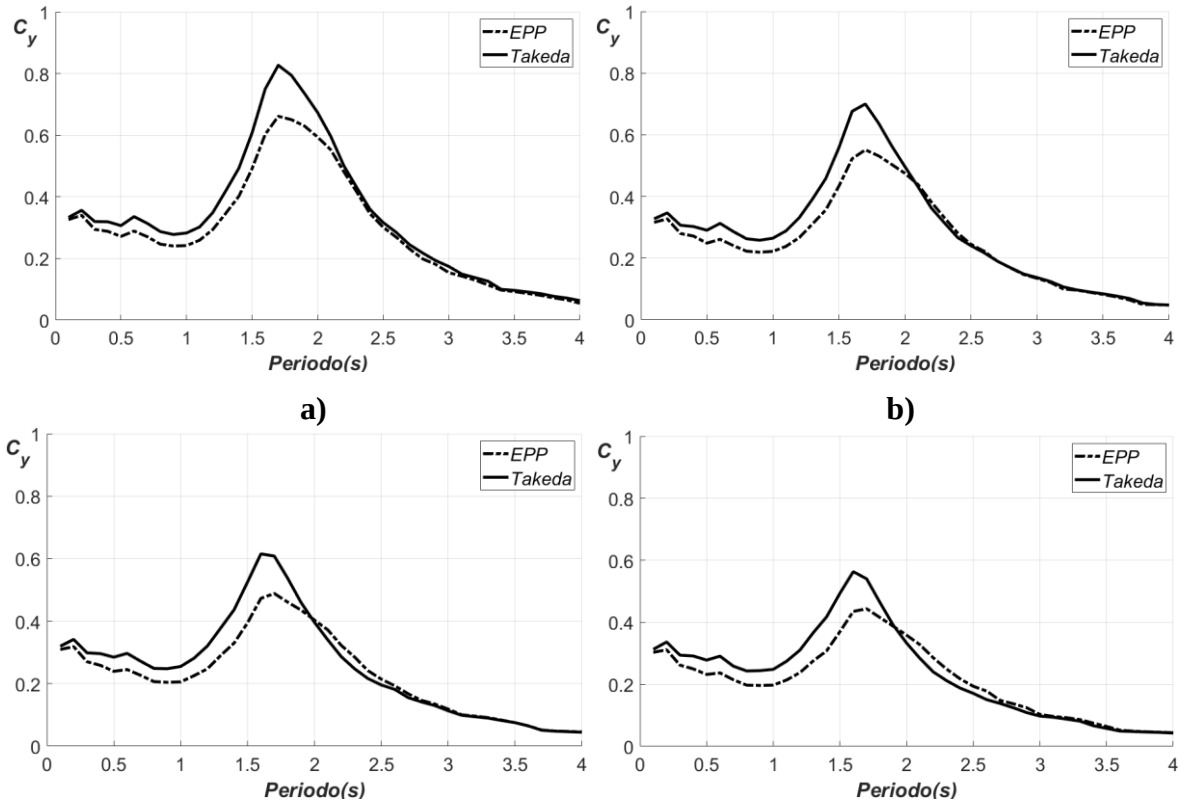


Figura 4.39. Espectros TAFU para los modelos: Takeda y EPP con capacidades: a) E_N = 3, b) E_N = 6, c) E_N = 9 y d) E_N = 12 con $\nu_F = 0.004$.

