



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

**ACELERACIÓN DE PISO EN EDIFICIOS
DE HORMIGÓN ARMADO
ESTRUCTURADOS EN BASE A MUROS
SOMETIDOS A EXCITACIONES
SÍSMICAS**

FRANCISCO JAVIER STEIB PINTO

Tesis para optar al grado de
Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:
DIEGO LÓPEZ-GARCÍA G.

Santiago de Chile, (Marzo, 2011)

© 2011, Francisco Steib P.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

**ACELERACIÓN DE PISO EN EDIFICIOS
DE HORMIGÓN ARMADO
ESTRUCTURADOS EN BASE A MUROS
SOMETIDOS A EXCITACIONES
SÍSMICAS**

FRANCISCO JAVIER STEIB PINTO

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

DIEGO LÓPEZ-GARCÍA G.

HERNÁN SANTA MARÍA O.

RODRIGO MUJICA V.

ALDO CIPRIANO Z.

Para completar las exigencias del grado de
Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, (Marzo, 2011)

(A mis Padres y hermanos, por su gran apoyo.)

AGRADECIMIENTOS

Al concluir este proceso tan importante en mi vida, quisiera agradecer a todas esas personas, que de alguna u otra forma, colaboraron con la realización de este estudio.

En primera instancia quisiera agradecer a mi familia por estar siempre presente y ser el pilar principal de mi formación. A mi profesor guía Diego López-García por su dedicación e incommensurable aporte a esta investigación. A la Fundación Juan Pablo II, por su confianza y aporte, sin el cual hubiese sido muy difícil completar mis estudios universitarios. Además agradecer sinceramente a Rodrigo Mujica y Leopoldo Breschi por entregarme todas las facilidades para que esta investigación pudiese llegar a buen puerto. Y a mis amigos por su desinteresado apoyo.

Por último, agradecer a todo el cuerpo docente del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile por su formación académica y al cuerpo administrativo por su apoyo desinteresado.

INDICE GENERAL

	Pág.
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE GENERAL.....	iv
INDICE DE TABLAS	vii
INDICE DE FIGURAS.....	viii
RESUMEN	xviii
ABSTRACT	xvii
1.- INTRODUCCION.....	1
1.1.- Objetivo general.....	3
1.2.- Objetivos particulares.....	3
2.- METODOLOGÍA DE ESTUDIO	4
2.1.- Descripción del análisis realizado.....	4
2.2.- Descripción de la Tipología Estructural.....	7
2.3.- Diseño de las estructuras.	8
2.3.1.- Aspectos generales del Diseño.....	8
2.3.2.- Análisis sísmico según NCh 433	8
2.3.3.- Diseño de elementos estructurales según ACI 318-08	12
2.4.- Descripción de los modelos desarrollados para este estudio	19
2.4.1.- Modelos Elásticos.....	19
2.4.1.1.- Elementos y estructuración.	19
2.4.1.2.- Cargas consideradas en los modelos.....	21
2.4.1.3.- Masa Sísmica considerada en los modelos.....	22
2.4.1.4.- Reducción de Rigidez.	24
2.4.1.5.- Amortiguamiento de la estructura.....	30

2.4.2.- Modelos Inelásticos	32
2.4.2.1.- Generalidades.	32
2.4.2.2.- Cálculo del factor de escala Fa.....	33
2.4.2.3.- Modelación de rótulas plásticas	35
2.4.2.3.1.- Modelación de rótulas plásticas en vigas.	35
2.4.2.3.2.- Modelación de rótulas plásticas en columnas	37
2.4.2.3.3.- Modelación de rótulas plásticas en muros	38
2.4.2.4.- Regla de Histéresis.....	38
2.5.-Descripción de las excitaciones sísmicas utilizadas en este estudio.....	42
2.5.1.- Excitaciones de Fuente Lejana.....	42
2.5.2.- Excitaciones de Fuente Cercana o Impulsiva.	44
3.- ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE ACELERACIÓN ABSOLUTA.....	46
3.1.- Aceleraciones máximas de piso (PFA).	47
3.1.1.- Influencia del factor R, de las propiedades dinámicas de la estructura y de las características de la excitación sísmica.....	47
3.2.- Espectros de Piso	63
3.2.1.- Influencia de las propiedades dinámicas de la estructura soportante	64
3.2.2.- Influencia del tipo de excitación sísmica	70
3.2.3.- Influencia de las propiedades dinámicas del elemento no estructural....	80
3.2.4.- Influencia del valor del factor R	94
4.- EVALUACIÓN DE MÉTODOS INDICADOS EN CÓDIGOS Y NORMAS DE DISEÑO PARA ESTIMAR DEMANDAS SÍSMICAS SOBRE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	109
4.1.- Aceleraciones máximas de piso indicadas en ASCE 7-05	109
4.2.- Espectros de piso indicados en NCh 433	111
4.3.- Espectros de piso indicados en NCh 2369	120
4.4.- Espectro de diseño para elementos no estructurales de FEMA 450.....	126
4.5.- Espectro de diseño para elementos no estructurales propuesta por Singh et al. (Singh, Moreschi, Suárez & Matheu, 2006).	138

4.5.1.- Direct Method	139
4.5.2.- Floor Amplification Factor.....	142
4.6.- Espectro de diseño para elementos no estructurales propuesta por Technical Manual TM 5-809-10-1.....	151
4.6.1.- Cálculo de la aceleración máxima de piso (PFA).....	151
4.6.2.- Espectro de piso según el Technical Manual.	153
5.- RECOMENDACIONES DE MEJORAMIENTO A MÉTODO PROPUESTO POR TECHNICAL MANUAL PARA EL CÁLCULO DE ESPECTROS DE PISO.	162
5.1.- Modificación para la Aceleración máxima de piso.	162
5.2.- Modificación para los límites superiores en inferiores.....	163
5.3.- Modificación para incluir otros Amortiguamientos en <i>Technical Manual</i>	174
6.- CONCLUSIONES	184
BIBLIOGRAFÍA.....	193

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2-1. Masas sísmicas del Edificio de 5 pisos	22
Tabla 2-2. Masas sísmicas del Edificio de 10 pisos	23
Tabla 2-3. Masas sísmicas del Edificio de 20 pisos.....	24
Tabla 2-4. Tabla con rangos del factor de reducción para columnas	25
Tabla 2-5. Factor de reducción para columnas en Edificio de 5 pisos.....	26
Tabla 2-6. Factor de reducción para columnas en Edificio de 10 pisos.	26
Tabla 2-7. Factor de reducción para columnas en Edificio de 20 pisos.....	27
Tabla 2-8. Factor de reducción para muros en Edificio de 5 pisos.	27
Tabla 2-9. Factor de reducción para muros en Edificio de 10 pisos.	28
Tabla 2-10. Factor de reducción para muros en Edificio de 20 pisos	29
Tabla 2-11. Factor de reducción para muros en Edificio de 20 pisos	30
Tabla 2-12. Modos considerados con amortiguamiento $\xi = 5\%$ para Edificio de 5 pisos. .	32
Tabla 2-13. Modos considerados con amortiguamiento $\xi = 5\%$ para Edificio de 10 pisos.	32
Tabla 2-14. Modos considerados con amortiguamiento $\xi = 5\%$ para Edificio de 20 pisos	32
Tabla 2-15 Valores de Fa.....	35

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2-1. Esquema Metodología de Estudio.	6
Figura 2-2. Planta Tipo de las Estructuras consideradas (dimensiones en cm).....	7
Figura 2-3. Descarga estática.....	9
Figura 2-4. Elevación Ejes 1 y 3 de edificio de 5 pisos con espesor de muros de 20 cm.	14
Figura 2-5. Elevación Eje 2 de edificio de 5 pisos con espesor de muros de 20 cm.	15
Figura 2-6. Elevación Ejes 1 y 3 de edificio de 10 pisos.	15
Figura 2-7. Elevación Eje 2 de edificio de 10 pisos.	16
Figura 2-8. Elevación Ejes 1 y 3 de Edificio de 20 pisos.	17
Figura 2-9. Elevación Eje 2 de Edificio de 20 pisos	18
Figura 2-10. Imagen Extraída del modelo elástico 5 Pisos en el programa SAP 2000	20
Figura 2-11. Imagen Extraída del modelo elástico 10 Pisos en el programa SAP 2000	20
Figura 2-12. Imagen Extraída del modelo elástico 20 Pisos en el programa SAP 2000	21
Figura 2-13. Amortiguamiento de Rayleigh.....	31
Figura 2-14. Imagen Extraída del modelo inelástico 10 Pisos en el programa SAP 2000	33
Figura 2-15. Zona de rótula plástica para vigas según ACI 318.	36
Figura 2-16. Zona de rótula plástica para vigas según ATC - 40.....	36
Figura 2-17. Relación constitutiva Momento vs Giro.....	37
Figura 2-18. Regla de Histéresis propuesta por Takeda et al. y utilizada en este estudio.	39
Figura 2-19. Ejemplo diagrama Fuerza – Deformación Muro de edificio 5 Pisos $e=2040$	

Figura 2-20. Ejemplo diagrama Fuerza – Deformación Muro de edificio 20 Pisos $e=20$	41
Figura 2-21. Ejemplos de excitaciones sísmicas.	45
Figura 2-22. Espectros de respuesta	45
Figura 3-1. Aceleraciones máximas de piso (respuesta elástica, excitación de Fuente Lejana).....	48
Figura 3-2 Aceleraciones máximas de piso (respuesta elástica, excitación de Fuente Cercana).	49
Figura 3-3. Aceleraciones máximas de piso (respuesta elástica e inelástica, excitación de Fuente Lejana)	52
Figura 3-4. Aceleraciones máximas de piso (respuesta elástica e inelástica, excitación de Fuente Cercana).....	53
Figura 3-5. Influencia del tipo de excitación sísmica (edificio de 5 pisos, muros de 15 cm)	55
Figura 3-6. Influencia del tipo de excitación sísmica (edificio de 5 pisos, muros de 20 cm)	56
Figura 3-7. Influencia del tipo de excitación sísmica (edificio de 10 pisos)	57
Figura 3-8. Influencia del tipo de excitación sísmica (edificio de 20 pisos)	58
Figura 3-9. Comparación entre espectros de respuesta normalizados	59
Figura 3-10. Aceleraciones máximas de piso (excitaciones sísmicas de Fuente Lejana)	61
Figura 3-11. Aceleraciones máximas de piso (excitaciones sísmicas de Fuente Cercana)	62
Figura 3-12. Espectros de piso (excitaciones de Fuente Lejana, amortiguamiento $\xi= 2\%$)	66
Figura 3-13. Espectros de piso (excitaciones de Fuente Lejana, amortiguamiento $\xi = 5\%$)	67

Figura 3-14. Espectros de piso (excitaciones de Fuente Cercana, amortiguamiento $\xi = 2\%$)	68
Figura 3-15. Espectros de piso (excitaciones de Fuente Cercana, amortiguamiento $\xi = 5\%$)	69
Figura 3-16. Modos naturales de vibración	70
Figura 3-17. Espectros de piso (edificio de 5 pisos, espesor de muro 15 cm, amortiguamiento $\xi = 2\%$)	72
Figura 3-18. Espectros de piso (edificio de 5 pisos, espesor de muro 15 cm, amortiguamiento $\xi = 5\%$)	73
Figura 3-19. Espectros de piso (edificio de 5 pisos, espesor de muro 20 cm, amortiguamiento $\xi = 2\%$)	74
Figura 3-20. Espectros de piso (edificio de 5 pisos, espesor de muro 20 cm, amortiguamiento $\xi = 5\%$)	75
Figura 3-21. Espectros de piso (edificio 10 Pisos, amortiguamiento $\xi = 2\%$).....	76
Figura 3-22. Espectros de piso (edificio 10 Pisos, amortiguamiento $\xi = 5\%$)	77
Figura 3-23. Espectros de piso (edificio 20 Pisos, amortiguamiento $\xi = 2\%$)	78
Figura 3-24. Espectros de piso (edificio 20 Pisos, amortiguamiento $\xi = 5\%$)	79
Figura 3-25. Espectros de piso (estructura de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm, excitación de Fuente Lejana)	82
Figura 3-24. Espectros de piso (estructura de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm, excitación de Fuente Cercana).....	83
Figura 3-25. Espectros de piso (estructura de 5 pisos con espesor de muro de 20 cm, excitación de Fuente Lejana)	84
Figura 3-26. Espectros de piso (estructura de 5 pisos con espesor de muro de 20 cm, excitación de Fuente Cercana).....	85

Figura 3-27. Espectros de piso (estructura de 10 pisos, excitación de Fuente Lejana)	86
Figura 3-28. Espectros de piso (estructura de 10 pisos, excitación de Fuente Cercana)	87
Figura 3-29. Espectros de piso (estructura de 20 pisos, excitación de Fuente Lejana)	88
Figura 3-30. Espectros de piso (estructura de 20 pisos, excitación de Fuente Cercana)	89
Figura 3-31. Factor α (edificio de 5 Pisos con espesor de muro de 15 cm)	90
Figura 3-32. Factor α (edificio de 5 Pisos con espesor de muro de 20 cm)	91
Figura 3-33. Factor α (edificio de 10 Pisos)	92
Figura 3-34. Factor α (edificio de 20 Pisos)	93
Figura 3-35. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 2\%$, respuesta inelástica, estructura de 5 pisos y espesor de muro de 15 cm, excitación de Fuente Cercana)	97
Figura 3-36. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 2\%$, respuesta inelástica, estructura de 5 pisos y espesor de muro de 15 cm, excitación de Fuente Cercana)	98
Figura 3-37. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 5\%$, respuesta inelástica, estructura de 5 pisos y espesor de muro de 20 cm, excitación de Fuente Cercana)	99
Figura 3-38. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 5\%$, respuesta inelástica, estructura de 5 pisos y espesor de muro de 20 cm, excitación de Fuente Lejana)	100
Figura 3-39. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 2\%$, respuesta inelástica, estructura de 10 pisos, excitación de Fuente Cercana)	101
Figura 3-40. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 2\%$, respuesta inelástica, estructura de 10 pisos, excitación de Fuente Cercana)	102
Figura 3-41. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 5\%$, respuesta inelástica, estructura de 10 pisos, excitación de Fuente Lejana)	103
Figura 3-42. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 5\%$, respuesta inelástica, estructura de 10 pisos, excitación de Fuente Lejana)	104

Figura 3-43. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 2\%$, respuesta inelástica, estructura de 20 pisos, excitación de Fuente Cercana)	105
Figura 3-44. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 2\%$, respuesta inelástica, estructura de 20 pisos, excitación de Fuente Cercana)	106
Figura 3-45. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 5\%$, respuesta inelástica, estructura de 20 pisos, excitación de Fuente Lejana)	107
Figura 3-46. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 5\%$, respuesta inelástica, estructura de 20 pisos, excitación de Fuente Lejana)	108
Figura 4-1. Aceleraciones máximas de piso (respuesta lineal)	111
Figura 4-2. Espectros de piso (respuesta lineal, edificio 5 pisos con espesor de muro de 15 cm).....	116
Figura 4-3. Espectros de piso (respuesta lineal, edificio 5 pisos con espesor de muro de 20 cm).....	117
Figura 4-4. Espectros de piso (respuesta lineal, edificio de 10 pisos).	118
Figura 4-5. Espectros de piso (respuesta lineal, edificio de 20 pisos)	119
Figura 4-6. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm).....	122
Figura 4-7. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 20 cm).....	123
Figura 4-8. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 10 pisos)	124
Figura 4-9. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 20 pisos)	125
Figura 4-10. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 10 pisos, sin limitaciones en NCh 2369).....	126
Figura 4-11. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm, excitación de Fuente Lejana).....	130

Figura 4-12. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm, excitación de Fuente Cercana)	131
Figura 4-13. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 20 cm, excitación de Fuente Lejana).....	132
Figura 4-14. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 20 cm, excitación de Fuente Cercana)	133
Figura 4-15. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 10, excitación de Fuente Lejana).....	134
Figura 4-16. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 10, excitación de Fuente Cercana)	135
Figura 4-17. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 20, excitación de Fuente Lejana).....	136
Figura 4-18. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 20, excitación de Fuente Cercana)	137
Figura 4-19. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm).....	145
Figura 4-20. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 5 pisos espesor de muro 20 cm)	146
Figura 4-21. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10).....	147
Figura 4-22. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10 pisos)	148
Figura 4-23. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 20 pisos)	149
Figura 4-24. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 20 pisos)	150
Figura 4-25. M.F. (factor de magnificación) propuesto por el Technical Manual...	154
Figura 4-26. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm).....	156

Figura 4-27. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 5 pisos con espesor de muro de 20 cm).....	157
Figura 4-28. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10 pisos)	158
Figura 4-29. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10 pisos)	159
Figura 4-30. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 20 pisos)	160
Figura 4-31. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 20 pisos)	161
Figura 5-1. Espectro del suelo versus espectros de piso con y sin normalizar.	164
Figura 5-2. Espectro del suelo versus espectros de piso con y sin normalizar.	165
Figura 5-3. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 5 pisos con espesor de muro de 15 cm).....	167
Figura 5-4. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 5 pisos con espesor de muro de 20 cm).....	168
Figura 5-5. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10 pisos)	169
Figura 5-6. Espectros de piso (respuesta elástica, para edificio 10 pisos)	170
Figura 5-7. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 20 pisos)	171
Figura 5-8. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 20 pisos)	172
Figura 5-9. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 5 pisos con espesor de muro de 15 cm).....	178
Figura 5-10. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 5 pisos con espesor de muro de 20 cm).....	179
Figura 5-11. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10 pisos)	180
Figura 5-12. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10 pisos)	181
Figura 5-13. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 20 pisos)	182

Figura 5-14. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 20 pisos) 183

RESUMEN

El objetivo de este estudio consiste en caracterizar la demanda sísmica en elementos no estructurales ubicados en edificios de varios pisos. Se consideraron edificios de hormigón armado estructurados en base a muros, y se obtuvo, mediante análisis tiempo-historia, la respuesta lineal y no lineal a excitaciones sísmicas tanto de Fuente Lejana como de Fuente Cercana o Impulsivas.

Con los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas se analizó la relación entre las aceleraciones de piso (aceleraciones máximas de piso y espectros de piso) y distintos parámetros relevantes tales como los períodos modales del edificio, el tipo de excitación sísmica, la magnitud de las deformaciones plásticas, etc. Las aceleraciones de piso obtenidas de las simulaciones numéricas se compararon con las aceleraciones de piso de diseño indicadas en normas de diseño sísmico chilenas y norteamericanas.

Finalmente, se proponen recomendaciones prácticas para el diseño sísmico de elementos no estructurales. Se espera que estas recomendaciones, junto con recomendaciones similares formuladas en estudios desarrollados en forma paralela (en donde se consideraron otros tipos de estructuras de edificios), contribuyan a una caracterización general de la demanda sísmica en elementos no estructurales que pueda ser utilizada para desarrollar racionalmente futuras normas chilenas de diseño sísmico de elementos no estructurales.

Palabras Claves: Elementos no estructurales, aceleración máxima de piso, espectro de piso, edificios estructurados en base a muros de hormigón armado, respuesta sísmica inelástica

ABSTRACT

The objective of this study is to characterize the seismic demand on nonstructural components in multistory building structures. Several reinforced concrete shear wall buildings were considered, and their linear as well as nonlinear seismic response to both far field and near fault seismic excitations was obtained through time history analysis.

Results obtained from the numerical simulations were then used to analyze the relationship between floor accelerations (peak floor accelerations and floor spectra) and several relevant parameters such as modal periods, the type of seismic excitation, the degree of inelastic deformations, etc. Floor accelerations obtained from the numerical simulations were compared with design floor accelerations indicated in Chilean and American seismic design codes.

Finally, practical recommendations for the seismic design of nonstructural components are proposed. These recommendations, along with similar recommendations indicated in parallel studies (where other types of building structures are considered) are intended to make a contribution to a general characterization of the seismic demand on nonstructural components that may provide a rational basis for the development of future Chilean codes for the seismic design of nonstructural components.

Keywords : nonstructural components, peak floor acceleration, floor spectrum, reinforced concrete shear wall buildings, nonlinear time history analysis

1.- INTRODUCCION

En el último terremoto ocurrido en Chile el 27 de Febrero de 2010 se observó en general un buen comportamiento de las estructuras (salvo contadas excepciones). Sin embargo, este evento sísmico también evidenció la poca o nula consideración de las acciones sísmicas en el diseño de los elementos no estructurales (denominados “elementos secundarios” en las normas de diseño sísmico chilenas vigentes durante el desarrollo de este estudio). Ejemplo de ello es lo ocurrido en el Aeropuerto de Santiago, el cual no sufrió daños considerables en las estructuras, pero sí sufrió daños importantes en muchos de sus elementos no estructurales (cielos falsos, ductos de sistemas de climatización, etc.), los que ocasionaron que el Aeropuerto no pudiese funcionar durante algunos días. Desde el punto de vista económico el daño en elementos no estructurales significa enormes costos de reparación y reconstrucción, que muchas veces es aún más importante que el de la estructura misma. Más aún, la falla de algunos de estos elementos puede afectar a las personas que ocupan la estructura, pudiendo incluso ocasionar víctimas fatales. Finalmente, hay elementos no estructurales que, aunque su falla no afecte a las personas o su reparación no sea costosa, es importante que queden operables inmediatamente después de un evento sísmico, como por ejemplo generadores de electricidad en hospitales y cuarteles de bomberos y carabineros; o equipos médicos en los mismos hospitales, los cuales son de vital importancia durante la emergencia que se produce en eventos sísmicos importantes. Debido a todas estas razones, es muy importante que el diseño sísmico de estos elementos sea adecuado.

Para describir, cuantificar y cualificar las solicitaciones a las que son sometidos los elementos no estructurales sensibles a la aceleración ante un sismo de gran intensidad, es necesario conocer la aceleración sísmica a la que se verá sometido el elemento (en general, esta aceleración, multiplicada por la masa del elemento, es igual a la fuerza sísmica de diseño). Es importante notar que, en edificios de varios pisos, la excitación sísmica que actúa sobre un elemento no estructural *no* es igual a la excitación sísmica que actúa sobre la estructura, sino que es igual a la aceleración absoluta o total en el piso o nivel en donde

está ubicado el elemento no estructural. En general, esta última es distinta de la excitación sísmica que actúa sobre el edificio tanto en magnitud como en contenido de frecuencias. Las características de la aceleración absoluta en los distintos pisos de un edificio obviamente dependen de muchas propiedades de la estructura (número de pisos, estructuración, no linealidad de los materiales, etc.), de la excitación sísmica que actúa sobre la estructura (contenido de frecuencias, etc.) y del elemento no estructural (periodo natural, amortiguamiento, etc.).

Las normas sísmicas chilenas NCh 433.Of96 *Diseño Sísmico de Edificios* (INN, 1996) y NCh 2369.Of2003 *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales* (INN, 2003), de aquí en más denominadas simplemente NCh 433 y NCh 2369, contienen ciertas recomendaciones para el cálculo de la fuerza sísmica solicitante en elementos no estructurales. Estas normas consideran que las propiedades dinámicas de la estructura están caracterizadas solamente por el periodo fundamental, y no toman en cuenta otras propiedades tales como la materialidad, la estructuración o la altura del edificio. Por ello, en este estudio se realiza una comparación entre las aceleraciones sísmicas (obtenidas mediante simulaciones numéricas) en edificios de distinto número de pisos estructurados en base a muros de hormigón armado, y las aceleraciones sísmicas implícitamente propuestas en las normativas chilenas. El objetivo de esta comparación consiste en analizar la posible necesidad de incorporar la influencia de parámetros adicionales en el cálculo de las fuerzas sísmicas de diseño de elementos no estructurales. Además de las recomendaciones indicadas en las normas chilenas de diseño sísmico, también se analizaron las recomendaciones indicadas en los códigos norteamericanos *2003 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures* (BSSC 2004) y *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE 2006), de aquí en más denominados simplemente FEMA 450 y ASCE 7-05, las recomendaciones presentadas en Singh et al. (2006a) y en Singh et al. (2006b), y los procedimientos recomendados en el manual técnico *Seismic Design Guidelines for Essential Buildings* (Departments of the Army, the Navy and the Air Force, 1986), de aquí en más denominado simplemente TM 5-809-10-1.

1.1.- Objetivo general

Cualificar y cuantificar las solicitaciones sísmicas sobre elementos no estructurales ubicados en distintos pisos de edificios estructurados en base a muros de hormigón armado.

1.2.- Objetivos particulares

- a) Cuantificar y cualificar las aceleraciones máximas de piso que actúan sobre elementos no estructurales infinitamente rígidos ubicados en distintos pisos de un edificio estructurado en base a muros de hormigón armado sometido a conjuntos de excitaciones sísmicas tanto de fuente lejana como de Fuente Cercana o impulsivas.
- b) Cuantificar y cualificar las aceleraciones máximas de piso que actúan sobre elementos no estructurales flexibles ubicados en distintos pisos de un edificio estructurado en base a muros de hormigón armado sometido a conjuntos de excitaciones sísmicas tanto de fuente lejana como de Fuente Cercana o impulsivas.
- c) Analizar la posible influencia de distintas propiedades dinámicas de la estructura soportante y del elemento no estructural en las solicitaciones sísmicas que actúan sobre los elementos no estructurales.
- d) Cotejar las acciones sísmicas obtenidas mediante simulaciones numéricas con las acciones sísmicas indicadas en las normas de diseño sísmico usadas en la práctica.
- e) Entregar recomendaciones prácticas para calcular de manera más racional y precisa las fuerzas sísmicas de diseño de elementos no estructurales ubicados en edificios de hormigón armado estructurados en base a muros.

2.- METODOLOGÍA DE ESTUDIO

2.1.- Descripción del análisis realizado

En este estudio sólo se consideraron edificios estructurados en base a muros de hormigón armado. Se trata de una tipología estructural muy popular en Chile y también utilizada en otros países del mundo en donde hay actividad sísmica. En particular, se consideraron 3 edificios de 5, 10 y 20 pisos, respectivamente. Estas estructuras fueron modeladas utilizando el software de análisis estructural SAP2000.

Para cada una de las estructuras consideradas se prepararon 2 modelos. El primero de ellos es un modelo relativamente simple que se utilizó para determinar de manera eficiente la respuesta lineal, mientras que el segundo es un modelo más complejo que se utilizó para determinar de la mejor manera posible la respuesta no lineal (inelástica) de las estructuras.

Estos modelos fueron sometidos a dos conjuntos de excitaciones sísmicas sintéticas. Las características de las excitaciones del primer conjunto son similares a las características de registros reales de Fuente Lejana obtenidos en suelos firmes, y las características de las excitaciones del segundo conjunto son representativas de las características de registros reales de Fuente Cercana o impulsivos. Cada uno de los modelos lineales fue sometido a 1000 excitaciones de Fuente Lejana y a 1000 excitaciones de Fuente Cercana. Cada conjunto de excitaciones sísmicas fue escalado para que la demanda lineal promedio sobre el elemento (viga, columna o muro) más solicitado sea igual a su capacidad. La relación entre las magnitudes de las excitaciones originales y las de las excitaciones escaladas fue denominada factor de escala F_a , y su valor es igual al menor de los cocientes promedio de la resistencia de cada elemento y la sollicitación sísmica correspondiente. De esta forma, las sollicitaciones sísmicas promedio debidas a cada conjunto de excitaciones sísmicas escaladas son tales que ningún elemento incursiona en el rango inelástico, pero hay al menos un elemento que se encuentra justo en el límite.

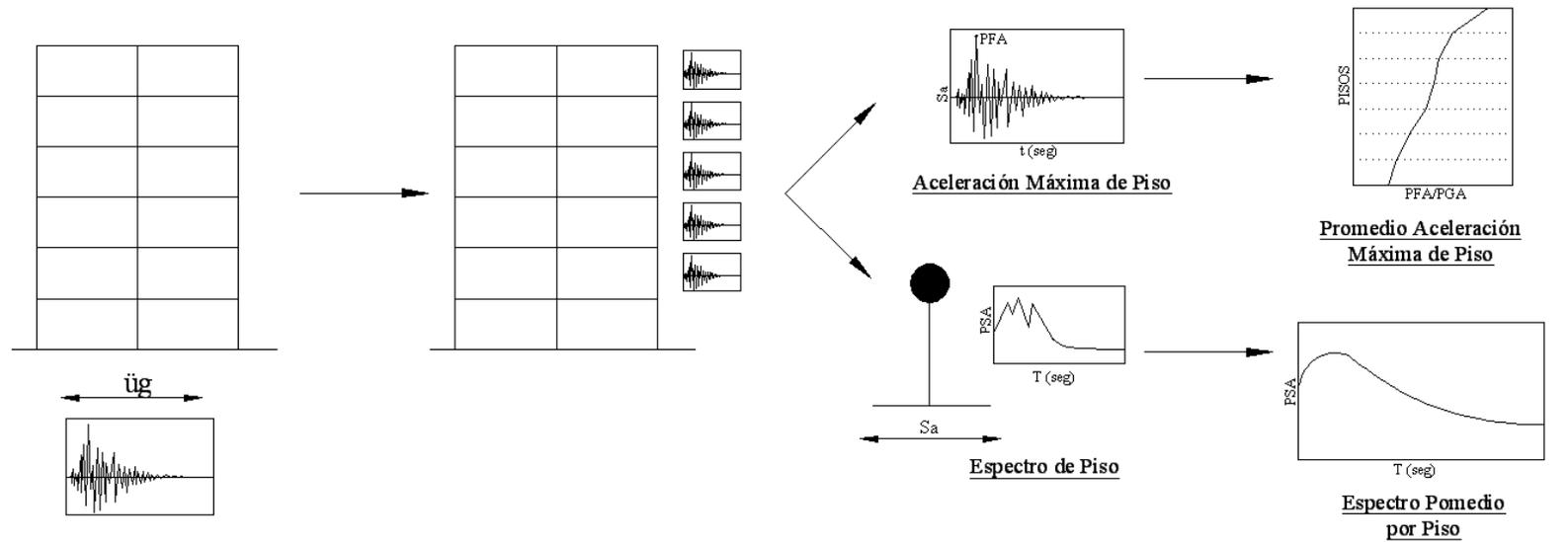
Una vez obtenidos los factores de escala, las excitaciones fueron entonces nuevamente escaladas de manera de hacer incurrir a los modelos inelásticos en comportamiento no lineal controlado. En este estudio se consideró un rango de comportamiento inelástico desde $R=2$ (excitación original ponderada por $2 F_a$), hasta $R=6$ (excitación original ponderada por $6 F_a$). Cada modelo no lineal fue sometido a 20 excitaciones de Fuente Lejana y a 20 excitaciones de Fuente Cercana escaladas desde $R=2$ hasta $R=6$ (200 excitaciones en total, 100 de Fuente Lejana y 100 de Fuente Cercana). Cabe aclarar que el factor R considerado en este estudio es conceptualmente análogo al factor de modificación de la respuesta estructural R (análisis estático) o R^* (análisis modal espectral) definido en NCh 433.

De las simulaciones computacionales tiempo historia (lineales y no lineales) se obtuvo la respuesta de aceleración absoluta en cada piso de cada uno de los tres edificios considerados. De cada historia de aceleración absoluta se obtuvieron la aceleración máxima de piso o *Peak Floor Acceleration* (PFA) y el espectro de pseudoaceleración de piso. Finalmente, se obtuvieron los valores promedio de estas respuestas.

Cuando se analizaron las aceleraciones máximas de piso en la estructura de 5 pisos, se observó que los elementos resistentes más importantes (muros del primer piso) prácticamente no incurrían en rango inelástico cuando $R=2$. Por ello, se decidió considerar una estructura adicional de 5 pisos con muros de menor espesor para determinar si los distintos espesores mínimos considerados en la práctica inciden de alguna en la respuesta de aceleración absoluta.

La metodología adoptada en este estudio para la determinación precisa de las aceleraciones absolutas en los distintos pisos de las estructuras consideradas se resume de manera esquemática en la Figura 2-1.

Esquema Metodología de Estudio



1) Análisis tiempo - historia, tanto para los modelos elásticos como inelásticos. La excitación para estos últimos debe estar escalada por F_a .

2) Se obtienen las aceleraciones de piso en todas las estructuras y todas las excitaciones utilizadas.

3) Con las respuestas obtenidas en el paso 2, se obtienen las aceleraciones máximas de piso y los espectros de piso

4) Se promedian las respuestas obtenidas en el paso 3.

Figura 2-1. Esquema Metodología de Estudio.

2.2.- Descripción de la Tipología Estructural

Las propiedades de masa, resistencia y rigidez de las estructuras consideradas en este estudio fueron definidas teniendo en cuenta el modelo adoptado por Gelmi (2001) para analizar la influencia de la densidad de muros y de las propiedades de las vigas de acoplamiento en la respuesta sísmica de edificios con estructuración de muros. A su vez, las propiedades del modelo adoptado por Gelmi (2001) están basadas en resultados obtenidos por Wood et al. (1987), quienes investigaron el comportamiento de edificios chilenos ubicados en Viña del Mar durante el terremoto del 3 de Marzo de 1985.

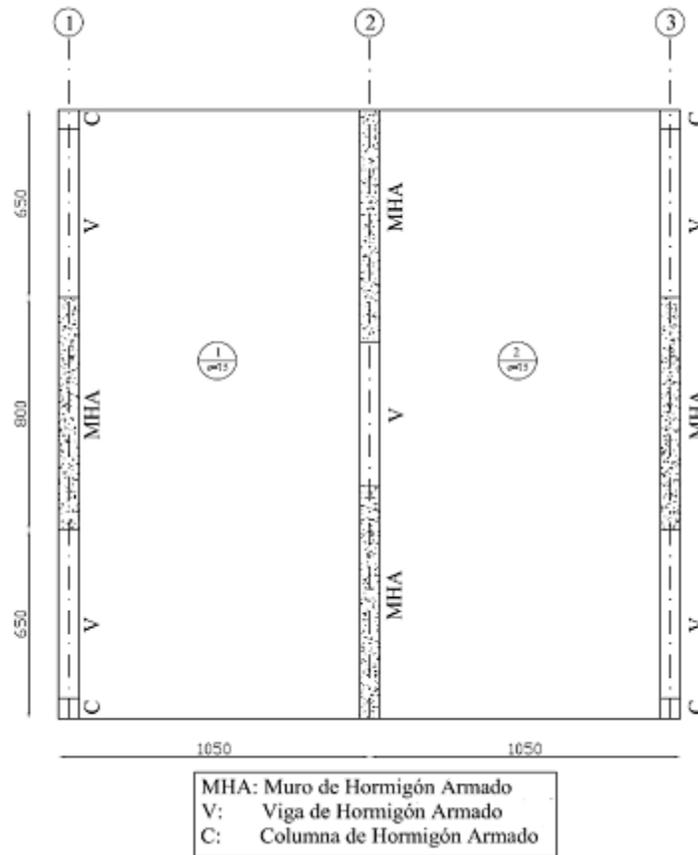


Figura 2-2. Planta Tipo de las Estructuras consideradas (dimensiones en cm).

Se consideró la planta tipo mostrada en la Figura 2-2. Los largos de los muros y su ubicación se mantienen constantes en todos los pisos. El espesor de los mismos y las

dimensiones de las vigas fueron determinados de manera de satisfacer los requisitos de NCh 433. Como se mencionó anteriormente, para el edificio de 5 pisos se consideró inicialmente un espesor de muro de 20 cm. El análisis de la respuesta inelástica del modelo reveló que los muros no incurrían en rango inelástico cuando $R=2$ (sólo plastificaban las vigas). Se decidió entonces considerar una estructura adicional de 5 pisos con muros de menor espesor (15 cm). Cabe aclarar que en la práctica, dependiendo del criterio del ingeniero estructural y de la empresa constructora, a veces se utilizan muros de 20 cm de espesor, y a veces se utilizan muros de 15 cm de espesor.

2.3.- Diseño de las estructuras.

2.3.1.- Aspectos generales del Diseño

Todas las estructuras consideradas en este estudio fueron diseñadas según las disposiciones del código ACI 318-08 (ACI 2008), ya que éste es exigido por NCh 433 para el diseño de edificios de hormigón armado. Los elementos se diseñaron a flexión (vigas) y a flexo compresión (columnas y muros) tratando de representar lo más fielmente posible el procedimiento de diseño práctico implementado en oficinas profesionales de diseño estructural. Se asumió en todos los casos que, tal como lo establece el ACI 318-08, la resistencia al corte es mayor que la demanda de corte asociada a la capacidad flexural.

2.3.2.- Análisis sísmico según NCh 433

Definición de cargas: peso propio.

- Losa: 360 kg/m^2
- Sobrelosa de 5 cm: 100 kg/m^2
- Tabiques: 30 kg/m^2

La sobrecarga de uso se consideró igual a 200 kg/m^2 , que corresponde al valor propuesto por la norma NCh 1537.0f86 *Diseño Estructural de Edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso* (INN, 1986), de aquí en más denominada NCh 1537. De este valor, NCh 433 recomienda usar sólo el 25% para el cálculo de la masa sísmica.

Para el diseño se utilizó un modelo bidimensional similar al modelo elástico utilizado en las simulaciones (descrito más adelante). Al ser un modelo bidimensional la losa no se modela como un elemento en sí. Debido a esto, las cargas debidas a peso propio de losa, sobrelosa, tabiques y sobrecarga de uso se deben distribuir de alguna forma en los elementos modelados. Por simplicidad se distribuyeron las cargas por medio de descarga estática en 45° como muestra la Figura 2-3.

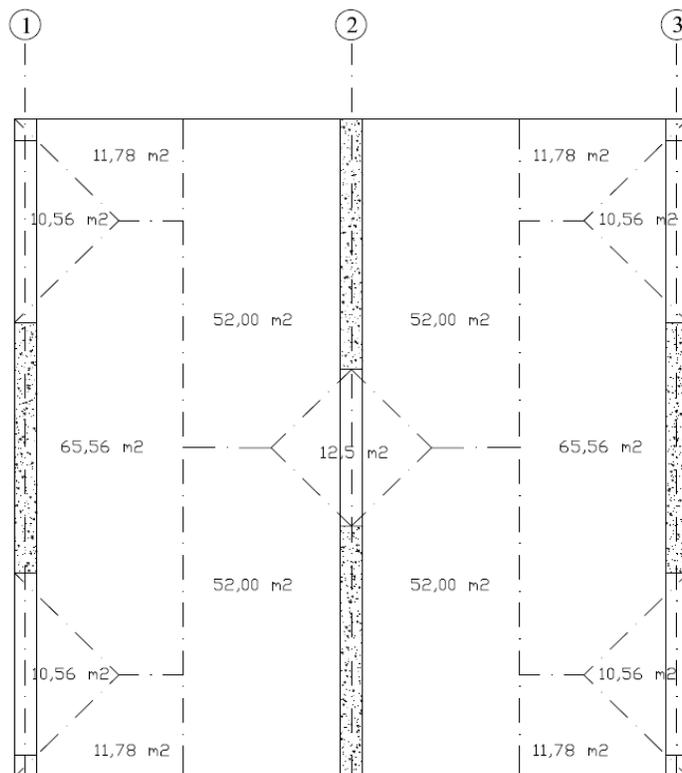


Figura 2-3. Descarga estática.

Para determinar las cargas sísmicas en la estructura de 5 pisos, se consideró el método de Análisis Estático. Este método entrega un conjunto de fuerzas laterales que

representan a la acción sísmica sobre la edificación. Estas fuerzas se determinan de la siguiente manera. El corte sísmico está dado por

$$Q_0 = C I P \quad (2.1)$$

donde:

C= Coeficiente sísmico.

I= Coeficiente de importancia.

P= Peso sísmico de la edificación.

El coeficiente sísmico se define como:

$$C = \frac{2.75 A_0}{g R} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (2.2)$$

en que:

n, T' = Parámetros relativos al suelo de fundación.

A_0 = Aceleración Efectiva.

R = Factor de reducción.

T^* = Periodo con mayor masa traslacional efectiva en la dirección de análisis.

El coeficiente C está limitado. No puede ser menor que $\frac{A_0}{6g}$, y no es necesario que sea mayor que $\frac{0.35 S A_0}{g}$, en que S es un parámetro que depende del tipo de suelo de fundación.

Las fuerzas sísmicas se calculan con la expresión:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^N A_j P_j} Q_0 \quad (2.3)$$

en que:

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$$

Para las estructuras de 10 y 20 pisos, las cargas sísmicas se calculan a través del método de Análisis Modal Espectral. El espectro de diseño viene dado por:

$$S_a = \frac{I A_0 \alpha}{R^*} \quad (2.4)$$

donde:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^3}$$

en que:

T_n = Período de vibración del modo n.

T_0 , p = Parámetros relativos al suelo de fundación.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

Con:

T^* = Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

R_0 = Factor de reducción de la respuesta relativo al tipo de estructuración.

El corte sísmico no puede ser menor que:

$$Q_{\min} = \frac{I A_0 P}{6g}, \quad (2.5)$$

y no es necesario que sea mayor que:

$$Q_{\max} = \frac{0.35 S A_0 I P}{g}, \quad (2.6)$$

Para realizar estos análisis, se consideró que las estructuras son de categoría C, ubicadas en zona sísmica 3, fundadas sobre un suelo tipo III. Con esto se tiene que:

$$A_0 = 0.4 g$$

$$T_0 = 0.75 \text{ seg}$$

$$p = 1.0$$

$$R_0 = 11$$

$$R = 7$$

$$I = 1$$

$$S = 1.2$$

2.3.3.- Diseño de elementos estructurales según ACI 318-08

Los elementos estructurales se diseñaron siguiendo las disposiciones del código ACI 318-08. Los elementos diseñados son: vigas, columnas y muros. No se considera el diseño de las losas, ya que se asume que éstas actúan como diafragmas rígidos (debido a la simplicidad y forma de la planta, se trata de una hipótesis razonable muy adoptada en la práctica).

Los materiales utilizados son:

Hormigón	Tipo:	H30
	Resistencia característica a la compresión:	$f_c' = 255 \text{ kg/cm}^2$
	Módulo de Elasticidad:	$E = 240 \text{ ton/cm}^2$
	Módulo de Poisson:	$\nu = 0.2$
Acero	Tipo:	A63-42H
	Tensión de Fluencia:	$\sigma_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
	Tensión de Rotura:	$\sigma_u = 6300 \text{ kg/cm}^2$
	Módulo de Elasticidad:	$E = 2100 \text{ ton/cm}^2$

Combinaciones de carga

Se consideraron las combinaciones sísmicas y no sísmicas de ACI 318-08, y las combinaciones de NCh 433:

$$1.4 D + 1.7 L \quad (2.7)$$

$$1.4 (D + L \pm E) \quad (2.8)$$

$$0.75 (1.4 D + 1.7 L \pm 1.87 E) \quad (2.9)$$

$$0.9 D \pm 1.43 E \quad (2.10)$$

$$0.9D \pm 1.4 E \quad (2.11)$$

donde:

D: Cargas permanentes (i.e. cargas de peso propio)

L: Sobrecargas de uso.

E: Carga sísmica.

A los fines de reproducir lo más fielmente posible la práctica común, el diseño de los elementos verticales fue realizado tratando de variar las dimensiones y armaduras cada una determinada cantidad pisos. Para el diseño de columnas y muros se usó como criterio que la componente de esfuerzo axial del par de solicitaciones (M_u , P_u) de cada combinación de carga se encontrara bajo el punto de balance. Esto se hizo con el fin de asegurar que no se presente falla frágil en los elementos diseñados a flexo-compresión.

Estructura de 5 pisos.

Como se mencionó anteriormente, se consideraron en realidad dos estructuras de 5 pisos: en una de ellas los muros tienen 20 cm de espesor, y en la restante los muros tienen 15 cm de espesor. En ambas estructuras, las columnas son de 50 x 50 cm en los primeros 3 pisos, y de 40 x 40 cm en los 2 últimos pisos. Todas las vigas son de 20 x 60 cm en el edificio con muros de 20 cm, y de 15 x 60 cm en el edificio con muros de 15 cm.

Estructura de 10 Pisos.

Columnas de 70 x 70 cm del primer al tercer piso, de 60 x 60 cm del cuarto al sexto piso, y de 50 x 50 cm en los últimos 4 pisos. Todos los muros de 800 x 20 cm. Las vigas de los ejes 1 y 3 son de 20 x 60 cm, y las vigas de acoplamiento ubicadas en el eje 2 son de 20 x 70 cm.

Estructura de 20 Pisos.

Columnas de 80 x 80 cm del primer al sexto piso, de 70 x 70 cm del séptimo al undécimo piso, de 60 x 60 cm del duodécimo al decimocuarto piso, de 50 x 50 cm del décimoquinto al décimoséptimo piso, y de 40 x 40 cm en los últimos tres pisos. En los ejes 1 y 3, los muros son de 30 x 800 cm del primer al cuarto piso, de 25 x 800 cm del quinto al séptimo piso, y de 20 x 800 cm del octavo al último piso. En el eje 2, los muros son de 50 x 800 cm del primer al tercer piso, de 45 x 800 cm en el cuarto y quinto piso, de 40 x 800 cm en el sexto y séptimo piso, de 35 x 800 cm en el octavo y noveno piso, de 30 x 800 cm del décimo al duodécimo piso, de 25 x 800 cm del decimotercer al décimoquinto piso, y de 20 x 800 cm en los últimos pisos. Las vigas de los ejes 1 y 3 son de 20 x 60 cm, mientras que las vigas de acoplamiento ubicadas en el eje 2 son de 20 x 120 cm.

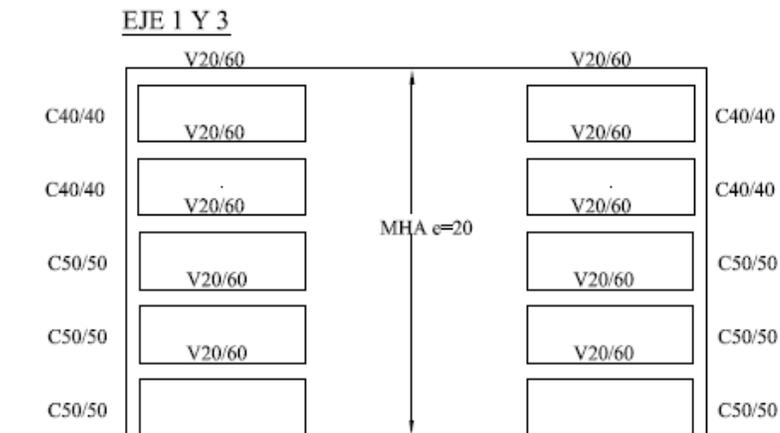


Figura 2-4. Elevación Ejes 1 y 3 de edificio de 5 pisos con espesor de muros de 20 cm.

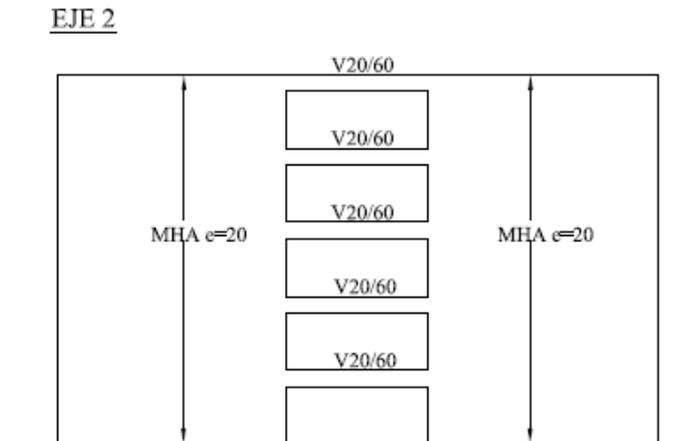


Figura 2-5. Elevación Eje 2 de edificio de 5 pisos con espesor de muros de 20 cm.

Nota: Para el caso del edificio de 5 pisos con espesor de muros de 15 cm, las dimensiones son las mismas, y solo se debe cambiar el espesor de 20 a 15 cm.

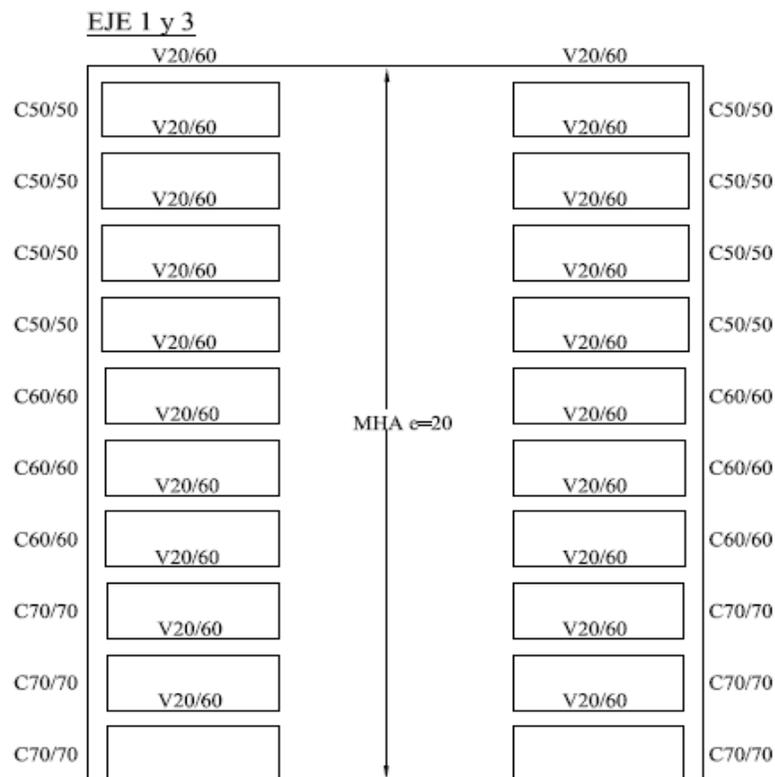


Figura 2-6. Elevación Ejes 1 y 3 de edificio de 10 pisos.

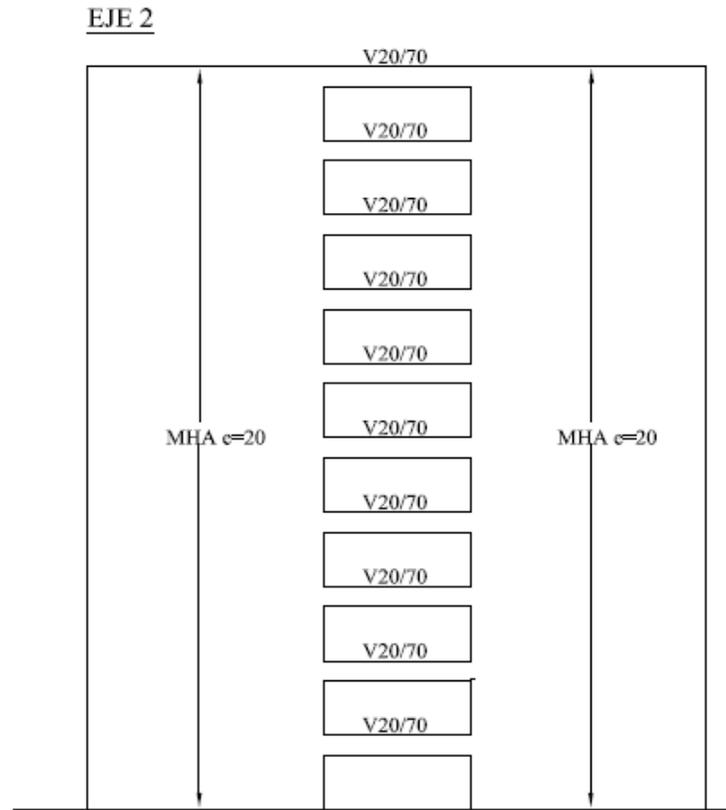


Figura 2-7. Elevación Eje 2 de edificio de 10 pisos.

2.4.- Descripción de los modelos desarrollados para este estudio

2.4.1.- Modelos Elásticos

El modelo utilizado en el análisis fue desarrollado en el programa de análisis y diseño estructural SAP 2000. En éste se confeccionó un modelo bidimensional, en donde los elementos estructurales se representaron con elementos unidimensionales tipo barra (*frame elements*). Para los muros se prefirió elementos unidimensionales tipo barra por sobre elementos bidimensionales tipo área (*shell elements*) debido a que en aquéllos es posible reducir la rigidez, lo cual permite representar de mejor forma el comportamiento real de muros sometidos a esfuerzos sísmicos, y también debido a la versatilidad de los mismos para unirse a elementos “*link*”, los cuales fueron de vital importancia en la realización del análisis inelástico.

2.4.1.1.- Elementos y estructuración.

Los elementos y las propiedades de éstos fueron definidos teniendo en cuenta el diseño de los edificios mencionado anteriormente. A los fines de que el modelo represente lo más fielmente el comportamiento real, en los modelos se incluyó:

- Diafragmas rígidos: como la planta de los edificios es muy regular, y la razón de aspecto de la planta es cercana a la unidad, es razonable asumir que la losa trabajará como un diafragma rígido. Como en este caso los modelos son bidimensionales, se modelaron diafragmas rígidos en todos los niveles de piso.
- Cachos rígidos: se incluyeron cachos rígidos en todos los *frame elements* de los modelos para que el programa de análisis considere la longitud efectiva de los miembros estructurales y no la longitud entre encuentros de ejes (en el caso de las vigas de acoplamiento, estas longitudes pueden ser muy diferentes entre sí). De esta forma se consigue una representación mucha más adecuada de la rigidez de los modelos (no se consideró penetración de la viga en el cacho rígido).

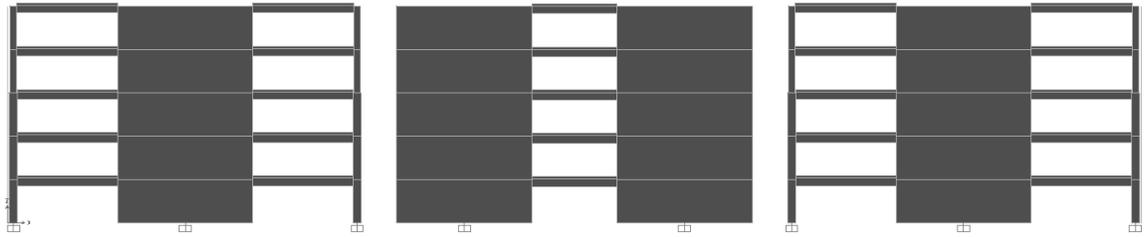


Figura 2-10. Imagen Extraída del modelo elástico 5 Pisos en el programa SAP 2000

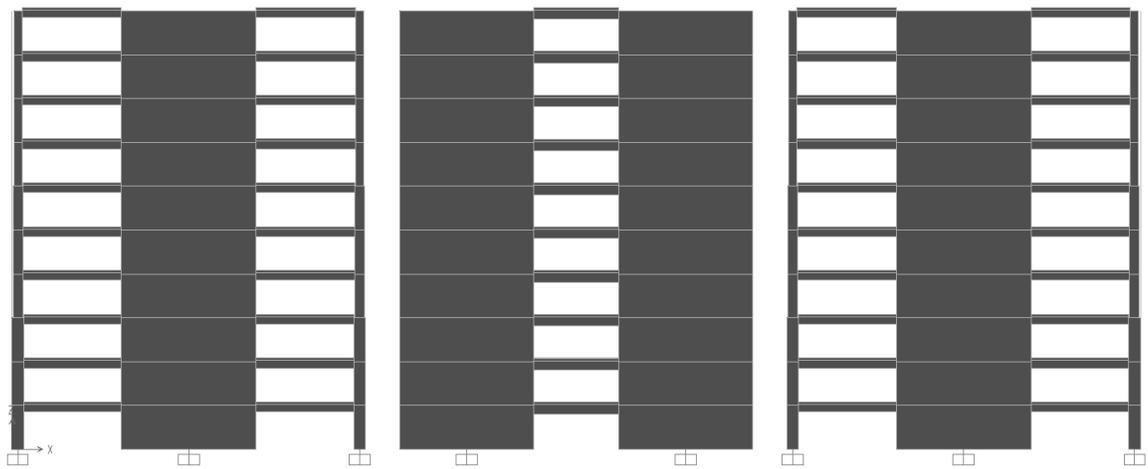


Figura 2-11. Imagen Extraída del modelo elástico 10 Pisos en el programa SAP 2000

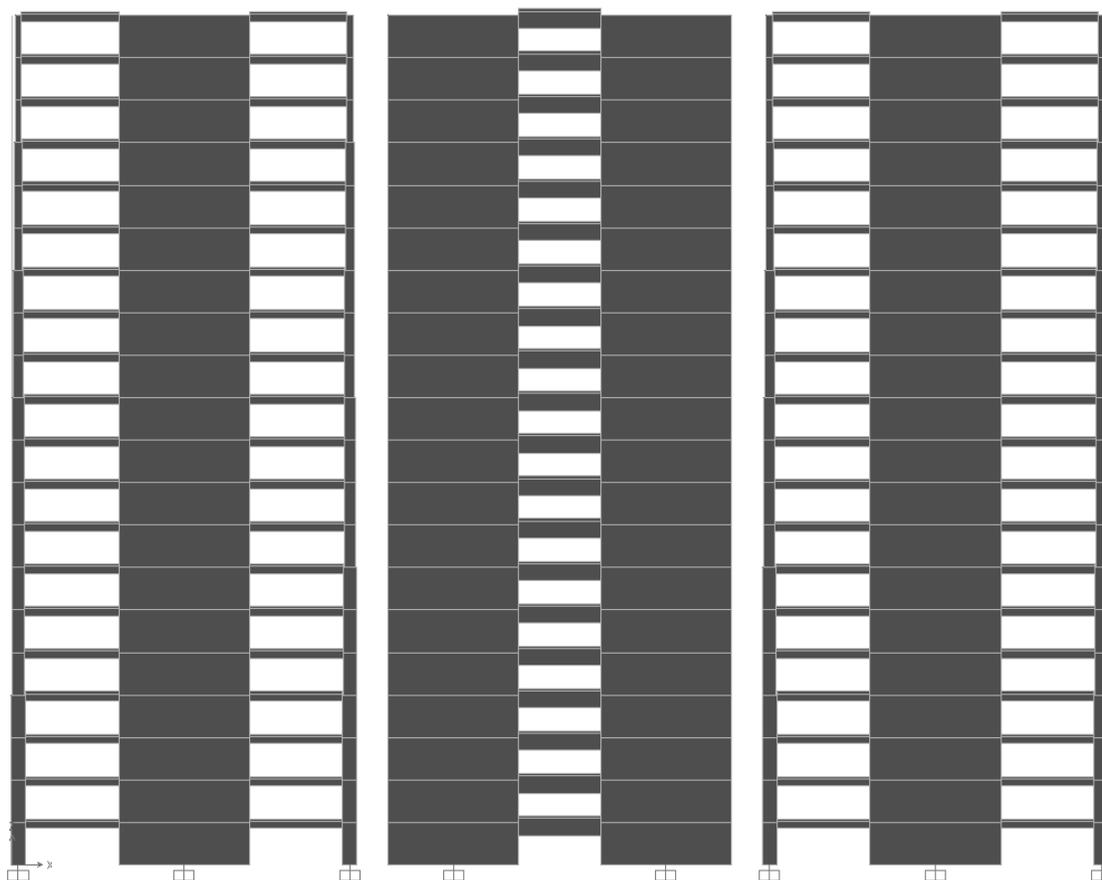


Figura 2-12. Imagen Extraída del modelo elástico 20 Pisos en el programa SAP 2000

2.4.1.2.- Cargas consideradas en los modelos.

Las cargas incluidas en el modelo son:

- Peso propio I: corresponde al peso propio de los elementos modelados explícitamente (muros, pilares y vigas), considerado automáticamente por el programa SAP-2000.
- Peso Propio II: corresponde al peso propio de los elementos que pertenecen al edificio, pero que no han sido modelados explícitamente (losa, sobrelosa y tabiques). En

este estudio se consideró una losa de 15 cm (0.36 ton/m^2), una sobrelosa de 5 cm (0.1 ton/m^2) y una carga de tabique igual a 0.03 ton/m^2 .

- Sobrecarga: se consideró la sobrecarga que propone NCh 1537 (0.2 ton/m^2).

Las cargas Peso Propio II y Sobrecarga se distribuyeron en los elementos resistentes según las áreas tributarias descritas en la Figura 2-3.

2.4.1.3.- Masa Sísmica considerada en los modelos

La masa sísmica está definida en NCh 433 como el peso propio de la estructura, que en nuestro caso corresponde al peso mismo de los elementos estructurales resistentes, junto con la losa y sobrelosa; más el 25 % de la sobrecarga de uso. En el modelo utilizado todos los elementos fueron modelados como elementos de masa nula. La masa sísmica de cada piso se modeló explícitamente como masas concentradas ubicadas en los nodos de la estructura. Las magnitudes de las masas sísmicas están tabuladas en las Tablas 2-1 a 2-3.

Tabla 2-1. Masas sísmicas del Edificio de 5 pisos

Piso	Peso Sísmico (ton)	Masa Sísmico (ton s²/m)
1	287.74	29.33
2	287.74	29.33
3	287.74	29.33
4	285.63	29.12
5	264.93	27.01
Total	1413.78	144.12

Tabla 2-2. Masas sísmicas del Edificio de 10 pisos

Piso	Peso Sísmico (ton)	Masa Sísmico (ton s²/m)
1	296.15	30.19
2	296.15	30.19
3	296.15	30.19
4	293.09	29.88
5	293.09	29.88
6	293.09	29.88
7	290.50	29.61
8	290.50	29.61
9	290.50	29.61
10	268.74	27.39
Total	2907.95	296.43

Tabla 2-3. Masas sísmicas del Edificio de 20 pisos.

Piso	Peso Sísmico (ton)	Masa Sísmico (ton s²/m)
1	339.99	34.66
2	339.99	34.66
3	339.99	34.66
4	335.28	34.18
5	326.58	33.29
6	321.88	32.81
7	321.88	32.81
8	309.00	31.50
9	309.00	31.50
10	304.24	31.01
11	304.24	31.01
12	301.18	30.70
13	296.50	30.22
14	296.50	30.22
15	294.00	29.97
16	289.18	29.48
17	289.18	29.48
18	287.07	29.26
19	287.07	29.26
20	266.37	27.15
Total	6159.12	627.84

2.4.1.4.- Reducción de Rigidez.

Debido a que los elementos de hormigón armado se fisuran aún bajo la acción de cargas de servicio de magnitud relativamente pequeña, la rigidez real o efectiva es menor que la rigidez calculada asumiendo que el elemento no está fisurado. Es por ello que para representar más fielmente el comportamiento real de estructuras de hormigón armado, se consideraron rigideces efectivas de sus miembros, iguales a la rigidez no fisurada multiplicada por un factor de reducción. Para esto se adoptaron los valores de reducción de rigidez propuestos por Paulay y Priestley (1992). En las vigas se consideró un factor de reducción igual a 0.5. En las columnas, el factor de reducción fue definido teniendo en

cuenta la magnitud de la carga axial de servicio (peso propio más 25% de la sobrecarga de uso) debido a que el grado de fisuración depende de la magnitud de la carga axial. Para pilares se ha considerado un factor de reducción de:

Tabla 2-4. Tabla con rangos del factor de reducción para columnas

	Valores singulares de carga axial P (considerando compresión positiva)		
	$P < -0.05 f_c' A_g$	$P = 0.2 f_c' A_g$	$P > 0.5 f_c' A_g$
Factor	0,4	0,6	0,8

Nota: Para valores de cargas axiales intermedias a los puntos definidos se debe interpolar linealmente.

En los muros, el factor de reducción fue obtenido mediante la siguiente ecuación:

$$\boxed{Factor = \frac{100}{f_y} + \frac{P}{f_c' \times A_g}} \quad (2.12)$$

donde:

P: Carga axial de servicio (el peso propio más 25% de la sobrecarga de uso (en toneladas)).

f_y : Tensión de fluencia del acero de refuerzo del hormigón armado ($f_y = 420 MPa$)

f_c' : Resistencia especificada a la compresión del hormigón $\left(f_c' = 0.255 \frac{ton}{cm^2} \right)$

A_g : Área bruta de la sección de hormigón armado (en cm^2).

Los valores obtenidos de estos factores fueron promediados cada 5 pisos y aproximados luego al segundo decimal en múltiplos de 0.05. Los valores definidos para cada estructura son los siguientes:

Tabla 2-5. Factor de reducción para columnas en Edificio de 5 pisos.

Columna Piso	Carga Axial (ton)	Factor Reducción	Promedio	Factor
1	56	0.48	0.46	0.45
2	45	0.47		
3	33	0.46		
4	22	0.45		
5	10	0.45		

Tabla 2-6. Factor de reducción para columnas en Edificio de 10 pisos.

Columna Piso	Carga Axial (ton)	Factor Reducción	Promedio	Factor
1	126	0.52	0.50	0.50
2	113	0.51		
3	99	0.50		
4	86	0.50		
5	73	0.49		
6	60	0.48	0.46	0.45
7	48	0.47		
8	36	0.46		
9	24	0.46		
10	12	0.45		

Tabla 2-7. Factor de reducción para columnas en Edificio de 20 pisos

Columna Piso	Carga Axial (ton)	Factor Reducción	Promedio	Factor
1	280	0.62	0.60	0.60
2	265	0.61		
3	249	0.60		
4	233	0.59		
5	217	0.58		
6	202	0.57	0.55	0.55
7	187	0.56		
8	172	0.55		
9	152	0.54		
10	143	0.53		
11	129	0.52	0.50	0.50
12	114	0.51		
13	100	0.50		
14	87	0.50		
15	73	0.49		
16	60	0.48	0.46	0.45
17	47	0.47		
18	35	0.46		
19	23	0.45		
20	11	0.45		

Tabla 2-8. Factor de reducción para muros en Edificio de 5 pisos.

	Muro Piso	Carga Axial (ton)	Factor Reducción	Promedio	Factor
Eje 2	1	382	0.33	0.29	0.30
	2	306	0.31		
	3	229	0.29		
	4	153	0.28		
	5	76	0.26		
Eje 1 y 3	1	312	0.31	0.28	0.30
	2	250	0.30		
	3	188	0.28		
	4	125	0.27		
	5	63	0.25		

Tabla 2-9. Factor de reducción para muros en Edificio de 10 pisos.

	Muro Piso	Carga Axial (ton)	Factor Reducción	Promedio	Factor
Eje 2	1	768	0.43	0.39	0.40
	2	691	0.41		
	3	614	0.39		
	4	538	0.37		
	5	461	0.35		
	6	384	0.33	0.29	0.30
	7	307	0.31		
	8	230	0.29		
	9	154	0.28		
	10	77	0.26		
Eje 1 y 2	1	615	0.39	0.36	0.35
	2	553	0.37		
	3	492	0.36		
	4	430	0.34		
	5	369	0.33		
	6	308	0.31	0.28	0.30
	7	246	0.30		
	8	185	0.28		
	9	123	0.27		
	10	62	0.25		

Tabla 2-10. Factor de reducción para muros en Edificio de 20 pisos

	Muro Piso	Carga Axial (ton)	Factor Reducción	Promedio	Factor
Eje 2	1	1697	0.40	0.39	0.40
	2	1603	0.40		
	3	1510	0.39		
	4	1416	0.39		
	5	1325	0.38		
	6	1234	0.39	0.39	0.40
	7	1146	0.38		
	8	1058	0.39		
	9	972	0.37		
	10	886	0.38		
	11	802	0.37	0.35	0.35
	12	719	0.36		
	13	635	0.36		
	14	554	0.35		
	15	473	0.33		
	16	392	0.33	0.30	0.30
	17	314	0.32		
	18	235	0.30		
	19	157	0.28		
	20	78	0.26		

Tabla 2-11. Factor de reducción para muros en Edificio de 20 pisos

	Muro Piso	Carga Axial (ton)	Factor Reducción	Promedio	Factor
Eje 1 y 2	1	1239	0.44	0.43	0.45
	2	1173	0.43		
	3	1106	0.42		
	4	1040	0.41		
	5	974	0.43		
	6	910	0.42	0.41	0.40
	7	847	0.40		
	8	784	0.43		
	9	724	0.42		
	10	663	0.40		
	11	603	0.39	0.36	0.35
	12	544	0.37		
	13	484	0.36		
	14	424	0.34		
	15	364	0.33		
	16	304	0.31	0.28	0.30
	17	244	0.30		
	18	183	0.28		
	19	122	0.27		
	20	62	0.25		

Los factores de reducción fueron aplicados a las rigideces flexurales de muros, vigas y columnas, y a la rigidez al corte de muros.

2.4.1.5.- Amortiguamiento de la estructura.

Para análisis tiempo historia, el programa SAP 2000 sólo permite modelar el amortiguamiento de la estructura mediante el modelo de Rayleigh. Según este modelo, la matriz de amortiguamiento es obtenida como una superposición lineal de las matrices de masa y rigidez de la estructura. Esta forma de definir la matriz de amortiguamiento es muy utilizada en análisis estructural.

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (2.13)$$

Los factores a_0 y a_1 deben calcularse considerando dos periodos modales de la estructura. Un problema práctico es: ¿qué periodos modales deben considerarse?

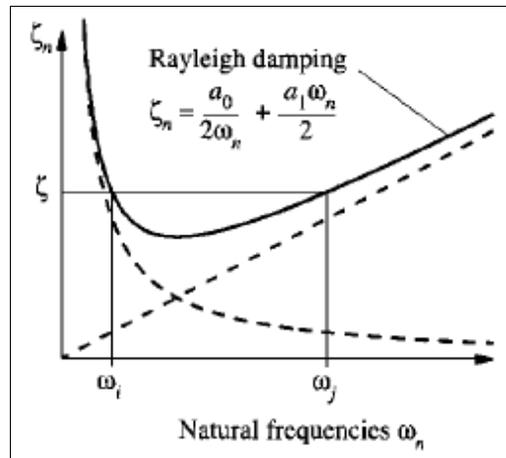


Figura 2-13. Amortiguamiento de Rayleigh

En este estudio se eligieron el periodo fundamental, y el periodo que completa la suma del 90% de la masa traslacional del edificio en la dirección de análisis considerada. Se trata de un criterio levemente no conservador debido a que el amortiguamiento de los modos que más contribuyen a la respuesta es menor o a lo sumo igual al amortiguamiento “real” (idealmente igual en todos los modos). Las frecuencias circulares correspondientes a los modos fundamental y el que completa el 90% de la masa son denominadas ω_i y ω_j en la Figura 2-13. Los valores de los períodos modales considerados para definir el amortiguamiento, y sus correspondientes sumas de masas modales equivalentes están resumidos en las Tablas 2-12 a 2-14.

Tabla 2-12. Modos considerados con amortiguamiento $\xi = 5\%$ para Edificio de 5 pisos.

Modo	Espesor de muro 15 cm		Espesor de muro 20 cm	
	Periodo (seg)	Suma masa asociada a modo	Periodo (seg)	Suma masa asociada a modo
1	0.24	72.36%	0.21	72.24%
2	0.05	93.48%	0.05	93.48%

Tabla 2-13. Modos considerados con amortiguamiento $\xi = 5\%$ para Edificio de 10 pisos.

Modo	Periodo (seg)	Suma masa asociada a modo
1	0.54	68.41%
3	0.05	94.11%

Tabla 2-14. Modos considerados con amortiguamiento $\xi = 5\%$ para Edificio de 20 pisos

Modo	Periodo (seg)	Suma masa asociada a modo
1	0.94	66.16%
4	0.07	92.60%

2.4.2.- Modelos Inelásticos

2.4.2.1.- Generalidades.

Para modelar adecuadamente el comportamiento inelástico de los elementos estructurales de los modelos, se decidió incorporar elementos especiales en los extremos de las vigas, en la base de los pilares del primer piso, y en los muros del primer piso. Se escogieron estos puntos específicos debido a que es en estos lugares en donde es muy

factible que se produzcan deformaciones inelásticas. Estos elementos especiales, llamados “*link elements*” en SAP 2000, son elementos unidimensionales capaces de representar las propiedades inelásticas histeréticas de elementos de hormigón armado. El resto de la estructura, es decir, las vigas fuera de la zona de rótulas plásticas, las columnas (excepto las bases de las columnas del primer piso), y los muros (excepto los del primer piso) fueron modelados de la misma manera en que fueron modelados en los modelos elásticos.

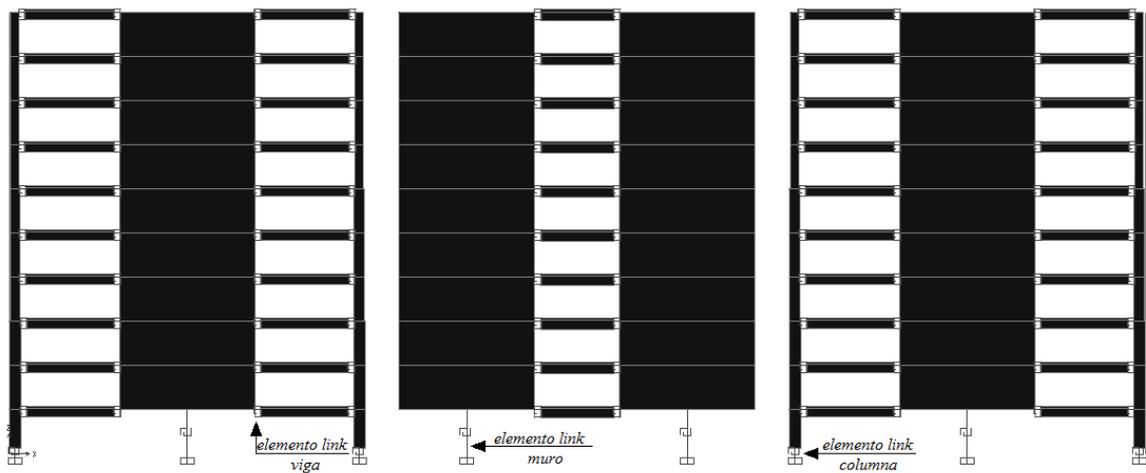


Figura 2-14. Imagen Extraída del modelo inelástico 10 Pisos en el programa SAP 2000

2.4.2.2.- Cálculo del factor de escala F_a

Para poder hacer incurrir a una estructura dada en comportamiento plástico controlado es necesario conocer el punto exacto en que la estructura deja de trabajar elásticamente y comienza a incurrir en rango inelástico. Para ello, de los resultados de los análisis tiempo historia de los modelos elásticos se obtuvieron los esfuerzos máximos en los puntos en donde se espera plastifique la estructura (extremos de vigas, base de pilares en primer piso y muros del primer piso). Estos son llamados *Solicitud*_{maxima}. Cabe aclarar que, en realidad, es posible que se produzcan deformaciones inelásticas en los muros y columnas ubicados en otros pisos, pero debido al alto costo computacional de considerar posibles deformaciones inelásticas en todos los pisos, se decidió considerar

solamente a los elementos verticales del primer piso debido a que el objetivo del procedimiento de diseño de Nch 433 y ACI 318-08 consiste en evitar plastificaciones en muros y columnas de los pisos superiores, y en consecuencia es improbable que efectivamente se produzcan, sobre todo en estructuras regulares como las consideradas en este estudio. El factor de escala está entonces dado por:

$$Fa = \min \left(\bar{X}_{1000\text{registros}} \left(\frac{\text{Resistencia}_{\text{nominal}}}{\text{Solicitud}_{\text{maxima}}} \right) \right) \quad (2.14)$$

Valores de Fa fueron calculados en todos los puntos en donde se modelaron rótulas plásticas, y para todas las realizaciones de cada conjunto de excitaciones sísmicas. Se obtuvo luego el valor promedio en cada punto de posible plastificación, y finalmente se consideró el menor de estos promedios.

Una vez conocido el valor del factor de escala, es posible hacer incurrir a la estructura en comportamiento inelástico controlado. Por ejemplo, para que la relación entre la demanda elástica y la capacidad de la estructura sea igual a 2 (en otras palabras, para que el valor del factor R sea igual a 2), la excitación sísmica debe ser escalada por 2 veces el valor del factor de escala Fa . De esta forma se consideraron valores de R comprendidos entre 2 y 6, los cuales son representativos del rango de valores de R indicados en normas tales como NCh 433 y ASCE 7-05. Debido al elevado costo computacional del análisis tiempo historia inelástico, sólo se consideraron 20 realizaciones de cada tipo de excitación sísmica para cada valor de R .

Tabla 2-15 Valores de Fa

Registro	Edificio 5 pisos e=15	Edificio 5 pisos e=20	Edificio 10 pisos	Edificio 20 pisos
Fuente Lejana	0.4109	0.4246	0.4632	0.4743
Fuente Cercana	0.4008	0.4166	0.4636	0.3135

2.4.2.3.- Modelación de rótulas plásticas

Tal como se mencionó anteriormente, las rótulas plásticas fueron modeladas con “*link elements*” del programa SAP2000. En realidad, se trata de una familia de elementos, y algunos de ellos son capaces de representar las propiedades inelásticas histeréticas de elementos de hormigón armado. En este estudio se utilizó el elemento tipo “*Multilinear Plastic*”. Debido a las mismas razones consideradas en el desarrollo de los modelos lineales, se consideraron elementos “*link*” de masa nula y peso igual al peso propio del miembro estructural modelado.

2.4.2.3.1.- Modelación de rótulas plásticas en vigas.

ACI 318-08 define, en su capítulo correspondiente a diseño sísmico, como región de rótula plástica (i.e., a la zona en la cual se espera se inicie la fluencia por flexión) a la zona comprendida entre el extremo de la viga y la sección ubicada a una distancia igual a lo menos una vez la altura del elemento. Es decir, la porción de viga de largo igual a la altura de la viga, ubicada en el extremo de la misma. Sin embargo, en *Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings* (ATC 1996) se recomienda considerar que la longitud de la rótula plástica sea igual a la mitad de la altura total de la viga H . En este estudio, se consideró que la longitud de las rótulas plásticas en vigas es igual a $H/2$. En consecuencia, la longitud de los elementos “*link*” utilizados para modelar rótulas plásticas en vigas es igual a la mitad de la altura de la viga correspondiente.

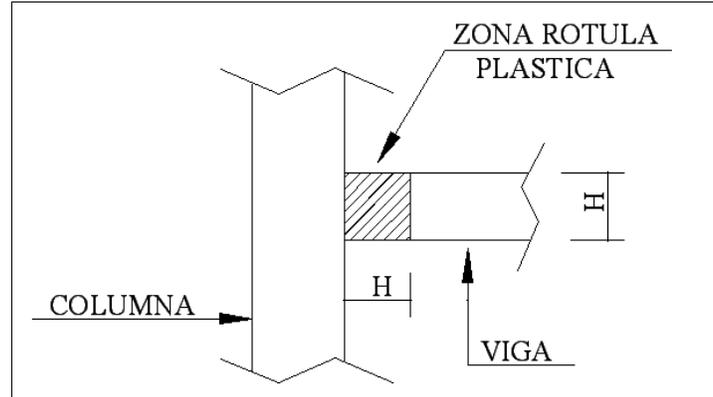


Figura 2-15. Zona de rótula plástica para vigas según ACI 318.

Debido entonces a que el elemento “link” modela a una porción relativamente corta de la viga, se asignó rigidez infinita a las rigideces axial y de corte.

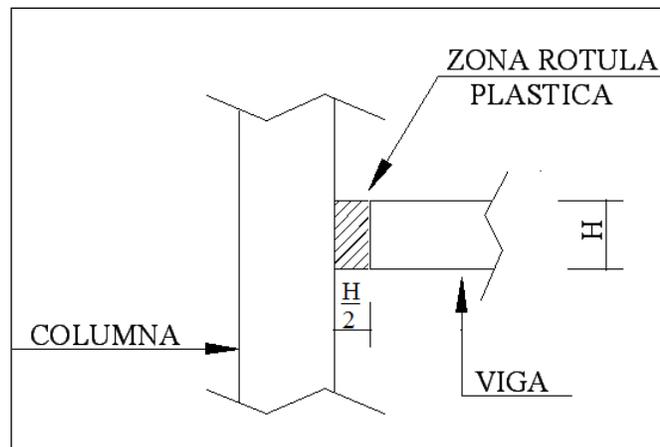


Figura 2-16. Zona de rótula plástica para vigas según ATC - 40.

La relación constitutiva momento flexor vs. giro (en realidad, giro de un extremo del elemento relativo al extremo opuesto) fue asumida como una relación bilineal en donde el valor de la rigidez postcedencia es igual a 0.03 veces el valor de la rigidez elástica inicial. Se asumió que el momento de fluencia es igual a la resistencia flexural nominal

calculada según ACI 318-08. Debido a que se consideró el ancho colaborante de las losas, el momento de fluencia “positivo” es en general distinto del momento de fluencia “negativo”. La deformación de fluencia fue definida teniendo en cuenta que la rigidez elástica inicial debe ser igual a la rigidez flexural efectiva del modelo elástico correspondiente.

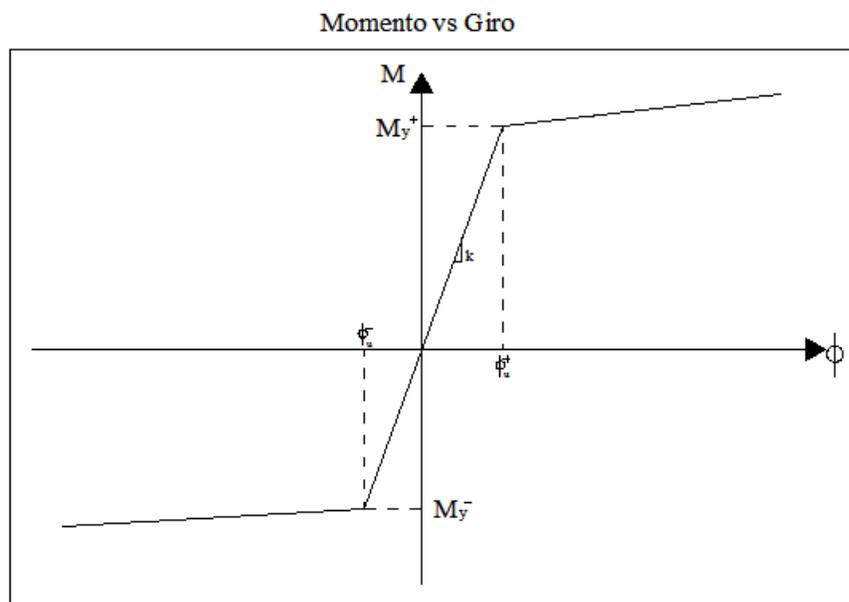


Figura 2-17. Relación constitutiva Momento vs Giro.

2.4.2.3.2.- Modelación de rótulas plásticas en columnas

Las rótulas plásticas en columnas fueron modeladas de la misma manera en que se modelaron las rótulas plásticas en vigas. Debido a que ningún elemento “link” es capaz de tener en cuenta la relación entre la resistencia flexural y la carga axial, el momento de fluencia fue considerado igual a la resistencia nominal correspondiente a una carga axial igual a la carga axial debida al peso sísmico (i.e., peso propio más 25% de la sobrecarga de uso). Naturalmente, la carga axial en general varía durante un evento sísmico (más notablemente en las columnas que se encuentran en los ejes extremos de un edificio), pero debido a que tal variación oscila en torno a la carga axial correspondiente al peso sísmico, la resistencia flexural adoptada puede ser considerada como “resistencia promedio”.

2.4.2.3.3.- Modelación de rótulas plásticas en muros

Tal como se mencionó anteriormente, cada muro del primer piso de cada estructura fue modelado con un elemento “*link*”. Se asignó rigidez infinita a la rigidez axial, pero en este caso la relación constitutiva corte vs. deformación de entrepiso también fue asumida como una relación bilineal en donde el valor de la rigidez postcedencia es igual a 0.03 veces el valor de la rigidez elástica inicial. Se asumió que el corte de fluencia es igual al corte asociado al momento de fluencia, es decir, $V_y = \frac{M_y}{L}$, en donde L corresponde a la altura del muro. La deformación de entrepiso de fluencia fue definida teniendo en cuenta que la rigidez elástica inicial debe ser igual a la rigidez de corte efectiva del modelo elástico correspondiente. De esta manera, el modelo tiene en cuenta que la flexibilidad al corte de los muros no es despreciable, y que tal flexibilidad aumenta cuando la demanda de momento flexor supera al momento de fluencia, aún cuando la demanda de corte no supera la correspondiente resistencia. Es importante aclarar que ningún elemento “*link*” es capaz de tener en cuenta correctamente la relación entre la rigidez al corte y la demanda de momento flexor. Las demás propiedades fueron definidas de la misma manera en que se definieron las propiedades de los elementos “*link*” con que se modelaron las rótulas plásticas en columnas.

2.4.2.4.- Regla de Histéresis

A los fines de representar lo más fielmente posible el comportamiento histerético de elementos de hormigón armado sometidos a cargas sísmicas, la regla de histéresis utilizada en este estudio es una variante de la muy conocida Regla de Takeda (Takeda et al. 1970), variante incorporada automáticamente en el programa SAP2000 (Figura 2-18).

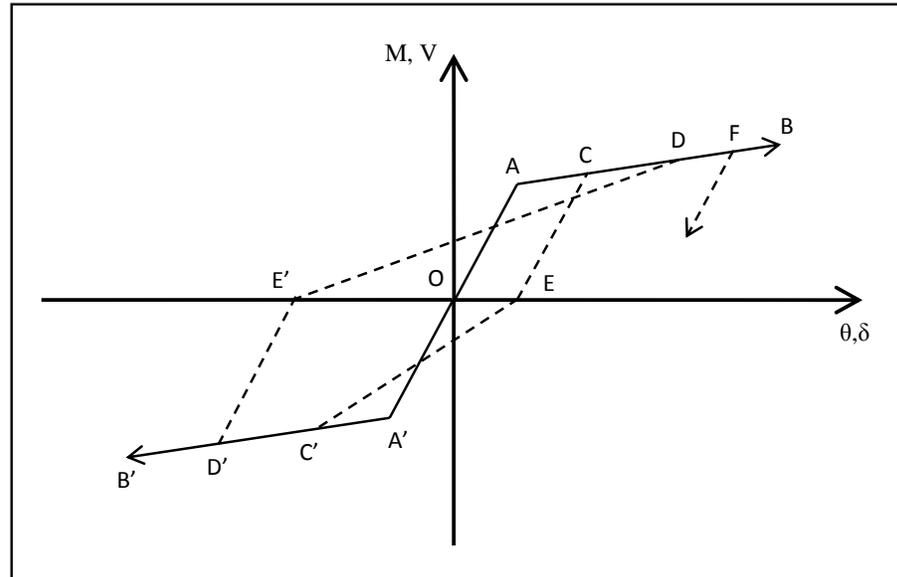


Figura 2-18. Regla de Histéresis propuesta por Takeda et al. y utilizada en este estudio.

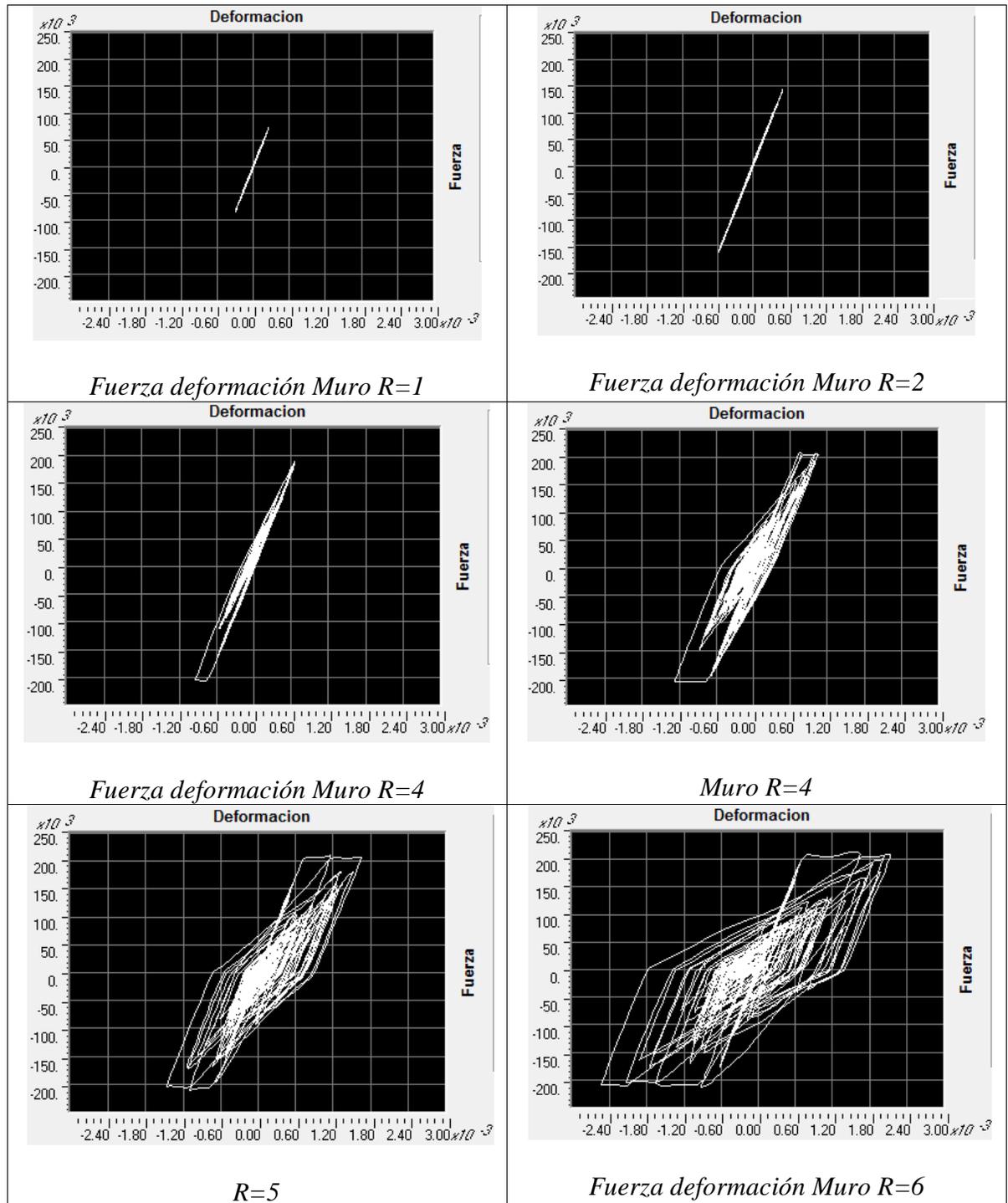


Figura 2-19. Ejemplo diagrama Fuerza – Deformación Muro de edificio 5 Pisos
e=20

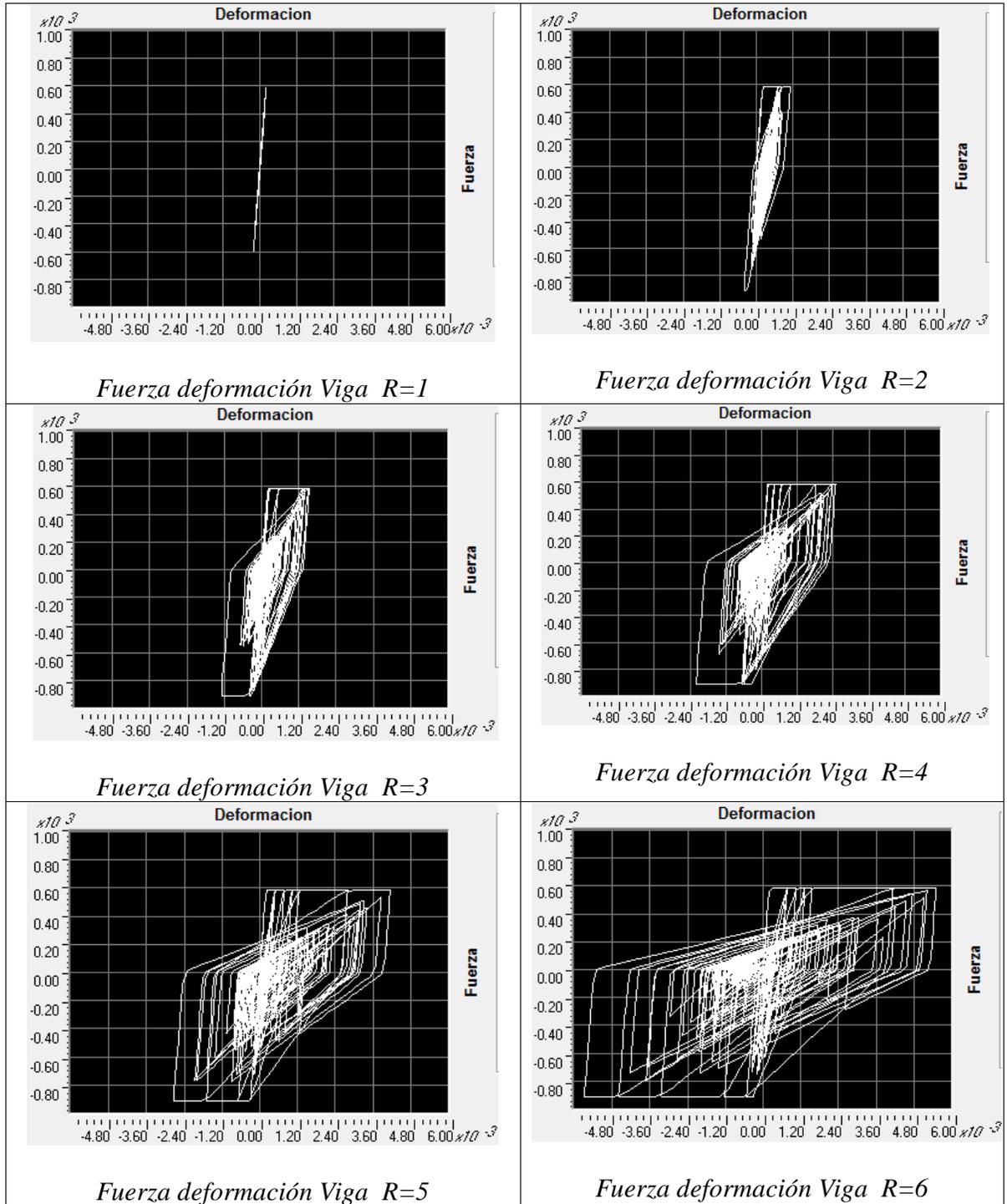


Figura 2-20. Ejemplo diagrama Fuerza – Deformación Muro de edificio 20 Pisos
e=20

En las Figuras 2-19 y 2-20 se muestran relaciones momento-giro obtenidos de las simulaciones numéricas para un elemento muro y un elemento viga, respectivamente. Además de ilustrar el modelo histerético adoptado en este estudio, también muestran lo que ocurre en el edificio de 5 pisos: cuando $R=2$ la plastificación del muro es nula. Por ello se decidió incorporar el modelo de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm.