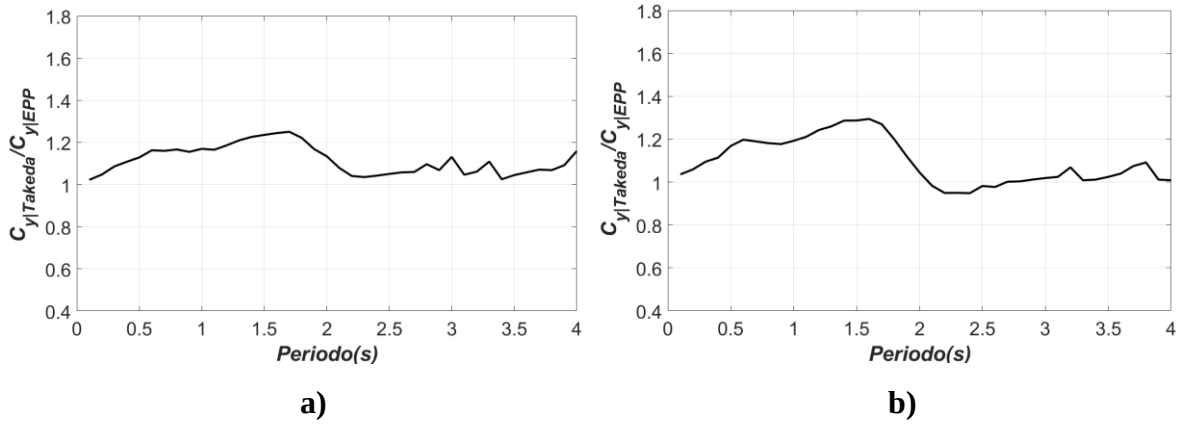
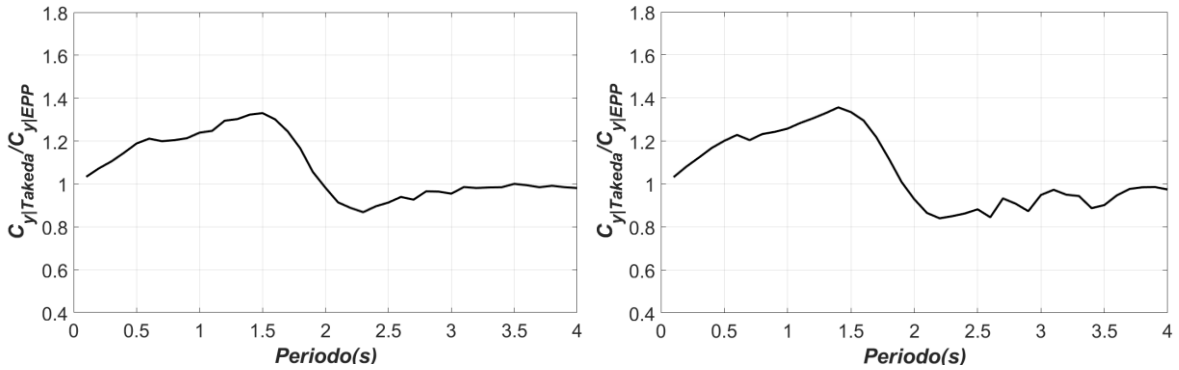
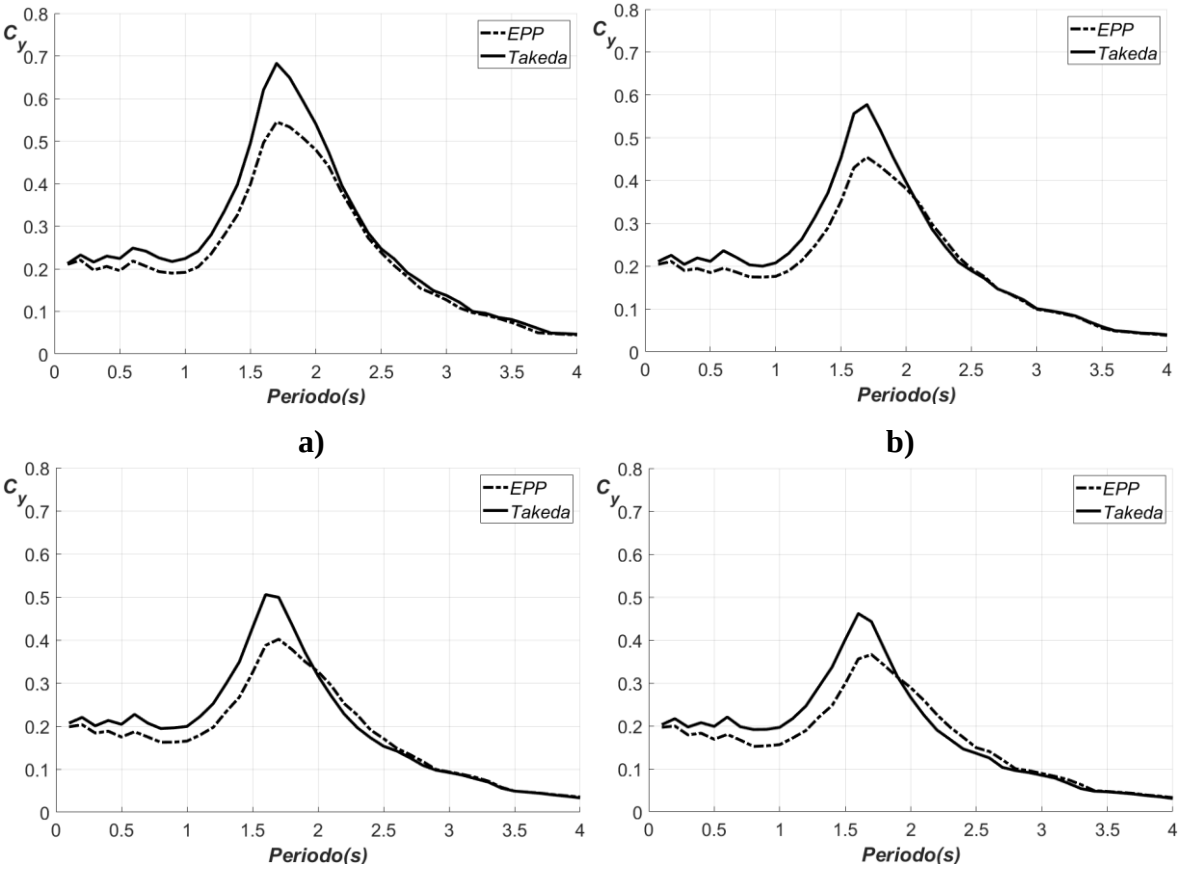


Figura 4.40. Continua…



c) **d)**

Figura 4.40. Relación de *Cy*|Takeda / *Cy*|EPP para las capacidades: a) E_N = 3, b) E_N = 6, c) E_N = 9 y d) E_N = 12 con $\nu_F = 0.004$.



a) **b)**

c) **d)**

Figura 4.41. Espectros TAFU para los modelos: Takeda y EPP con capacidades: a) E_N = 3, b) E_N = 6, c) E_N = 9 y d) E_N = 12 con $\nu_F = 0.008$.