2.5.-Descripción de las excitaciones sísmicas utilizadas en este estudio.

Como se mencionó anteriormente, en este estudio se utilizaron dos conjuntos de excitaciones sísmicas. Las características del primer conjunto son similares a las características de registros reales de fuente lejana en suelo firme, y las características del segundo conjunto son similares a las características de registros reales impulsivos o de fuente cercana. Cada excitación sísmica sintética tiene 30 segundos de duración con un paso uniforme de tiempo de 0.005 segundos. Ambos conjuntos de excitaciones fueron modelados como procesos aleatorios no estacionarios.

2.5.1.- Excitaciones de Fuente Lejana.

El conjunto de excitaciones de fuente lejana fue modelado como un proceso aleatorio Gaussiano, no estacionario, de media cero y cuya función de densidad espectral de potencia está dada por:

$$S_{\ddot{u}_g}(t, \omega) = [f_e(t)]^2 \cdot S_g(\omega) \quad (2.15)$$

Donde:

$S_{\ddot{u}_g}(t, \omega)$: Función de densidad espectral de potencia

$f_e(t)$: Función de modulación en el tiempo

$S_g(\omega)$: Función de densidad espectral de potencia estacionaria

La función de modelación en el tiempo $f_e(t)$ está dada por:

$$f_e(t) = at^b e^{-ct} \quad (2.16)$$

Donde:

$$a: \left(\frac{e}{\varepsilon \cdot T_D} \right)^b$$

$$b: -\frac{\varepsilon \cdot \ln(\eta)}{1 + \varepsilon[\ln(\varepsilon) - 1]}$$

$$c: \frac{b}{\varepsilon \cdot T_D}$$

En donde los valores de los parámetros son $\varepsilon = 0.02$, $\eta = 0.05$ y $T_D = 30$ segundos. Se trata de una función de modulación inicialmente propuesta por Saragoni & Hart (1974) y calibrada posteriormente por Boore (1983).

La función de densidad espectral de potencia estacionaria $S_g(w)$ está dada por:

$$S_g(w) = \left[\frac{\omega_g^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \right] \left[\frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \right] S_o \quad (2.17)$$

en la cual se consideraron los siguientes valores de los parámetros:

$$\omega_g : 12.5 \text{ rad/s}$$

$$\xi_g : 0.60$$

$$\omega_f : 2.00 \text{ rad/s}$$

$$\xi_f : 0.70$$

$$S_o : 200 \text{ cm}^2/\text{s}^3$$

Se trata de la muy conocida función de Kanai-Tajimi modificada, también conocida como función de Clough-Penzien. Una excitación de fuente lejana típica puede observarse

en la Figura 2-21, y el espectro promedio de 1000 excitaciones puede observarse en la Figura 2-22.

2.5.2.- Excitaciones de Fuente Cercana o Impulsiva.

Para la generación de las excitaciones sintéticas de fuente cercana o impulsivas se utilizó el modelo propuesto por Mavroeidis y Papageorgiou (2003), según el cual una excitación impulsiva puede generarse combinando, tanto en el dominio del tiempo como en el dominio de frecuencia, una componente incoherente (frecuencias altas) y una componente coherente (frecuencias bajas). En este estudio, la componente incoherente fue generada de la misma manera en que se generaron las excitaciones de fuente lejana, y la componente coherente fue generada según el modelo propuesto por Mavroeidis y Papageorgiou (2003). Distintas excitaciones impulsivas se obtuvieron combinando distintas componentes incoherentes con la misma componente coherente.

Una excitación impulsiva típica puede observarse en la Figura 2-21, y el espectro promedio de 1000 excitaciones puede observarse en la Figura 2-22. Es importante notar que el espectro presenta dos valores máximos. El primero de ellos se debe a la componente incoherente, y se presenta en $T = 0.4$ s (i.e., en el mismo período en que se presenta en el espectro de la excitación de fuente lejana). El segundo de ellos se debe a la componente impulsiva, y se presenta en $T = 1.06$ s. El pulso de velocidad considerado en este estudio tiene una forma similar a una media senoide.

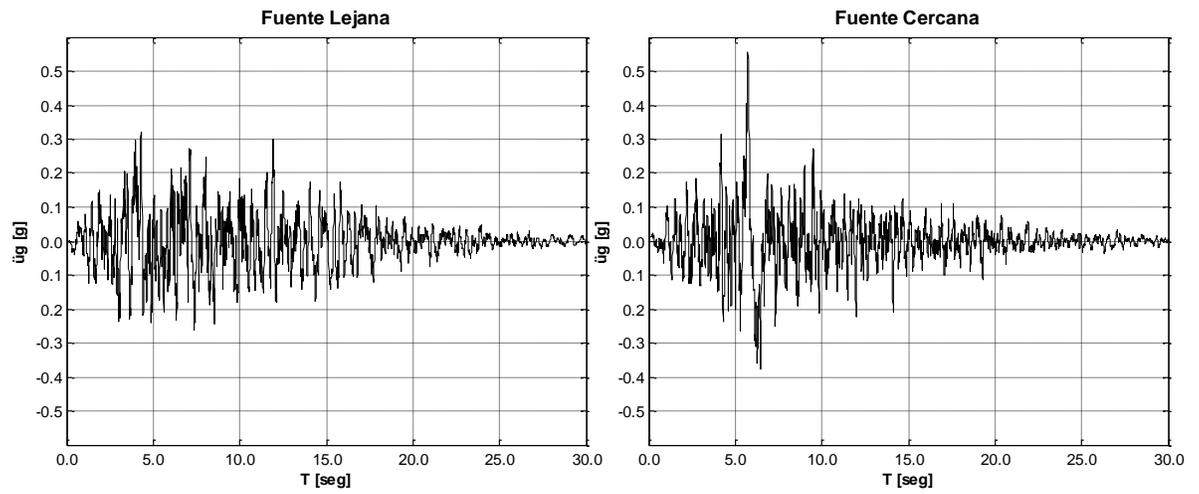


Figura 2-21. Ejemplos de excitaciones sísmicas.

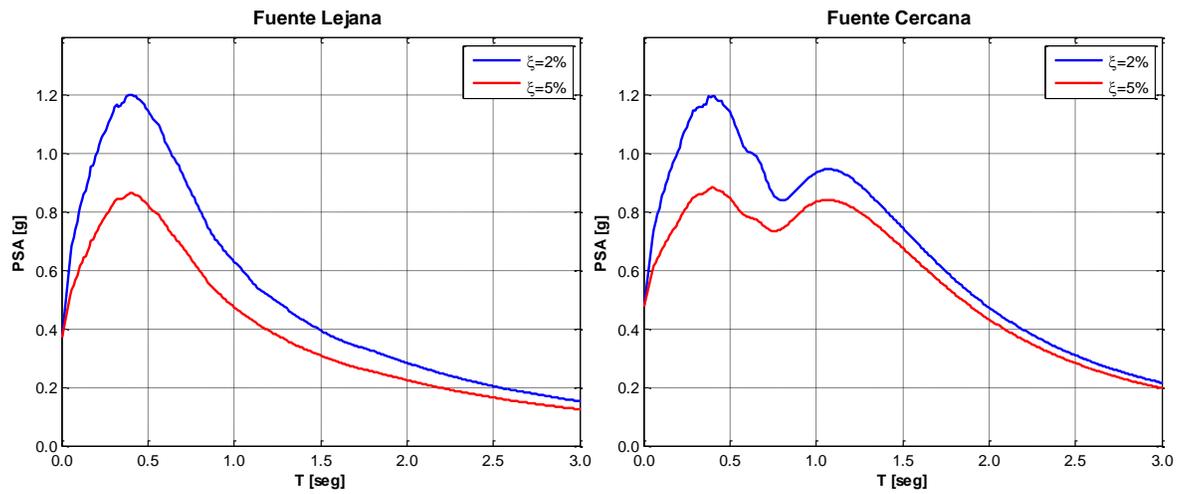


Figura 2-22. Espectros de respuesta

3.- ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE ACELERACIÓN ABSOLUTA

En esta sección se entrega una descripción de los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas. En primer lugar se presentan las aceleraciones máximas de piso (PFA) para cada piso de cada estructura y para cada conjunto de excitaciones sísmicas. La aceleración máxima de piso es la máxima aceleración que experimenta un elemento no estructural infinitamente rígido (periodo de vibración esencialmente igual a cero). Se presentan valores de PFA tanto para la respuesta elástica como para la respuesta inelástica. En este último caso se entregan además valores de un factor llamado C_a , definido como el cociente entre el PFA obtenido del análisis no lineal y el PFA obtenido del análisis lineal. Se trata del valor por el cual se debe modificar la respuesta elástica para estimar la respuesta inelástica. En segundo lugar se presentan los espectros de piso para cada piso de cada estructura y para cada conjunto de excitaciones sísmicas. El espectro de piso indica valores de pseudoaceleración para elementos no estructurales flexibles. Se consideraron dos valores de amortiguamiento del elemento no estructural: 2 % y 5%. Se presentan espectros de piso para el caso en que la estructura soportante se comporta de manera elástica, y también para el caso en que la estructura soportante desarrolla deformaciones inelásticas. En este último caso se entregan además valores de un factor llamado F_R , definido como el cociente entre una ordenada espectral de un espectro inelástico y la correspondiente ordenada espectral (i.e., mismo período) del correspondiente espectro elástico (i.e., mismo conjunto de excitaciones sísmicas y mismo amortiguamiento). Es importante aclarar que todos los espectros de piso son espectros elásticos. En otras palabras, sólo se ha considerado el comportamiento inelástico de la estructura, pero no el de los elementos no estructurales. En ambos casos (i.e., PFA y espectros de piso) se analizan los factores que influyen sobre estas respuestas: número de pisos de la estructura, propiedades dinámicas de ésta, tipo de excitación sísmica, valor del factor R , etc.

3.1.- Aceleraciones máximas de piso (PFA).

La aceleración máxima de piso o *Peak Floor Acceleration* (PFA), como su nombre lo indica, es el máximo absoluto de la historia de aceleración absoluta en un piso dado de una estructura dada. Valores de PFA se presentan normalizados por el valor de la aceleración máxima del suelo o PGA (por las siglas en inglés de *Peak Ground Acceleration*). Para que los resultados correspondientes a distintas estructuras puedan ser comparables entre sí, las alturas de piso z fueron normalizadas por la altura total H . Luego, el valor del cociente z/H sólo toma valores entre 0 y 1.

3.1.1.- Influencia del factor R , de las propiedades dinámicas de la estructura y de las características de la excitación sísmica

Valores de PFA obtenidos de los modelos elásticos pueden observarse en las Figuras 3-1 y 3-2. Puede observarse que en las estructuras de 5 pisos el valor máximo de la relación PFA/PGA es igual a 2.7, en la estructura de 10 pisos este valor máximo es igual a 3.7 y en la estructura de 20 pisos es igual a 3.4. Todos estos valores máximos ocurren en el último piso. A medida que aumenta la altura del piso (i.e., a medida que aumenta el valor de la altura relativa z/H), los valores de PFA aumentan monótonicamente en las estructuras de 5 y 10 pisos, pero no en la de 20 pisos debido a la influencia de los modos superiores en la respuesta, en particular la influencia del segundo modo. Por último se puede observar que, si bien en términos cuantitativos los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas son distintos para los distintos conjuntos de excitaciones sísmicas, cualitativamente son similares entre sí.

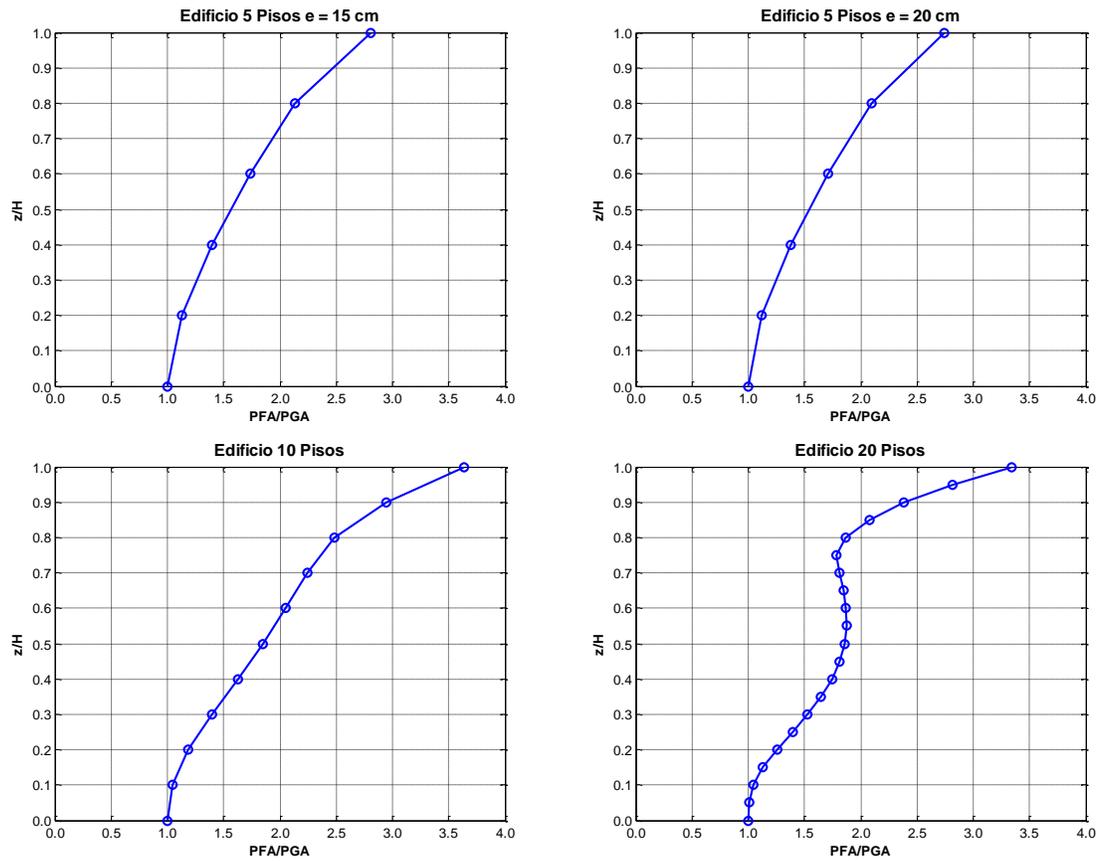


Figura 3-1. Aceleraciones máximas de piso (respuesta elástica, excitación de Fuente Lejana)

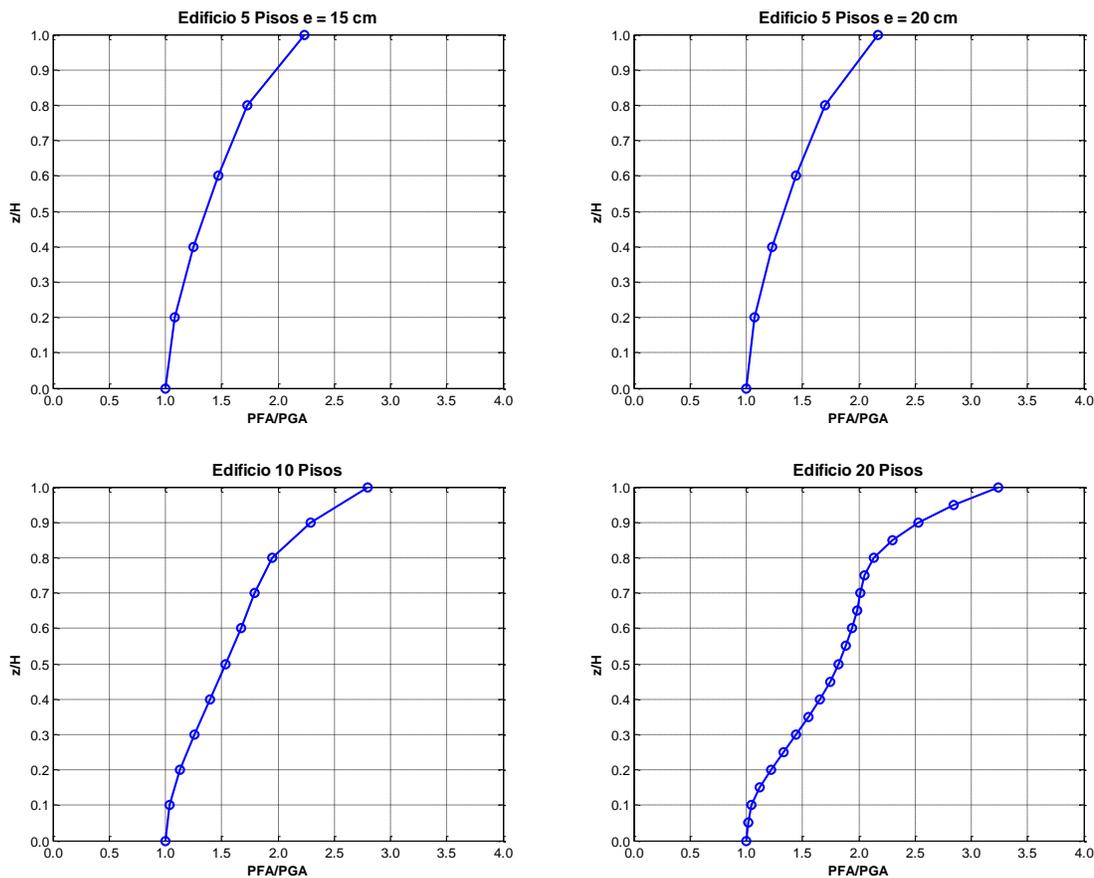


Figura 3-2 Aceleraciones máximas de piso (respuesta elástica, excitación de Fuente Cercana).

Valores de PFA obtenidos de los modelos inelásticos pueden observarse en las Figuras 3-3 y 3-4, en donde también se incluyen, con fines comparativos, los valores obtenidos de los modelos elásticos. También se presentan valores del factor C_a .

En sismos de gran intensidad es común y esperable que la estructura soportante desarrolle deformaciones inelásticas (es una de las formas de disipación de energía esperable, y está prevista en los códigos de diseño). En consecuencia, es importante considerar la respuesta inelástica para obtener estimaciones realistas de las aceleraciones.

En las figuras 3-3 y 3-4 puede observarse que, si el valor de PGA se mantiene constante, el valor de PFA disminuye monótonicamente a medida que aumenta el valor del factor R. Además es posible notar que, independientemente del tipo de excitación sísmica, esta disminución es en general distinta en cada piso de cada estructura. Por ejemplo, en las estructuras de 5 pisos, la diferencia entre las aceleraciones elásticas (i.e., $R=1$) y las correspondientes a $R=3$ es relativamente pequeña, pero es mayor entre las aceleraciones correspondientes a valores mayores de R. En cambio, en las estructuras de 10 y 20 pisos en general ocurre lo contrario. Esto se debe a que en las estructuras de 5 pisos las primeras deformaciones inelásticas ocurren en vigas, y la fluencia de los elementos de mayor rigidez lateral del edificio (muros) ocurre mucho después. En cambio, en los edificios de 10 y 20 pisos, las primeras deformaciones inelásticas también ocurren en vigas, pero la fluencia de los muros del primer piso ocurre inmediatamente después. Por esta razón, se consideró la utilización de un modelo de 5 pisos con muros de espesor de 15 cm con el fin de lograr que las deformaciones inelásticas en los muros del primer piso ocurriesen más próximas a la fluencia de las vigas. Los resultados obtenidos son similares para ambos modelos del edificio de 5 pisos. De esta última observación se puede concluir que para estructuras de baja altura (comparables con las estructura de 5 pisos analizadas en este estudio), la respuesta de aceleración máxima de piso parece ser independiente del espesor de muro, al menos para los rangos de espesores utilizados comúnmente en la práctica.

Asimismo, para valores bajos de la relación z/H la influencia de la no linealidad de la estructura es prácticamente nula (i.e., la aceleración máxima de piso es prácticamente independiente del valor de R). Además, para estos valores de la altura relativa z/H el valor de la relación PFA/PGA es esencialmente igual a la unidad en todos los casos, lo que significa que en los pisos inferiores la aceleración máxima de piso es esencialmente igual a la aceleración máxima del terreno, independientemente del valor de R. Esta observación puede ser convertida en una recomendación para el diseño de elementos no estructurales: en general, la ubicación del elemento no estructural, de ser posible elegirla, debe ser lo más cercana al suelo que se pueda (pisos inferiores), no sólo debido a que las aceleraciones parecen ser menores en estos pisos sino además porque estas aceleraciones parecen ser muy similares a las aceleraciones del terreno, y pueden, en consecuencia, ser fácilmente

conocidas. Otra observación importante es que el comportamiento inelástico de la estructura soportante es beneficioso para el elemento no estructural, sobre todo en los pisos superiores.

Por último, se presenta el factor Ca , definido como el cociente entre el valor de PFA para un valor dado de R y el valor de PFA obtenido de la respuesta elástica ($R=1$):

$$Ca = \frac{PFA_{R=i}}{PFA_{R=1}} \quad i = 2, 3, \dots, 6 \quad (3.1)$$

En consecuencia, si se conocen *a priori* valores de Ca , es posible entonces estimar valores de PFA para el caso en que la estructura se comporte de manera inelástica sin necesidad de realizar análisis no-lineal (raramente realizado en la práctica profesional). Esto es de mucha utilidad, ya que es común en la práctica del diseño estructural realizar un análisis lineal de las estructuras, y tener en cuenta luego la no linealidad que se espera se produzca durante un evento sísmico mediante el uso de parámetros simples en ecuaciones relativamente sencillas. Se pueden observar en las Figuras 3-3 y 3-4 valores de Ca obtenidos de las simulaciones numéricas. Claramente, no se puede asumir que las aceleraciones máximas de piso inelásticas son iguales a las aceleraciones de piso lineales divididas por el valor de R (supuesto implícito en NCh 433). Por ejemplo, este criterio nos diría que para $R=2$ el valor de Ca es igual a $1 / R = 1 / 2 = 0.5$ en todos los pisos. Claramente esto no es así: los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas indican que es verdad que si el comportamiento es inelástico los valores de PFA disminuyen, y también es verdad que se trata de una disminución monotónica para valores crecientes de R , pero la magnitud de la disminución no es igual a $1/R$ sino a un valor mayor, bastante mayor en algunos casos. Desafortunadamente, los resultados también indican que los valores de Ca varían según el número de pisos de la estructura y el tipo de excitación sísmica, y no fue posible caracterizar el valor de este factor de manera general mediante ecuaciones relativamente sencillas que puedan ser utilizadas en el diseño práctico.

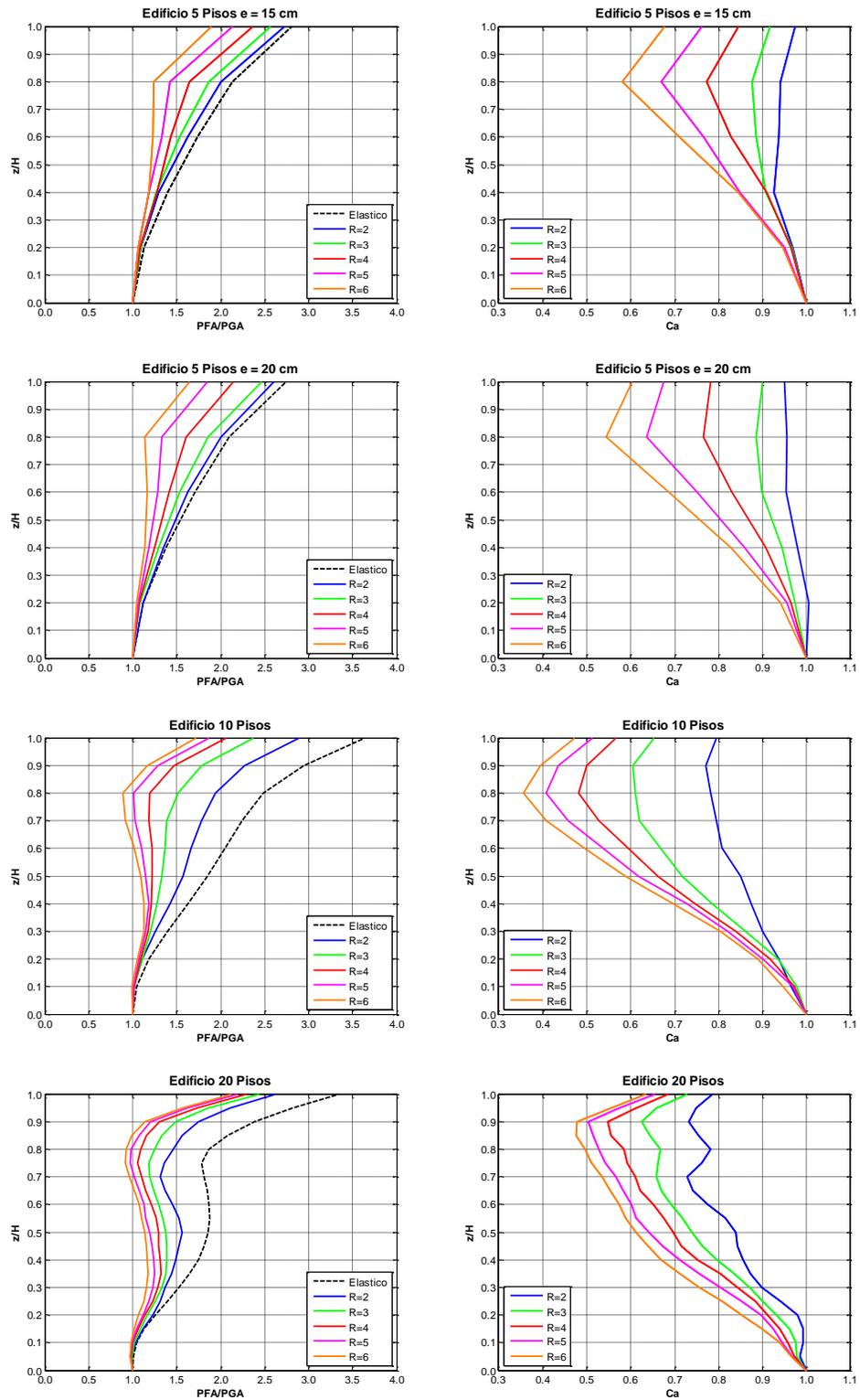


Figura 3-3. Aceleraciones máximas de piso (respuesta elástica e inelástica, excitación de Fuente Lejana)

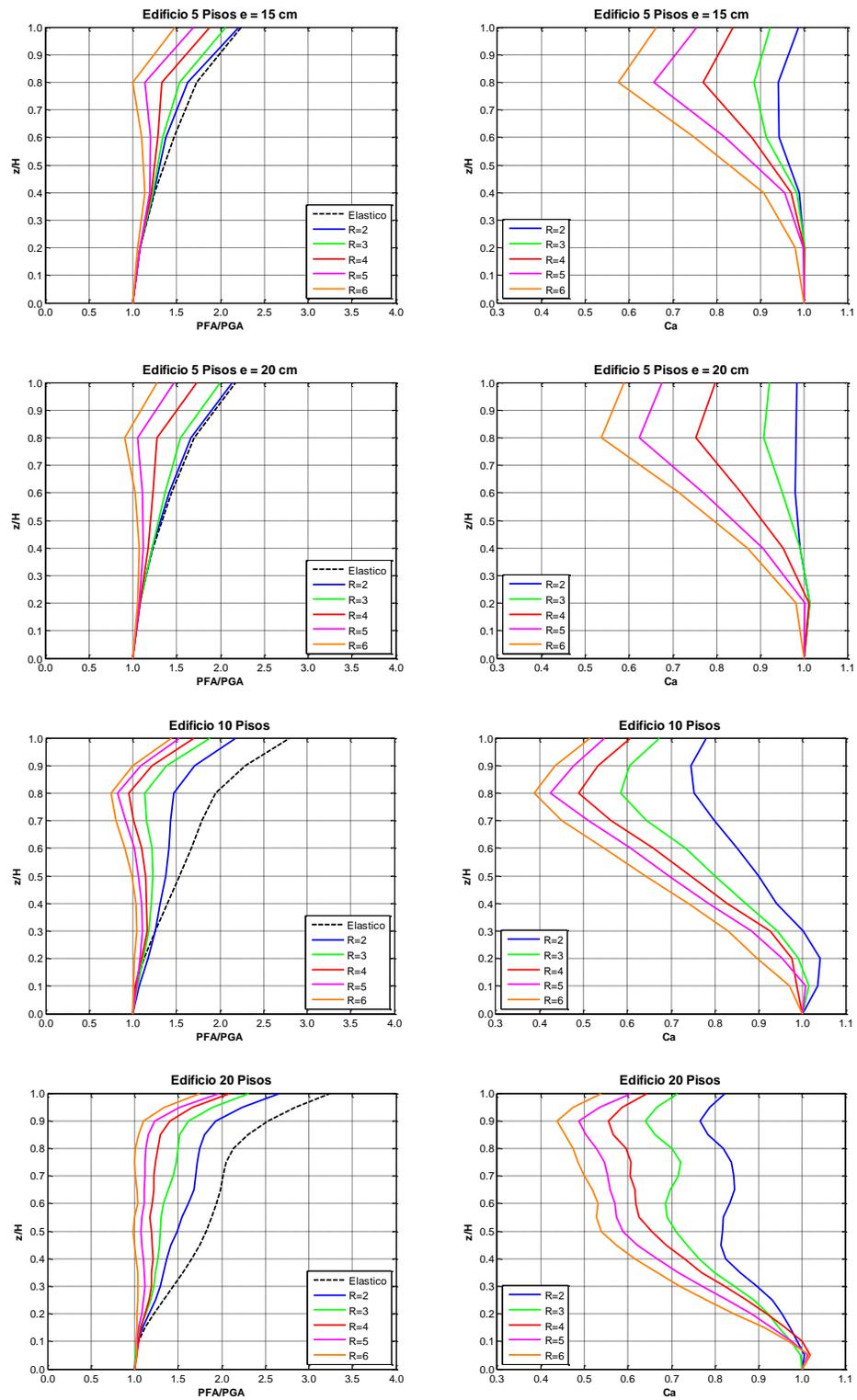


Figura 3-4. Aceleraciones máximas de piso (respuesta elástica e inelástica, excitación de Fuente Cercana).

Para analizar la influencia del tipo de excitación sísmica sobre la respuesta de aceleración máxima de piso se presentan gráficas (Figuras 3-5 a 3-8) que incluyen la respuesta a ambos tipos de excitación. En estas figuras se observa claramente que en las estructuras de 5 y 10 pisos las aceleraciones máximas de piso debidas al conjunto de excitaciones de fuente lejana son siempre (i.e., en todos los pisos y para todos los valores de R) mayores que las debidas al conjunto de excitaciones de fuente cercana. En el edificio de 20 pisos, en cambio, en muchos casos (pero no siempre) ocurre lo contrario. Esta observación puede explicarse analizando la Figura 3-9, en donde se muestran los espectros de respuesta normalizados de ambos conjuntos de excitaciones sísmicas, y también se muestran los períodos fundamentales de las estructuras estudiadas (no se indica el periodo fundamental de la estructura de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm debido a que es prácticamente igual al de la estructura de 5 pisos con espesor de muro de 20 cm). En el caso de las estructuras de 5 y 10 pisos, las ordenadas espectrales correspondientes a todos los períodos modales son siempre mayores para el conjunto de excitaciones de fuente lejana. En el caso de la estructura de 20 pisos, en cambio, la ordenada espectral correspondiente al período fundamental es mayor para el conjunto de excitaciones impulsivas, pero las ordenadas espectrales correspondientes a los períodos modales superiores son mayores para el conjunto de excitaciones de fuente lejana. Estas observaciones también explican porqué la variación en altura de los valores de PFA es cualitativamente idéntica para ambos conjuntos de excitaciones sísmicas en las estructuras de 5 y 10 pisos, pero no en la de 20 pisos.

En las estructuras de 5 pisos se observa que la influencia del tipo de excitación sísmica es independiente del grado de no linealidad que experimente la estructura. En las estructuras de 10 y 20 pisos, en cambio, la influencia del tipo de excitación sísmica disminuye a medida que aumenta el valor de R . Esto se ve muy claramente en la Figura 3-7, en donde las diferencias entre los resultados correspondientes a cada conjunto de excitaciones sísmicas son significativas cuando $R=1$, disminuyen progresivamente a medida que aumenta el valor de R , y prácticamente desaparecen cuando la estructura incurre en un alto grado de inelasticidad ($R=6$).

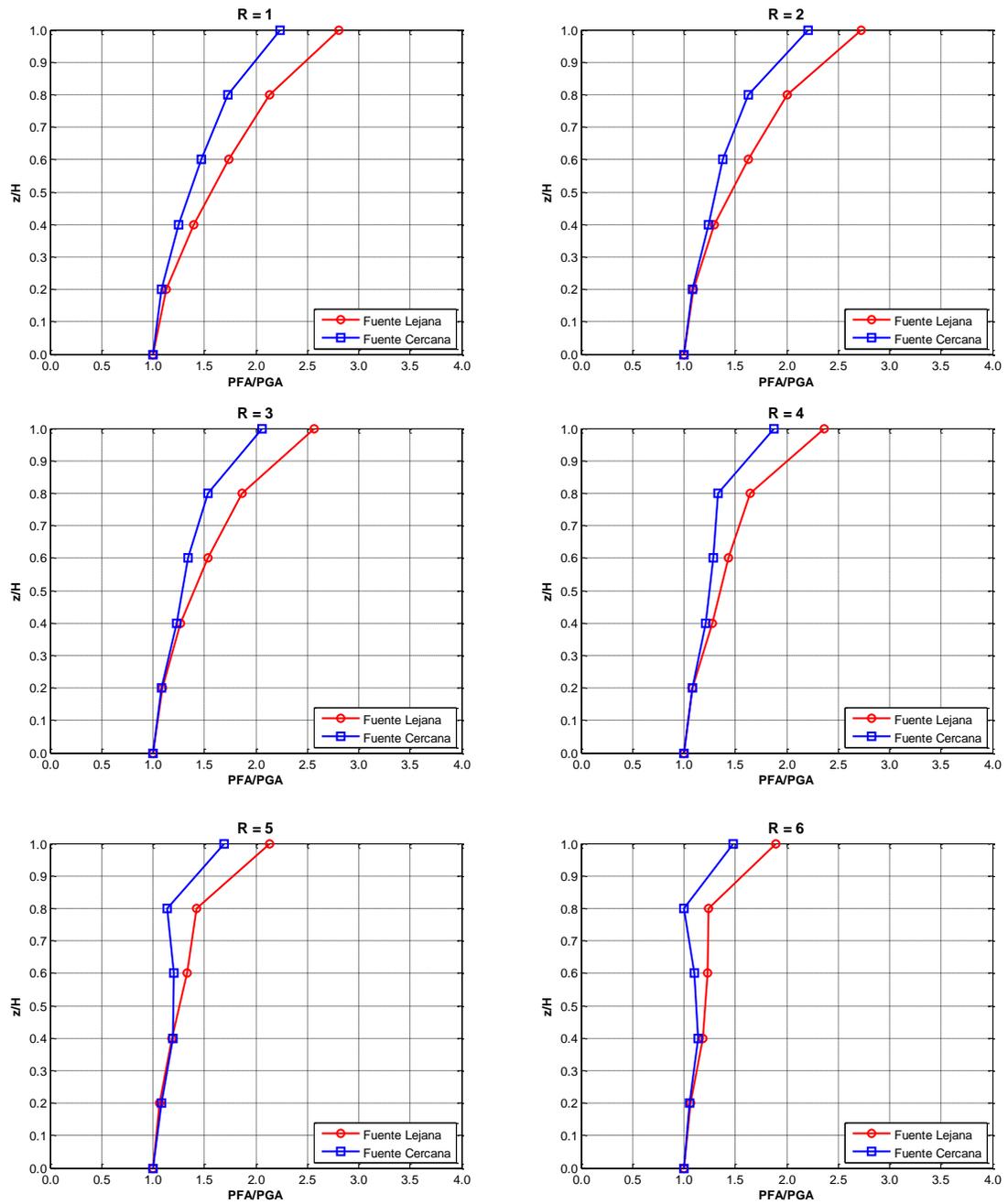


Figura 3-5. Influencia del tipo de excitación sísmica (edificio de 5 pisos, muros de 15 cm)

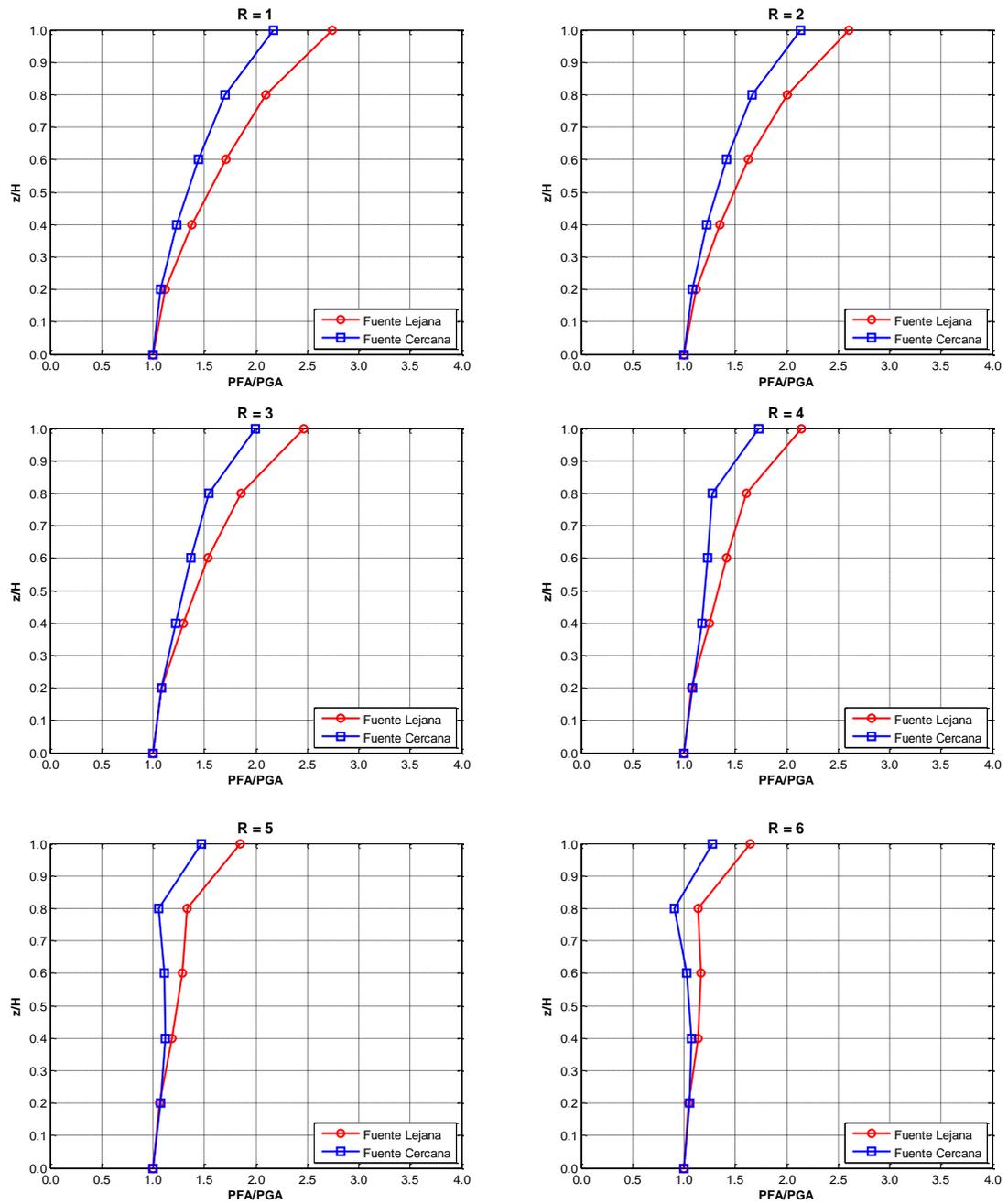


Figura 3-6. Influencia del tipo de excitación sísmica (edificio de 5 pisos, muros de 20 cm)

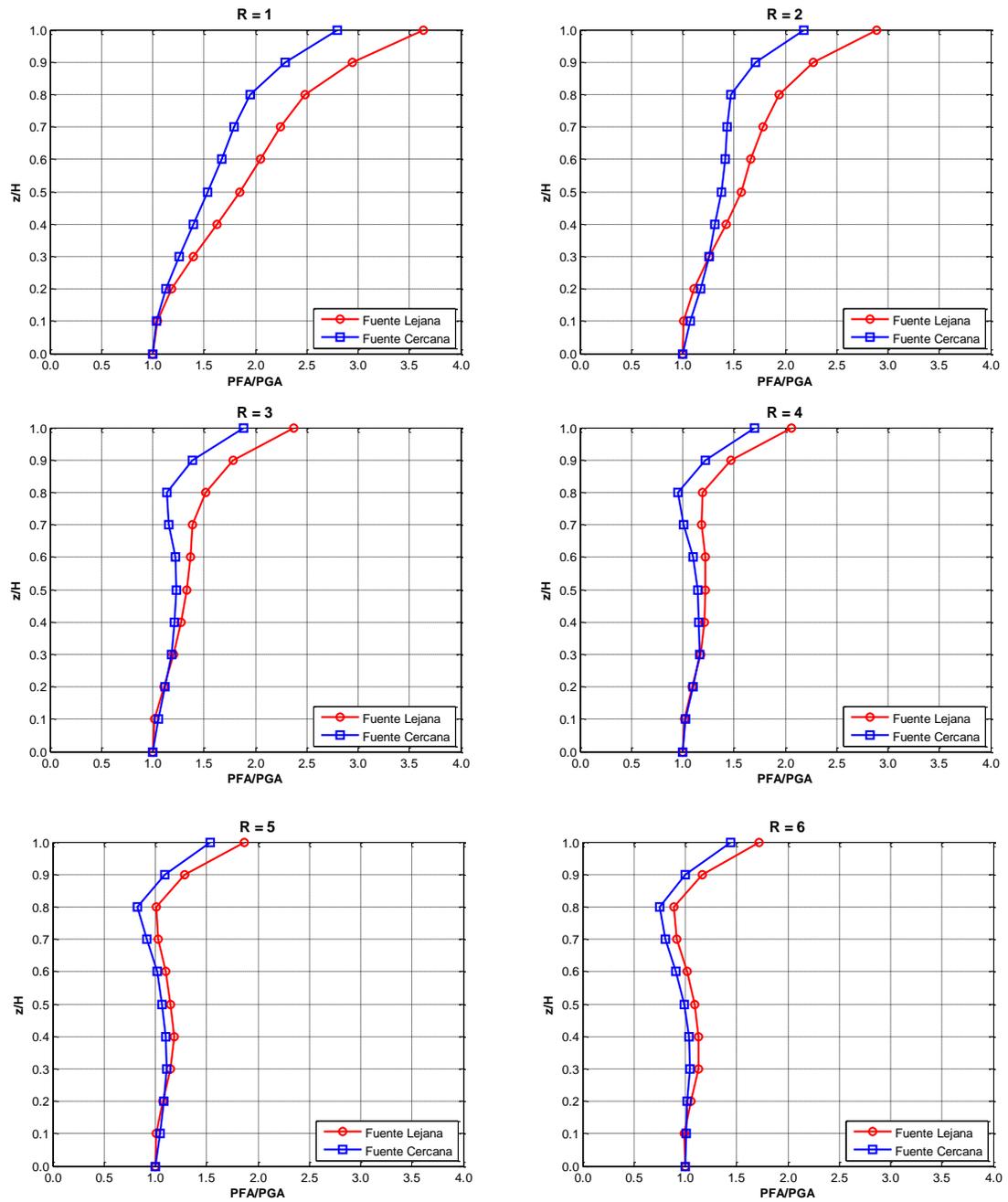


Figura 3-7. Influencia del tipo de excitación sísmica (edificio de 10 pisos)

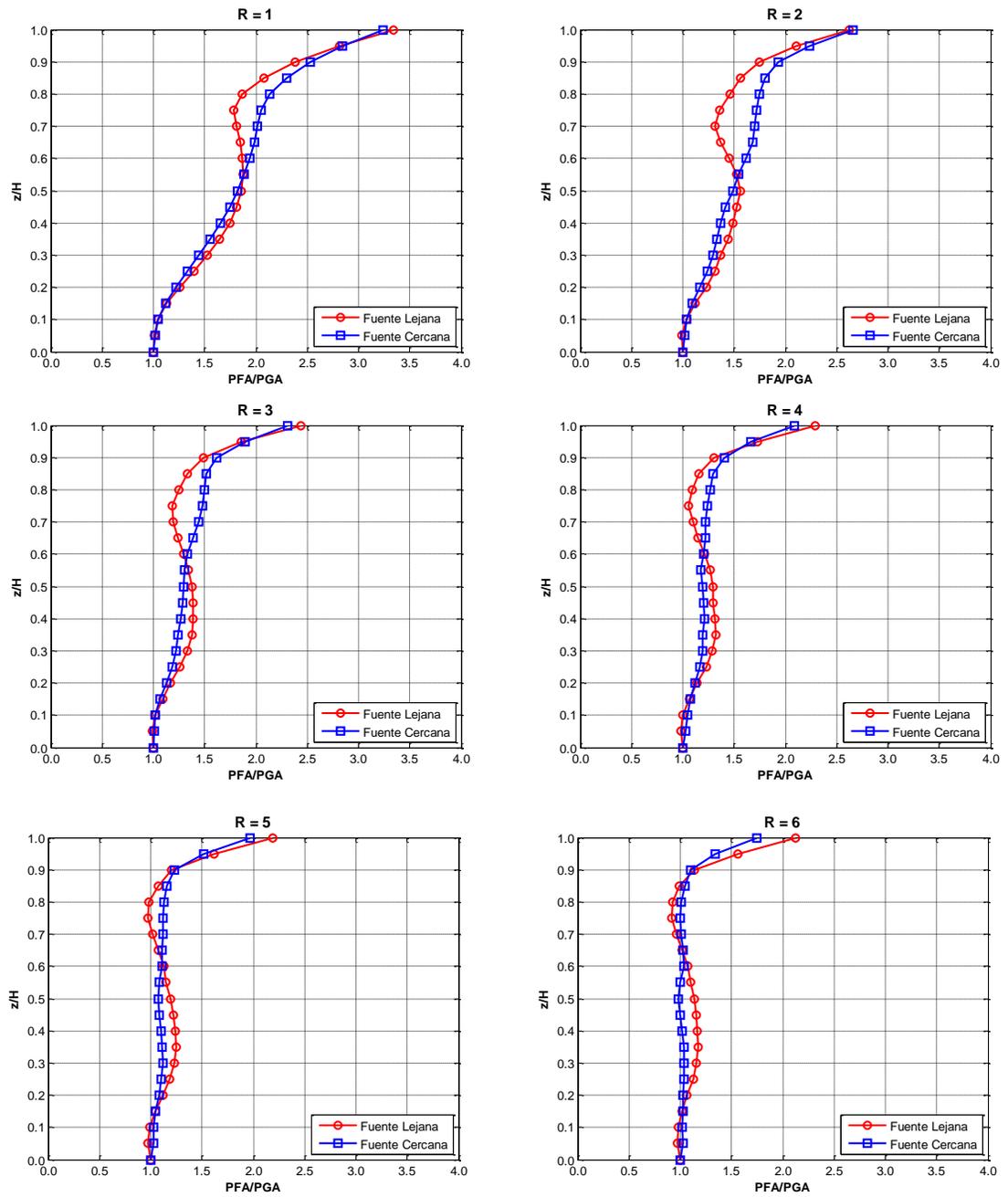


Figura 3-8. Influencia del tipo de excitación sísmica (edificio de 20 pisos)

En todas las estructuras, independientemente del tipo de excitación sísmica, se observa que a medida que aumenta el grado de inelasticidad que experimenta la estructura, las aceleraciones máximas de piso tienden a tomar el mismo valor en todos los pisos excepto en los pisos superiores. Particularmente, cuando $R=6$ se puede observar que en los pisos de altura relativa menor o igual a 0.8 las aceleraciones máximas de piso no sólo son prácticamente iguales entre sí sino que además son prácticamente iguales a la aceleración máxima de suelo (PGA). En los pisos de altura relativa mayor a 0.8, en cambio, las aceleraciones máximas de piso son significativamente mayores.

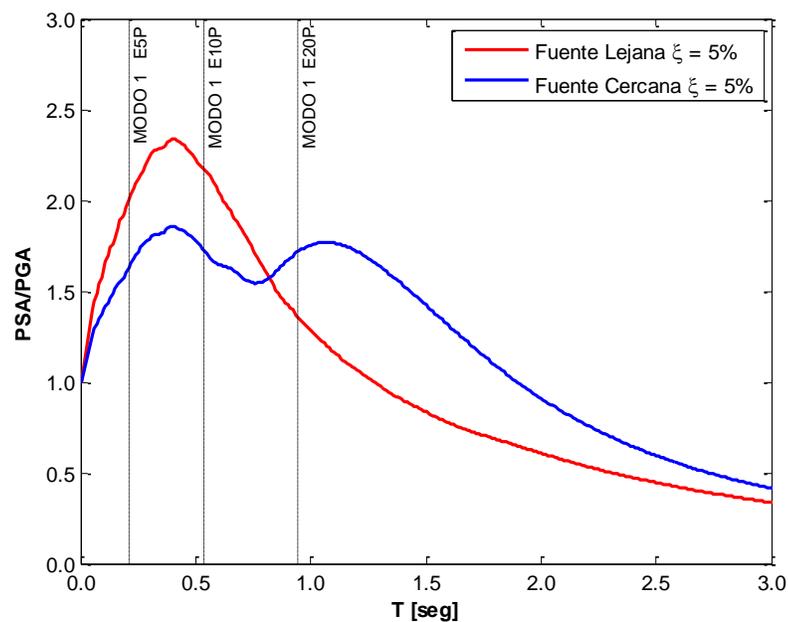


Figura 3-9. Comparación entre espectros de respuesta normalizados

En las Figuras 3-10 y 3-11 se comparan las variaciones en altura de las aceleraciones máximas de piso en cada estructura para un mismo valor de R y un mismo tipo de excitación sísmica. Puede observarse que en el caso del conjunto de excitaciones de fuente lejana la diferencia entre la variación en altura del PFA para las estructuras de 5 pisos y las correspondientes a las estructuras de 10 y 20 pisos es muy notoria cuando $R=1$. A medida que el valor de R aumenta, la magnitud de la diferencia disminuye pero es aún significativa cuando $R = 6$. En el caso del conjunto de excitaciones impulsivas, la

diferencia entre la variación en altura del PFA para las estructuras de 5 pisos y las correspondientes a las estructuras de 10 y 20 también es notoria cuando $R=1$, pero no es significativa cuando $R = 6$. Estas observaciones ponen de manifiesto las dificultades asociadas a la caracterización cuantitativa general de las aceleraciones máximas de piso de una manera práctica que pueda usarse para fines de diseño, ya que tal caracterización debería tener en cuenta factores tales como el número de pisos de edificio, sus parámetros dinámicos, el valor del factor R e incluso el tipo de excitación sísmica.

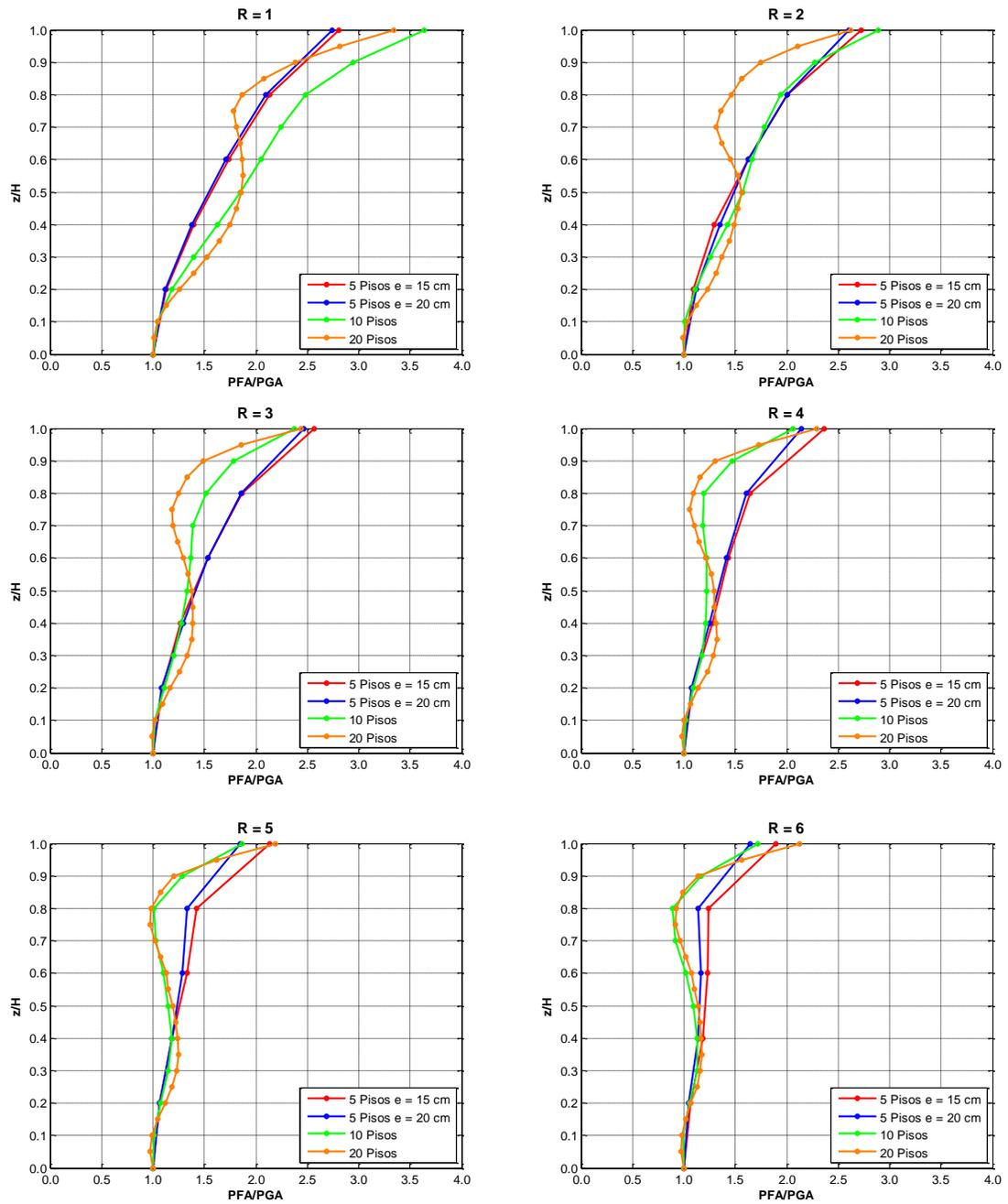


Figura 3-10. Aceleraciones máximas de piso (excitaciones sísmicas de Fuente Lejana)

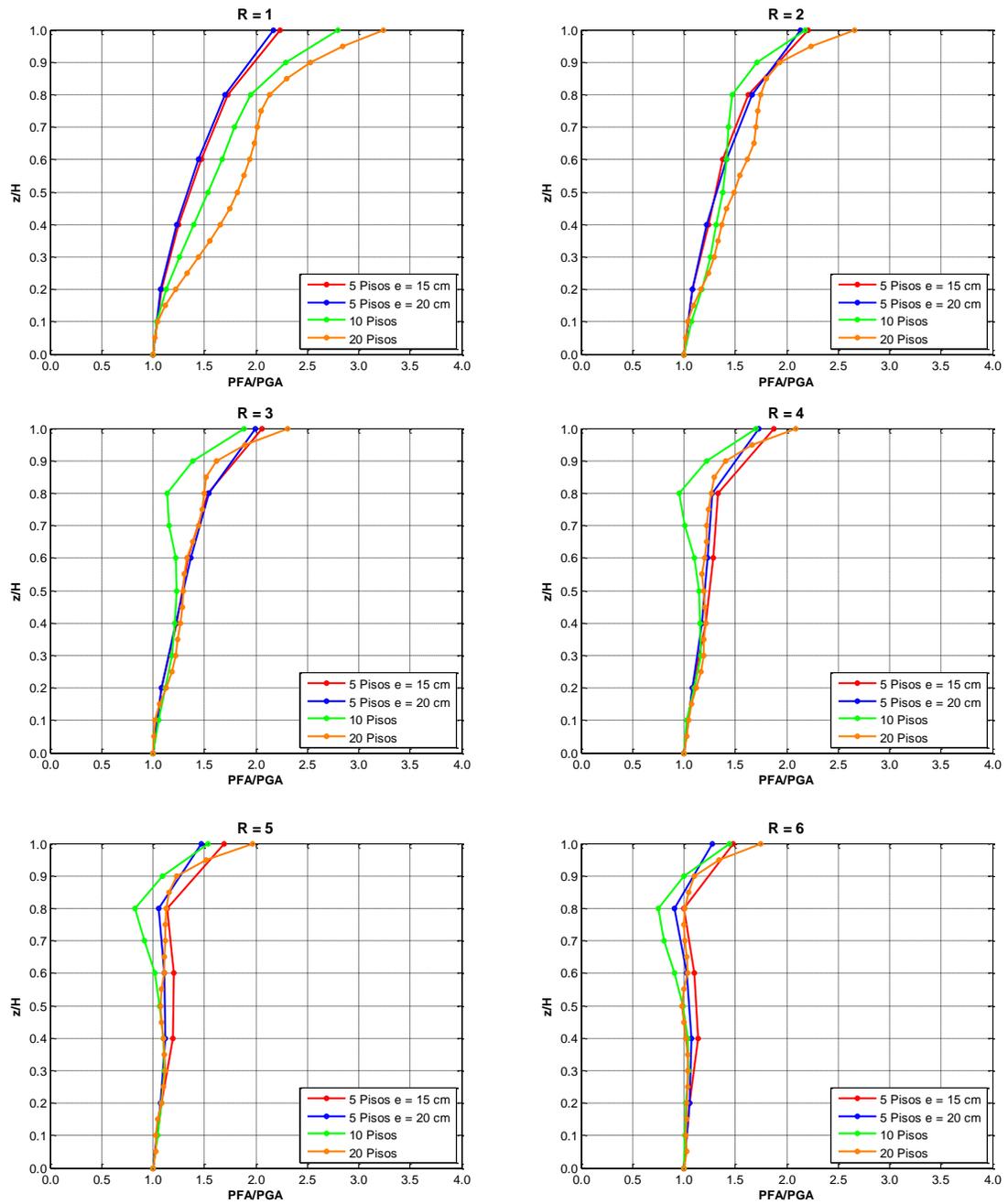


Figura 3-11. Aceleraciones máximas de piso (excitaciones sísmicas de Fuente Cercana)

3.2.- Espectros de Piso

Como se ha mencionado anteriormente, las propiedades de la estructura soportante, junto con las del tipo de excitación sísmica, son de gran importancia y tienen una gran influencia en la demanda sísmica sobre elementos no estructurales. Además de las propiedades mencionadas anteriormente, también son obviamente muy importantes las propiedades dinámicas del elemento no estructural. Una forma conveniente de representar la demanda sísmica sobre estos elementos es el espectro de pseudo-aceleración de piso, el cual indica la demanda de pseudo-aceleración en función del periodo natural del elemento no estructural. Es importante mencionar que el valor de pseudo-aceleración correspondiente a $T = 0$ seg es igual a la aceleración máxima de piso (PFA). Para que espectros de piso de pisos distintos puedan ser comparados entre sí, los espectros de piso fueron normalizados por el correspondiente valor de PFA.

En esta sección se analizará la manera en que las propiedades del tipo de excitación sísmica, las propiedades dinámicas de la estructura soportante, y las propiedades dinámicas del elemento no estructural influyen sobre demanda sísmica sobre estos últimos durante un evento sísmico.

Es importante mencionar que sólo se ha considerado comportamiento lineal de los elementos no estructurales. Es decir, sólo se ha considerado el comportamiento inelástico de la estructura soportante, no el de los elementos no estructurales. Los espectros de piso fueron obtenidos considerando amortiguamientos iguales a 2% y 5%.

En primera instancia se analizará la influencia de las propiedades antes mencionados sobre la demanda sísmica en elementos no estructurales cuando la estructura soportante se comporta de manera lineal. Posteriormente se analizará la influencia de la no linealidad de la estructura soportante.

3.2.1.- Influencia de las propiedades dinámicas de la estructura soportante

En la sección anterior se observó que la demanda sísmica sobre elementos no estructurales infinitamente rígidos depende en gran medida de las propiedades de la estructura soportante. En esta sección se analizará si tal dependencia sigue siendo importante en el caso de elementos no estructurales flexibles (período natural ≤ 3 seg). En las Figuras 3-12 a 3-15 pueden observarse los espectros de piso correspondientes al caso en que las estructuras soportantes se comportan de manera lineal. Los periodos naturales están normalizados por el periodo fundamental (T_1) de la estructura soportante, con lo cual espectros de piso de diferentes estructuras pueden ser comparados entre sí.

En los espectros mostrados en las Figuras 3-12 a 3-15 puede observarse que en todos los casos se produce un *peak* de aceleraciones en el período fundamental. También puede observarse que se producen otros peaks en períodos menores, pero nunca se producen en períodos mayores. Como se mostrará más adelante, los peaks que se producen en períodos menores que el período fundamental están asociados a los períodos modales superiores.

Puede observarse claramente que, independientemente de la estructura y del tipo de excitación sísmica, cuando $z/H = 0.2$ las demandas sísmicas son en general menores que en los demás pisos, y la amplitud de los peaks asociados a los modos superiores son en general mayores que la del peak asociado al modo fundamental. En las estructuras de 5 pisos, cuando $z/H = 0.2$ el peak asociado al modo fundamental no es muy definido en algunos casos.

En los pisos intermedios (i.e., $z/H = 0.4$ y $z/H = 0.6$) los peaks asociados a los modos primero y segundo están claramente definidos, aunque la amplitudes relativas varían según la estructura. Cuando $z/H = 0.6$, se puede observar que en las estructuras de 5 pisos la amplitud del peak asociado al modo fundamental es significativamente mayor que la del peak asociado al segundo periodo modal. En las estructuras de 10 y 20 pisos, en cambio, las amplitudes son similares.

Cuando $z/H = 0.8$ la amplitud del peak asociado al periodo fundamental es en todos los casos mucho mayor que la del peak asociado al segundo período modal, lo cual se debe a que la amplitud del segundo modo es, en todas las estructuras, muy pequeña en $z/H = 0.8$ (Figura 3-16). Se trata de un claro ejemplo de la relación entre la demanda sísmica sobre elementos no estructurales y las propiedades dinámicas de la estructura soportante. Cuando $z/H = 1$, en cambio, la observación anterior sigue siendo válida para la estructuras de 5 pisos, pero no para las de 10 y 20 pisos.

Desde el punto de vista del diseño de elementos no estructurales, las observaciones anteriores permiten deducir que en general no es conveniente que el periodo natural de un elemento no estructural sea similar al de alguno de los períodos modales de la estructura soportante, sobre todo al de los primeros períodos modales.

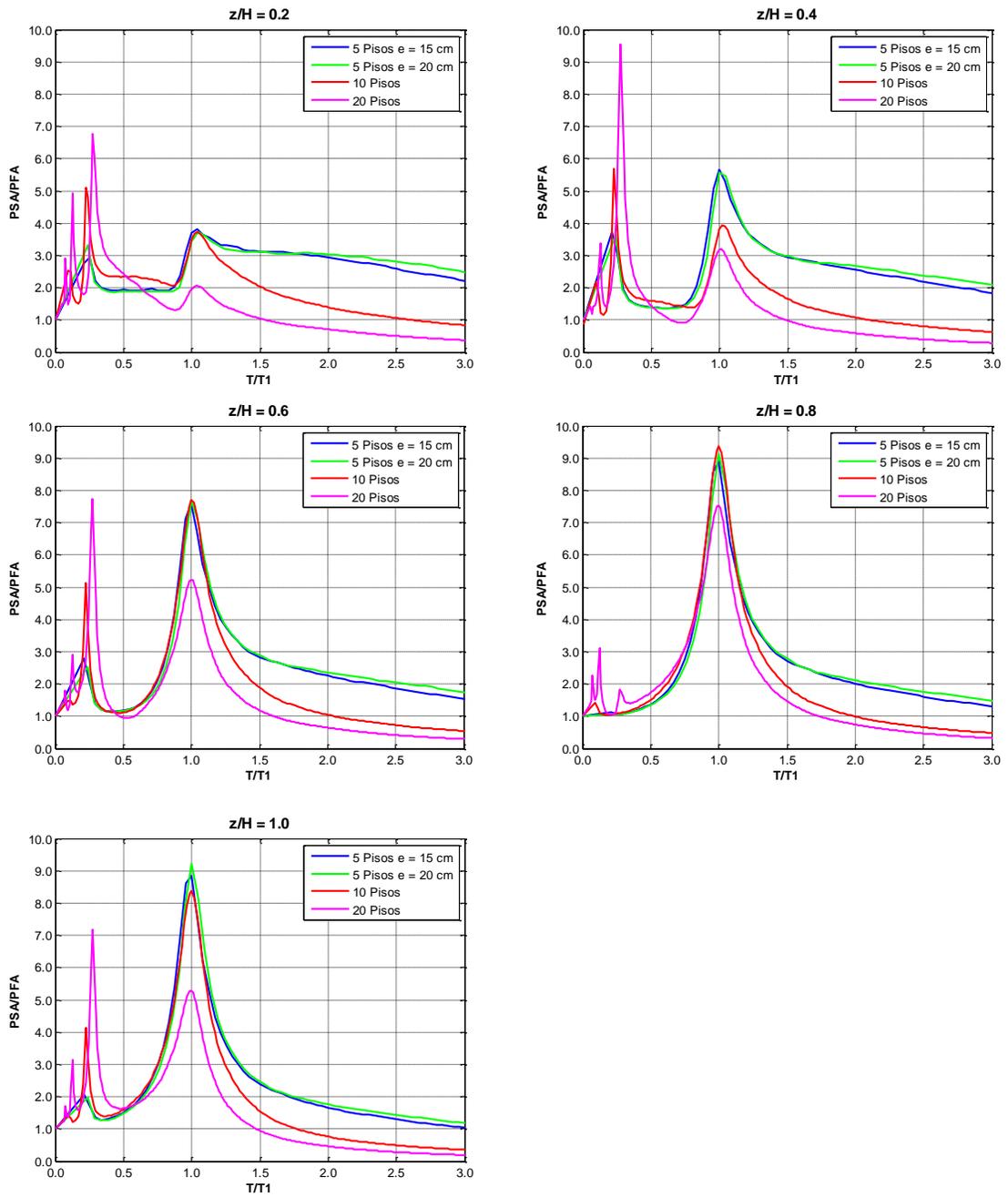


Figura 3-12. Espectros de piso (excitaciones de Fuente Lejana, amortiguamiento $\xi = 2\%$)

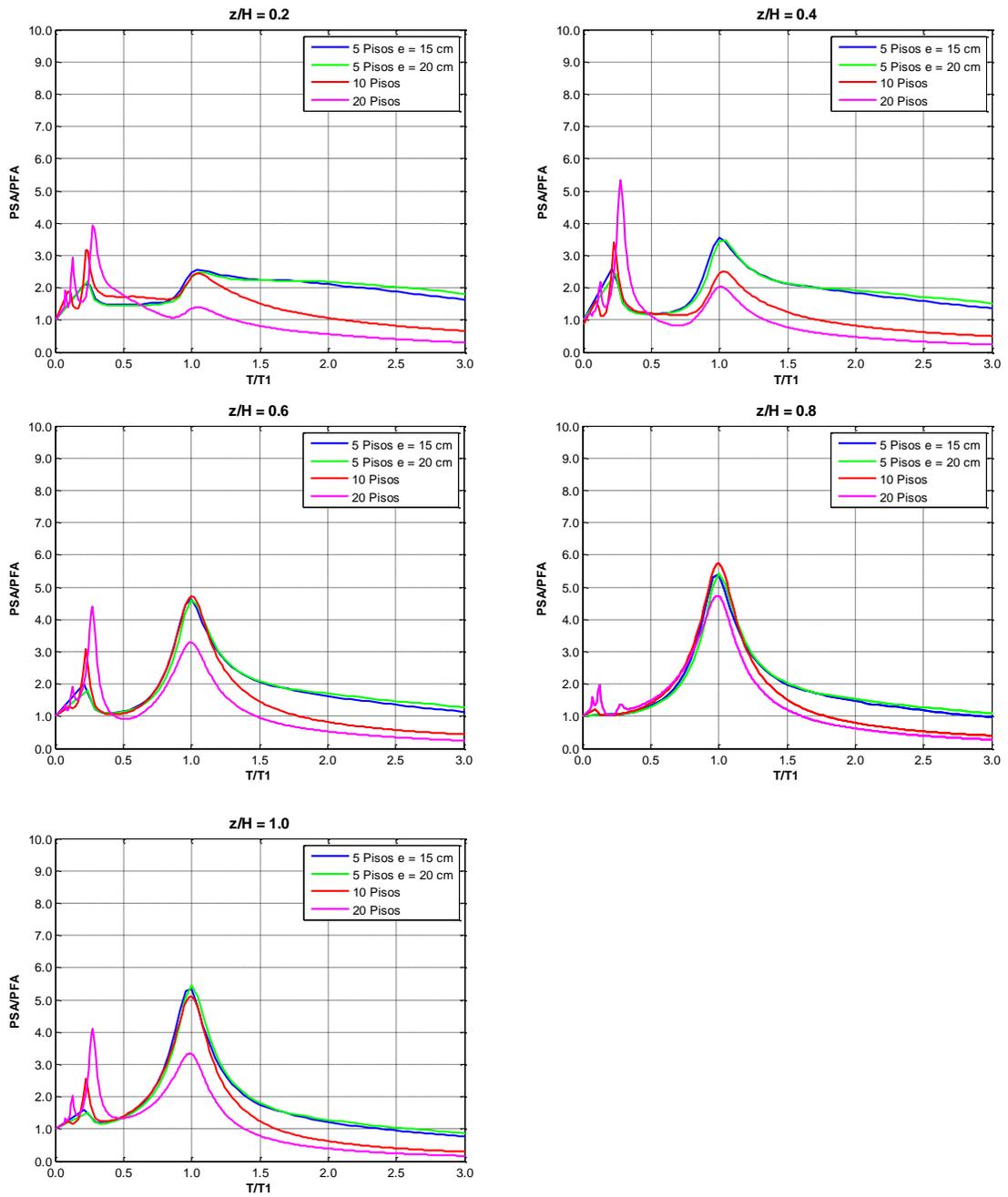


Figura 3-13. Espectros de piso (excitaciones de Fuente Lejana, amortiguamiento $\xi = 5\%$)

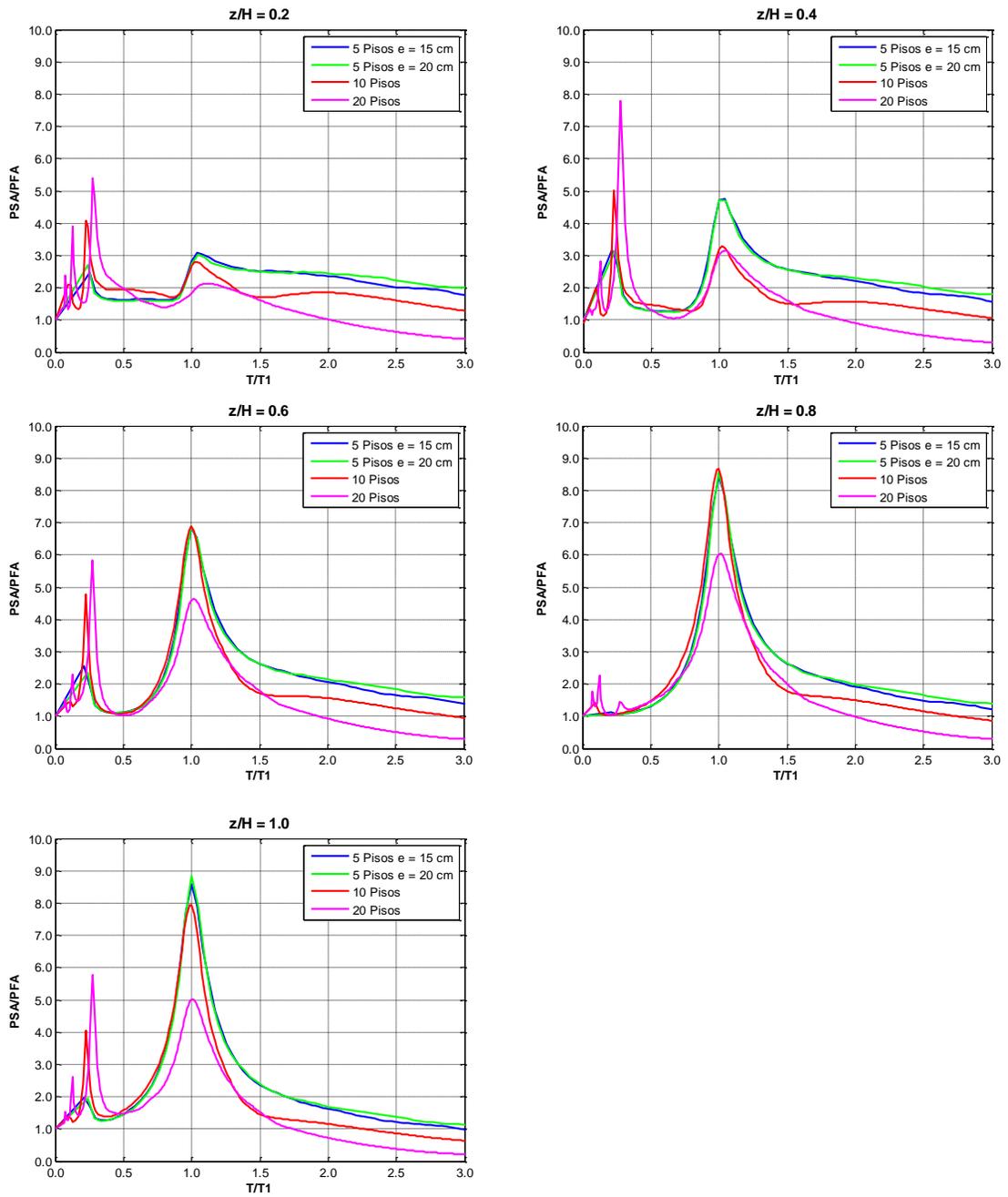


Figura 3-14. Espectros de piso (excitaciones de Fuente Cercana, amortiguamiento $\xi = 2\%$)

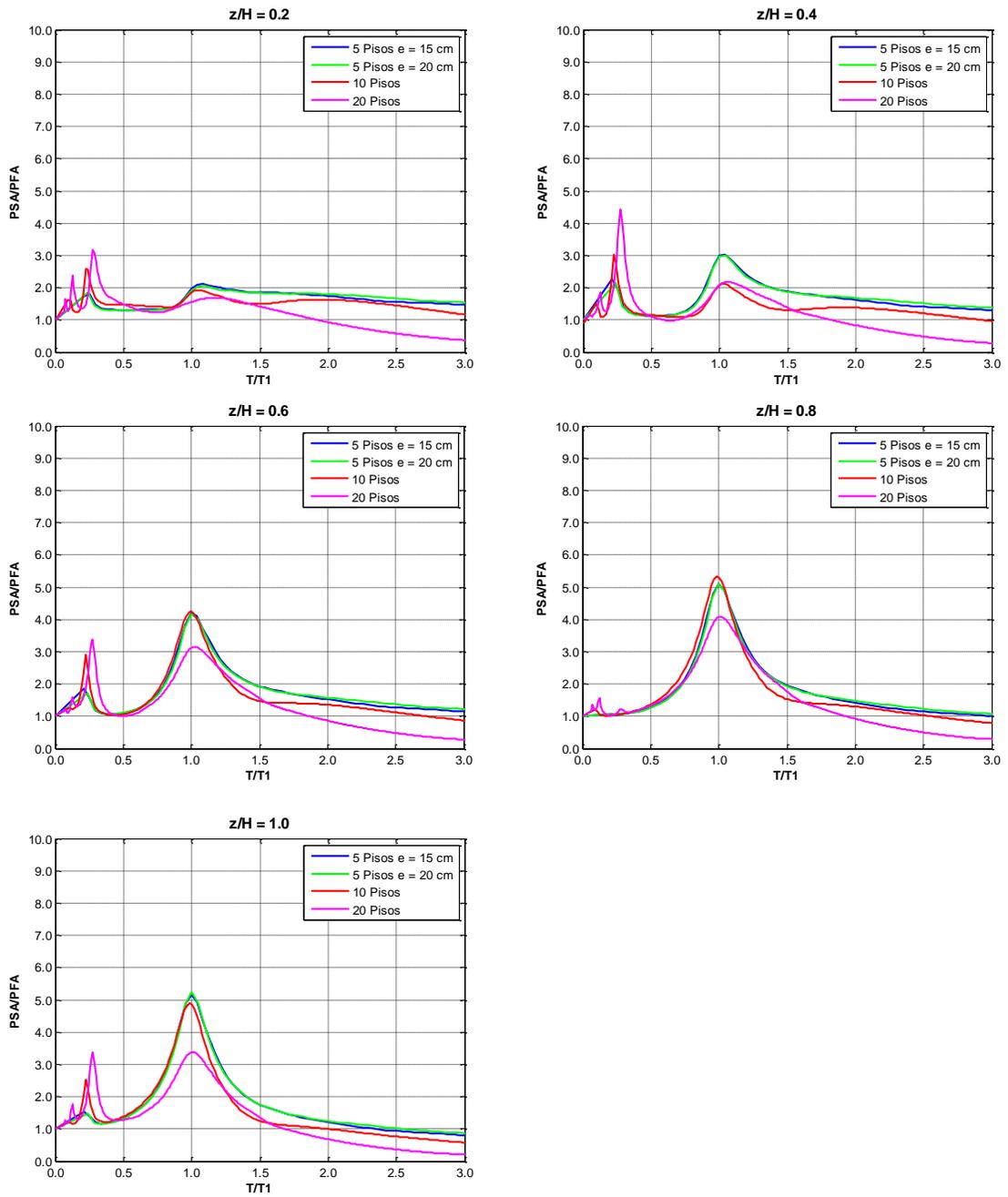


Figura 3-15. Espectros de piso (excitaciones de Fuente Cercana, amortiguamiento $\xi = 5\%$)

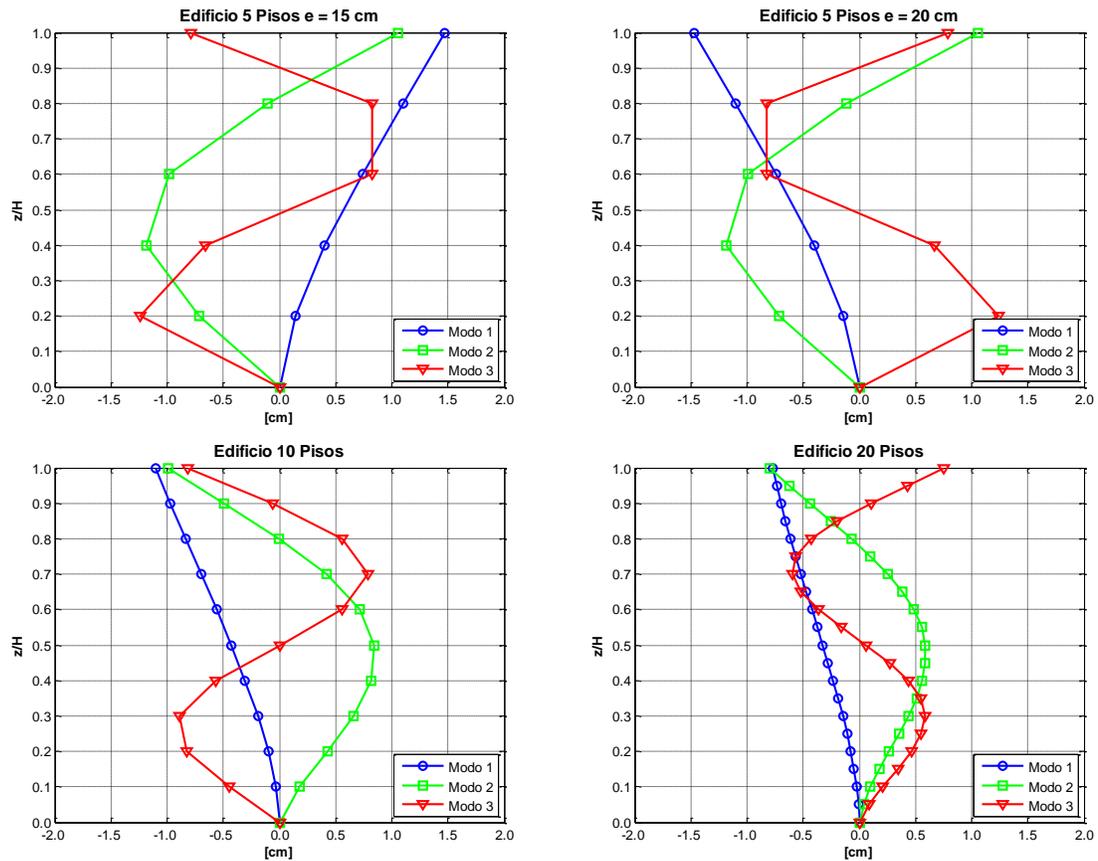


Figura 3-16. Modos naturales de vibración

3.2.2.- Influencia del tipo de excitación sísmica

Para analizar la influencia del tipo de excitación sísmica sobre los espectros de piso, en las Figuras 3-17 a 3-24 pueden observarse comparaciones entre espectros de piso correspondientes a los dos tipos de excitaciones sísmicas consideradas en este estudio. Puede observarse claramente que en la zona de períodos en donde el espectro de respuesta de la excitación de fuente cercana presenta un máximo asociado a la componente impulsiva (Sección 2.5.2, Figura 2-22), las ordenadas espectrales de los espectros de piso correspondientes a la excitación de fuente cercana son en general mayores que las de los espectros correspondientes a la excitación de fuente lejana. Además, en los espectros de piso de las estructuras de 5 pisos se observa, en esta zona de períodos, un máximo local similar al observado en el espectro de respuesta de la excitación de fuente cercana. En los

espectros de piso de la estructura de 10 pisos el máximo local es cada vez menos definido a medida que crece la altura de piso. En los espectros de piso de la estructura de 20 pisos el máximo local sólo se aprecia en el espectro del primer piso, y no se aprecia en los espectros de los pisos superiores debido a que el periodo fundamental prácticamente coincide con el periodo en donde se produce el máximo local “impulsivo” en el espectro de respuesta de la excitación de fuente cercana. En los demás períodos, los espectros de piso parecen ser esencialmente independientes del tipo de excitación sísmica, aunque también se observa que en los espectros de los pisos inferiores, en la zona de períodos cortos las ordenadas espectrales del espectro de piso correspondiente a la excitación de fuente lejana son en general mayores que las del espectro correspondiente a la excitación de fuente cercana. Es importante tener en cuenta que los espectros de piso mostrados en las Figuras 3-17 a 3-24 están normalizados por el correspondiente valor de PFA. En consecuencia, las observaciones anteriores en realidad se refieren a la *forma* espectral, pero no a las amplitudes absolutas.

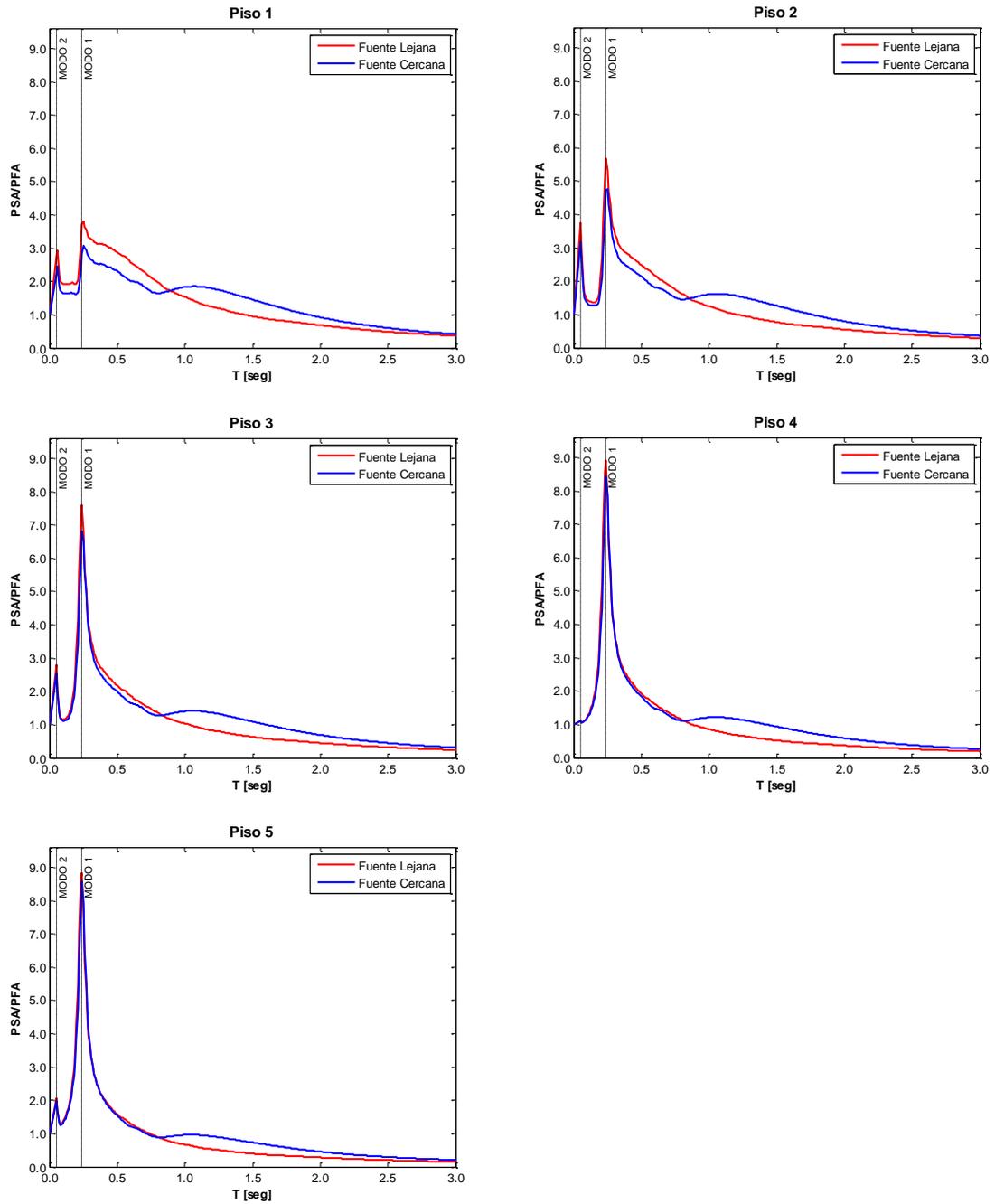


Figura 3-17. Espectros de piso (edificio de 5 pisos, espesor de muro 15 cm, amortiguamiento $\xi = 2\%$)

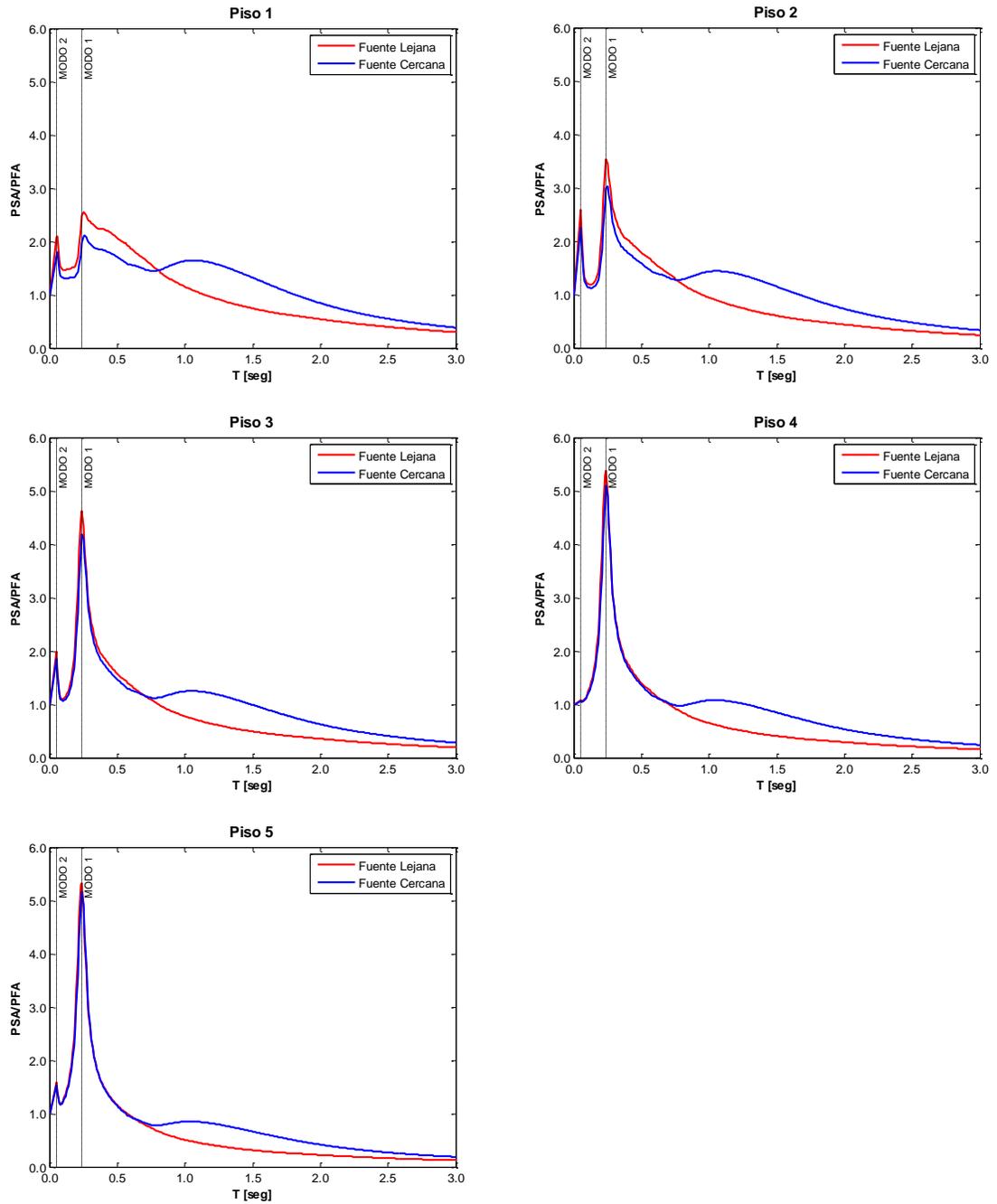


Figura 3-18. Espectros de piso (edificio de 5 pisos, espesor de muro 15 cm, amortiguamiento $\xi = 5\%$)

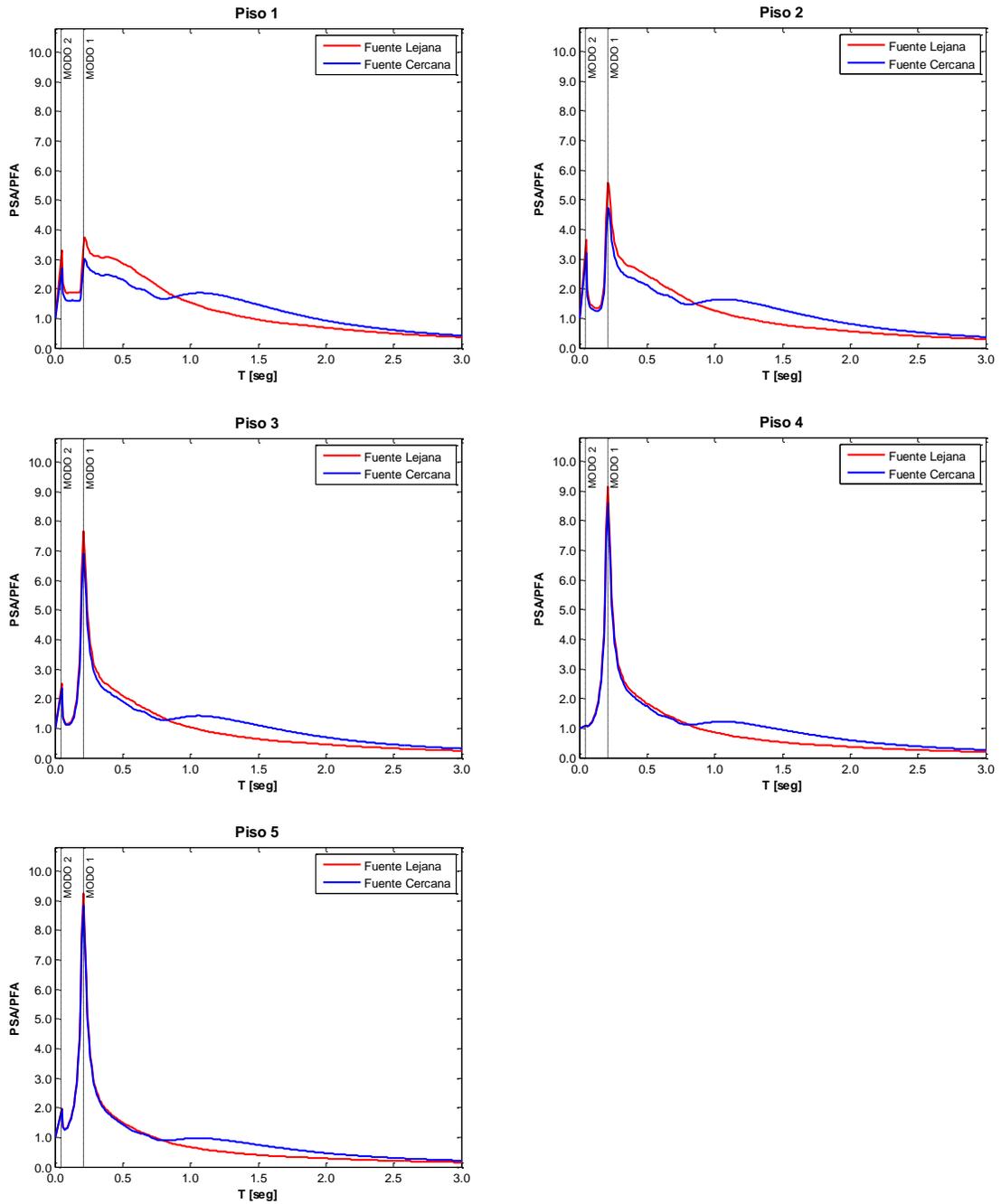


Figura 3-19. Espectros de piso (edificio de 5 pisos, espesor de muro 20 cm, amortiguamiento $\xi = 2\%$)