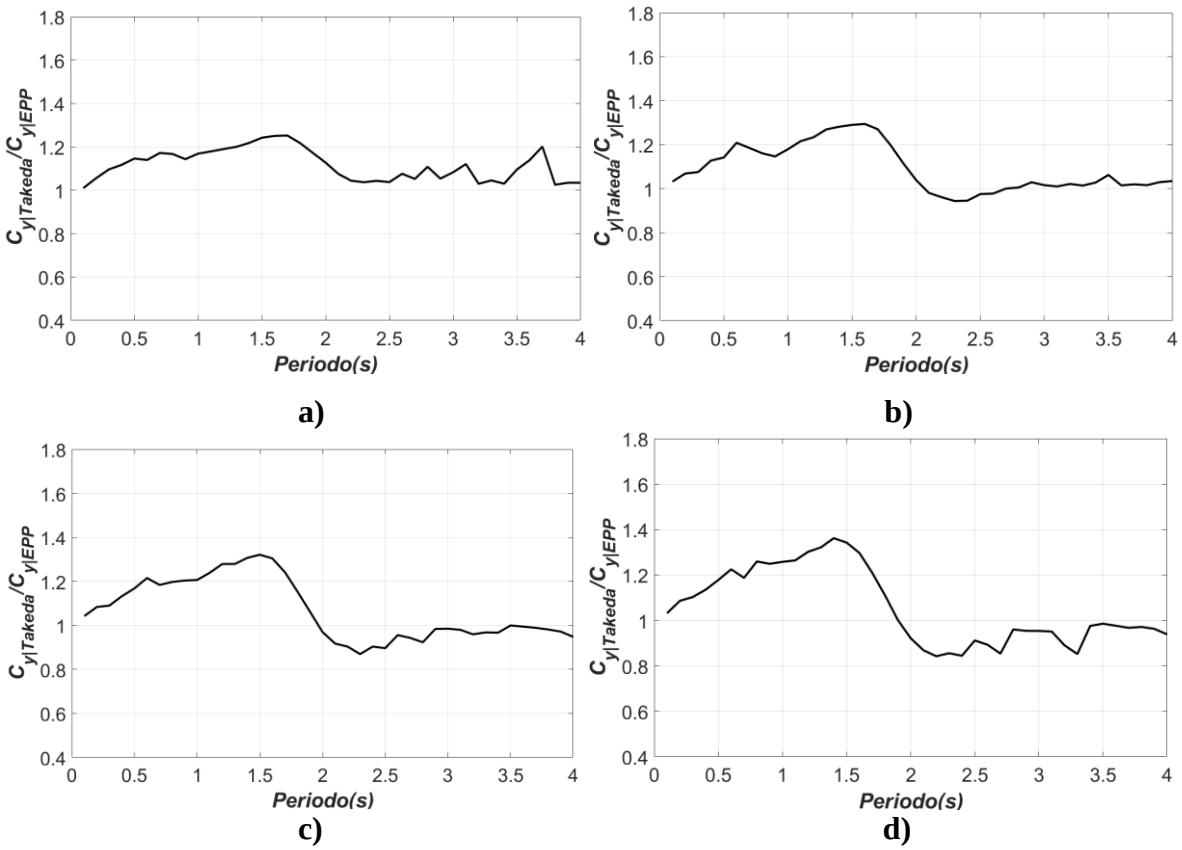


Figura 4.42. Relación de *Cy*|Takeda / *Cy*|EPP para las capacidades: a) E_N = 3, b) E_N = 6, c) E_N = 9 y d) E_N = 12 con $\nu_F = 0.008$.

Capítulo 5: Conclusiones

A partir del análisis de los espectros TAFU, las conclusiones se dividen en los siguientes apartados; los movimientos sísmicos según el tipo de suelo, los parámetros de desempeño estructural, análisis comparativo de las medidas de intensidad sísmicas y, por último, el efecto de la degradación de rigidez en los modelos histeréticos.

5.1 Tipo de suelo:

5.1.1 Movimientos sísmicos en suelos rígidos

5.1.1.1 Capacidad de Ductilidad en los espectros TAFU

Al analizar el efecto de la posfluencia en los espectros TAFU con distintas capacidades de ductilidad sometidos a los registros de movimientos sísmicos en suelo rígido para los modelos elastoplásticos (EPP y bilineal) se encontró que: no existe una influencia significativa en el conjunto de S1GL con periodos de vibración entre 0.1 y 4.0 segundos para distintos grados de rigidez de posfluencia en los modelos elastoplásticos seleccionados. Los resultados mostraron espectros TAFU muy similares en los distintos casos en estudio. Por otro lado, al analizar el efecto de la tasa anual de falla uniforme, se obtuvo que a medida que las tasas de falla disminuyen, la resistencia lateral requerida aumenta. En otras palabras, si el período de retorno se incrementa, la resistencia lateral requerida es significativamente mayor. En conclusión, los resultados muestran que las tasas anuales de falla tienen una influencia significativa en los espectros TAFU en términos de la capacidad de ductilidad para sistemas desplantados en suelo firme. Por último, es importante destacar que la capacidad de ductilidad en los espectros TAFU tiene un alto efecto en la determinación de la resistencia lateral requerida, dependiendo tanto de los periodos de vibración como de las distintas capacidades de ductilidad última de las estructuras.

5.1.1.2 Capacidad de energía histerética normalizada en los espectros TAFU

Al comparar el efecto de la posfluencia de los espectros TAFU con capacidad de energía histerética normalizada en los modelos con comportamiento elastoplásticos, se observó que, los espectros son idénticos en los diferentes casos en estudio. Por esta razón, los resultados sugieren que, en la obtención de la resistencia lateral requerida para controlar las demandas de energía a través de la confiabilidad estructural con diferentes grados de rigidez de pos-fluencia, el seleccionar el modelo EPP puede proporcionar resultados muy razonables. Del análisis del efecto de las tasas anuales de falla uniforme, se encontró que a medida que se aumentan las tasas de falla, los coeficientes sísmicos se incrementan, teniendo un mayor efecto en los periodos cortos de vibrar en los sistemas desplantados en suelo rígido de la Ciudad de México. Además, a medida que se incrementan los periodos estructurales, los espectros TAFU tienden a ser iguales. En cuanto a la influencia de las distintas capacidades de energía en estudio, se observó que a medida que aumenta la capacidad de energía en las estructuras, la resistencia lateral requerida disminuye, especialmente en la región de períodos estructurales cercanos al período de vibración del suelo.

5.1.2 Movimientos sísmicos en suelo blando

A continuación, se discuten las conclusiones obtenidas de la influencia de los movimientos sísmicos en suelo blando de la Ciudad de México.

5.1.2.1 Capacidad de ductilidad en los espectros TAFU

El modelo de comportamiento histerético EPP proporciona resultados favorables en la determinación de los espectros TAFU con diferentes niveles de rigidez posfluencia en registros de movimientos de banda angosta (suelo blando) analizados en este estudio, donde se utilizó la capacidad de ductilidad como parámetro de desempeño. Al comparar las distintas ν_F, éstas muestran una influencia significativa en la determinación de los espectros TAFU, los resultados sugieren que a medida que las tasas de falla disminuyen, la resistencia lateral requerida aumenta. Por otro lado, se encontró un efecto significativo en la influencia de las distintas capacidades de ductilidad, donde se observó que, a mayor capacidad, la resistencia

lateral requerida disminuye considerablemente en el intervalo de periodos de vibración (1.0 < T_1 < 2.5 seg).

5.1.2.2 Capacidad de energía histerética normalizada en los espectros TAFU

Se analizó el efecto de la posfluencia en los espectros TAFU sometidos a movimientos del suelo blando, utilizando la energía histerética normalizada como parámetro de desempeño en movimientos de suelo blando. Los resultados indican que no se encontró una contribución significativa de los distintos niveles de pos-fluencia; sin embargo, el modelo de comportamiento EPP produjo resultados muy favorables en todos los casos estudiados. En conclusión, los resultados demuestran que las tasas de falla tienen una influencia significativa en los espectros de TAFU en términos de energía histerética normalizada. Adicionalmente, al comparar los diferentes niveles de capacidad, se observa que a medida que aumenta la energía, la resistencia lateral requerida disminuye, generalmente en la región de períodos cercanos al período del suelo.

5.2 Análisis de las medidas de intensidad

En la evaluación comparativa de los espectros TAFU para las medidas de intensidad sísmicas I_{Np} y Sa utilizadas en el estudio, se encontró que los valores de los *Cy* demandados para suelos rígidos no son significativos en términos de ductilidad y energía histerética normalizada como parámetros de desempeño. Por lo tanto, se concluye que los resultados obtenidos para la determinación de la resistencia lateral son muy similares en ambas medidas de intensidad sísmicas seleccionadas y que utilizar cualquiera de ellas para el diseño dará como resultado diseños equivalentes. Sin embargo, en el análisis de movimientos sísmicos en suelo blando en estructuras con distintas capacidades de ductilidad, se observan mayores diferencias al utilizar una medida u otra en el intervalo de periodos críticos de 1.50 y 2.0 segundos. Estas diferencias pueden llegar a ser hasta un 40% mayores para la medida de intensidad sísmica I_{Np} en estructuras que oscilan alrededor de 2.0 segundos. Además, la comparación de la relación del coeficiente sísmico obtenido para los espectros de energía histerética normalizada TAFU confirma que el coeficiente sísmico podría ser hasta un 45%

mayor al usar I_{Np} en comparación con *Sa* en los periodos cercanos al periodo de vibración del suelo. Los resultados indican que en el caso de demandas acumuladas como la energía histerética, se requiere una resistencia lateral mayor al seleccionar una medida de intensidad adecuada como I_{Np}. El uso de la medida de intensidad Sa podría proporcionar una resistencia lateral requerida insuficiente y producir diseños estructurales inseguros que tomen en cuenta las demandas de deformación plástica acumuladas y la confiabilidad estructural. Por lo tanto, para el diseño basado en energía o los espectros basados en energía, se recomienda utilizar I_{Np} como medida de intensidad.

5.3 Efecto de la degradación de la rigidez

En los espectros TAFU obtenidos al considerar la influencia de los movimientos sísmicos en suelos rígidos para las capacidades de ductilidad y energía histerética normalizada no se observa un efecto significativo en términos de la resistencia lateral requerida. Los resultados indican que la resistencia lateral requerida es muy similar para la capacidad de energía histerética normalizada y diferentes tasas anuales de falla uniforme en los sistemas analizados con y sin degradación estructural. Se recomienda realizar un análisis más detallado en distintos sistemas y modelos con degradación estructural para considerar el efecto del daño acumulado en el diseño de estructuras construidas en suelos rígidos.

Finalmente, se ha observado que existen similitudes en la forma espectral en los distintos períodos de vibración para los sistemas con y sin degradación en ambos parámetros de desempeño en estudio. No obstante, se ha identificado que en el intervalo de períodos críticos entre 1.0 y 2.0 segundos se observa una mayor influencia en la consideración de los modelos con pérdida de rigidez estructural en suelo blando. Se requiere una resistencia lateral hasta un 30% mayor en comparación con las estructuras sin degradación, lo que evidencia el impacto significativo de la degradación estructural en la resistencia de las estructuras sísmicas diseñadas sobre este tipo de suelos. Por lo tanto, se recomienda el uso de medidas de intensidad sísmica representativas de la forma espectral (I_{Np}) para obtener resultados más precisos al diseñar estructuras resistentes a los terremotos. Asimismo, se recomienda llevar a cabo un análisis más detallado para evaluar el comportamiento de diferentes grados de degradación de rigidez en modelos no lineales, lo que permitirá observar la tendencia de la

resistencia y los efectos de la degradación estructural en la obtención de espectros TAFU con capacidad de energía de histerética normalizada y ductilidad.

5.4 Implicaciones y dirección de investigaciones futuras

La investigación se limitó únicamente a dos sitios específicos de registros sísmicos debido a la complejidad del proceso para la obtención de los espectros TAFU para las medidas de intensidad seleccionadas. Por ejemplo, al considerar un valor especifico como parámetro de desempeño (ductilidad o energía histerética normalizada), un modelo de comportamiento histerético y una intensidad sísmica, se requirió más de 5 millones de análisis dinámicos no lineales, lo que representa un alto trabajo computacional. Los resultados previos en este estudio sugieren que, la medida de intensidad sísmica I_{Np} proporciona una mayor resistencia lateral requerida para alcanzar niveles de confiabilidad estructural similares en comparación con la medida de intensidad *Sa*. Por lo tanto, se recomienda realizar más estudios y análisis comparativos de diferentes parámetros de desempeño sismo-resistentes. Además, se encontró que la degradación de rigidez puede tener un impacto significativo en la resistencia de las estructuras sísmicas diseñadas en suelos blandos. Por esta razón, se recomienda un análisis más detallado para evaluar el comportamiento de diferentes niveles de degradación de rigidez en modelos no lineales. Esto permitirá observar la tendencia de resistencia y los efectos de la degradación estructural en la obtención de espectros TAFU con capacidad de energía histerética normalizada o ductilidad. Por último, se sugiere realizar un análisis para distintos tipos de suelos, como los intermedios o transición que se encuentran en la Ciudad de México, y observar el comportamiento y efecto de la obtención de este tipo de espectros. Lo anterior permitiría generar espectros de diseño específicos para cada zona de la Ciudad de México considerando diferentes parámetros de desempeño sismo-resistente y teniendo en cuenta la confiabilidad estructural.

Capítulo 6: Referencias

[1] D. G. M. S. y. C. C. Córdova. P.P., «“Development of a two parameter seismic intensity measure and probabilistic assessment procedure”,» *The second U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforce Concrete Biulding Structures. ,* pp. 187-206, 2001.

[2] S. S. Mehanny, «A broad-range power-law form scalar-based seismic intensity measure,» *Engineering Structures,* vol. 31, nº 7, p. 1354–1368, 2009.

[3] E. Bojórquez y I. Iervolino, «“Spectral shape proxies and nonlinear structural response”,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* vol. 31, pp. 996-1008, 2011.