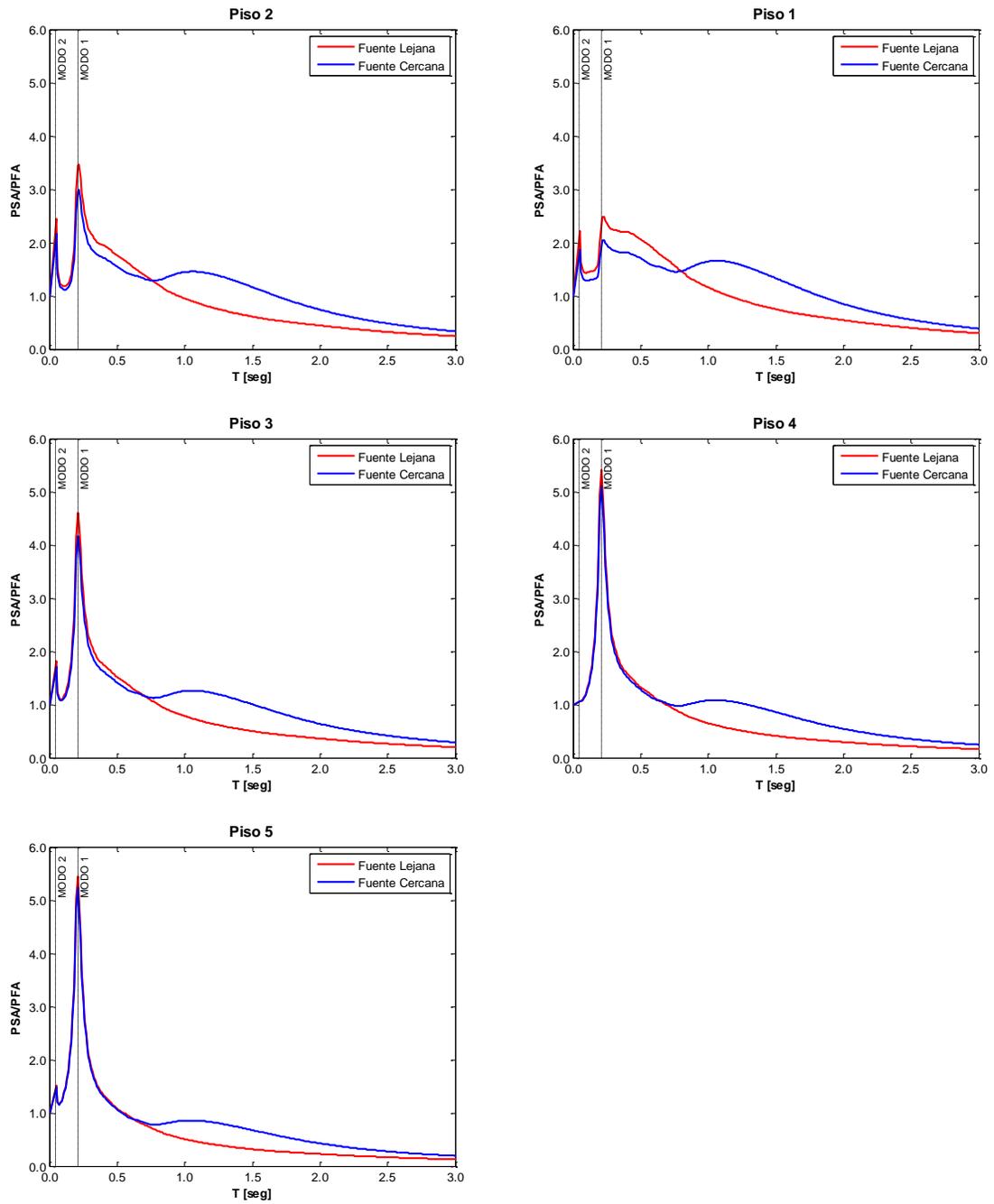


Figura 3-20. Espectros de piso (edificio de 5 pisos, espesor de muro 20 cm, amortiguamiento $\xi = 5\%$)

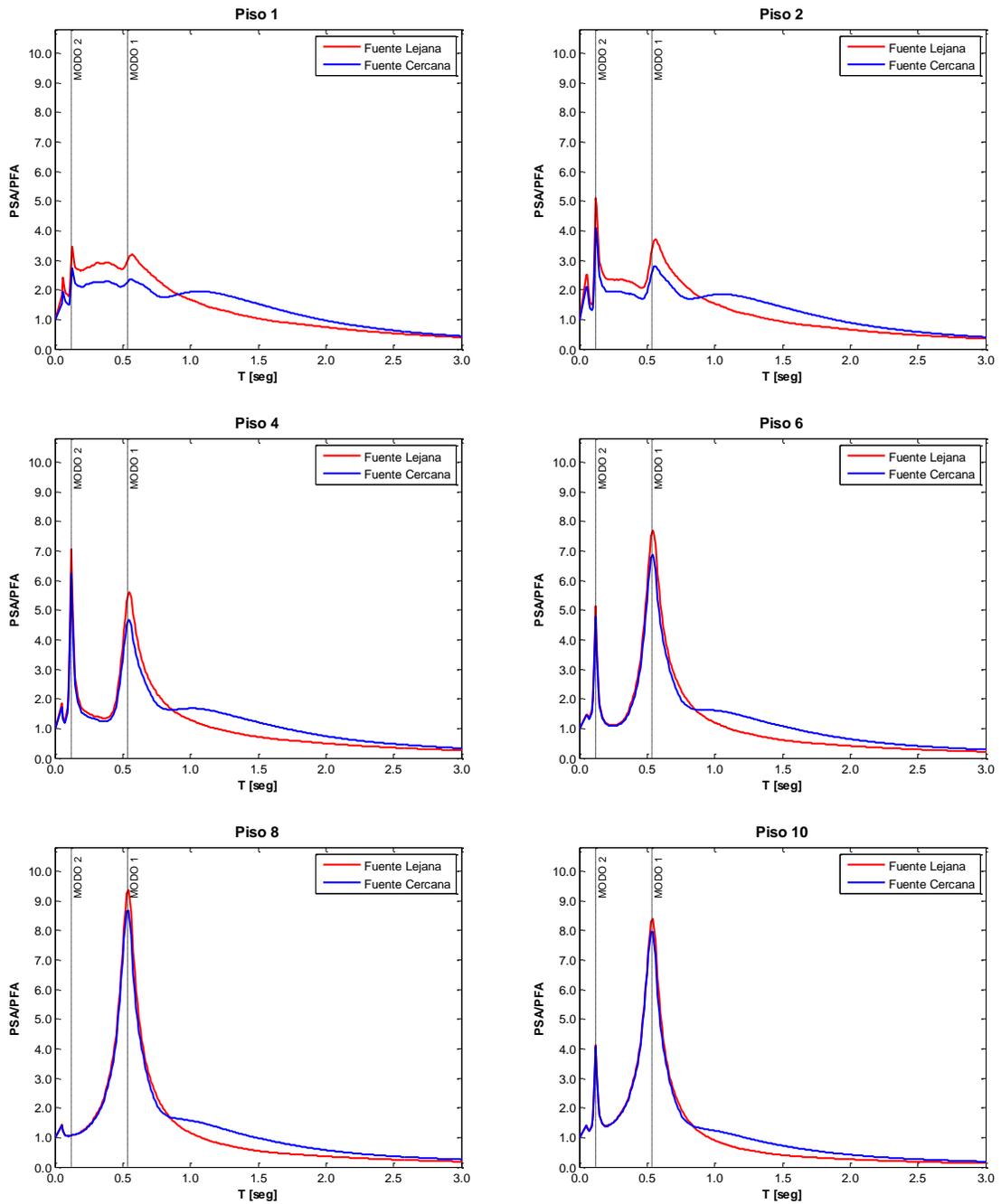


Figura 3-21. Espectros de piso (edificio 10 Piso, amortiguamiento $\xi = 2\%$)

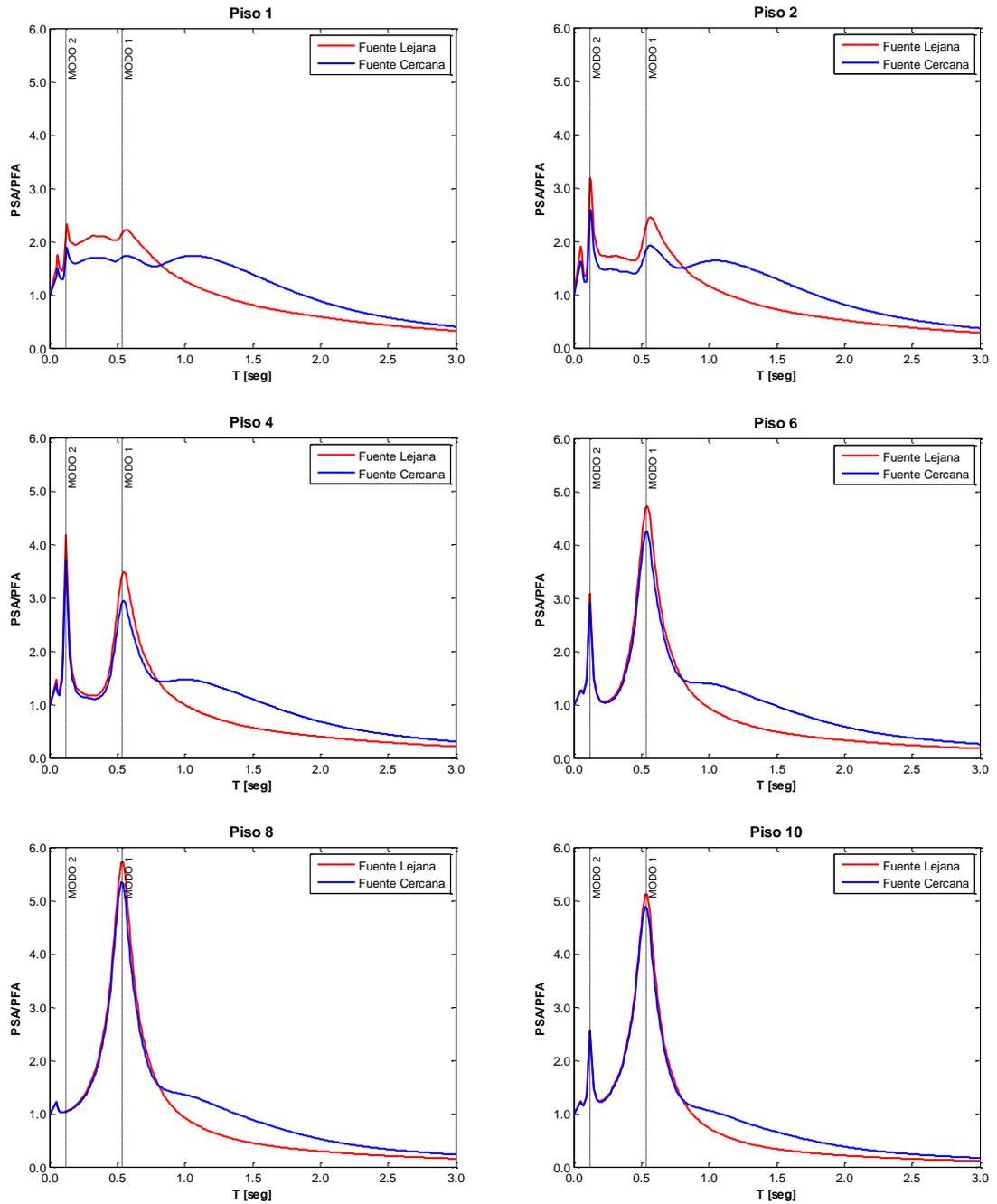


Figura 3-22. Espectros de piso (edificio 10 Pisos, amortiguamiento $\xi = 5\%$)

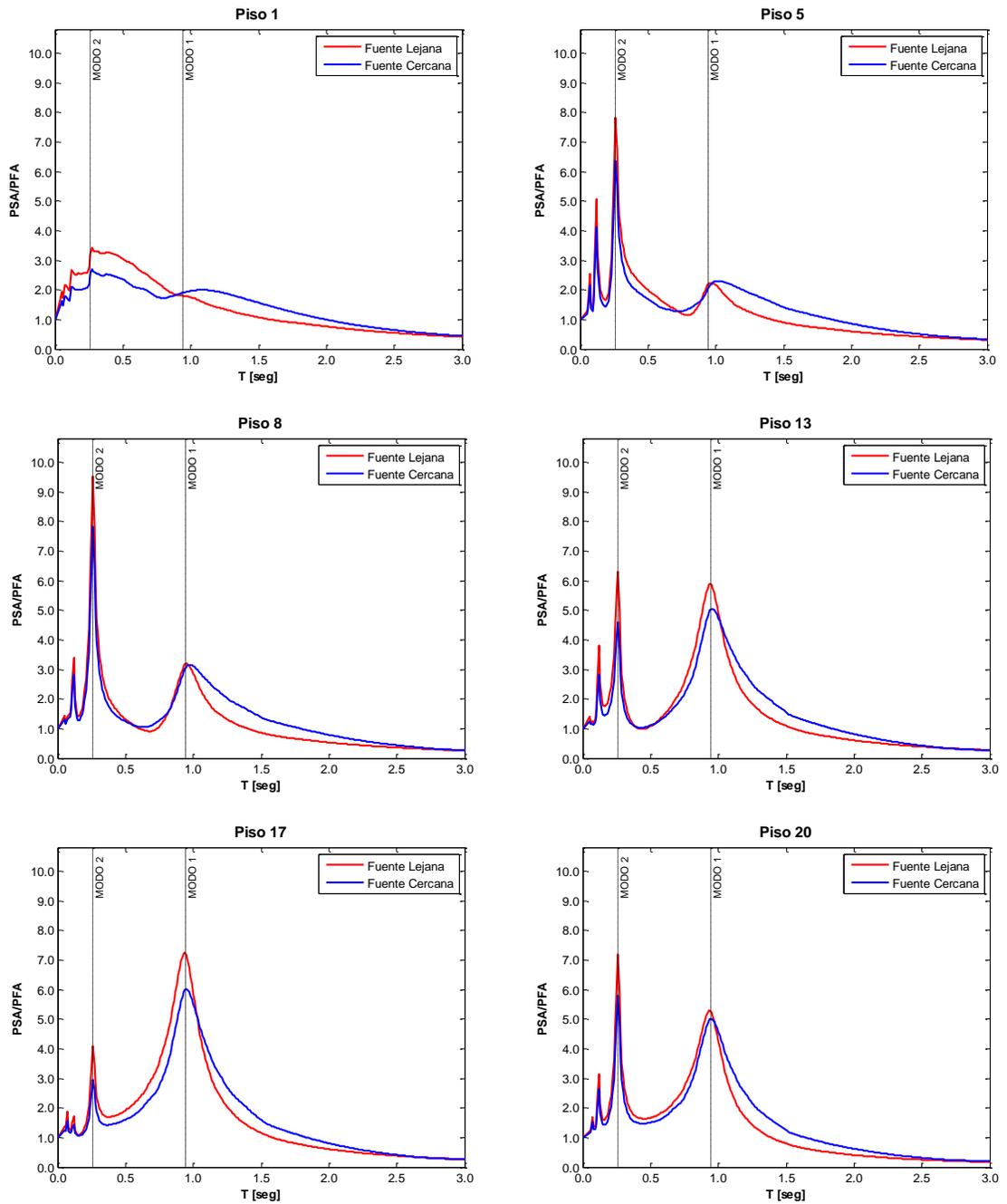


Figura 3-23. Espectros de piso (edificio 20 Pisos, amortiguamiento $\xi = 2\%$)

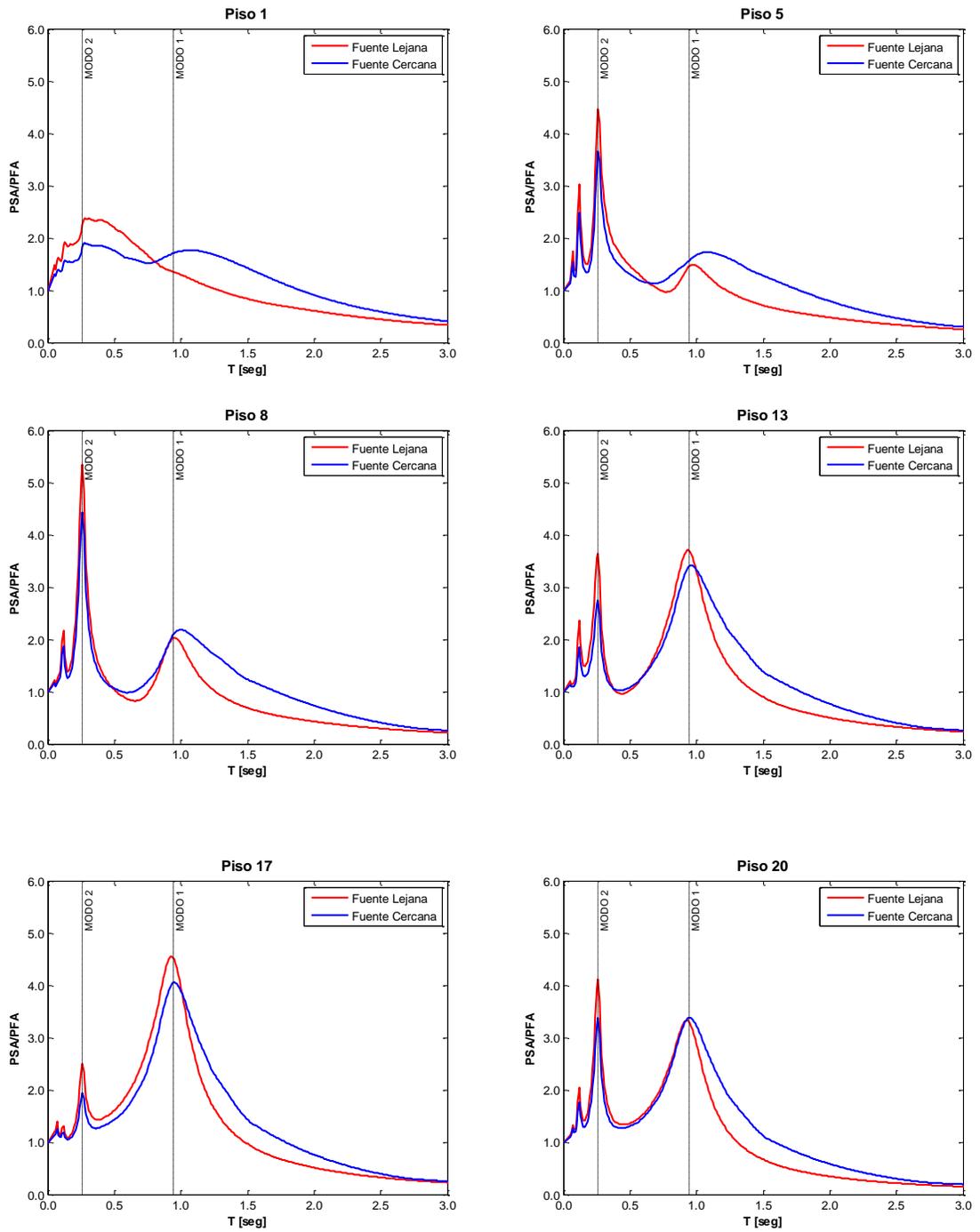


Figura 3-24. Espectros de piso (edificio 20 Pisos, amortiguamiento $\xi = 5\%$)

3.2.3.- Influencia de las propiedades dinámicas del elemento no estructural

Las observaciones mencionadas en las secciones anteriores indican claramente que la demanda sísmica sobre un elemento no estructural depende en gran medida del periodo natural del elemento: en la Sección 3.2.1 se analizó la relación entre éste y los periodos modales de la estructura soportante, y en la Sección 3.2.2 se analizó la relación entre éste y las características del tipo de excitación sísmica. En esta sección se analizará la influencia del amortiguamiento del elemento no estructural. En las Figuras 3-25 a 3-32 se comparan los espectros de piso correspondientes a los dos valores de amortiguamiento considerados en este estudio (2% y 5%). Como era de esperar, se observa que la demanda sísmica depende del valor del amortiguamiento: la demanda sísmica es en general mayor cuando el amortiguamiento es menor. La diferencia entre las magnitudes de demanda es notoria cuando el periodo coincide con alguno de los periodos modales de la estructura, pero no es significativa cuando el periodo es apreciablemente mayor que el periodo fundamental de la estructura soportante.

A los fines de cuantificar las observaciones anteriores, conviene introducir un factor α definido como el cociente entre la ordenada espectral para 2% de amortiguamiento y la correspondiente ordenada espectral (i.e., mismo periodo y tipo de excitación sísmica) para 5% de amortiguamiento. Es decir, para una excitación sísmica dada, el factor α está dado por:

$$\alpha = \frac{\text{PSA}(T, \xi = 2\%)}{\text{PSA}(T, \xi = 5\%)} \quad (3.2)$$

Valores del factor α pueden observarse en las Figuras 3-33 a 3-36. Se puede apreciar que cuando el periodo coincide con algún periodo modal de la estructura soportante (en particular, con el primer y segundo periodo modal) el valor de α es generalmente similar a 1.5. Esta observación es muy importante, y será considerada en el Capítulo 5 para el desarrollo de recomendaciones prácticas de diseño. Cuando el periodo es

mayor que el periodo fundamental de la estructura soportante, el valor de α es menor que 1.5 y depende del tipo de excitación sísmica. En el caso del conjunto de excitaciones de fuente lejana, el valor de α es aproximadamente igual a 1.2, valor muy parecido al indicado en ASCE 7-05 ($= 1/0.8 = 1.25$). En el caso del conjunto de excitaciones de fuente cercana, el valor de α es aproximadamente igual a la unidad, lo cual es consecuente con la literatura en el sentido de que la respuesta a excitaciones impulsivas no es en general sensible al valor del amortiguamiento (Chopra 2007).

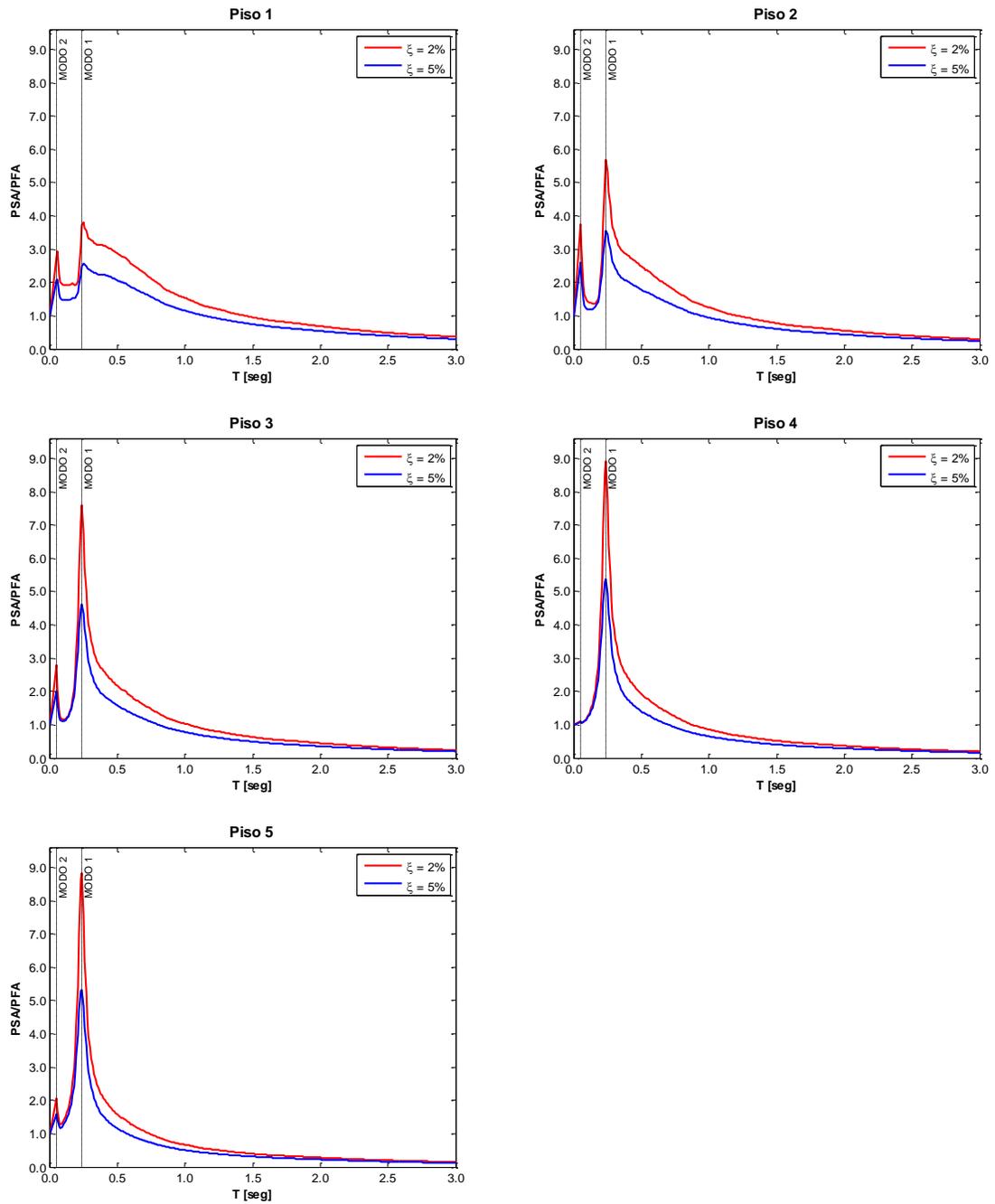


Figura 3-25. Espectros de piso (estructura de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm, excitación de Fuente Lejana)

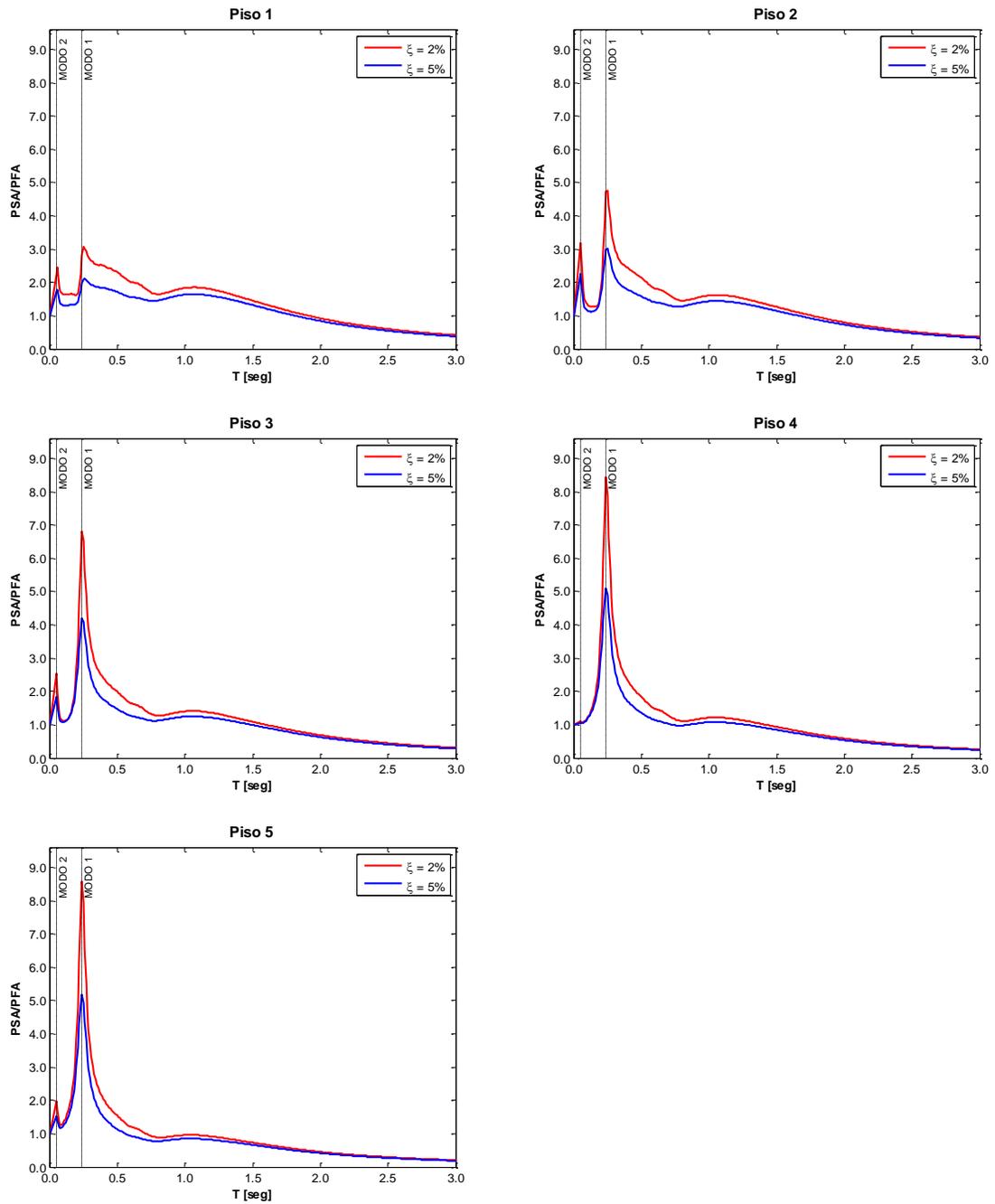


Figura 3-24. Espectros de piso (estructura de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm, excitación de Fuente Cercana)

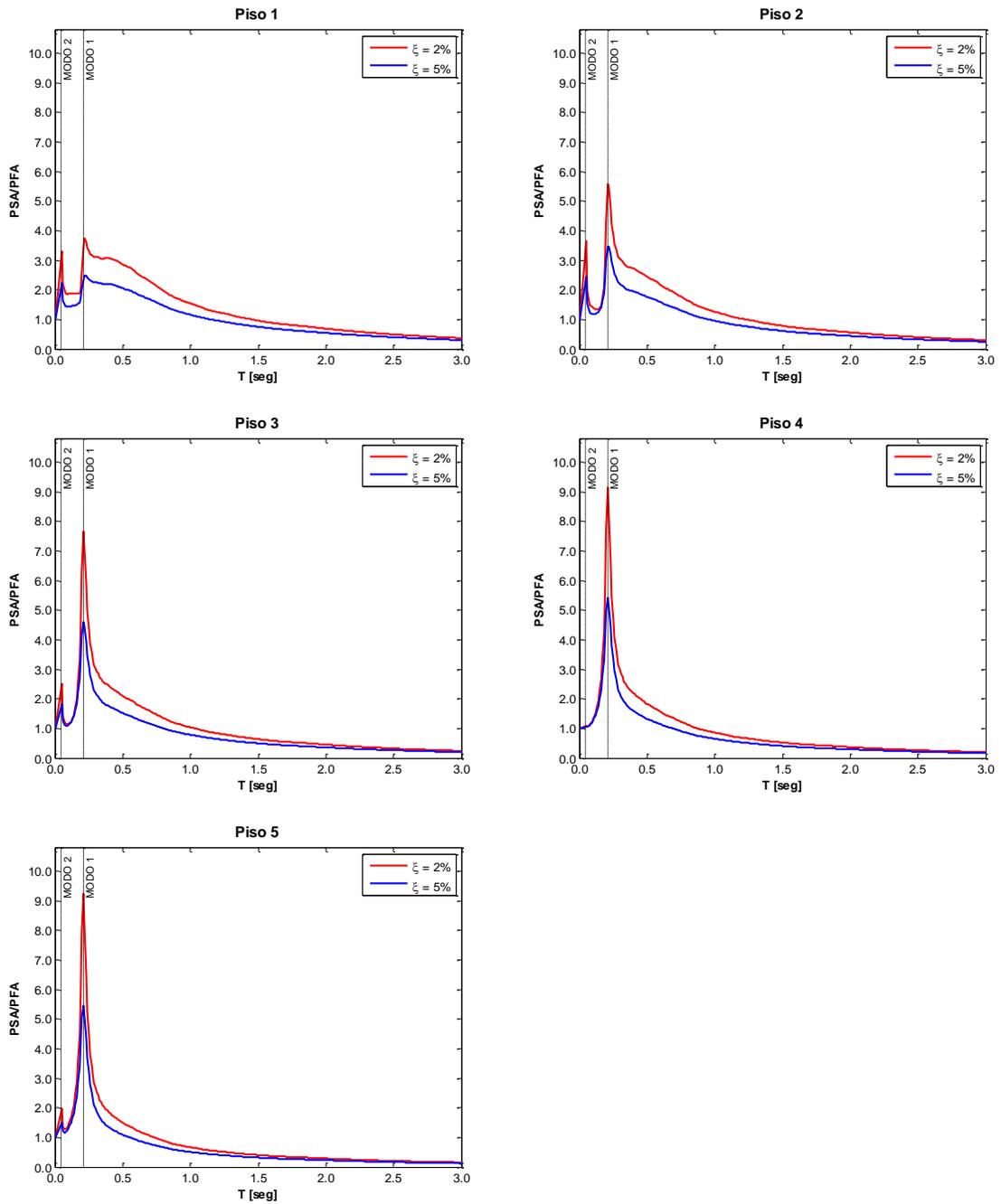


Figura 3-25. Espectros de piso (estructura de 5 pisos con espesor de muro de 20 cm, excitación de Fuente Lejana)

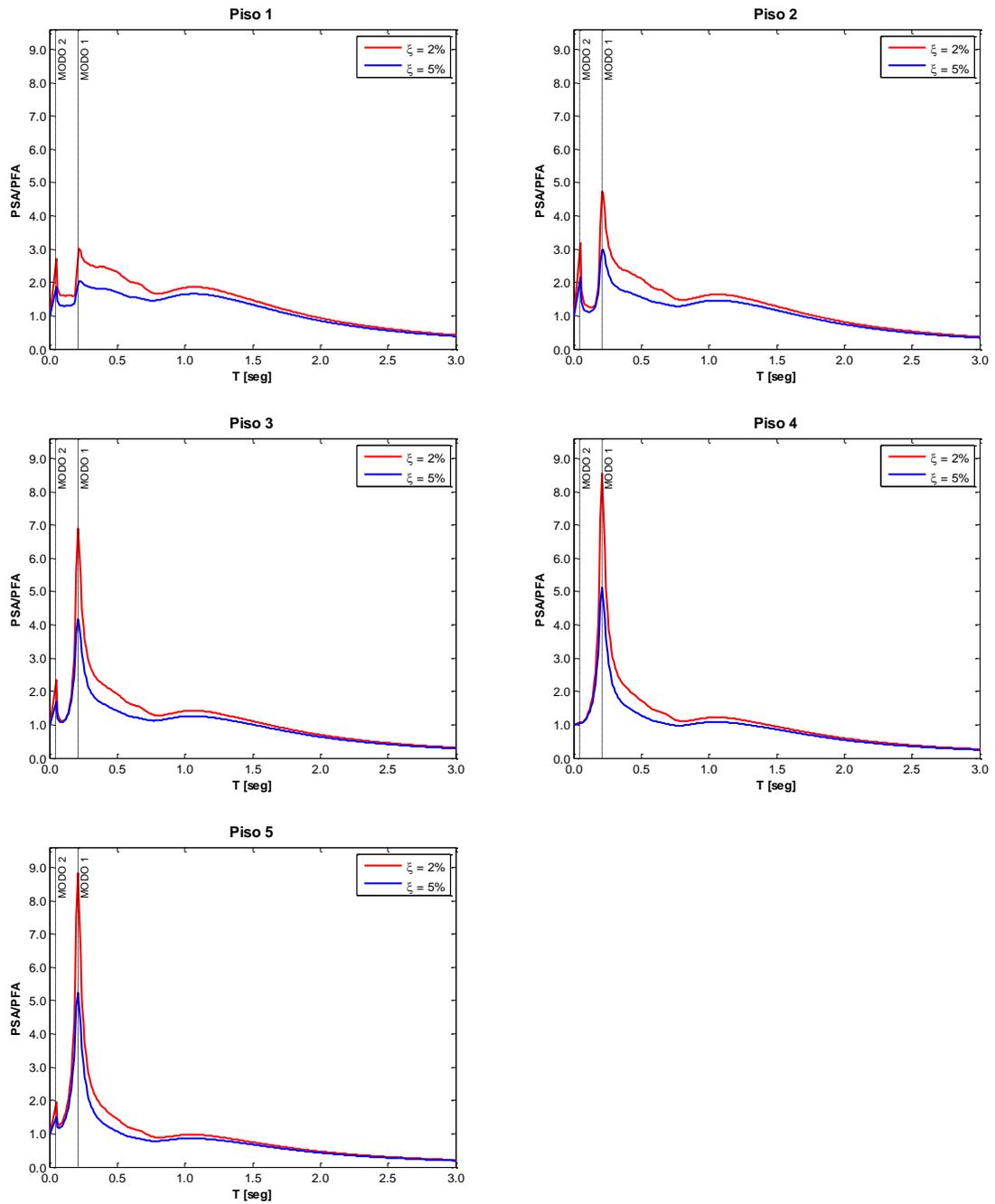


Figura 3-26. Espectros de piso (estructura de 5 pisos con espesor de muro de 20 cm, excitación de Fuente Cercana)

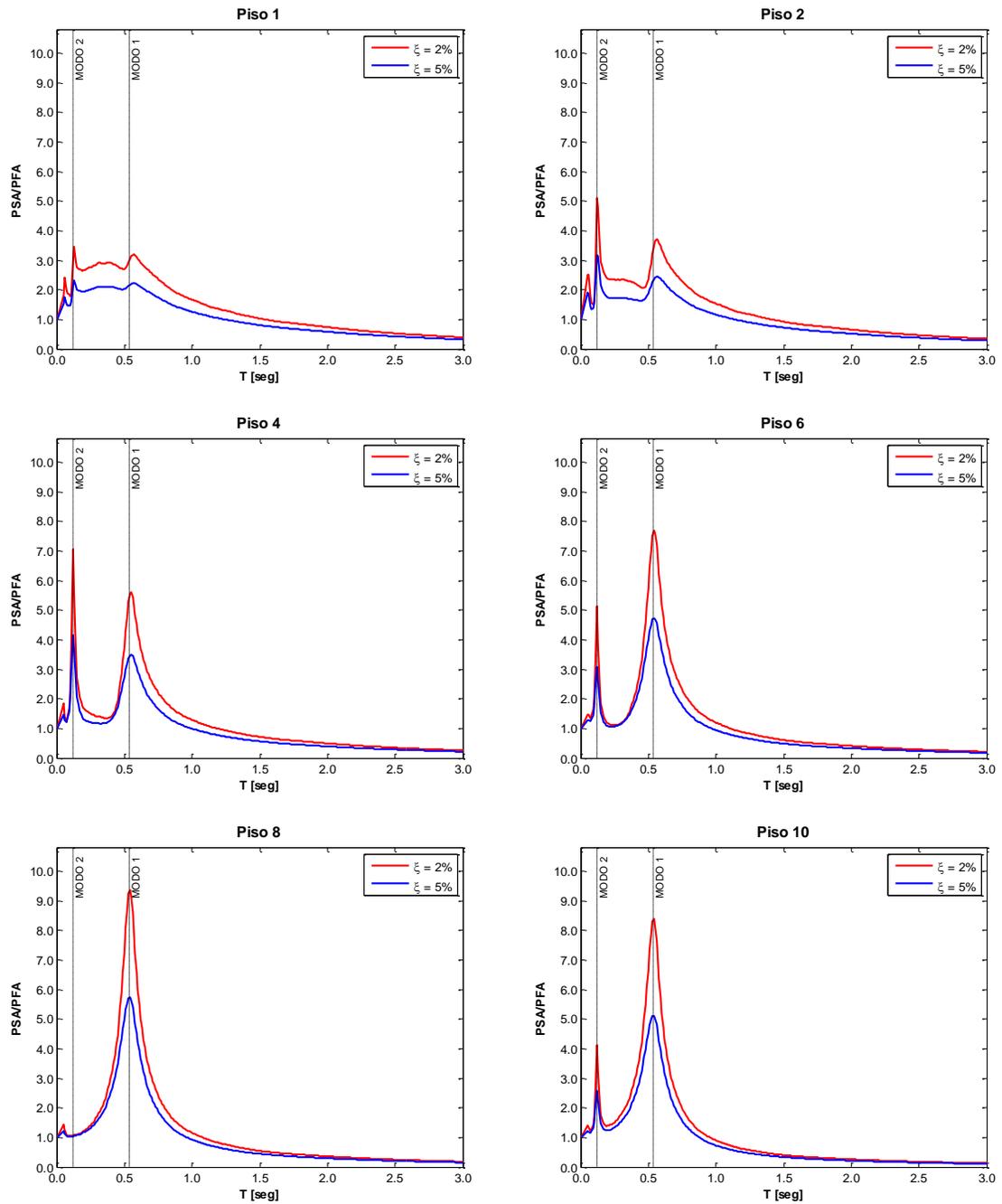


Figura 3-27. Espectros de piso (estructura de 10 pisos, excitación de Fuente Lejana)

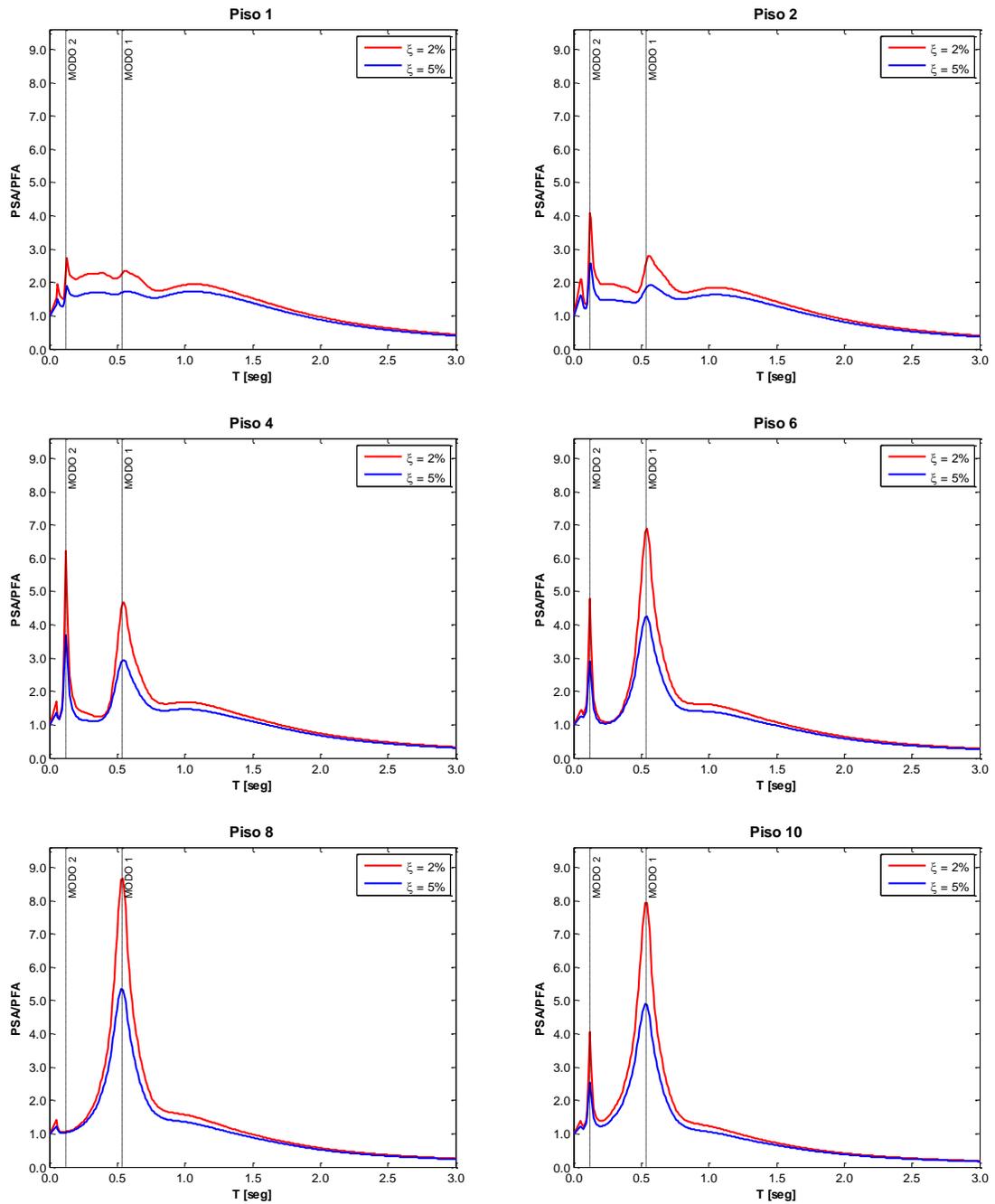


Figura 3-28. Espectros de piso (estructura de 10 pisos, excitación de Fuente Cercana)