[4] G. Housner , «Spectrum intensities of strong motion earthquakes, In: Proceedings of the symposium on earthquake and blast effects on structures.,» *Earthquake,* 1952.

[5] A. Arias , «A measure of earthquake intensity.,» 1970.

[6] Y. Park , A. Ang y Y. Wen , «Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings,» *J Struct Eng,* 1985.

[7] N. Shome y A. Cornell, «“Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures”,» *Reliability of Marine Structures Program, Report No. RMS-35, Department of Civil Engineering,* 1999.

[8] N. Buratti, «“A comparison of the performances of various ground–motion intensity measures”,» *DICAM – Structural Engineering, University of Bologna, Italy,* 2012.

[9] E. Bojórquez, L. Astorga, A. Reyes-Salaz, A. Teran-Gilmore y J. Velazquez, «“Prediction of hysteretic energy demands in steel frames using vector-valued IMs”,» *Steel and Composite Structures,* vol. 19, pp. 697-711, 2015.

[10] . J. Baker y C. Cornell, «“Spectral Shape, Epsilon and Record Selection”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics",» vol. 35, pp. 1077-1095, 2006.

[11] E. Bojórquez, I. Iervolino y G. Manfredi, «“Evaluating a New Proxy For Spectral Shape To Be Used As An Intensity Measure”,» *Seismic Engineering Conference. AIP Conference Proceedings,* vol. 1020, pp. 1599-1606, 2008.

[12] J. Baker y C. Cornell, «"A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon",» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* pp. 1193-1217, 2005.

[13] N. Buratti, «Confronto tra le performance di diverse misure di intensitá dello scuotimento sísmico,» *Congreso Nacional de Ingenieria de Italia,* vol. ANIDIS, nº Bari Italia, 2011.

[14] A. S. Modica y J. Peter, «Vector fragility surfaces for reinforced concrete frames in Europe,» *Bull Earthquake Eng,* vol. 12, p. 1725–1753, 2014. DOI 10.1007/s10518-013-9571-z.

[15] E. Javadi y M. Yakhchalian, «Selection of Optimal Intensity Measure for Seismic Assessment of Steel Buckling Restrained Braced Frames under Near-Fault Ground Motions,» *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering,* vol. 7, nº 4, pp. 1-20, 2018.

[16] G. W. Housner, «Limit design of structures to resist earthquakes,» *The First World Conference on Earthquake Engineering. Berkeley CA. USA,* 1956.

[17] H. Akiyama, «Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings,» *University of Tokyo Press, Tokyo, Japan,* 1985.

[18] C. M. Uang y V. V. Bertero, «"Evaluation of seismic energy in structures",» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* vol. Vol. 19, pp. 77-90., 1990.

[19] B. Akbas, J. Shen y H. Hao, «Energy appproach in peformance-based seismic design of steel moment resisting frames for basic safety objective,» *Fe Structural De-sign of Tall Buildings,* vol. 3, nº 10, p. 193–217, 2001.

[20] . L. D. Decanini y F. Mollaioli, «An energy-based methodology for the assessment of seismic demand,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* vol. 2, nº 21, p. 113–137, 2001.

[21] H. Choi y J. Kim, «Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum,» *Engineering Structures,* vol. 28, nº 2, p. 304–311, 2006.

[22] E. Bojorquez, A. Reyes-Salazar y A. Teran-Gilmor, «Energy-based damage index for steel structures,» *Steel and Composite Structures,* vol. 10, p. 331–348, 2009.

[23] Y. Lieping, C. Guangy y Q. Zhe, «Study on energy-based seismic design meth-od and the application for steel braced frame structures,» *The Sixth International Conference on Urban Earthquake Engineering. Tokyo Institute of Technology, To-kyo, Japan,* 2009.

[24] M. G. Mezgebo y E. M. Lui, «A new methodology for energy-based seismic de-sign of steel moment frames.,» *Earthquake Engineering and Engineering Vibration,* vol. 16, nº 1, p. 131–152, 2017.

[25] C. Zhai, C. Ji y W. Wen, «Hysteretic energy prediction method for mainshock-aftershock sequences,» *Earthq. Eng. Eng. Vib.,* vol. 17, p. 277–291, 2018.

[26] P. Quinde, A. Terán-Gilmore y E. Reinoso, «Cumulative structural damage due to low cycle fatigue: an energy-based approximation,» *journal of earthquake engi-neering,* vol. 25, nº 12, p. 2474–2494, 2021.

[27] H. Yang, H. Wang y B. Jeremić, «An energy-based analysis framework for soil structure interaction systems,» *Computers & Structures,* vol. 265, 2022.

[28] A. Terán-Gilmore y O. Jirsa., «Energy demands for seismic design against low cycle fatigue,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics 36,* pp. 383-404, 2007.

[29] E. Bojorquez, S. E. Ruiz y A. Teran-Gilmore, «Reliability-based evaluation of steel structures using energy concepts,» *Engineering Structures,* vol. 30, nº 6, p. 1745–1759, 2008.

[30] J. Bojórquez, S. Ponce, E. Bojórquez, A. Reyes-Salazar, M. Barraza, R. Chávez, F. Valenzuela, H. Leyva y V. Baca, «Structural reliability of reinforced concrete buildings under earthquakes and corrosion effects,» *Engineering Structures,* vol. 237, 2021.

[31] A. Rodríguez-Castellanos, S. E. Ruiz, E. Bojórquez, M. A. Orellana y A. Reyes-Salazar, «Reliability-based strength modification factor for seismic design spectra considering structural degradation,» *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.,* vol. 21, p. 1445–1460, 2021.

[32] M. Salkhordeh, E. Govahi y M. Mirtaheri, «Seismic fragility evaluation of vari-ous mitigation strategies proposed for bridge piers,» *Structure,* vol. 33, p. 1892–1905, 2021.

[33] Terán-Gilmore, « “Consideraciones del uso de la energía plástica en el diseño sísmico”,» *Revista de ingeniería Sísmica, SMIS,* vol. Vol. 65, pp. 81-110, 2001.

[34] M. E. Rodríguez, «Una medida de la capacidad destructiva de terremotos,» *Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS,* vol. Vol. 55, 1997.

[35] B. Huerta y E. Reinoso , «Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México,» *Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS,* vol. 66, pp. 45-72, 2002.

[36] E. Bojórquez y S. E. Ruiz , «Factores de transformación de ductilidades, distorsiones máximas de entrepiso y de energía histerética normalizada entre S1GL y SMGL,» *Tercer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica de España, Girona, España,* 2007.

[37] D. Arroyo y M. 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,* vol. 11, pp. 147-165, 2007.

[38] A. Terán-Gilmore y J. O. Jirsa, «A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue,» *Earthquake Spectra,* vol. 21, nº 3, pp. 803-832, 2005.

[39] H. Krawinkler y A. Nassar , «"Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities", Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings (Editors: H. Krawinkler and P. Fajfar), Elsevier Applied Science, U.K,» pp. 95-104, 1992.

[40] Teran-Gilmore y R. Simon, «"Use of constant cumulative ductility spectra for performance-based seismic design of ductile frames",» *8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering,* 2006.

[41] A. K. Chopra, Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering, University of California at Berkeley: Prentice Hall, 2012.

[42] ASCE, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, U.S.A.: ASCE/SEI 41-06 , 2006.

[43] M. E. Rodriguez y D. Padilla, «A Damage Index for the Seismic Analysis of Reinforced Concrete Members,» *Journal of Earthquake Engineering,* vol. Vol. 13, 2009.

[44] S. Ghosh y K. Collins, «Application of uniform hazard energy spectra in reliability-based seismic design,» *7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering,* 2002.

[45] J. L. Rivera y S. E. Ruiz, «Design approach based on UAFR spectra for structures with displacement dependent dissipating elements,» *Earthquake Spectra,* vol. 23, pp. 417-439, 2007.

[46] E. Bojórquez, «Diseño sísmico de estructuras de acero basado en confiabilidad estructural y conceptos de energía,» *Revista de Ingeniería Sísmica,* nº 81, pp. 37-64, 2009.

[47] Y. K. Wen, «Building Reliability and Code Calibration,» *Earthquake Spectra,* vol. 11, p. 269–96, 1995.

[48] «Reliability-based earthquake-resistant design: the future. In: Proceedings,» *11th World conference on earthquake engineering,* nº 2166, 1996.

[49] T. Takeda, M. Sozen y N. Nielsen, «Reinforced concrete response to simulated earthquake,» *J. Str. Div. ASCE 96,* nº 12, 1976.

[50] D. Vamvatsikos y C. A. Cornell, «Incremental dynamic analysis,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics,* vol. 31, nº 3, pp. 491-514, 2002.

[51] E. Miranda y J. C. Reyes, «Seismic performance assessment of a high-rise building using incremental dynamic analysis,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics,* vol. 34, nº 9, pp. 1085-1106, 2005.

[52] H. Crowley, R. Pinho y G. M. Calvi, «Displacement-based assessment of building seismic performance through incremental dynamic analysis,» *Bulletin of Earthquake Engineering,* vol. 7, nº 2, pp. 285-312, 2009.

[53] Z. Zhang, J. Ou y Y. Hu, « Incremental dynamic analysis-based fragility assessment of existing RC bridges in low-seismicity regions,» *Structural Engineering and Mechanics,* vol. 66, nº 6, pp. 817-824, 2018.

[54] H. Nour y . M. R. Hamidi Jamnani, «Incremental dynamic analysis-based fragility assessment of concrete gravity dams subjected to near-fault ground motion,» *Engineering Structures,* vol. 186, pp. 484-498, 2019.

[55] A. Rodríguez-Castellanos, S. E. Ruiz, E. Bojórquez y A. Reyes-Salazar, «Influence of spectral acceleration correlation models on conditional mean spectra and probabilistic seismic hazard analysis,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* pp. 1-20, 2020.

Capítulo 7: Anexos

7.1 Artículos publicados:

Hindawi
Advances in Civil Engineering
Volume 2021, Article ID 2601087, 17 pages
https://doi.org/10.1155/2021/2601087

Research Article

Comparing Hysteretic Energy and Ductility Uniform Annual Failure Rate Spectra for Traditional and a Spectral Shape-Based Intensity Measure

Joel Carvajal,[1] Edén Bojórquez,[1] Sonia Ruiz,[2] Juan Bojórquez,[1] Alfredo Reyes-Salazar,[1] Ali Rodríguez,[2] Mauro Niño,[2] Jorge Ruiz-García,[3] Francisco López-Almansa,[4] and José Torres[1]

[1]*Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán 80040, Mexico*
[2]*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México 04510, Mexico*
[3]*Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia 58040, Mexico*
[4]*Architecture Technology Department, Technical University of Catalonia, Barcelona 08028, Spain*

Correspondence should be addressed to Edén Bojórquez; eden@uas.edu.mx and Juan Bojórquez; juanbm@uas.edu.mx

Received 5 October 2021; Revised 10 November 2021; Accepted 12 November 2021; Published 15 December 2021

Academic Editor: Qian Chen

Copyright © 2021 Joel Carvajal et al. This is an open access article distributed under the Creative Commons Attribution License, which permits unrestricted use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

In this study, with the objective to develop a reliability-based seismic design tool, ductility and dissipated hysteretic energy uniform annual failure rate (UAFR) spectra are obtained and compared using the spectral acceleration at first mode of vibration of the structure $Sa(T_1)$ and the well-known spectral shape-based intensity measure I_{Np}. Notice that this is the first time in the literature that UAFR spectra are obtained for the advanced spectral shape intensity measure I_{Np}. For this aim, 110 simulated ground motions recorded from the soft soil of Mexico City were selected due to their large energy amount demanded to the structures; moreover, four elastoplastic hysteretic behavior models are considered for the dynamic analyses with post-yielding stiffness of 0, 3, 5, and 10%. It is observed that the use of elasto-perfectly plastic models provided similar UAFR spectra in comparison with hysteretic models with different post-yielding stiffness. This conclusion is valid for the two selected intensity measures. In addition, the lateral resistance required to achieve similar structural reliability levels is larger when the I_{Np} intensity measure is used, especially for buildings with vibration periods equal or larger than the soil period, in such a way that the traditional use of $Sa(T_1)$ could provide structures with less structural reliability levels.