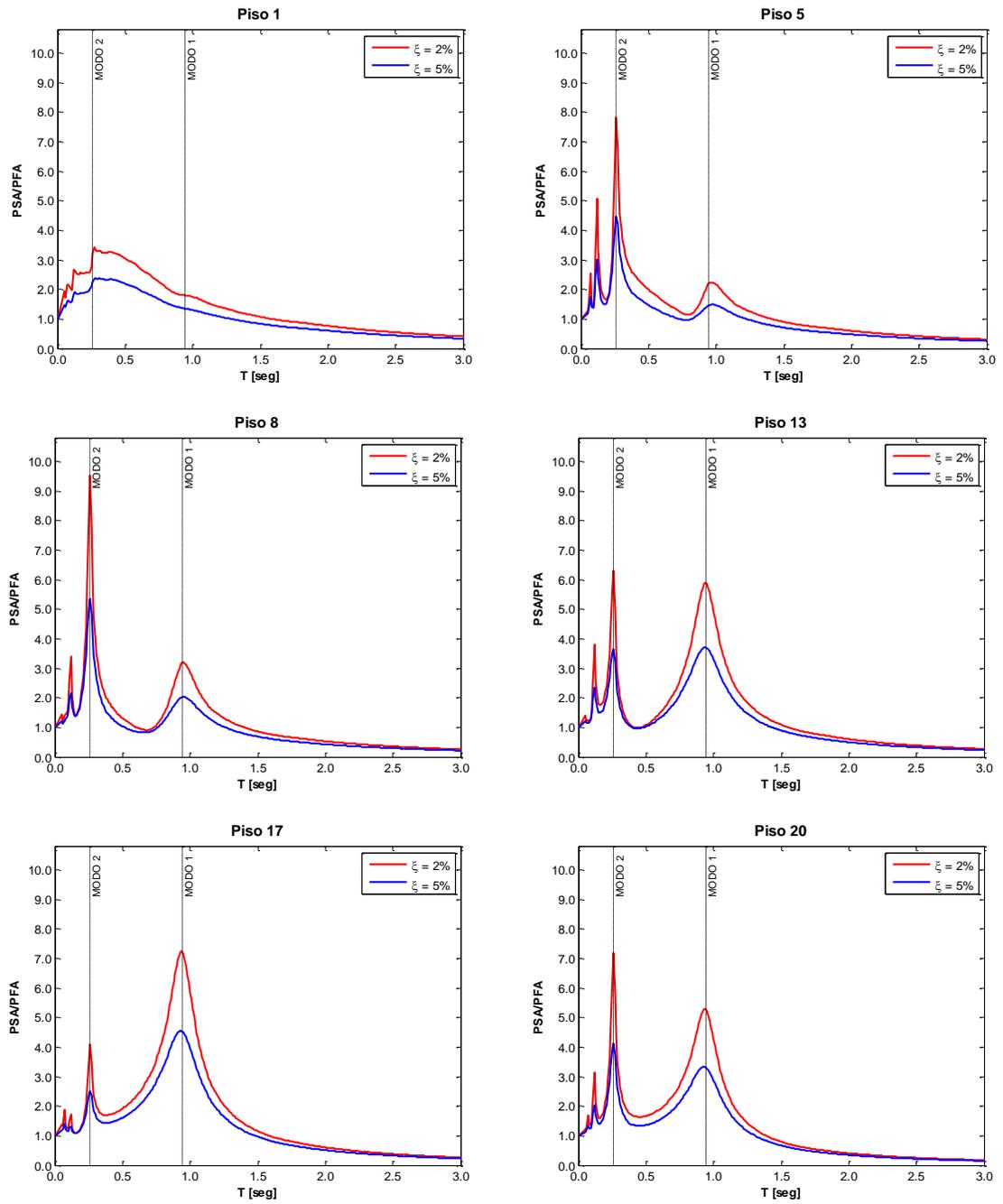


Figura 3-29. Espectros de piso (estructura de 20 pisos, excitación de Fuente Lejana)

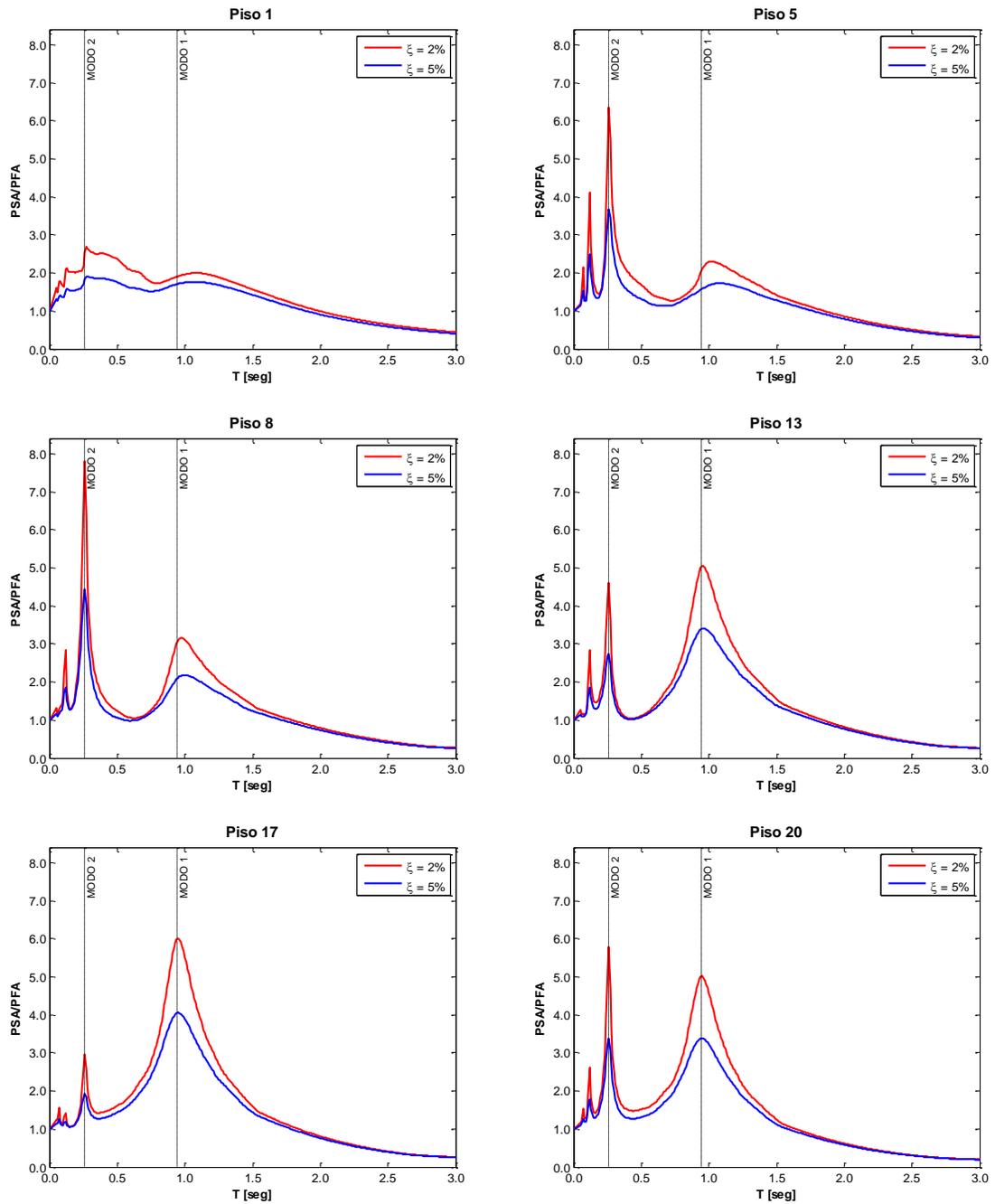


Figura 3-30. Espectros de piso (estructura de 20 pisos, excitación de Fuente Cercana)

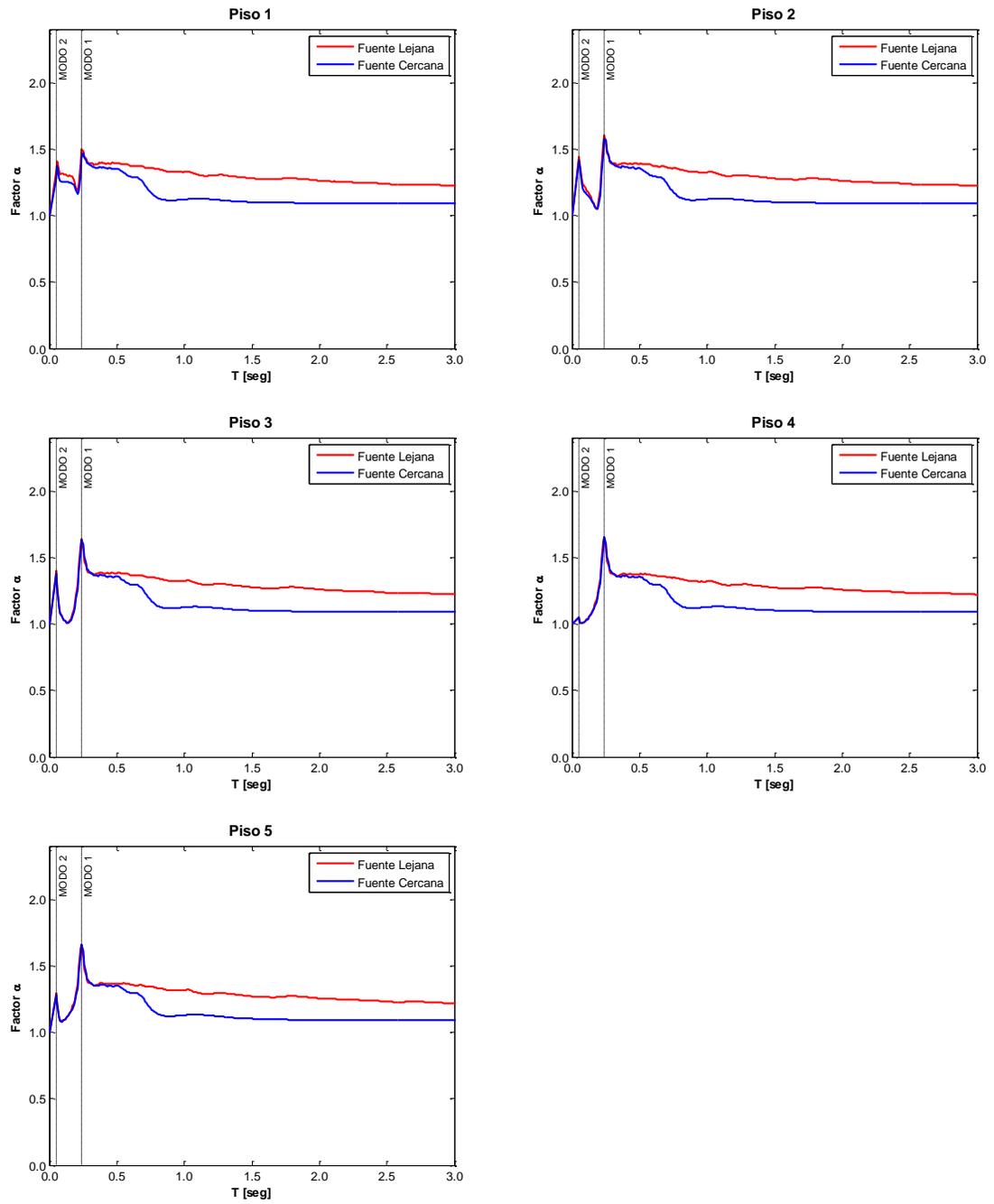


Figura 3-31. Factor α (edificio de 5 Pisos con espesor de muro de 15 cm)

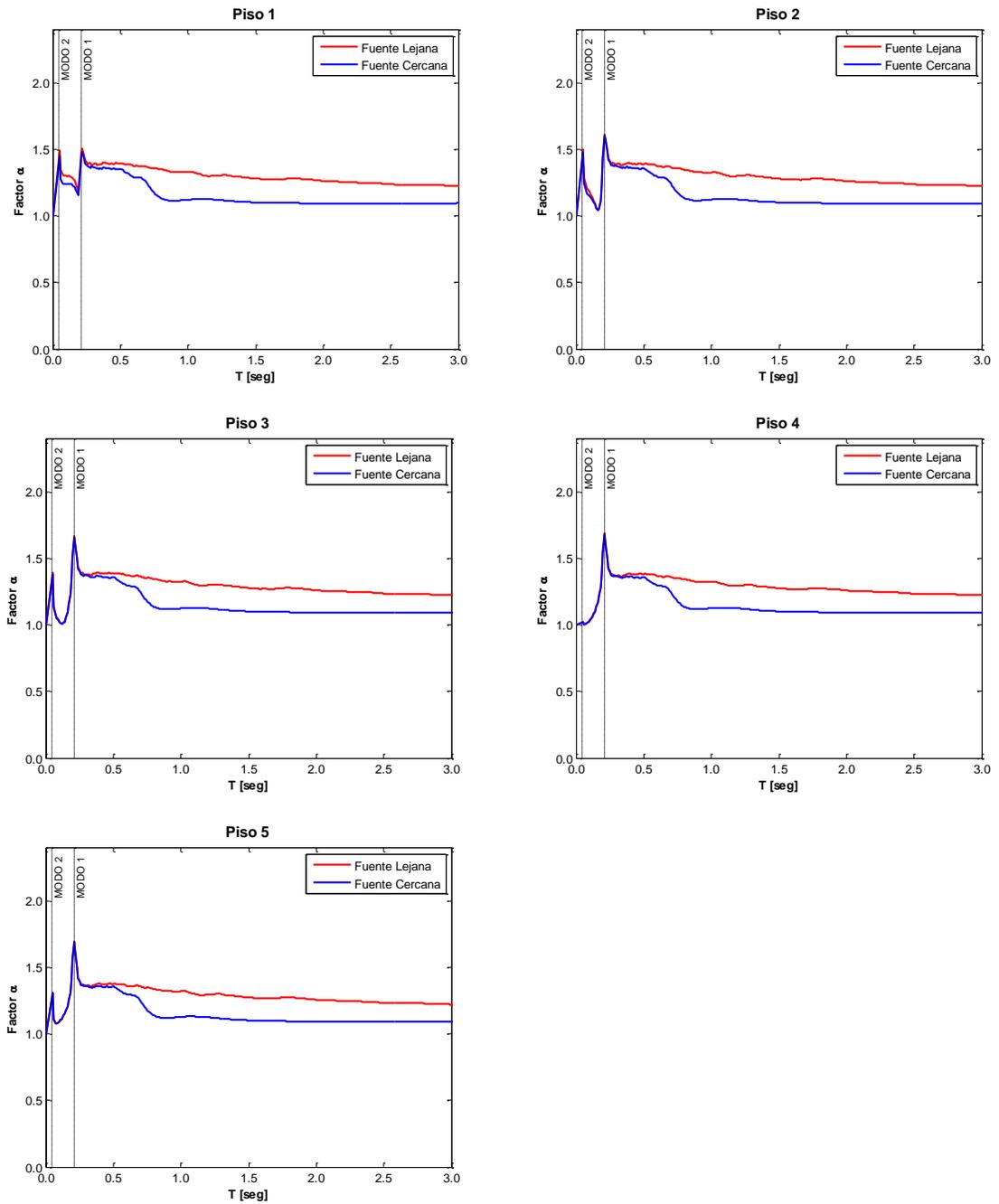


Figura 3-32. Factor α (edificio de 5 Pisos con espesor de muro de 20 cm)

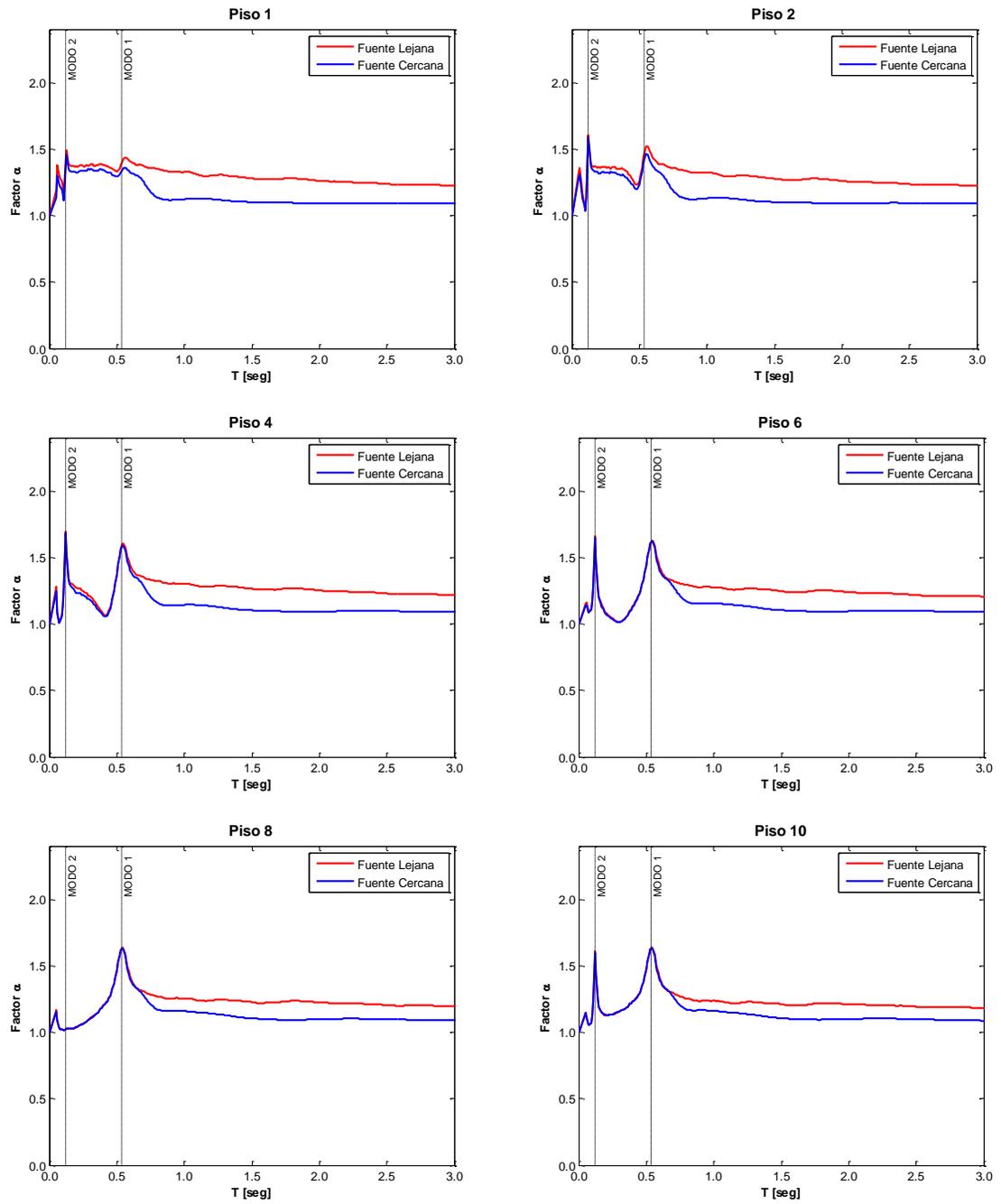


Figura 3-33. Factor α (edificio de 10 Pisos)

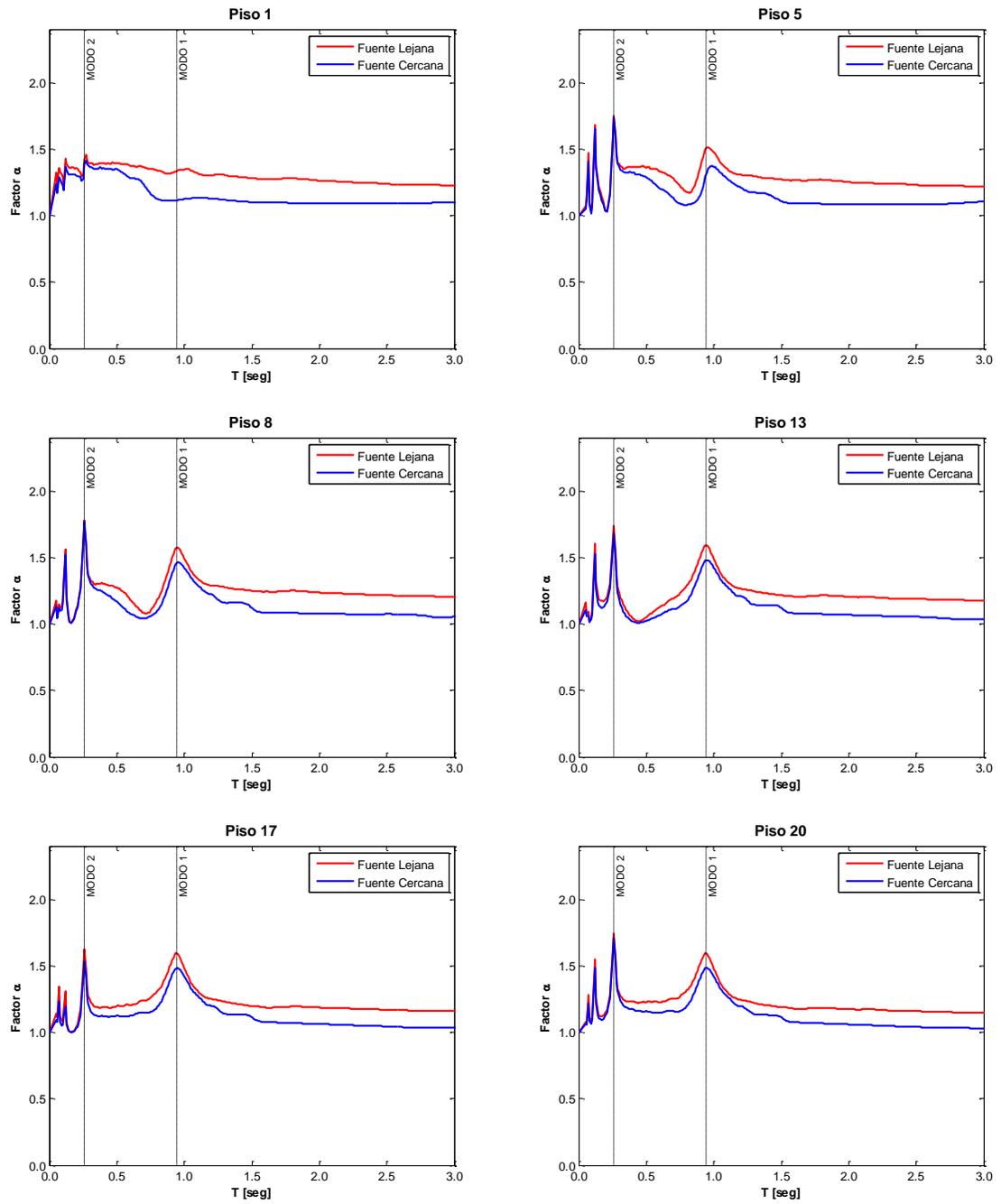


Figura 3-34. Factor α (edificio de 20 Pisos)

3.2.4.- Influencia del valor del factor R

En la sección 3.1.1 se determinó que la no linealidad de la estructura soportante (el valor del factor R es una medida del grado de no linealidad) influye considerablemente en la magnitud de las aceleraciones máxima de piso. En esta sección se analizará la influencia de la no linealidad de la estructura soportante en las formas y magnitudes de los espectros de piso. Tal como se mencionó anteriormente, en este estudio sólo se consideró el comportamiento inelástico de la estructura soportante, pero no el de los elementos no estructurales (en otras palabras, todos los espectros de piso incluidos en este trabajo son elásticos).

En las Figuras 3-35 a 3-46 se muestran los resultados obtenidos para el caso en que la excitación es de fuente cercana y el amortiguamiento del elemento no estructural es igual a 2%, y para el caso en que la excitación es de fuente lejana y el amortiguamiento del elemento no estructural es igual a 5% (los resultados correspondientes a los demás casos no se muestran por ser cualitativamente idénticos a los mostrados en las Figuras 3-35 a 3-46 y no suministran información adicional). En todas las figuras, las gráficas del lado izquierdo muestran espectros de piso (normalizados por el PFA), y las gráficas del lado derecho muestran valores del factor FR, definido como el cociente entre una ordenada espectral de un espectro asociado a un valor de R mayor que la unidad (i.e., comportamiento inelástico de la estructura soportante) y la correspondiente ordenada espectral (i.e., mismo período) del correspondiente espectro (i.e., mismo conjunto de excitaciones sísmicas y mismo amortiguamiento) obtenido considerando comportamiento elástico de la estructura ($R = 1$), i.e.;

$$FR_i = \frac{PSA_{R=i}}{PSA_{R=1}} \quad i = 2, 3, \dots, 6 \quad (3-3)$$

Es importante notar que el factor FR es conceptualmente idéntico al factor Ca definido en la sección 3.1.1: se trata de un factor mediante el cual, si es conocido *a priori*, es posible estimar la respuesta inelástica simplemente modificando la respuesta elástica.

En la sección 3.1.1 se determinó que la aceleración máxima de piso en los pisos inferiores es prácticamente independiente del valor del factor R. En las Figuras 3-35 a 3-46 se puede apreciar que la observación anterior también es válida para los correspondientes espectros de piso (i.e., los espectros de piso de los pisos inferiores): el valor del factor FR en el primer piso de todas las estructuras es prácticamente igual a la unidad en todo el rango de periodos considerado.

En general, en los espectros de piso se observa que en la zona de periodos cercanos al periodo fundamental de la estructura soportante, a medida que aumenta el valor de R disminuye la amplitud del peak espectral asociado al periodo fundamental, aumenta el periodo en donde se produce el peak, y aumenta el ancho de la porción del espectro asociada al peak. En la zona de periodos cercanos al segundo periodo modal de la estructura soportante, las observaciones anteriores siguen siendo válidas en la estructura de 20 pisos (sobre todo cuando la excitación es de fuente lejana), pero en las estructuras de 5 y 10 pisos se observa que a medida que aumenta el valor de R aumenta también la amplitud del correspondiente peak de pseudo-aceleración. En la zona de periodos cercanos al tercer periodo modal de la estructura soportante (apreciable sólo en los espectros de las estructuras de 10 y 20 pisos), siguen siendo válidas las observaciones realizadas para la zona de periodos cercanos al segundo periodo modal. Finalmente, en la zona de periodos mayores al periodo fundamental de la estructura soportante, se observa claramente que a medida que aumenta el valor de R aumenta la magnitud de las ordenadas espectrales, considerablemente en algunos casos. Estas relaciones entre la forma espectral y el valor de R es muy definida cuando la excitación es de fuente lejana, pero no tanto cuando la excitación es de fuente cercana.

En las gráficas en donde se presentan los valores de FR se observa claramente que cuando el periodo coincide con el periodo fundamental de la estructura soportante, el valor de FR disminuye a medida que aumenta el valor de R, a menos de 0.5 en algunos casos. Cuando el periodo coincide con el segundo periodo modal de la estructura soportante, la observación anterior sólo es válida en algunos casos, sobre todo en la estructura de 20

pisos. En todos los casos, sin embargo, se produce un peak del valor de FR en un periodo algo mayor que el periodo fundamental modal de la estructura soportante, y también en un periodo algo mayor que el segundo periodo modal de la estructura soportante. Finalmente, cuando el periodo es mayor que el periodo fundamental de la estructura soportante, el valor de FR aumenta a medida que el valor de R aumenta, a más de 3 en algunos casos. En esta zona de periodos, el valor de FR es esencialmente constante cuando la excitación es de fuente lejana, pero no cuando la excitación es de fuente cercana.

Análogamente a lo indicado en la sección 3.1.1, las observaciones anteriores ponen de manifiesto las dificultades asociadas a la caracterización cuantitativa general de los espectros de piso de una manera práctica que pueda usarse para fines de diseño, ya que tal caracterización debería tener en cuenta factores tales como el número de pisos del edificio, sus parámetros dinámicos, el valor del factor R, e incluso el tipo de excitación sísmica.

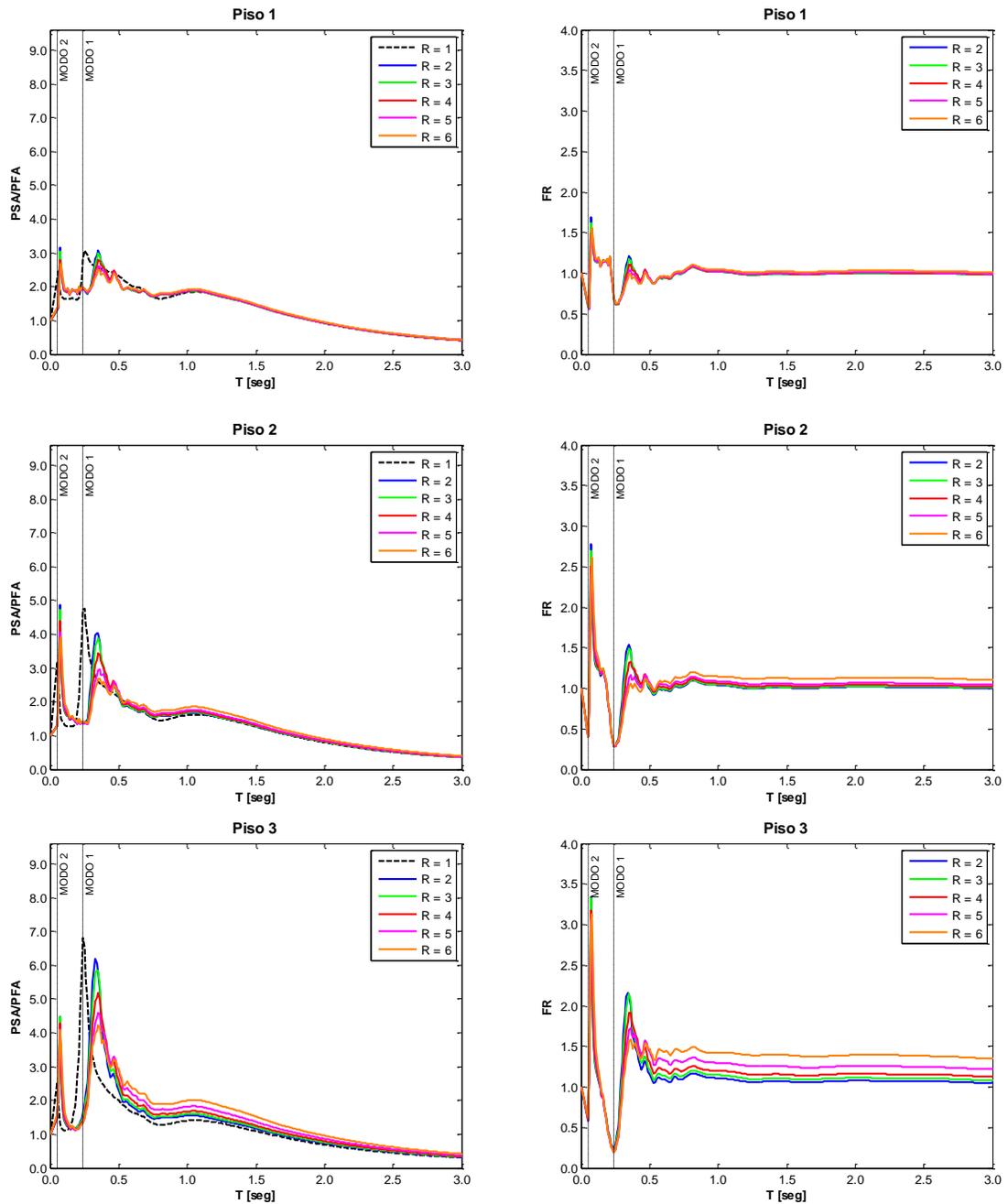


Figura 3-35. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 2\%$, respuesta inelástica, estructura de 5 pisos y espesor de muro de 15 cm, excitación de Fuente Cercana)

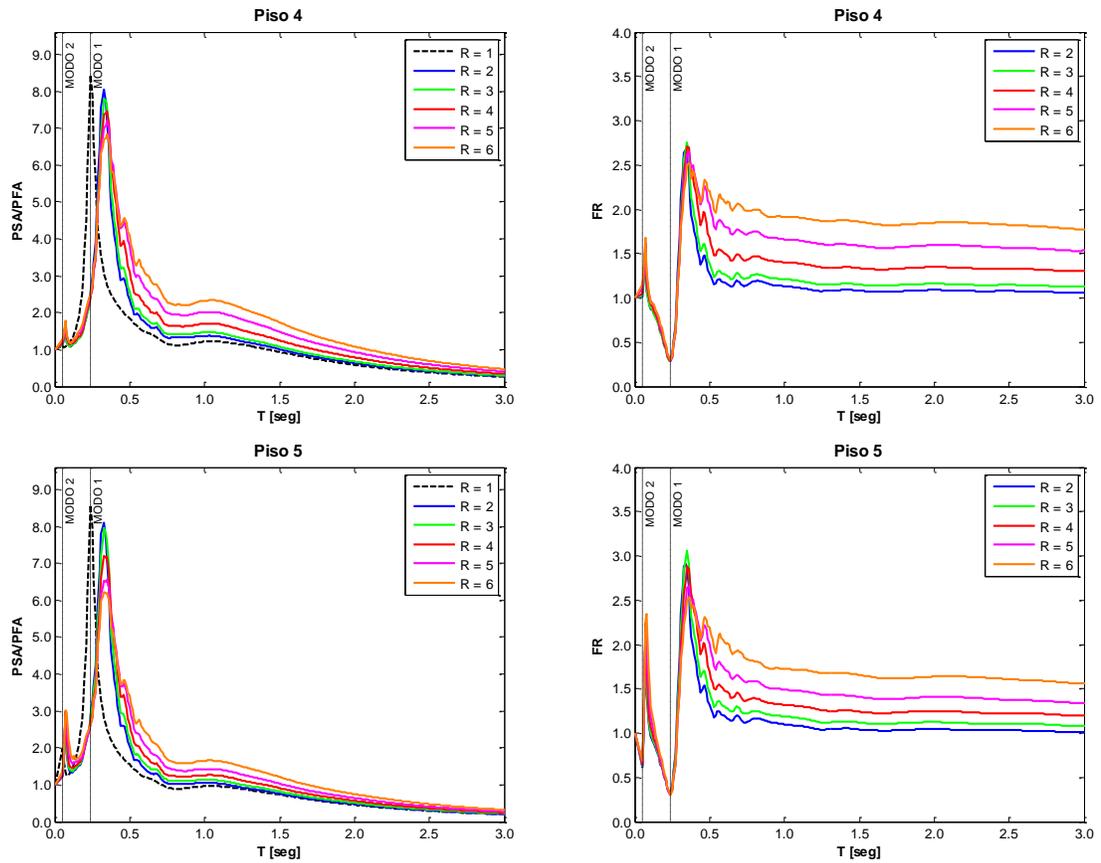


Figura 3-36. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 2\%$, respuesta inelástica, estructura de 5 pisos y espesor de muro de 15 cm, excitación de Fuente Cercana)

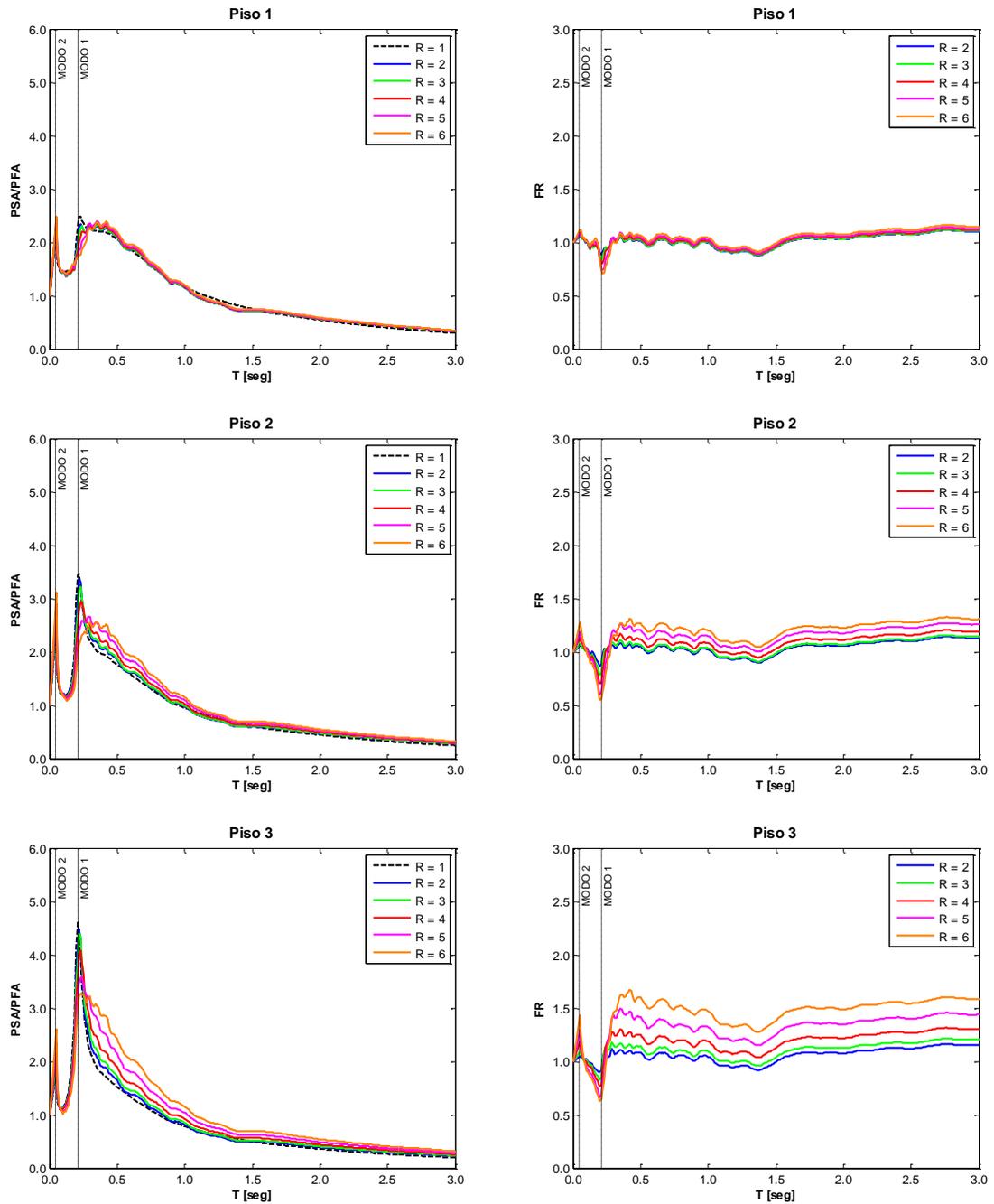


Figura 3-37. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 5\%$, respuesta inelástica, estructura de 5 pisos y espesor de muro de 20 cm, excitación de Fuente Cercana)

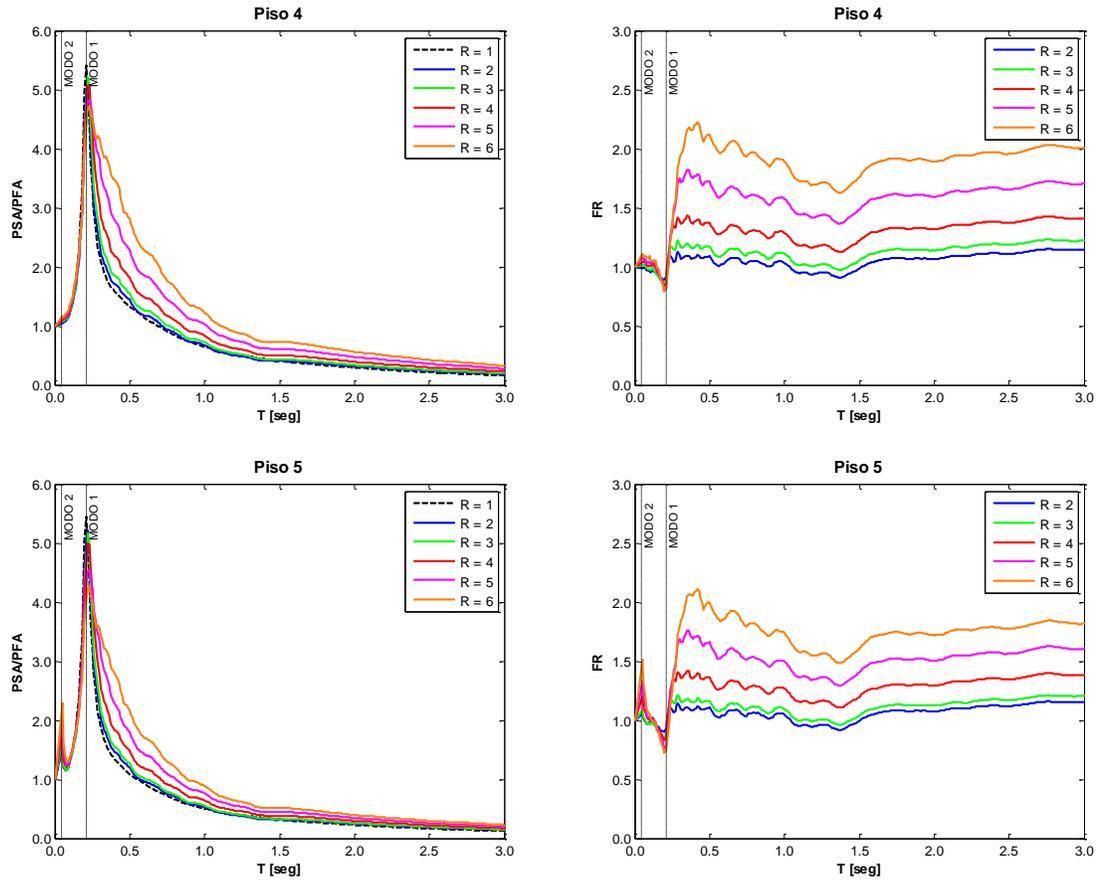


Figura 3-38. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 5\%$, respuesta inelástica, estructura de 5 pisos y espesor de muro de 20 cm, excitación de Fuente Lejana)

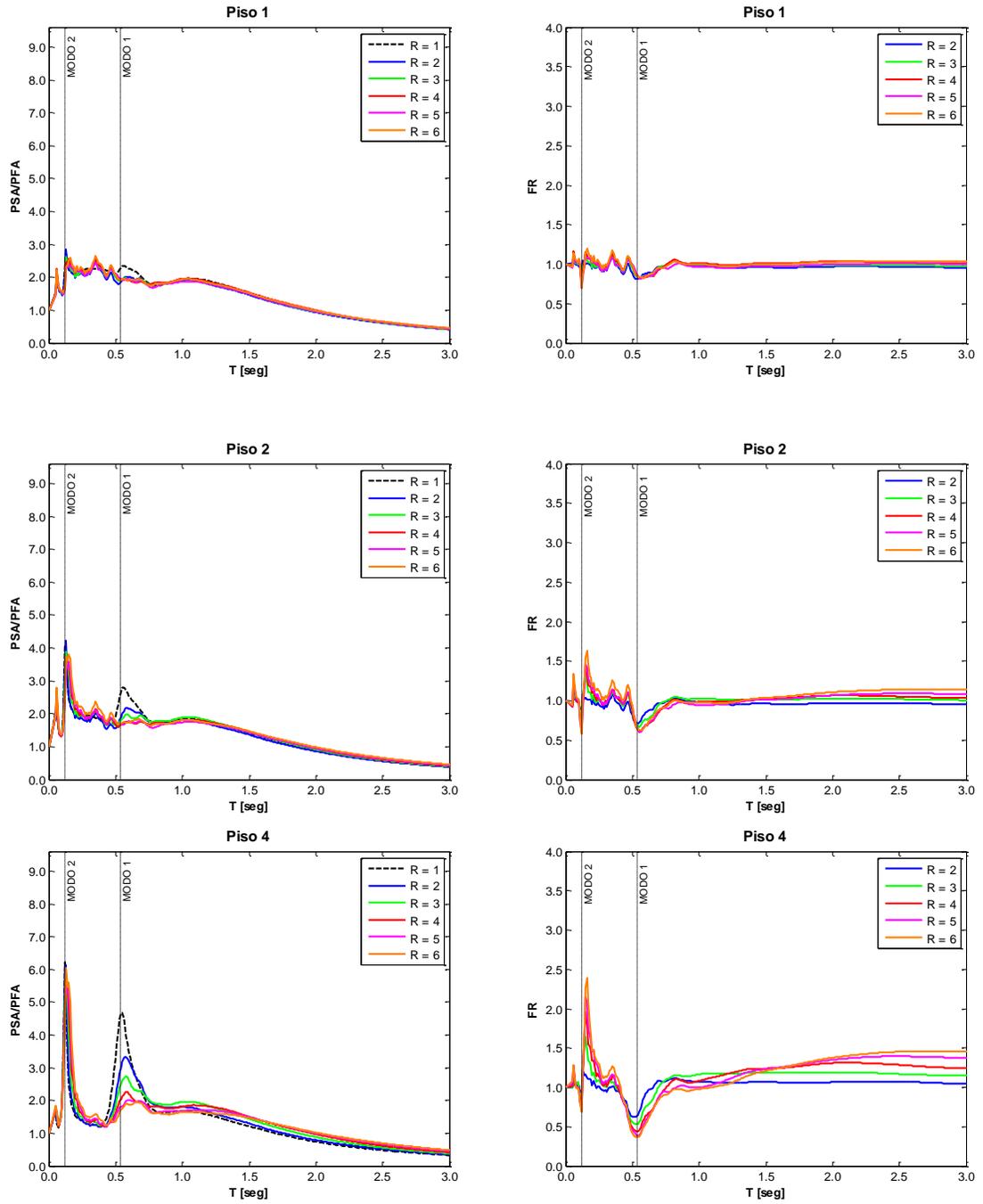


Figura 3-39. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 2\%$, respuesta inelástica, estructura de 10 pisos, excitación de Fuente Cercana)

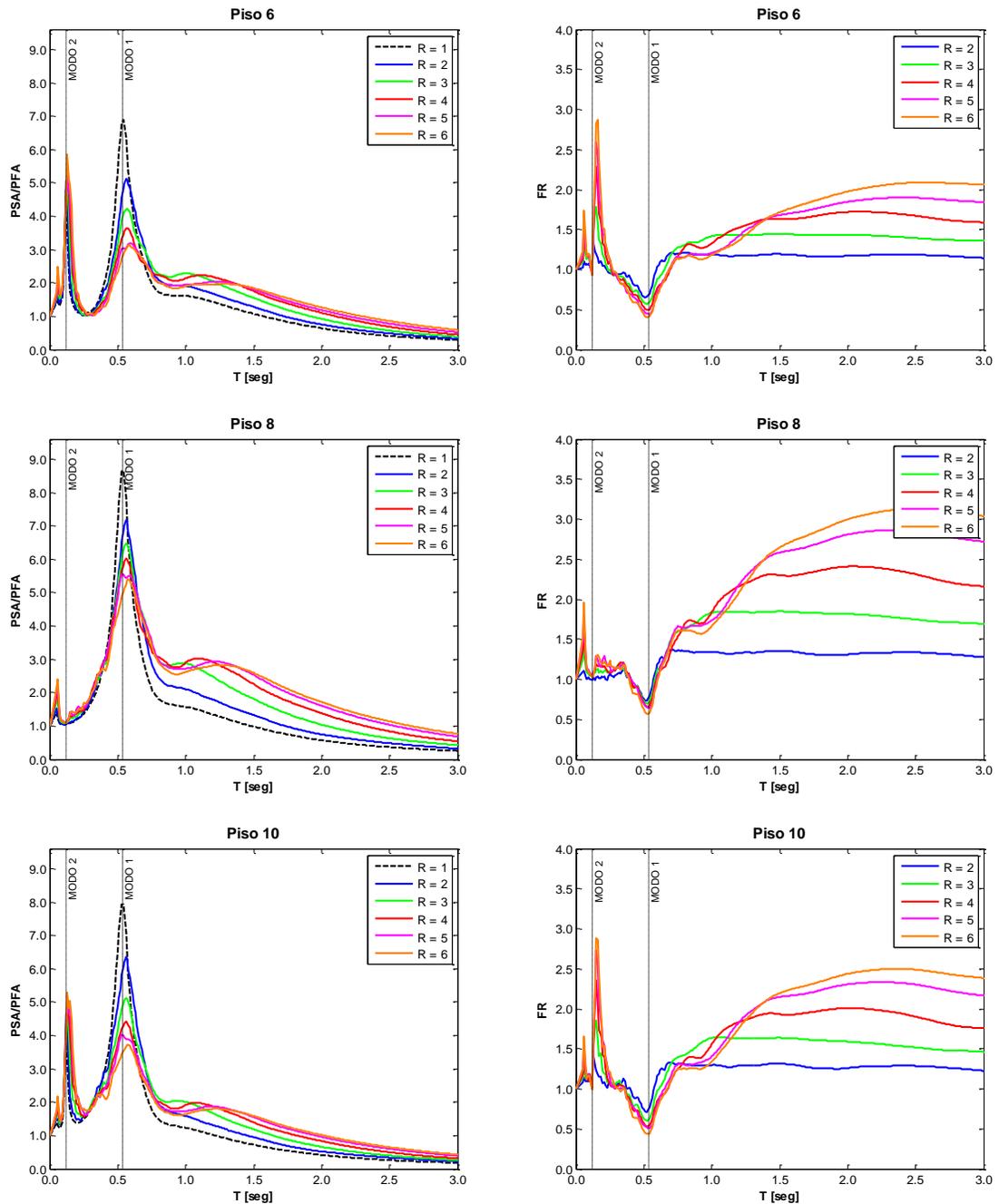


Figura 3-40. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 2\%$, respuesta inelástica, estructura de 10 pisos, excitación de Fuente Cercana)