1. Introduction

One of the main features to design structures subjected to earthquakes is the use of design or response spectra. The spectra provided by the seismic regulations are determined in most of the cases through single-degree-of-freedom (SDOF) systems with elastic behavior subjected to a set of seismic records, which are reduced to account for nonlinear behavior via ductility reduction factors. The current version of Mexico City Building Code (MCBC) and most of the codes around the world use the spectral acceleration at first mode of vibration of the structure $Sa(T_1)$ to estimate the design lateral resistance and stiffness demand of buildings under earthquakes and to control the maximum lateral displacement demand. However, it is known that $Sa(T_1)$ presents some limitations when it is used as intensity measure due to its lack of efficiency to predict the nonlinear structural response [1–4]. For example, $Sa(T_1)$ does not consider the effect of the elongation of the vibration period when nonlinear behavior occurs. For this reason, Bojórquez and Iervolino [5] proposed a spectral shape parameter named N_p and the I_{Np} intensity measure toward more efficient parameters. Several researchers have demonstrated the great potential of the I_{Np} intensity measure [1, 6–11]. In general, the studies have concluded that the most efficient scalar or vector-valued intensity measures are those based on

Earthquakes and Structures, *Vol. 21, No. 5 (2021) 551-562*
https://doi.org/10.12989/eas.2021.21.5.551

Peak floor acceleration prediction using spectral shape: Comparison between acceleration and velocity

José I. Torres[1], Edén Bojórquez*, Robespierre Chavez**[1], Juan Bojórquez[1], Alfredo Reyes-Salazar[1], Víctor Baca***[1], Federico Valenzuela[1], Joel Carvajal[1], Omar Payán[2] and Martín Leal[1]

[1]*Earthquake Engineering Research Centre, International Institute of Information Technology Hyderabad, Gachibowli 500032, Telangana, India*
[2]*Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Madras, Chennai 600036, Tamil Nadu, India*

(Received October 28, 2020, Revised March 30, 2021, Accepted May 21, 2021)

Abstract. In this study, the generalized intensity measure (IM) named I_{Npg} is analyzed. The recently proposed proxy of the spectral shape named N_{pg} is the base of this intensity measure, which is similar to the traditional N_p based on the spectral shape in terms of pseudo-acceleration; however, in this case the new generalized intensity measure can be defined through other types of spectral shapes such as those obtained with velocity, displacement, input energy, inelastic parameters and so on. It is shown that this IM is able to increase the efficiency in the prediction of nonlinear behavior of structures subjected to earthquake ground motions. For this work, the efficiency of two particular cases (based on acceleration and velocity) of the generalized I_{Npg} to predict the peak floor acceleration demands on steel frames under 30 earthquake ground motions with respect to the traditional spectral acceleration at first mode of vibration $Sa(T_1)$ is compared. Additionally, a 3D reinforced concrete building and an irregular steel frame is used as a basis for comparison. It is concluded that the use of velocity and acceleration spectral shape increase the efficiency to predict peak floor accelerations in comparison with the traditional and most used around the world spectral acceleration at first mode of vibration.

Keywords: efficiency; intensity measure; peak floor acceleration; seismic response; spectral shape

1. Introduction

Several efforts have been focused to find an efficient intensity measure able to reduce the uncertainty of the structural response of buildings under several earthquake ground motions. The efficiency is defined as the ability to reduce the uncertainty of the seismic response of structures subjected to earthquakes. The literature shows that several studies have been developed with the aim to observe the relation between intensity measures and the seismic response of structures, and various intensity measures have been proposed or analyzed (Housner 1952, Housner 1975, Arias 1970, Aptikaev 1982, Von-Thun *et al*. 1988, Cordova *et al*. 2001, Shome 1999, Tothong 2007, Riddell 2007, Mehanny 2009, Bojórquez and Iervolino 2011, Bojórquez *et al*. 2012, Minas *et al*. 2014, Kostinakis *et al*. 2015, Yakhchalian *et al*. 2015, Kazantzi and Vamvatsikos 2015). Currently, several studies promote the use of vector-valued or scalar ground motion IMs based on spectral shape, because they predict with good accuracy the maximum inter-story drift of buildings subjected to earthquakes (Bojórquez and Iervolino 2011, 2012). Furthermore, vector and scalar ground motion intensity measures based on N_p which are representative of the spectral shape have resulted very well related with the nonlinear structural response in terms of peak and energy demands (Bojórquez and Iervolino 2011, Bojórquez *et al*. 2012, Minas *et al*. 2014, Buratti 2012, Modica and Stafford 2014, Malaga-Chuquitaype and Bougatsas 2017, Rajabnejad *et al*. 2021). In addition, N_p has been successfully used for record selection (Bojórquez *et al*. 2013). The ground motion intensity measure (Bojórquez and Iervolino 2011) based on the spectral parameter of pseudo-acceleration has demonstrated to be one of the most efficient (Buratti 2012, Rajabnejad *et al*. 2021). Moreover, with the aim to improve the predictive capacity of I_{Np}, Bojórquez *et al*. (2017) proposed the generalized intensity measure I_{Npg}, based on the generalized spectral shape parameter N_{pg}, where any parameter of spectral shape can be used. Nevertheless, most of the studies to illustrate the potential of N_p-based intensity measures are related to the spectral shape in terms of acceleration where only the standard deviation of the maximum inter-story drift has been analyzed. Thus, it is necessary to estimate the relation between intensity measures and maximum responses using some other spectral parameter as in the case of velocity which is related with energy. In general, most of the studies that propose new intensity measures used the maximum displacement or inter-story drift to analyze the IM's efficiency; however, other important parameter that must be taken into account to avoid the damage in nonstructural components such as

*Corresponding author, Professor
E-mail: eden@uas.edu.mx
**Ph.D.
E-mail: robespierre@uas.edu.mx
***Ph.D.
E-mail: victor02305@hotmail.com

Copyright © 2021 Techno-Press, Ltd.
http://www.techno-press.com/journals/eas&subpage=7
ISSN: 2092-7614 (Print), 2092-7622 (Online)

buildings

MDPI

Article

Vector-Valued Intensity Measures Based on Spectral Shape to Predict Seismic Fragility Surfaces in Reinforced Concrete Buildings

Noel Zavala [1,*], Edén Bojórquez [2,*], Manuel Barraza [1], Juan Bojórquez [2,*], Almendra Villela [1], José Campos [1], José Torres [2], Ricardo Sánchez [1] and Joel Carvajal [2]

[1] Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño (FIAD), Universidad Autónoma de Baja California, Ensenada 22860, Mexico
[2] Facultad de Ingeniería Culiacán, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán de Rosales 80040, Mexico
* Correspondence: zavala.noel@uabc.edu.mx (N.Z.); eden@uas.edu.mx (E.B.); juanbm@uas.edu.mx (J.B.)

Abstract: Although some studies have been conducted to compute fragility surfaces of buildings using vector-valued seismic intensity measures (IMs), in all the cases, the first component of the vector usually is the spectral acceleration at first mode of vibration of the structure Sa(T_1). In this study, fragility surfaces of three reinforced concrete buildings (RCB) subjected to narrow-band ground motions obtained from soft soil of Mexico City are computed considering vector-valued IMs based not only on Sa(T_1), but also the velocity V(T_1), pseudo-velocity Sv(T_1), and normalized input energy by the mass $E_I/m(T_1)$ as the first component. As second component of the vector-valued IMs, the Peak Ground Acceleration (PGA), Peak Ground Velocity (PGV), effective duration (t_D), earthquake damage potential (I_D) and four Np spectral shape-based parameters obtained through spectral acceleration (Np_{Sa}), velocity (Np_V), pseudo-velocity (Np_{Sv}), and input energy (Np_{EI}) have been analyzed. In order to obtain fragility surfaces, Multinomial Logistic Regression (MLR) was applied. It is observed that those vector-valued IMs based on the spectral shape proxies were more efficient to predict the probability of failure of RCB. For this reason, it is important to consider spectral shape vector-valued IMs in order to reduce uncertainty in the structural response of buildings under earthquakes. Thus, the use of two parameters instead of a single intensity measure improves the efficiency. Moreover, the fragility surfaces can be used for the seismic risk evaluation of buildings.

Keywords: vector-valued seismic intensity measures; spectral shape; structural response; seismic performance; probability of failure; fragility surfaces

Citation: Zavala, N.; Bojórquez, E.; Barraza, M.; Bojórquez, J.; Villela, A.; Campos, J.; Torres, J.; Sánchez, R.; Carvajal, J. Vector-Valued Intensity Measures Based on Spectral Shape to Predict Seismic Fragility Surfaces in Reinforced Concrete Buildings. *Buildings* **2023**, *13*, 137. https://doi.org/10.3390/buildings13010137

Academic Editor: Gianfranco De Matteis

Received: 30 November 2022
Revised: 23 December 2022
Accepted: 28 December 2022
Published: 5 January 2023



Copyright: © 2023 by the authors. Licensee MDPI, Basel, Switzerland. This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license (https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/).

1. Introduction

One of the crucial parameters to define hazard, fragility and seismic risk studies are ground motion intensity measures. Most seismic design codes in the world use Sa(T_1) as IM; however, several studies have shown serious limitations of this parameter since this parameter does not properly represent the inelastic effect [1] and therefore more advanced IMs have been proposed [1–5]; Then, some of these IMs were applied in the analysis of buildings [6]. As IMs have evolved, there was a tendency to incorporate new parameters that improve the prediction of structural response in buildings. For this reason, vector-valued IMs based on two or three components have been proposed in recent years to improve the efficiency of IMs [6–14], which consists of the ability of an IM to estimate the structural response with the least uncertainty. Over the last decade there has been a dedication to determining the seismic performance of vector-valued IMs [15–19]. The results of many researchers [20–26] highlight the use of more sophisticated IMs such as those based on spectral shape, since they have the ability to predict the structural response more properly and, above all, a lower uncertainty in buildings which are in the inelastic

7.2 Artículos aceptados:

RELIABILITY-BASED HYSTERETIC ENERGY SPECTRA USING MODERN INTENSITY MEASURES

E. Bojórquez[1][0000-0001-6402-1693], J. Carvajal[2][0009-0002-0185-6567], J. Bojórquez[1][0000-0002-9892-4898] and A. Reyes-Salazar[1][0000-0001-5074-1526]

[1] Professor, Universidad Autónoma de Sinaloa, eden@uas.edu.mx, juanbm@uas.edu.mx
[2] PhD Student, Universidad Autónoma de Sinaloa, joelcarvajal.fic@uas.edu.mx

Abstract. This work is oriented to develop a reliability-based seismic design tool that account for cumulative demands. For this aim, dissipated hysteretic energy uniform annual failure rate (UAFR) spectra are obtained via the advanced spectral shape-based intensity measure I_{Np}. In order to obtain the new hysteretic energy spectra based on structural reliability, a set of 50 earthquake ground motions selected from soft soil of Mexico City, included the 1985 earthquake were selected due to their large energy amount demanded to the structures. Several nonlinear oscillators with elasto-perfectly plastic, bilinear and Takeda hysteretic behavior are subject to the set of records to compute the new tool for energy-based design. It is observed that the use of elasto-perfectly plastic models provided similar UAFR spectra in comparison with hysteretic models with different post-yielding stiffness. On the other hand, if stiffness degradation is considered, the UAFR energy spectra tend to be different. The new hysteretic energy UAFR spectra are the beginning toward energy-based earthquake resistant design that combine structural reliability and advanced ground motion intensity measures for degrading and/or no degrading structures.

Keywords: Hysteretic energy UAFR spectra, Intensity measures, Cumulative demands, Structural reliability.

1 Introduction

Traditional response or seismic design spectra are based on the use of spectral acceleration at first mode of vibration of the structure $Sa(T_1)$ as intensity measure. However, the evolution of the intensity measures suggests that $Sa(T_1)$ has some limitations for seismic engineering, when it is used as an intensity measure. In particular, in some cases $Sa(T_1)$ has low efficiency in predicting nonlinear structural response. On the other hand, it does not take into account the effect of elongation of the vibration period of the structure when nonlinear behavior occurs. For this reason, recently modern intensity measures have been gained popularity; for example, Bojórquez and Iervolino [1] proposed the spectral shape-based intensity