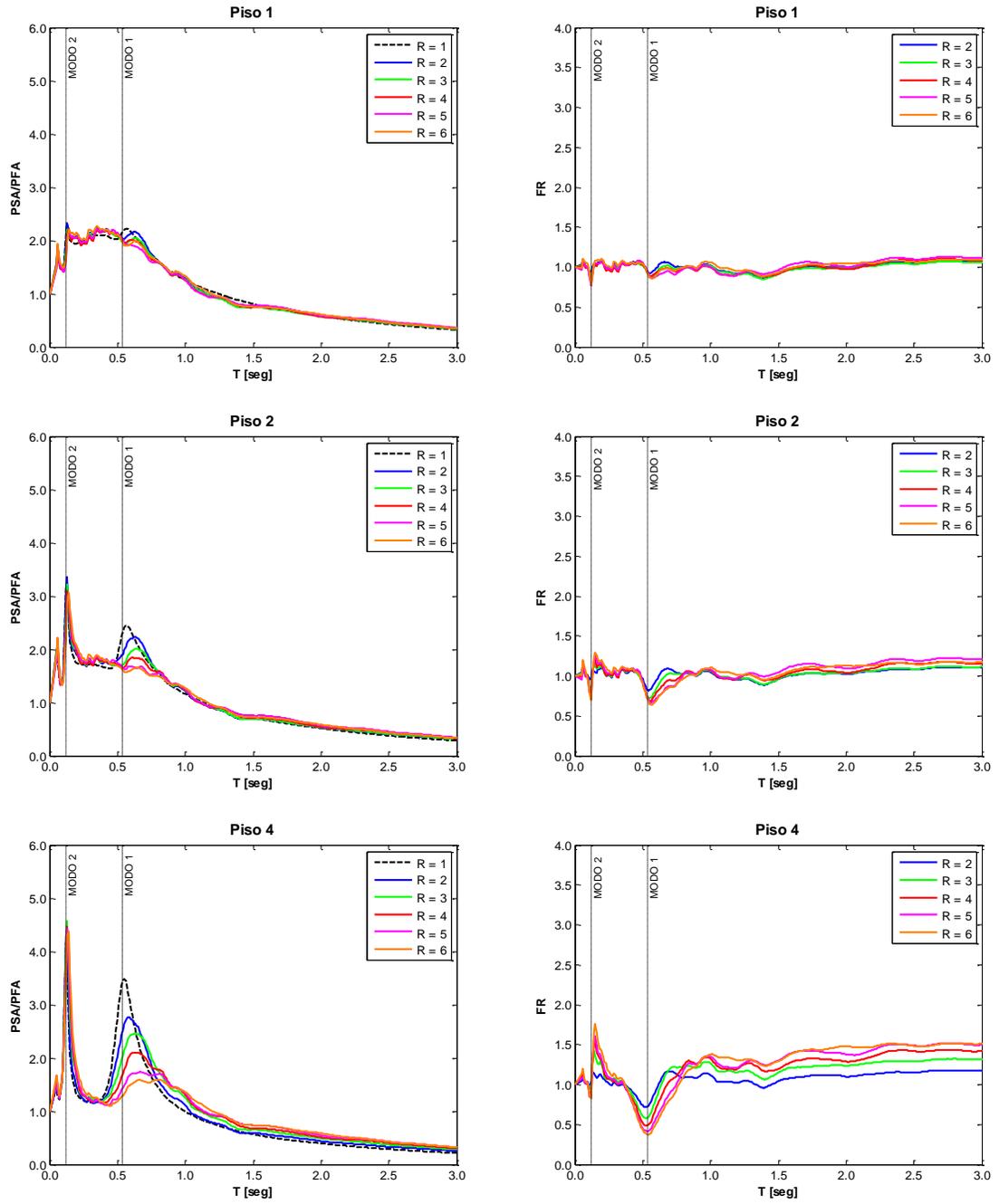


Figura 3-41. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 5\%$, respuesta inelástica, estructura de 10 pisos, excitación de Fuente Lejana)

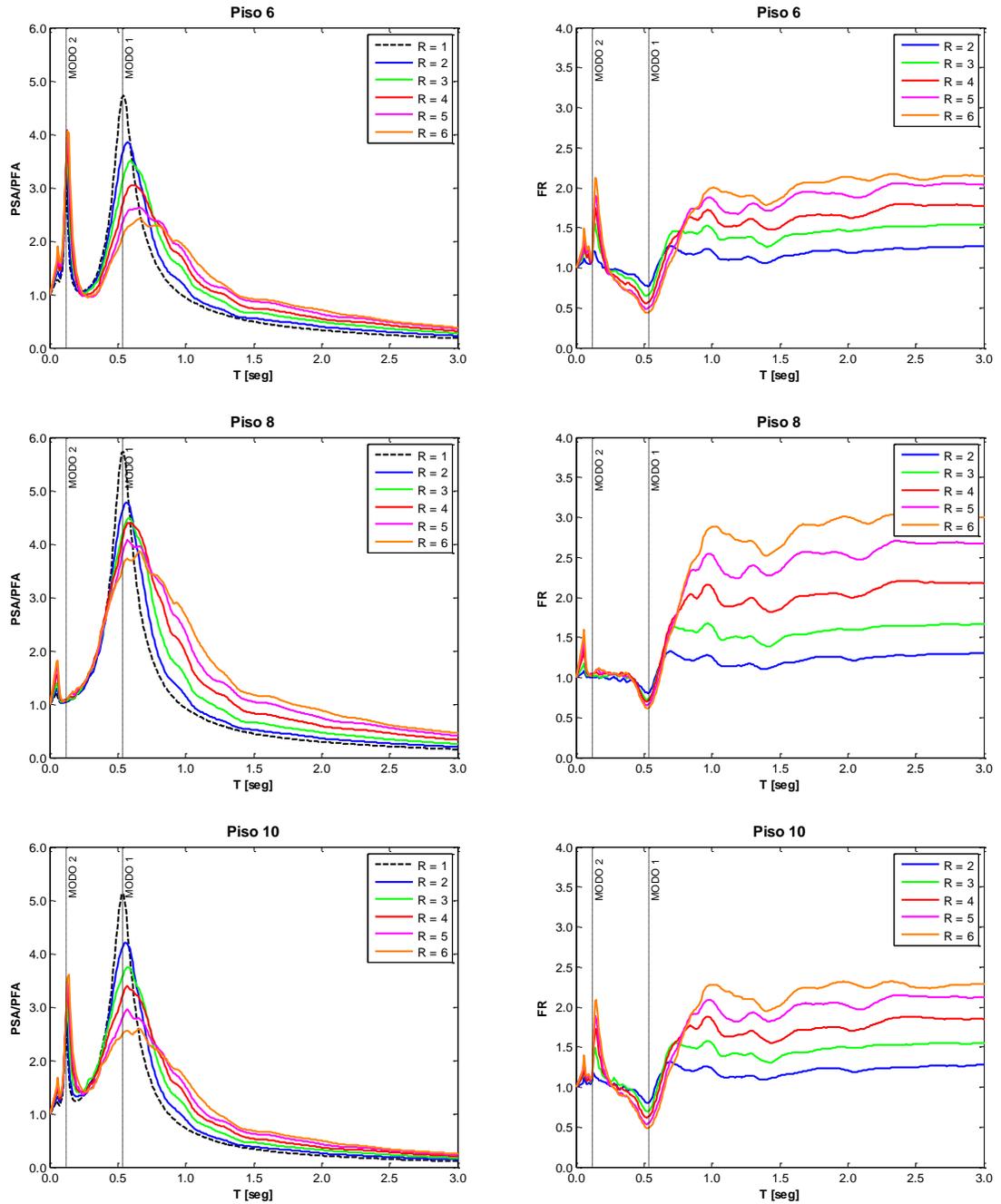


Figura 3-42. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 5\%$, respuesta inelástica, estructura de 10 pisos, excitación de Fuente Lejana)

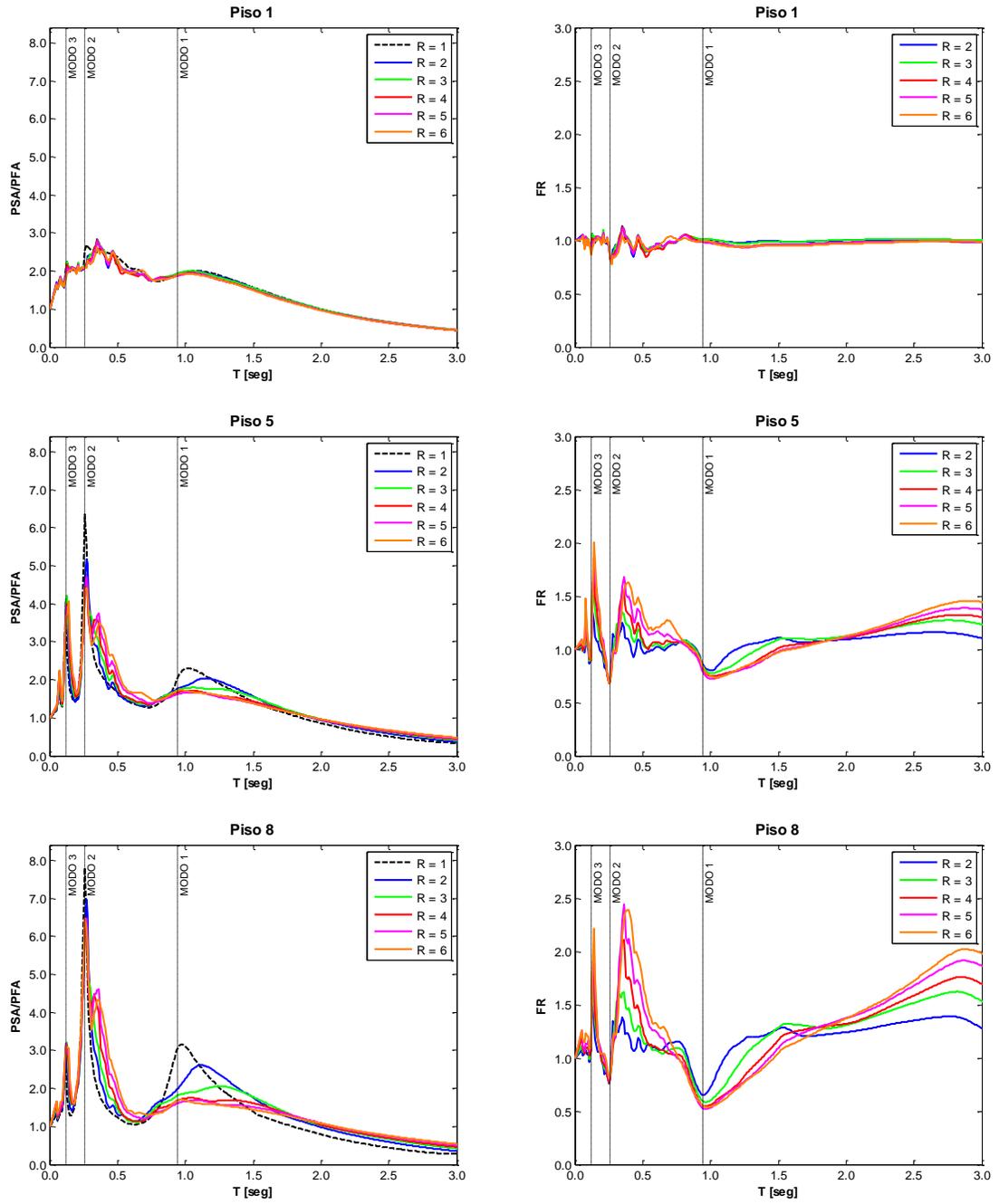


Figura 3-43. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 2\%$, respuesta inelástica, estructura de 20 pisos, excitación de Fuente Cercana)

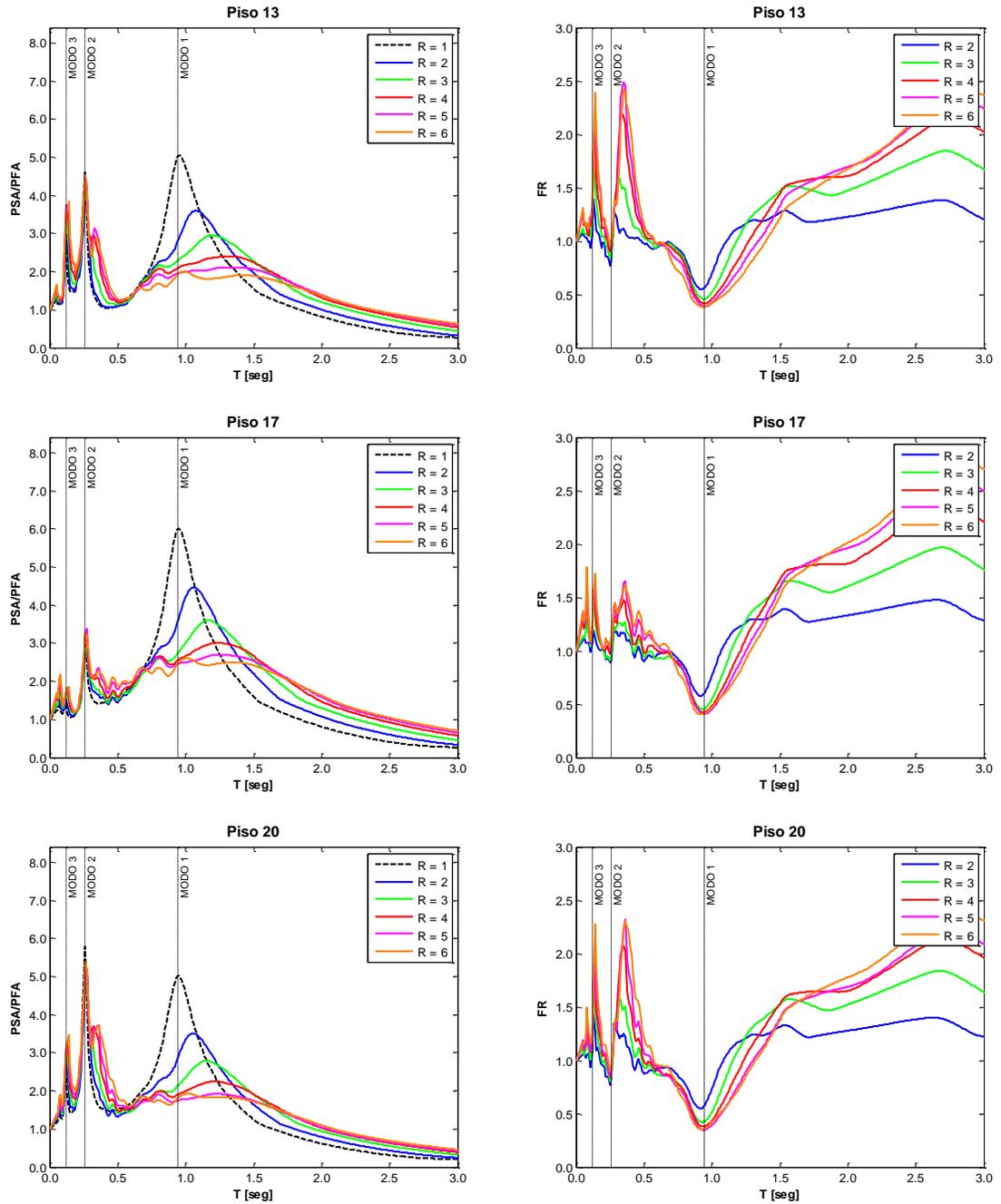


Figura 3-44. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 2\%$, respuesta inelástica, estructura de 20 pisos, excitación de Fuente Cercana)

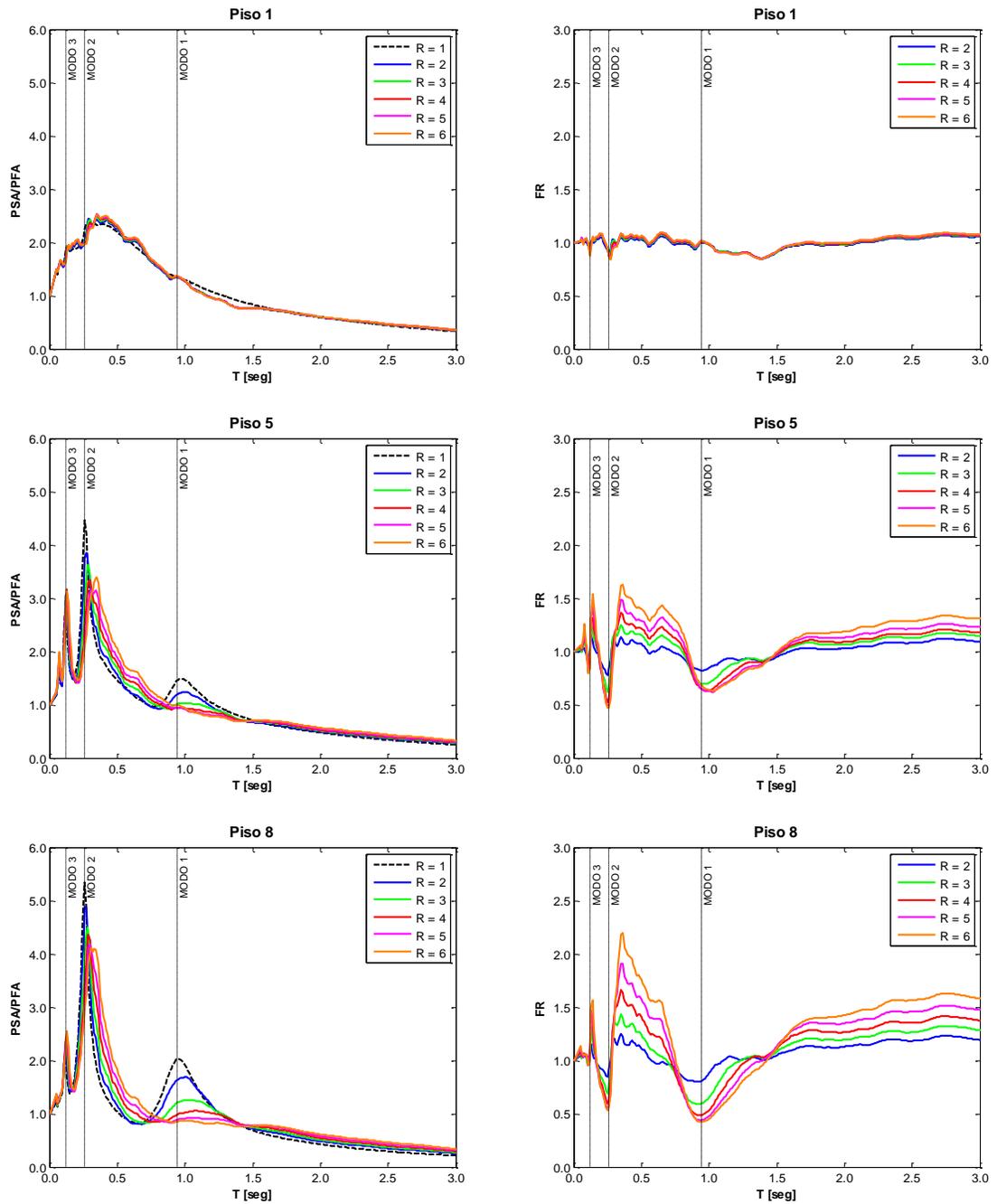


Figura 3-45. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 5\%$, respuesta inelástica, estructura de 20 pisos, excitación de Fuente Lejana)

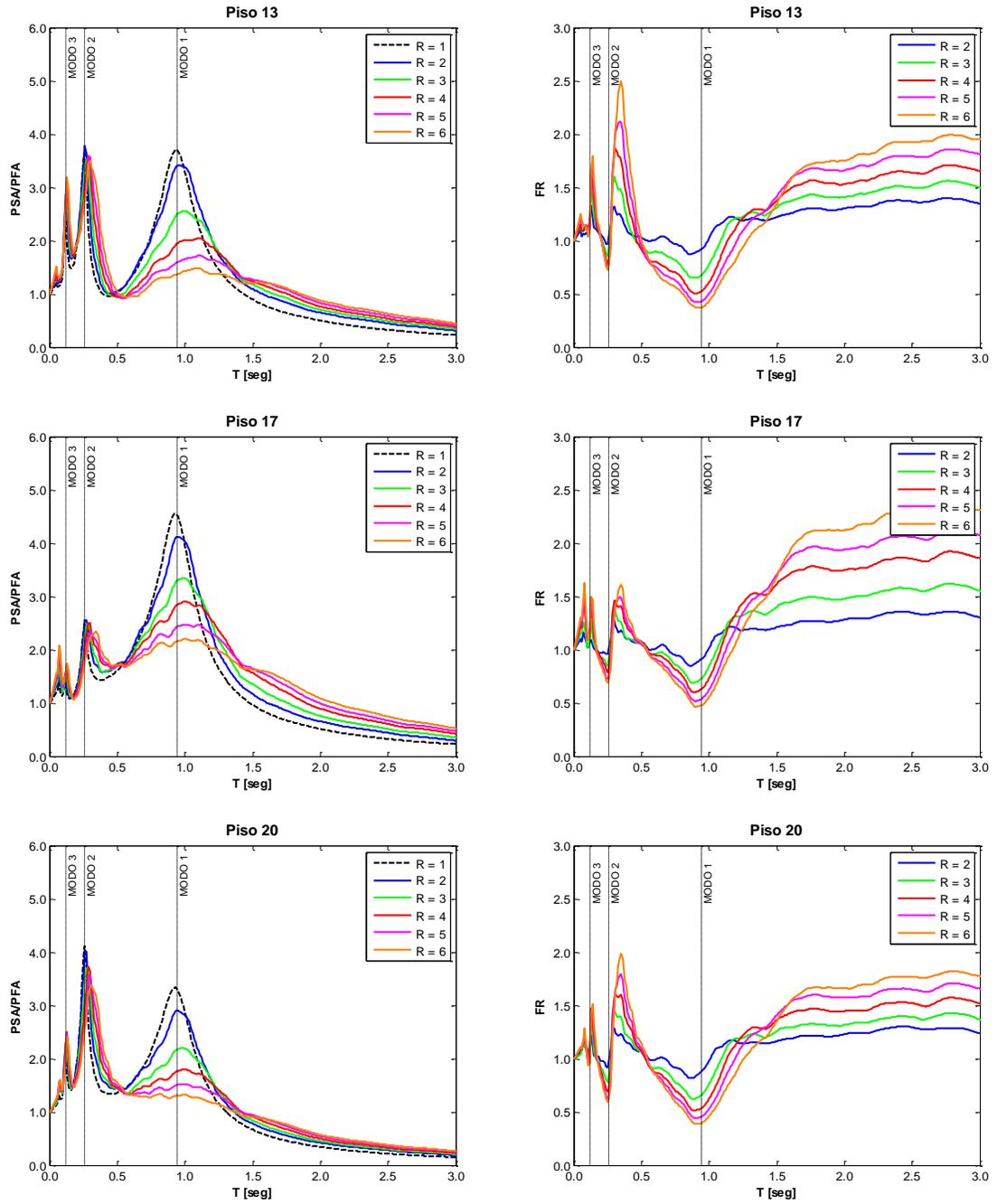


Figura 3-46. Espectros de piso (amortiguamiento $\xi = 5\%$, respuesta inelástica, estructura de 20 pisos, excitación de Fuente Lejana)

4.- EVALUACIÓN DE MÉTODOS INDICADOS EN CÓDIGOS Y NORMAS DE DISEÑO PARA ESTIMAR DEMANDAS SÍSMICAS SOBRE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.

Cómo se mencionó anteriormente las actuales normas chilenas de diseño sísmico parecen tener ciertas limitaciones en el sentido de que no tienen en cuenta la influencia de algunas propiedades que, tal como se determinó en el capítulo 3, influyen en la demanda sísmica sobre elementos no estructurales. Pero ¿cuáles son realmente esas limitaciones?, ¿en qué difiere lo indicado en estas normas con lo observado en este estudio?, ¿se trata de normas actualizadas que reflejan el estado del arte?, ¿es necesario modificar las normas actuales? Para contestar estas preguntas, en este capítulo los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas se comparan con las aceleraciones indicadas en las normas chilenas de diseño sísmico actuales, con las indicadas en algunas normas norteamericanas de diseño sísmico actuales, y con las más recientemente propuestas en la literatura.

4.1.- Aceleraciones máximas de piso indicadas en ASCE 7-05

En esta sección se comparan las aceleraciones máximas de piso obtenidas de las simulaciones numéricas con las mínimas de diseño indicadas en ASCE 7-05, las cuales están dadas por:

$$a_k = \left(1 + 2 \frac{z_k}{H} \right) A_g \quad (4.1)$$

En donde:

- a_k : Aceleración en el piso k.
- z_k : Altura del piso k.
- H: Altura total de la estructura
- A_g : Aceleración máxima del terreno.

La Ecuación 4.1 indica una variación lineal de la aceleración máxima de piso en la altura del edificio, la aceleración máxima de piso es igual a la aceleración máxima del suelo en el primer piso, y es igual a 3 veces la aceleración máxima del suelo en el último piso. En el ASCE 7-05, la Ecuación 4-1 es aplicada a todo tipo de edificio, independientemente de la altura, de las propiedades dinámicas, del valor del factor R o del tipo de excitación sísmica.

En la Figura 4-1 se muestra una comparación entre las aceleraciones máximas de piso obtenidas de las simulaciones (respuesta lineal) y las indicadas por la Ecuación 4-1. En el caso de las estructuras de 5 pisos, la Ecuación 4-1 indica valores conservativos, sobre todo cuando la excitación es de fuente cercana. En el caso de la estructura de 10 pisos, la Ecuación 4-1 también indica valores conservativos cuando la excitación es de fuente cercana, pero, cuando la excitación es de fuente lejana, indica valores sólo ligeramente conservativos en pisos de altura relativa menor que 0.8, y finalmente indica un valor no conservativo en el nivel de techo. En el caso de la estructura de 20 pisos, la ecuación 4-1 indica valores sólo ligeramente conservativos en pisos de altura relativa menor que 0.5, indica valores conservativos en pisos de altura relativa mayor que 0.5 y menor que 0.9, y finalmente indica un valor no conservativo en el nivel de techo.

En la sección 3.1.1 se determinó que la aceleración máxima de piso disminuye a medida que aumenta el valor del factor R. En consecuencia, es posible anticipar que si la estructura soportante desarrolla deformaciones inelásticas, las aceleraciones indicadas por la ecuación 4-1 son definitivamente conservadoras, por amplio margen en muchos casos.

En resumen, las aceleraciones indicadas por la ecuación 4-1 son en general razonables, aunque conservativas en muchos casos y no conservativas en otros (en el nivel de techo solamente), seguramente como consecuencia de no considerar las propiedades que, como se determinó en el capítulo 3, influyen significativamente en las aceleraciones máximas de piso (propiedades dinámicas de la estructura soportante, valor del factor R, tipo de excitación sísmica, etc.).

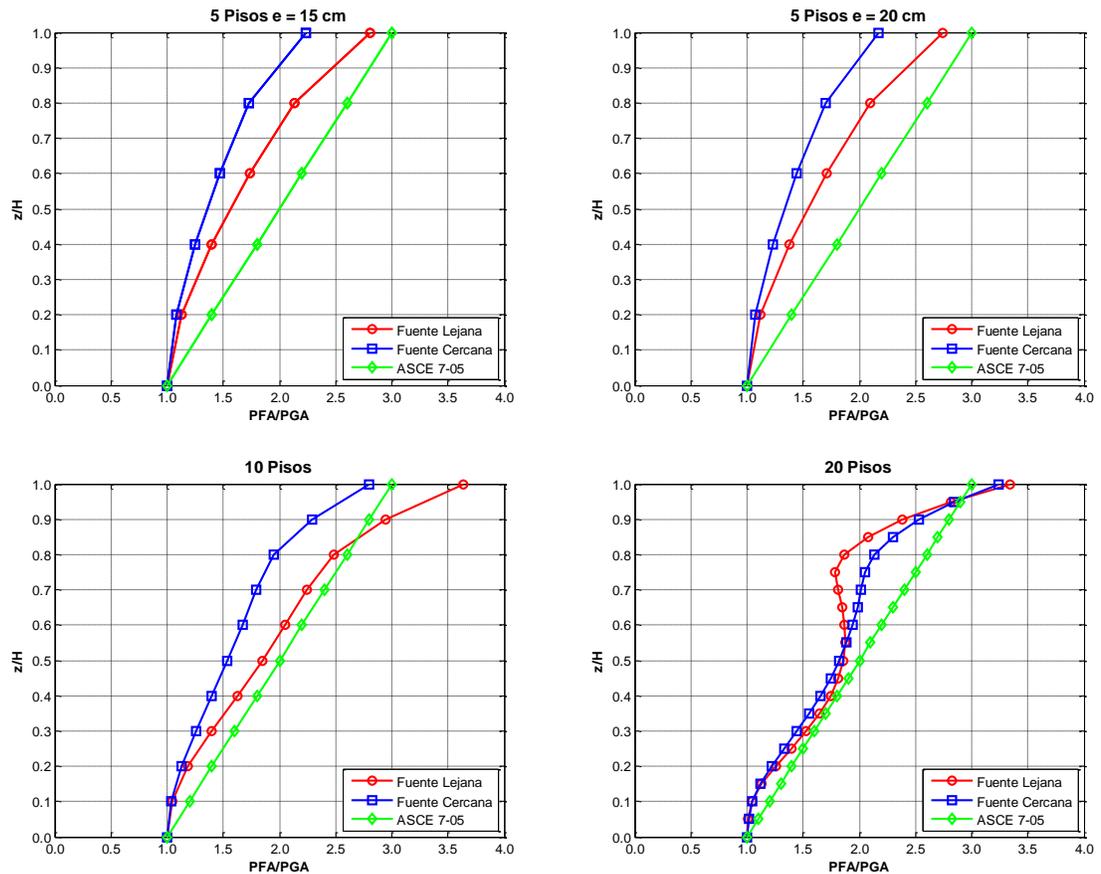


Figura 4-1. Aceleraciones máximas de piso (respuesta lineal)

4.2.- Espectros de piso indicados en NCh 433

En esta sección se comparan los espectros de piso obtenidos de las simulaciones numéricas con los espectros de piso de diseño implícitamente indicados en el Capítulo 8 de NCh 433, en donde se establecen demandas sísmicas mínimas para el diseño de los elementos no estructurales y de sus anclajes. Cuando el peso del elemento no estructural no supera el 20% del peso del piso en donde está anclado, la fuerza de diseño mínima indicada en NCh 433 está dada por:

$$F = \frac{F_k}{P_k} \cdot K_p \cdot C_p \cdot K_d \cdot P_p \quad (4.2)$$

En donde:

F : fuerza sísmica de diseño del elemento no estructural

F_k : fuerza lateral estática equivalente en el piso k

P_k : peso sísmico del piso k

K_p : factor de amplificación dinámica

C_p : coeficiente sísmico para elementos no estructurales

K_d : factor de desempeño

P_p : peso sísmico del elemento no estructural,

Los valores de C_p y K_d están tabulados en NCh 433 y dependen de las características del elemento no estructural en consideración. Como en este estudio se evalúa la *demanda* sobre elementos no estructurales y no su *respuesta* (distinta en cada tipo de elemento no estructural), el valor de ambos factores es, considerando los objetivos de esta sección, igual a la unidad.

Dado que el cociente $\frac{F}{P_p}$ es igual, por definición, a la demanda de pseudoaceleración sobre el elemento no estructural, el espectro de piso (en unidades de g) indicado en NCh 433 está entonces implícitamente dado por:

$$PSA [g] = \frac{F_k}{P_k} \cdot K_p \quad (4.3)$$

El factor de amplificación dinámica K_p está dado por:

$$K_p = 0.5 + \frac{0.5}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (0.3 \cdot \beta)^2}} \quad (4.4)$$

en donde β está dado por:

$$\beta = \begin{cases} 1.25 \frac{T_p}{T^*} & T_p < T_A \\ 1.00 & 0.8 \cdot T^* \leq T_p \leq 1.1 \cdot T^* \\ 0.91 \frac{T_p}{T^*} & T_p > T_B \end{cases} \quad (4.5)$$

en donde :

T^* : periodo de la estructura soportante con mayor masa traslacional en el sentido del análisis (en general, $T^* = T_1$)

T_p : periodo natural del elemento no estructural.

T_A : $0.8 T^*$

T_B : $1.1 T^*$

Dado que $K_p = 1$ cuando $T_p = 0$ seg, es evidente entonces que el cociente $\frac{F_K}{P_K}$ es implícitamente igual al PFA en unidades de g. En consecuencia, el espectro de piso normalizado indicado implícitamente en NCh 433 está dado directamente por el factor K_p . Es importante notar que el espectro alcanza su valor máximo en el rango de periodos comprendido entre T_A y T_B , rango en el cual el valor de la ordenada espectral es constante e igual a 2.2

En las Figuras 4-2 a 4-5 se muestran comparaciones entre los espectros de piso obtenidos de las simulaciones numéricas y el espectro de piso implícitamente indicado en NCh 433. Dado que el valor del factor K_p no depende del valor del factor R, sólo se consideran los espectros de piso obtenidos asumiendo que la respuesta de la estructura soportante es lineal.

En la Figuras 4-2 a 4-5 se observa claramente que las demandas sísmicas obtenidas de las simulaciones numéricas son en general mayores que las indicadas en NCh 433, notablemente en algunos casos. En la zona de periodos cercanos al periodo fundamental, el valor de las ordenadas espectrales de los espectros de piso obtenidos de las simulaciones numéricas es en general mayor que el de las ordenadas espectrales del espectro indicado en NCh 433, bastante mayor en algunos casos (hasta 9 veces el valor del PFA, valor 400% mayor al indicado en NCh 433). En la zona de periodos inmediatamente mayores que T_B , se observa que la “forma” espectral del espectro indicado en NCh 433 es cualitativamente correcta, pero también se observa que el valor de T_B en general debería ser mayor. En la zona de periodos inmediatamente menores que T_A , se observa que la “forma” espectral del espectro de la NCh 433 no solo es correcta cualitativamente sino también cuantitativamente, aunque en algunos casos el valor de T_A también debería ser mayor.

Tal como se observó en el capítulo anterior, los espectros de piso obtenidos de las simulaciones numéricas exhiben en general peaks de pseudo-aceleración en los periodos modales superiores de la estructura soportante. Más aun, en las estructuras de 10 y 20 pisos, la magnitud de estos peaks es en algunos casos mayores que la magnitud del peak que se produce en el periodo fundamental. Por ejemplo, en el espectro del piso 8 de la estructura de 20 pisos (Figura 4-5) se puede apreciar que la magnitud del peak en el segundo periodo modal es prácticamente igual a 10 veces el valor del PFA, y es significativamente mayor que la magnitud del peak en el periodo fundamental. La forma espectral del espectro de diseño indicado en NCh 433 considera, de manera parcial, al peak de pseudo-aceleración que se produce en el periodo fundamental, pero no considera a los peaks que se producen en los periodos modales superiores. Por esta razón, en general las demandas sísmicas indicadas en NCh 433 en la zona de periodos iguales y menores que el segundo periodo modal son no conservativas, por amplio margen en algunos casos. En el ejemplo considerado anteriormente (i.e., espectro del piso 8 de la estructura de 20 pisos), aún la magnitud del peak en el tercer periodo modal es mayor que la máxima ordenada espectral del espectro indicado en NCh 433. En resumen, en la zona de periodos iguales y menores que el segundo periodo modal, la forma espectral del espectro indicado en NCh

433 no sólo es cualitativamente incorrecta debido a que no tiene en cuenta los peaks que se producen en los periodos modales superiores, sino que además es cuantitativamente no conservativa, por amplio margen en algunos casos.

Otra observación relevante es que en el caso de elementos estructurales muy flexibles (i.e., periodo relativamente alto), las demandas sísmicas indicadas en NCh 433 son en todos los casos razonablemente conservativas.

También es importante destacar que el espectro de piso indicado en NCh 433 no tiene en cuenta el amortiguamiento del elemento no estructural. Pero, tal como se analizó en la sección 3.2.3, la demanda sísmica en elementos no estructurales sí depende del amortiguamiento, en especial cuando el periodo del elemento no estructural es similar a alguno de los periodos modales de la estructura soportante. En conclusión, la relación entre la demanda sísmica sobre un elemento no estructural y su amortiguamiento no es tenida en cuenta en NCh 433, y en consecuencia la diferencia entre la demanda sísmica “real” y la indicada en NCh 433 puede llegar a ser mayor que la estimada en esta sección si el amortiguamiento del elemento no estructural es menor que 2% (lo cual es perfectamente posible).

En la sección 3.2.2 se observó que la forma espectral de los espectros de piso correspondientes a la excitación de fuente cercana presenta un “peak” de pseudo-aceleración en el periodo en donde el espectro de respuesta de la excitación también presenta un peak asociado a la componente impulsiva de la excitación. El espectro indicado en la NCh 433 no considera tal “peak” debido a que no tiene en cuenta posibles características impulsivas de la excitación sísmica, pero se trata de una limitación que quizás no sea relevante debido a que en Chile en general las excitaciones sísmicas no tienen características impulsivas.

En conclusión, al menos para el tipo de estructuras consideradas en este estudio (i.e., edificios estructurados en base a muros de hormigón armado), las demandas sísmicas

sobre elementos no estructurales indicadas en NCh 433 no son razonables debido a que son, en general, significativamente menores a las esperadas.

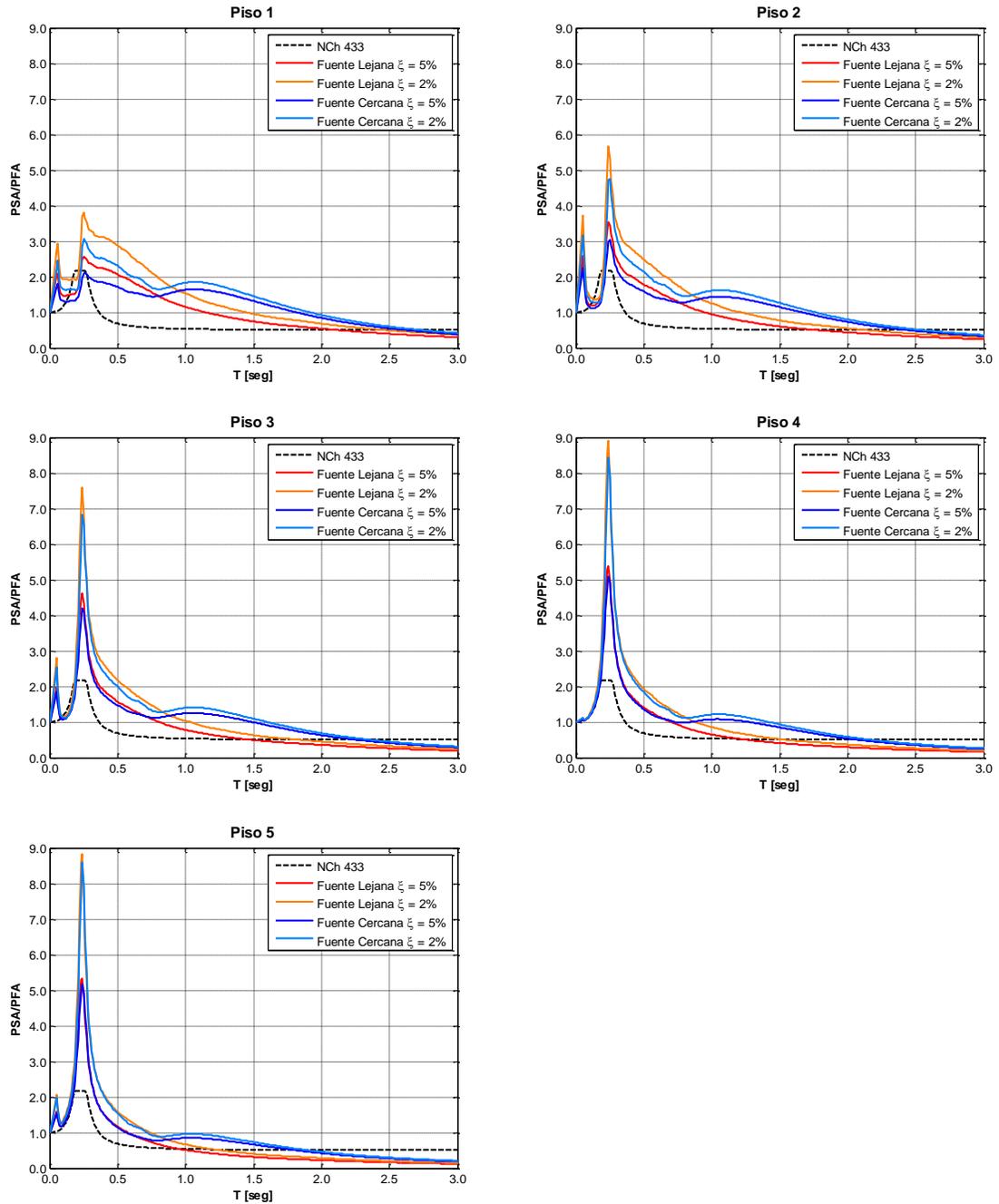


Figura 4-2. Espectros de piso (respuesta lineal, edificio 5 pisos con espesor de muro de 15 cm)

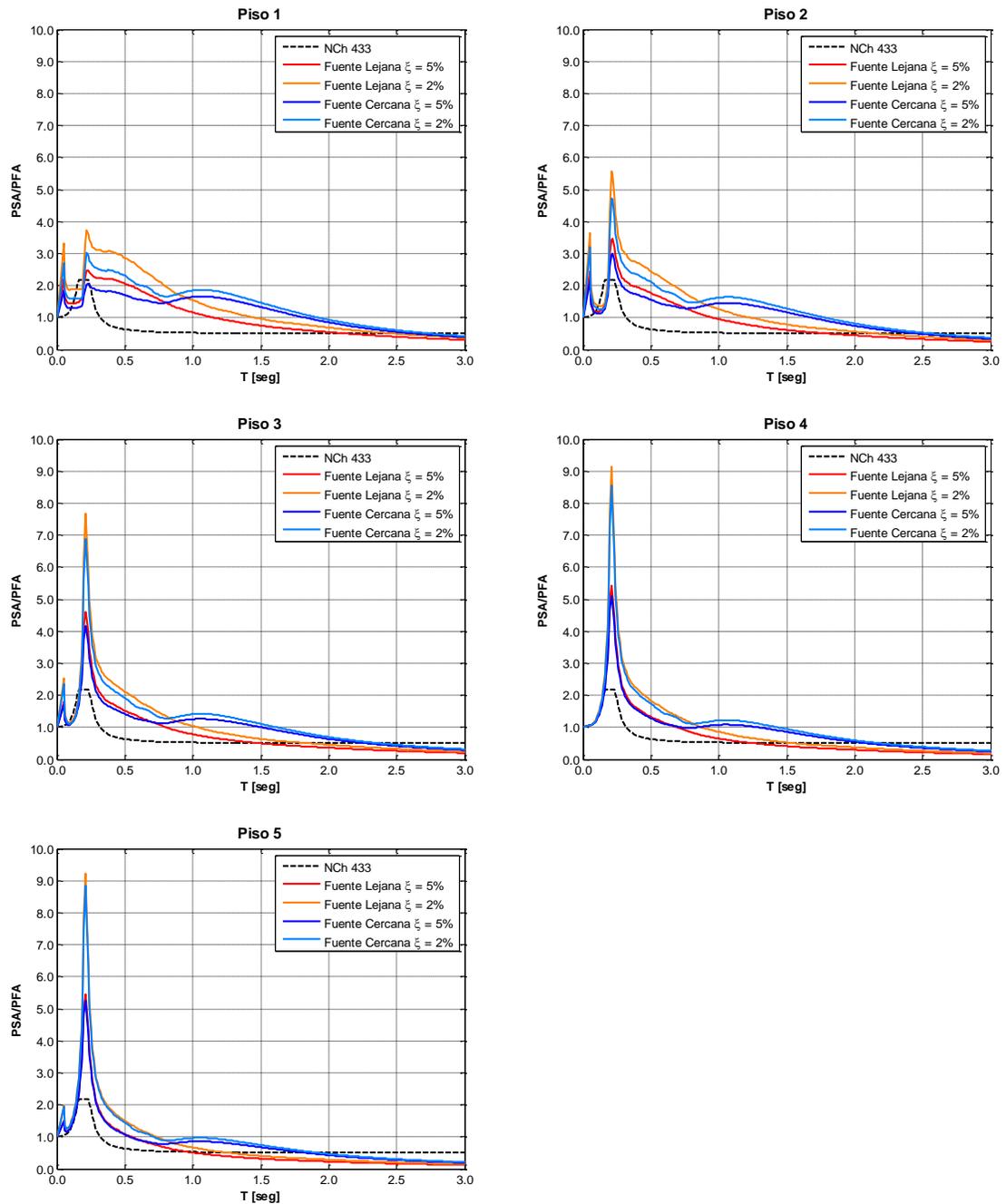


Figura 4-3. Espectros de piso (respuesta lineal, edificio 5 pisos con espesor de muro de 20 cm)

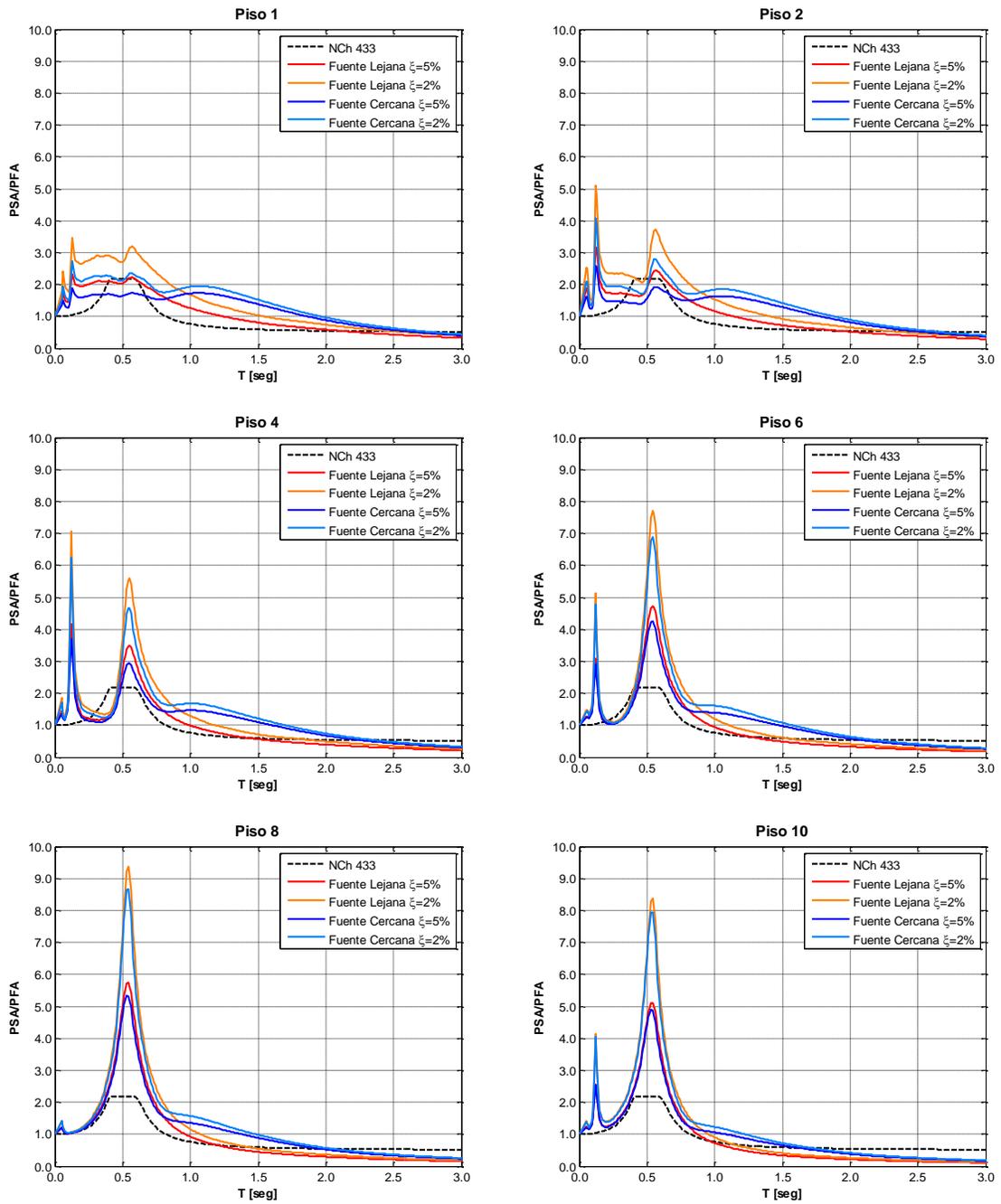


Figura 4-4. Espectros de piso (respuesta lineal, edificio de 10 pisos).

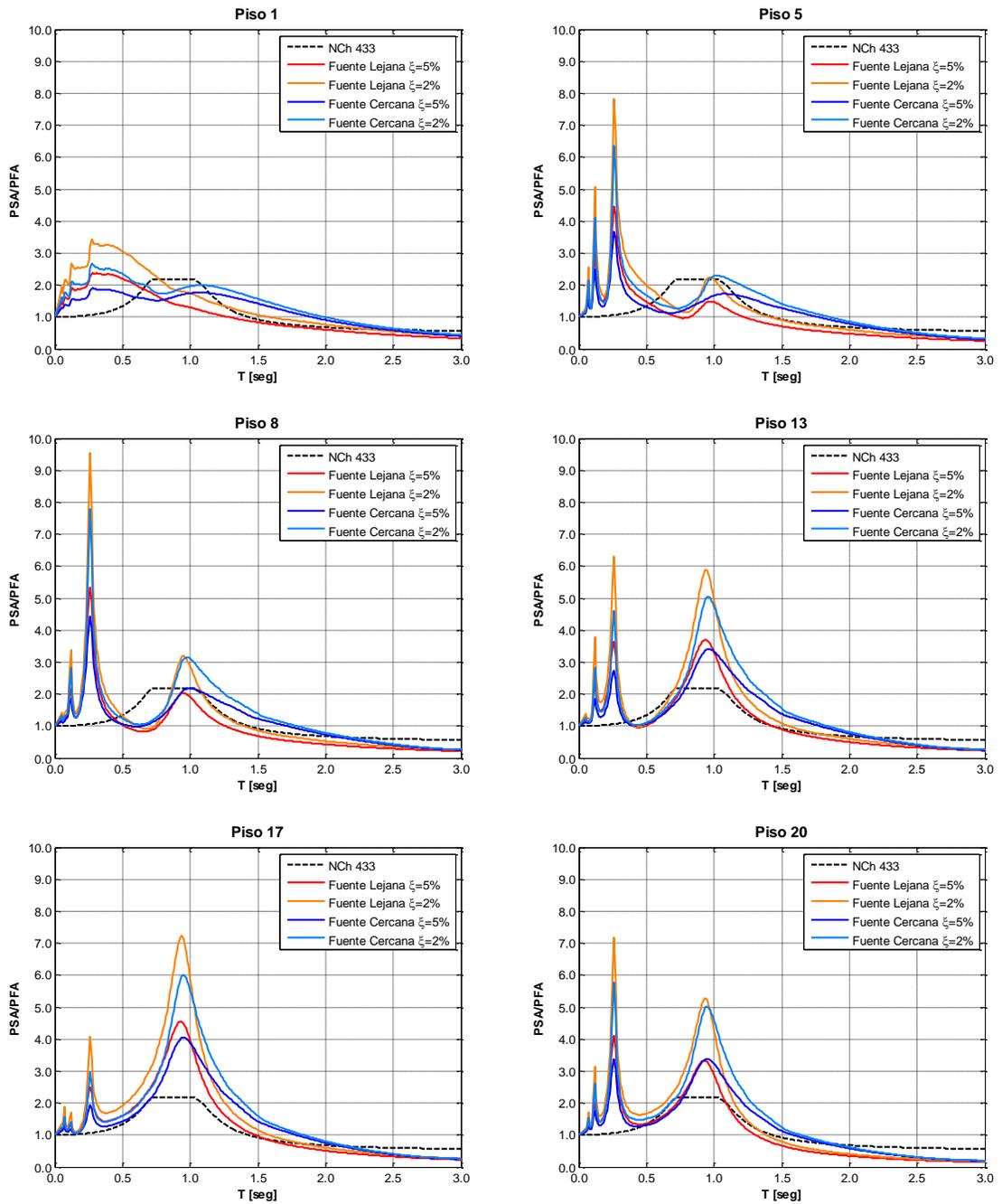


Figura 4-5. Espectros de piso (respuesta lineal, edificio de 20 pisos)

4.3.- Espectros de piso indicados en NCh 2369

En esta sección se comparan los espectros de piso obtenidos de las simulaciones numéricas con los espectros de piso de diseño implícitamente indicados en el Capítulo 7 de NCh 2369, en donde se establecen demandas sísmicas mínimas para el diseño de los elementos no estructurales y de sus anclajes. Cuando no es necesario incluir explícitamente el elemento no estructural en la modelación de la estructura soportante, la fuerza de diseño mínima indicada en NCh 2369 está dada por:

$$F = \frac{3.0 \cdot a_p}{R_p} \cdot K_p \cdot P_p \leq P_p \quad (4.6)$$

En donde:

a_p : aceleración máxima de piso en el piso en donde está anclado el elemento no estructural (i.e., = PFA)

R_p : factor de modificación de la respuesta del elemento no estructural

y las definiciones de los demás símbolos son las mismas indicadas en la sección 4-2. El factor R_p tiene en cuenta la respuesta no lineal del elemento no estructural, y naturalmente es igual a la unidad cuando la respuesta del elemento es lineal. Como ya se mencionó en varias oportunidades, en este estudio sólo se considera la respuesta lineal de los elementos no estructurales, y en consecuencia el valor considerado de R_p es igual a la unidad.

Aplicando el mismo procedimiento desarrollado en el análisis de los espectros de piso indicados en NCh 433, el espectro de piso indicado implícitamente en NCh 2369 está dado por:

$$\text{PSA}[g] = 3 \cdot \text{PFA} \cdot K_p \leq 1 \text{ g} \quad (4.7)$$

Claramente, la demanda sísmica indicada en NCh 2369 es igual a 3 veces la indicada en NCh 433, pero en ningún caso es mayor a 1 g (en otras palabras, la magnitud de la fuerza sísmica de diseño indicada en NCh 2369 nunca es mayor que la magnitud del peso del elemento no estructural). Debido a este límite superior, los espectros de piso considerados en esta sección (Figuras 4-6 a 4-10) no están normalizados por el PFA. Además, al igual que en NCh 433, en NCh 2369 tampoco se consideran posibles características impulsivas de la excitación sísmica, razón por la cual en esta sección sólo se considera la respuesta a la excitación de fuente lejana.

En las Figuras 4-6 a 4-9 se puede apreciar que prácticamente todas las observaciones mencionadas en la sección anterior también son válidas en este caso. En principio podría esperarse que debido a que la demanda sísmica indicada en NCh 2369 es igual a 3 veces la demanda indicada en NCh 433, aquélla sería mucho menos no conservativa que ésta, pero se encontró que el límite superior impuesto en NCh 2369 es en muchos casos muy inferior a la demanda sísmica “real”. Para tratar de determinar la relevancia del límite superior indicado en NCh 2369, en la Figura 4-10 se consideran, en un ejemplo (estructura de 10 pisos), los espectros de piso indicados en NCh 2369 sin tener en cuenta el límite superior. Puede apreciarse que las demandas sísmicas son en este (hipotético) caso casi siempre conservativas, por amplio margen en algunos casos.

En resumen, las observaciones acerca de las demandas sísmicas indicadas en NCh 433 son en general también válidas para las indicadas en NCh 2369, aunque es importante mencionar que NCh 2369 sólo es aplicable en el diseño sísmico de instalaciones industriales, cuyas estructuras raramente están compuestas por muros de hormigón armado.

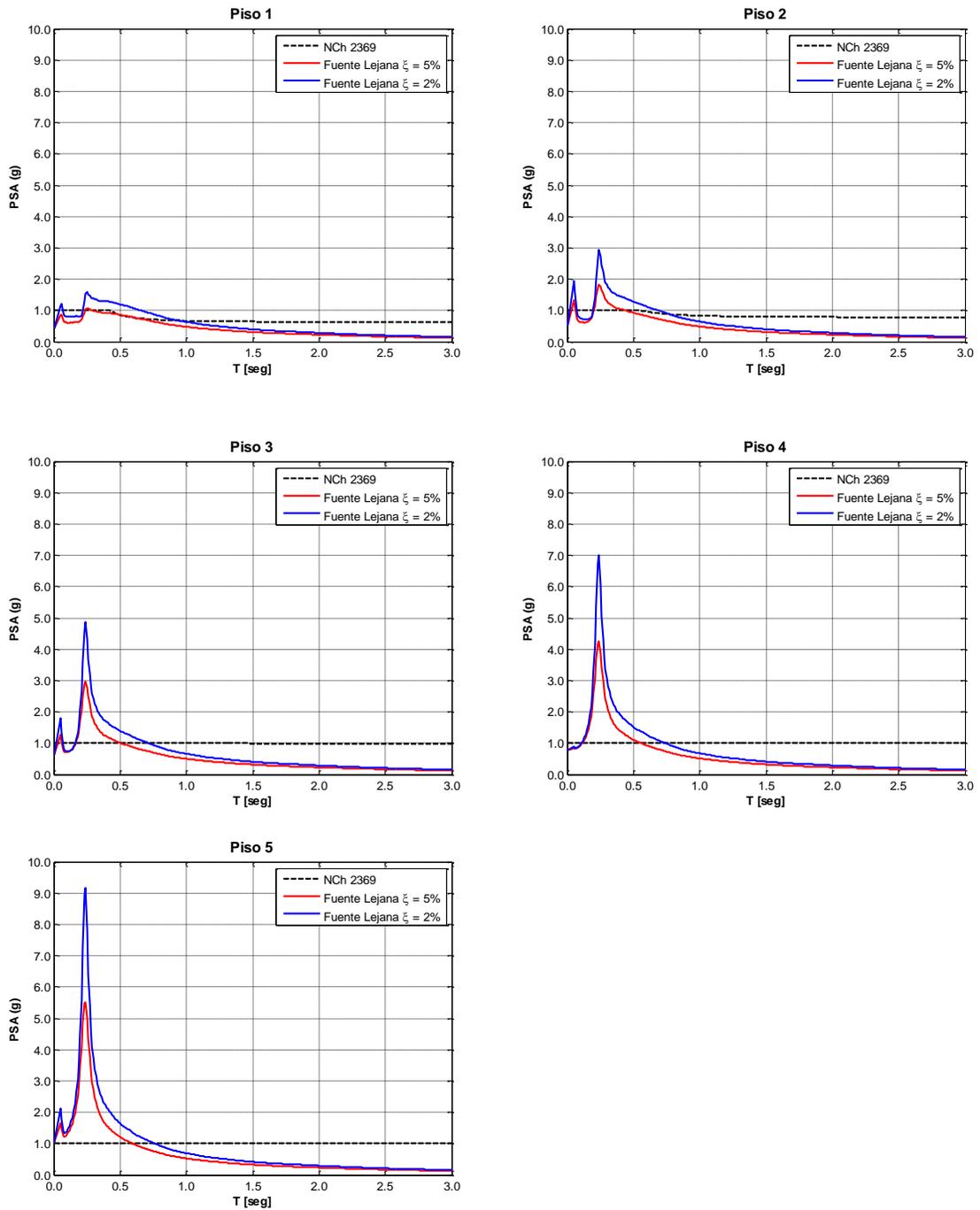


Figura 4-6. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm)

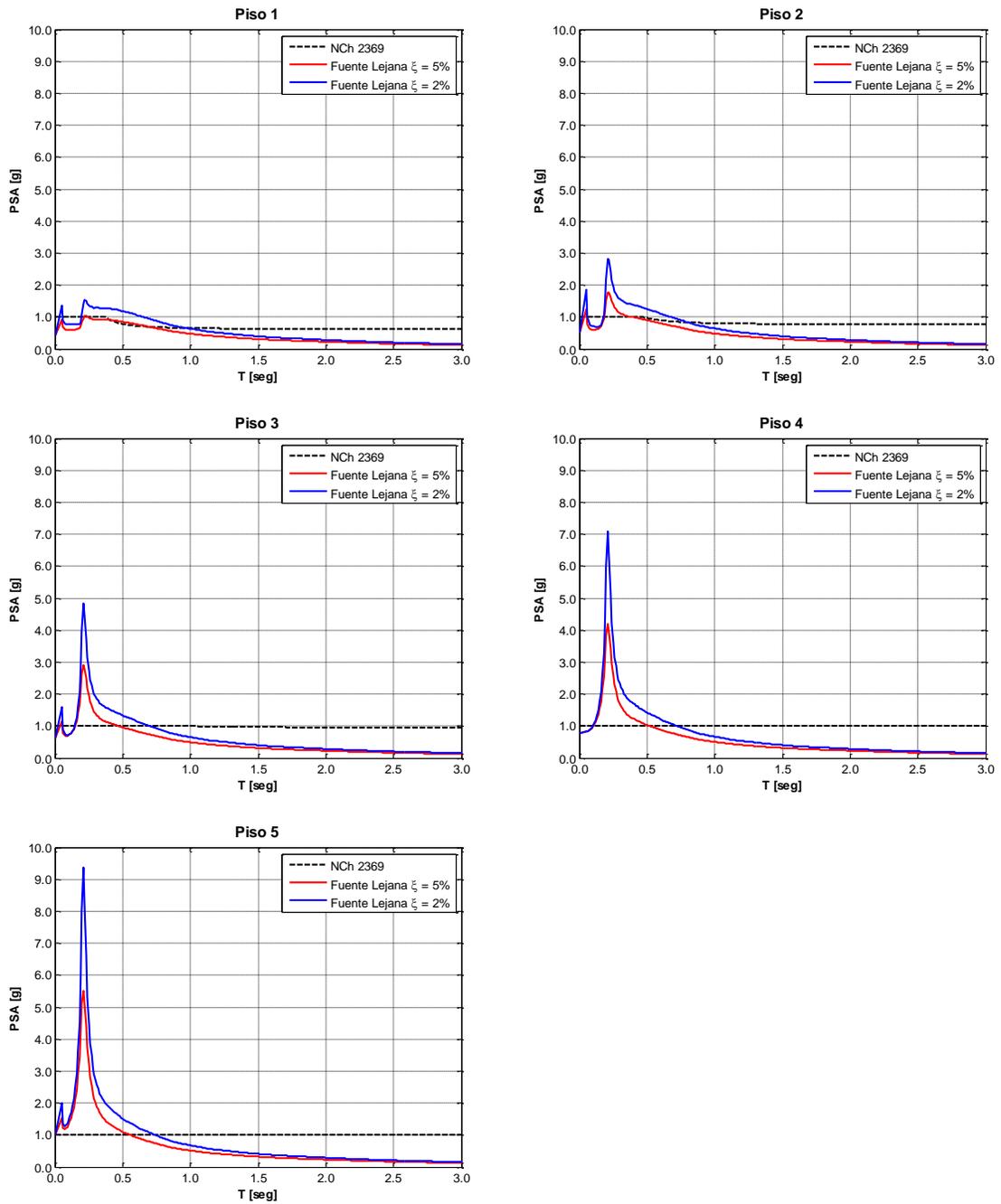


Figura 4-7. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 20 cm)

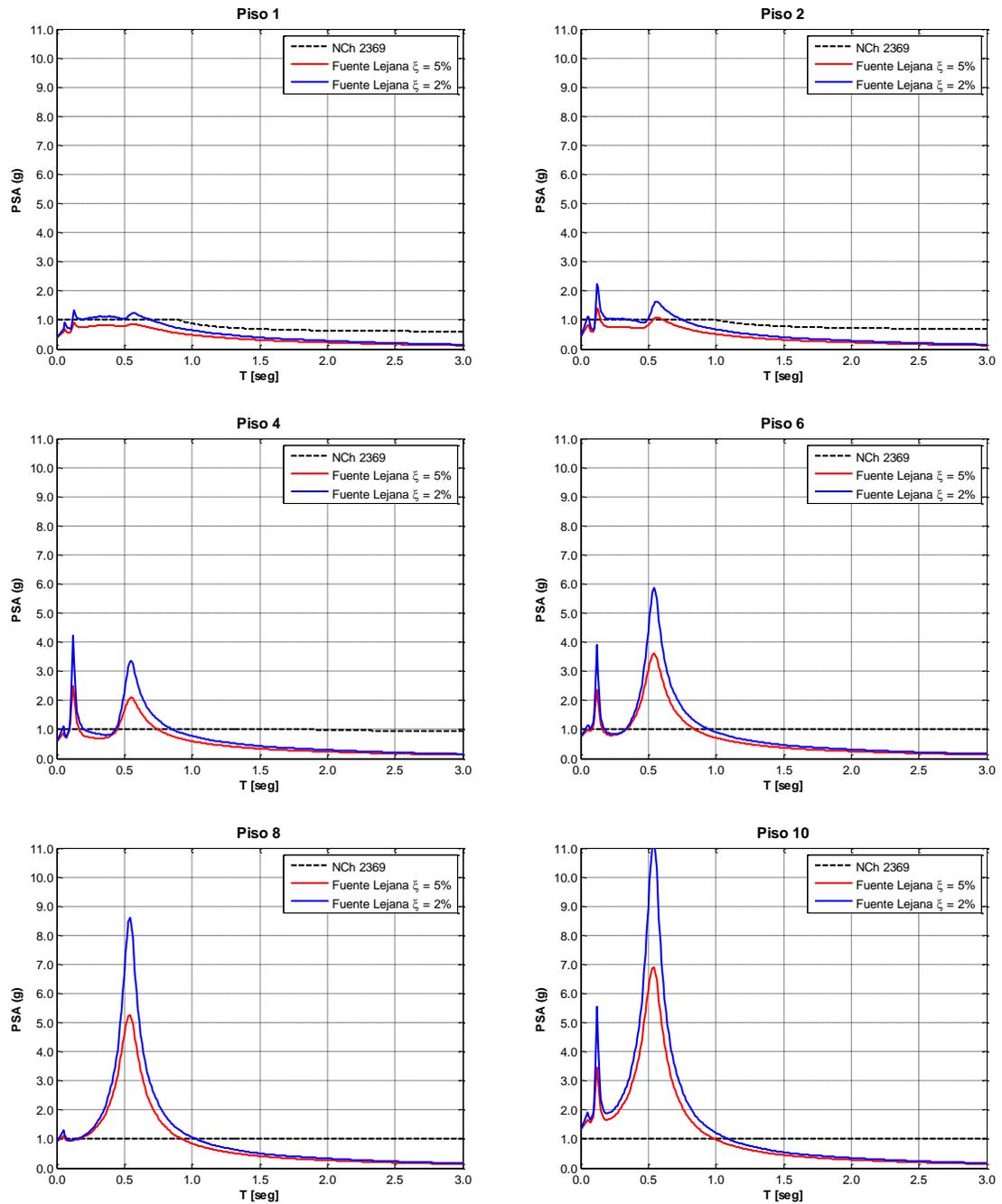


Figura 4-8. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 10 pisos)

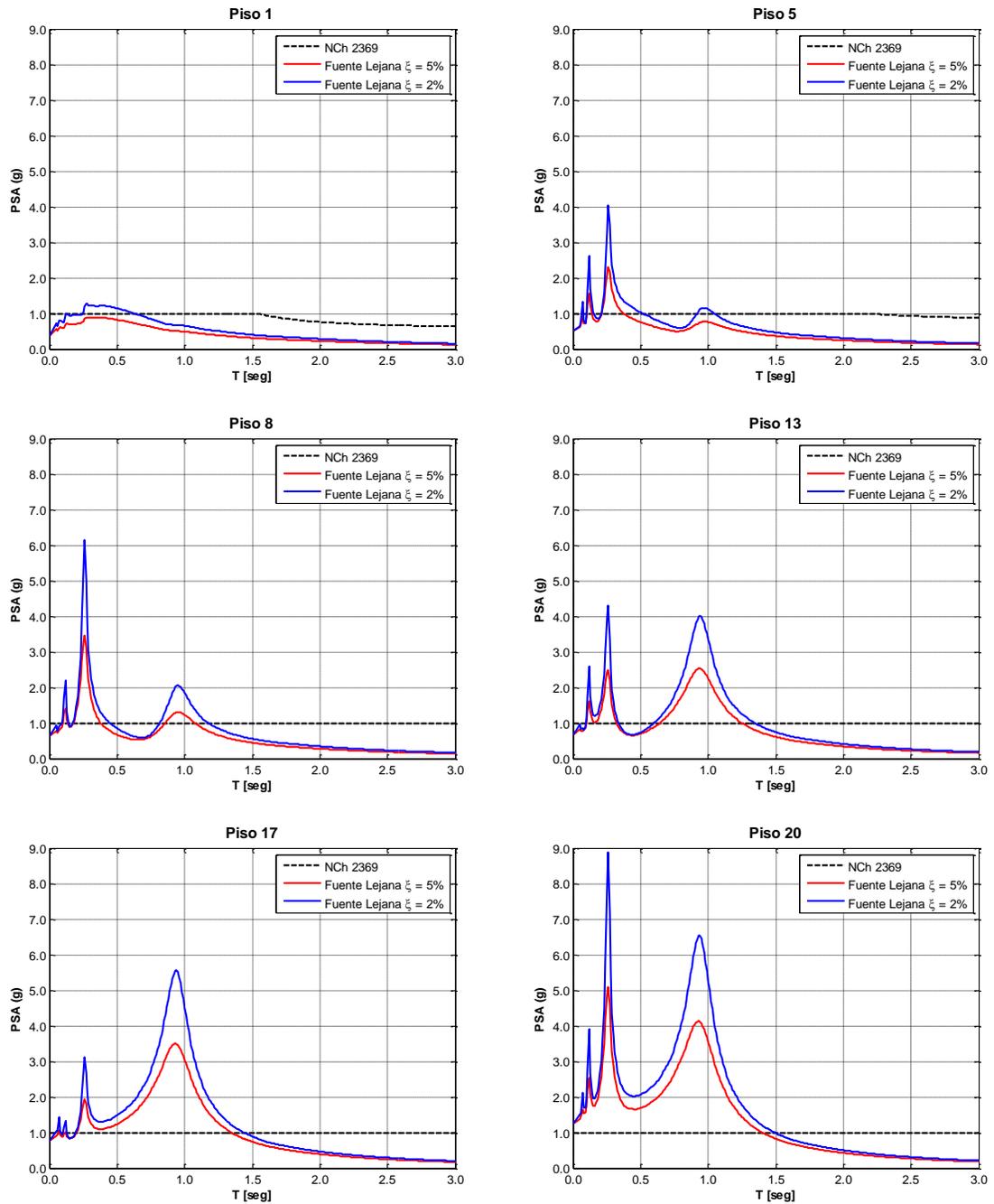


Figura 4-9. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 20 pisos)

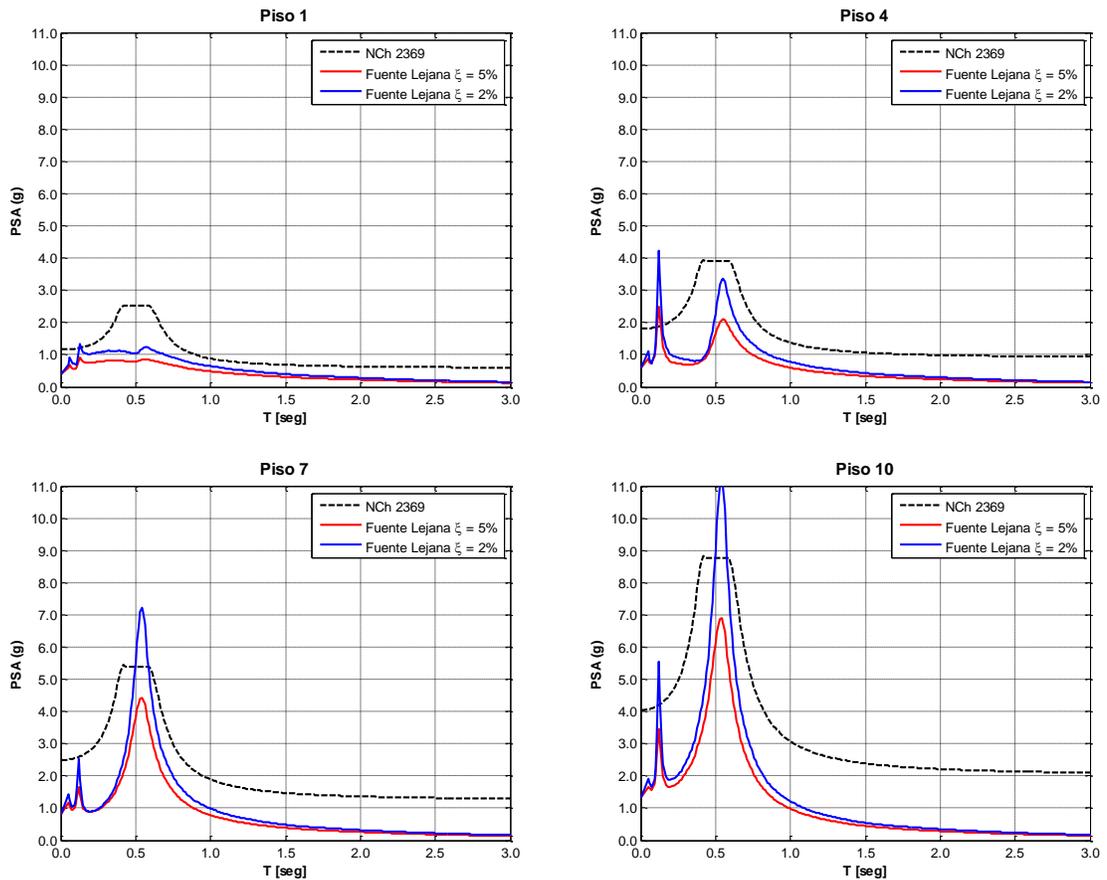


Figura 4-10. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 10 pisos, sin limitaciones en NCh 2369).

4.4.- Espectro de diseño para elementos no estructurales de FEMA 450.

Como todas las formas analizadas anteriormente esta recomendación presenta la misma fuerza de diseño que la recomendación de ASCE 7-05. Se prefirió esta en vez de ASCE 7-05 debido a que esta utiliza una reducción para la sollicitación a partir de cierto periodo, lo que entrega la forma del espectro. Al igual que las normas presentadas, FEMA 450 busca entregar las sollicitaciones mínimas para el diseño de elementos no estructurales. La fuerza de diseño propuesta por esta norma viene dada por:

$$F_p = \frac{0.4 \cdot a_p \cdot S_{DS}}{R_p / I_p} W_p \left(1 + 2 \cdot \frac{z}{H} \right) \quad (4.8)$$

Excepto cuando el periodo del elemento no estructural $T_p > T_{flx}$, en donde la fuerza de diseño indicada en la ecuación 4-4 debe ser reducida por el factor $\frac{T_{flx}}{T_p}$. El valor de T_{flx} está dado por:

$$T_{flx} = \left(1 + 0.25 \frac{z}{H} \right) \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (4.9)$$

Además, la fuerza tiene límites superiores e inferiores. La fuerza de diseño no puede ser menor que $0.3 \cdot S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$ ni mayor que $1.6 \cdot S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$.

Los parámetros de las ecuaciones anteriores son los siguientes:

S_{DS} : Pseudo aceleración obtenida del espectro de diseño para un periodo de 0.2 seg.

S_{D1} : Pseudo aceleración obtenida del espectro de diseño para un periodo de 1.0 seg.

a_p : Factor de amplificación de la componente no estructural. Este valor se considera igual a 2.5 (similar al factor de 2.2 de las norma NCH 433 Of. 96).

R_p : Factor de modificación de la respuesta. Este varía entre los valores 1.0 y 12.0.

I_p : Factor de importancia.

z : Altura donde se encuentra el elemento no estructural.

H : Altura total de la estructura soportante.

W_p : Peso del elemento no estructural.

Como hemos mencionado anteriormente, en este estudio se considera un elemento estructural genérico, que su peso propio no alcanza a influir la respuesta de la estructura. Debido a ello, los valores de R_p y I_p son tomados igual a la unidad. De esta forma se hacen

comparables los resultados con los obtenidos. Además, los valores de S_{DS} , S_{D1} son obtenidos del espectro de suelo del registro considerado (fuente lejana o fuente cercana) para 5% de amortiguamiento (amortiguamiento de la estructura soportante). El valor de a_p es considerado igual a 2.5 debido a que este es el valor considerado para elementos flexibles.

Entonces hasta ahora tenemos que $F_p = 0.4 \cdot S_{DS} W_p \left(1 + 2 \cdot \frac{z}{H}\right)$. Entonces de esta forma se infiere que $0.4 \cdot S_{DS}$ correspondería a la aceleración máxima del suelo (o PGA), y el factor dado por $\left(1 + 2 \cdot \frac{z}{H}\right)$ es el factor por el que se debe multiplicar la aceleración máxima de suelo para llevarla a la aceleración máxima de piso (variación lineal del PFA mencionado en el capítulo 3). Por último, la forma del espectro la da el factor de reducción de $\frac{T_{flx}}{T_p}$, la cual reduce la fuerza para periodos mayores a T_{flx} . Para hacer comparables los resultados, al igual que antes, se considerará el PFA obtenido empíricamente a través de las sollicitaciones.

Esta forma de calcular la fuerza sísmica de diseño para elementos estructurales incluye ciertos parámetros obviados por las normas chilenas analizadas hasta el momento. Si vemos los parámetros que incluyen el cálculo de la fuerza de diseño, se encuentra el espectro de diseño de la súper estructura, el cual implícitamente hace que la fuerza de diseño del elemento no estructural incluya las propiedades del registro y las del amortiguamiento de la estructura soportante. Pero a la vez, tiene las limitaciones que no incluye las propiedades dinámicas de la estructura soportante, ni las del elemento no estructural.

En las Figuras 4-11 a 4-18 se puede observar, una vez más que las propuestas de sollicitación entregadas por las normas están por debajo de lo observado en las simulaciones. En este caso, al no incluir las propiedades dinámicas de las estructura no se

logra captar los peaks en los modos naturales de esta. Como se mencionó anteriormente, este método incluye solo las propiedades del registro.

Este método logra captar de buena forma las solicitaciones sobre los elementos no estructurales que tienen periodos mayores que los del modo fundamental de la estructura soportante. Se puede ver que el espectro propuesto por FEMA 450 tiende a seguir de mejor manera la parte final de las curvas obtenidas por las simulaciones.

Por último, una vez más, las limitaciones de cota superior impiden que las solicitaciones propuestas por la norma se acerquen más a lo observado en las simulaciones.

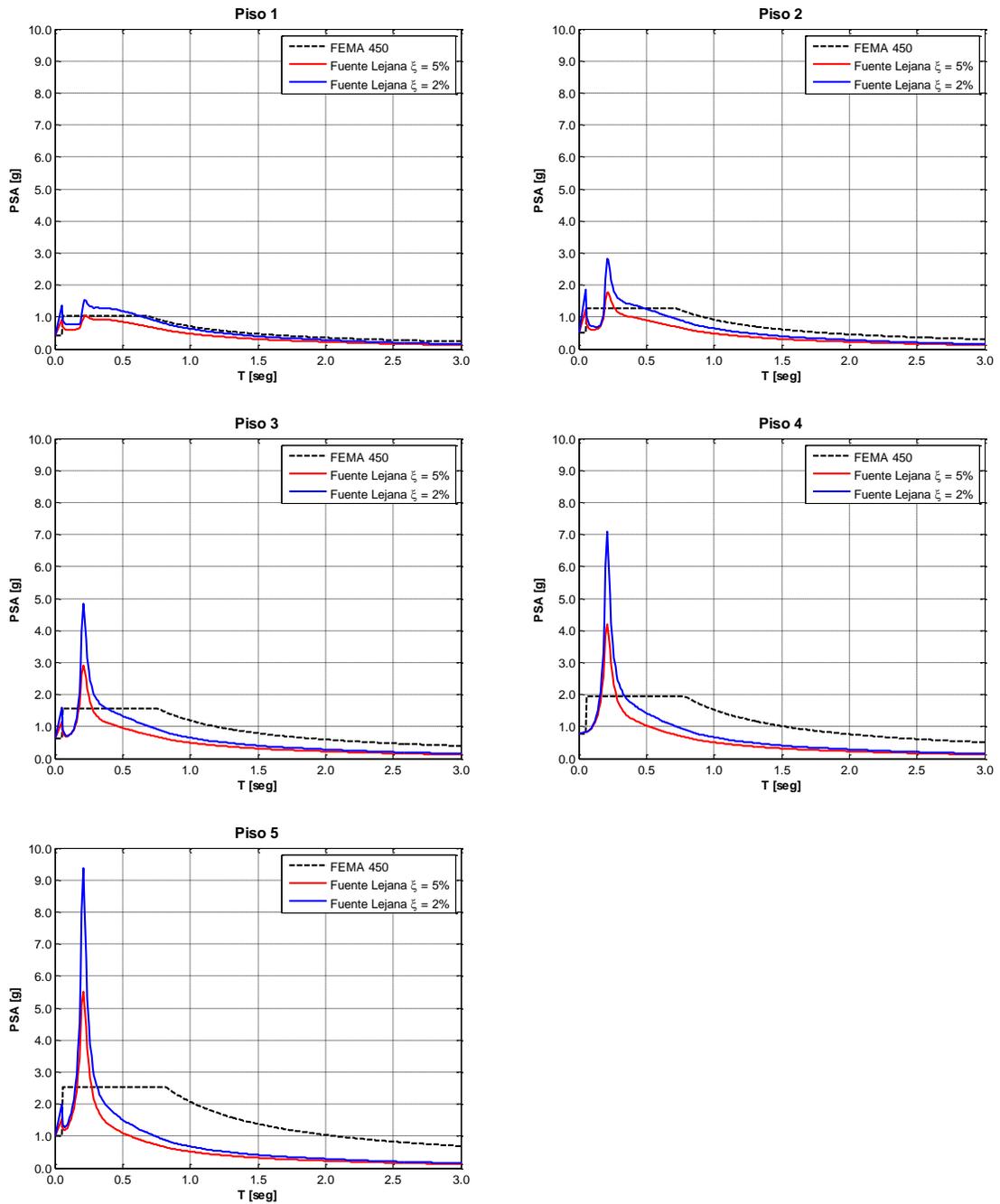


Figura 4-11. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm, excitación de Fuente Lejana)

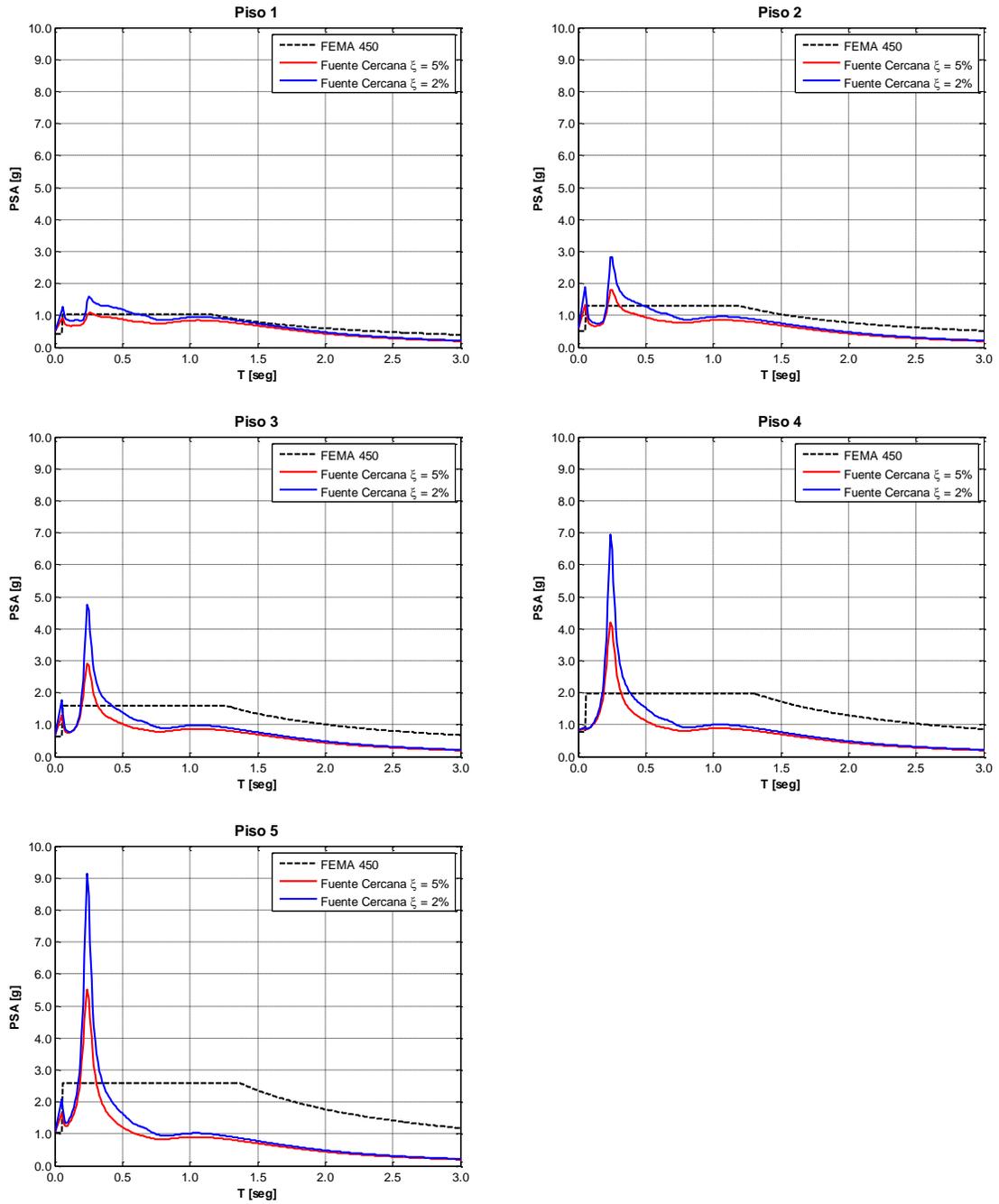


Figura 4-12. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm, excitación de Fuente Cercana)

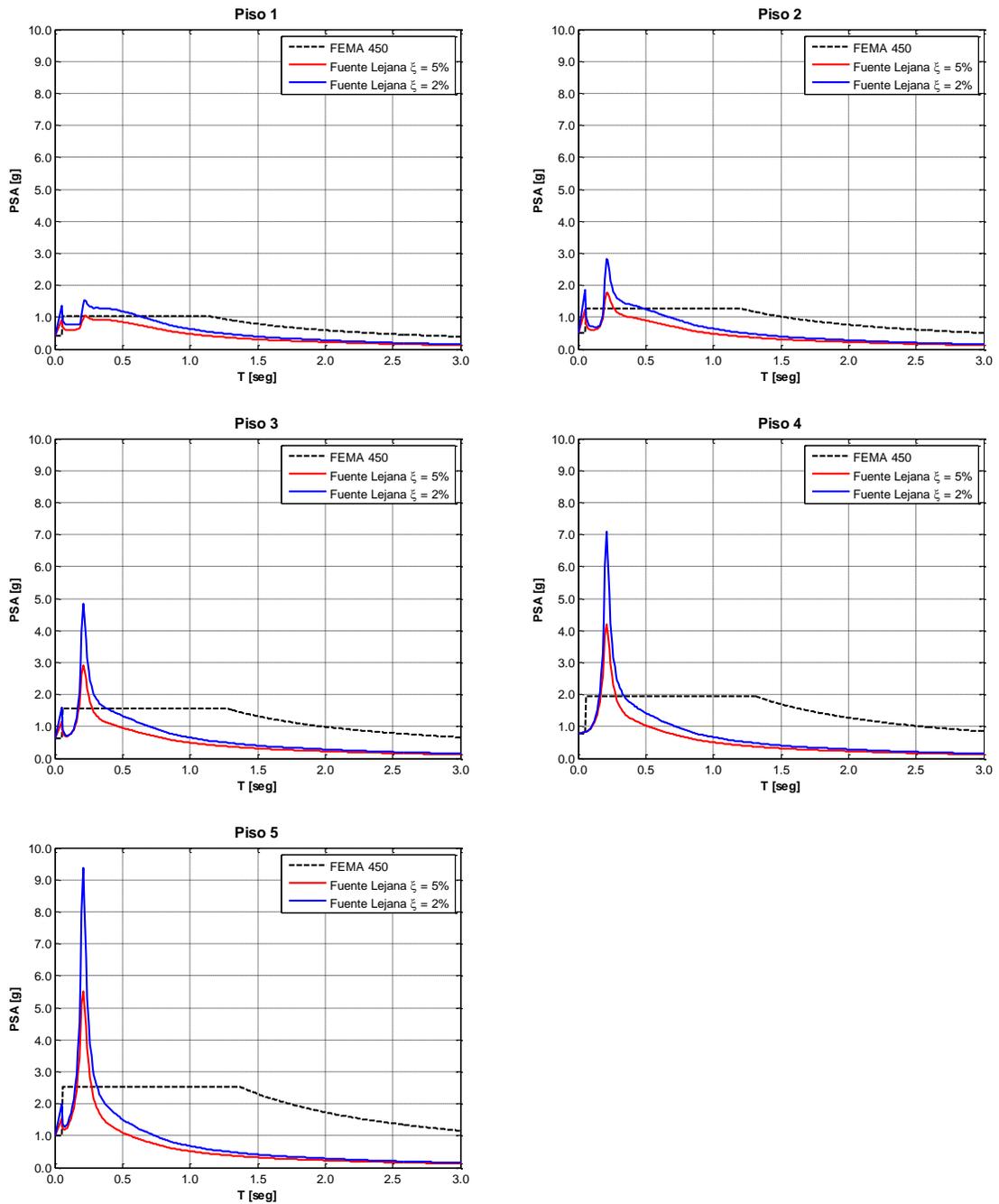


Figura 4-13. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 20 cm, excitación de Fuente Lejana)

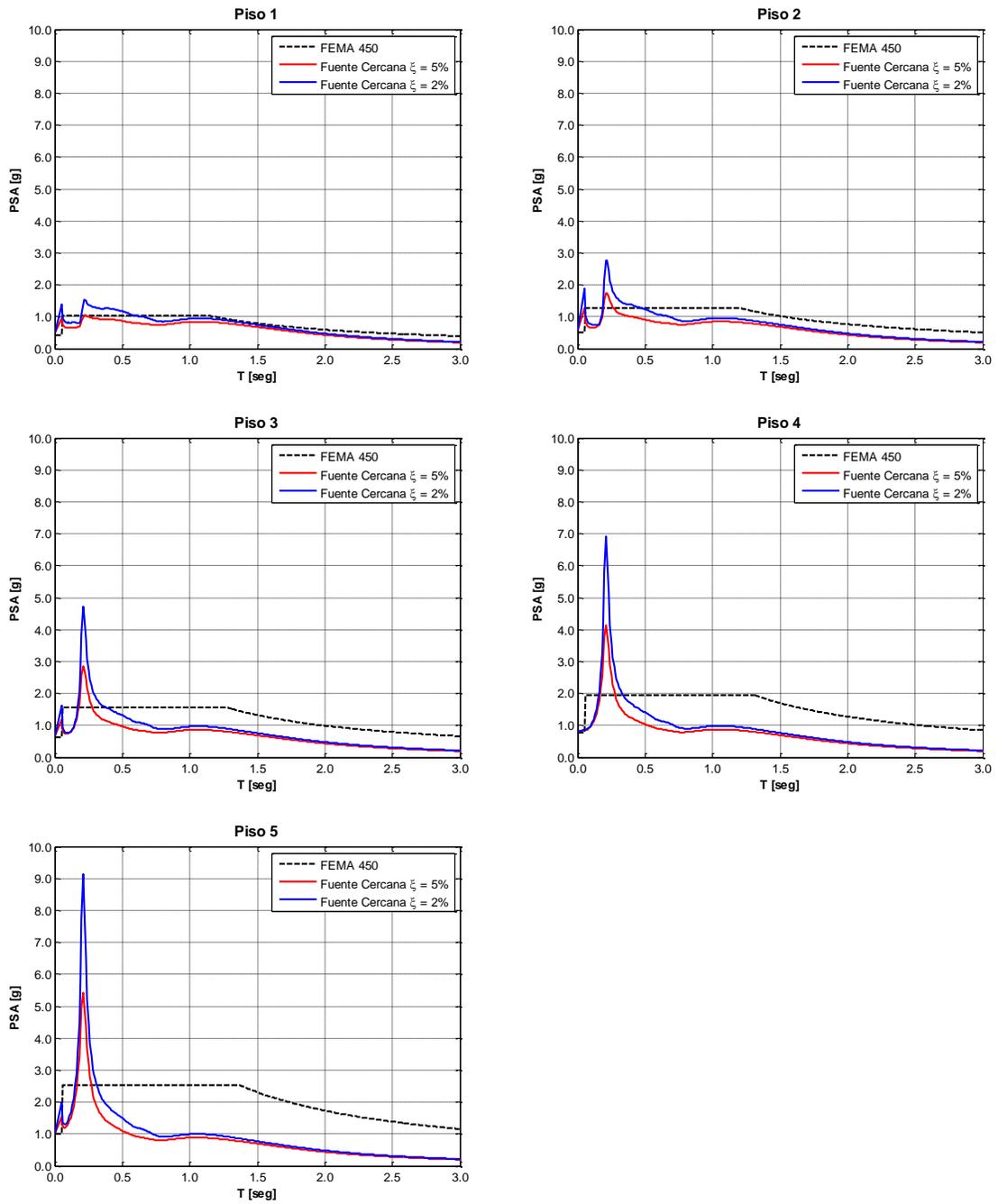


Figura 4-14. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 20 cm, excitación de Fuente Cercana)

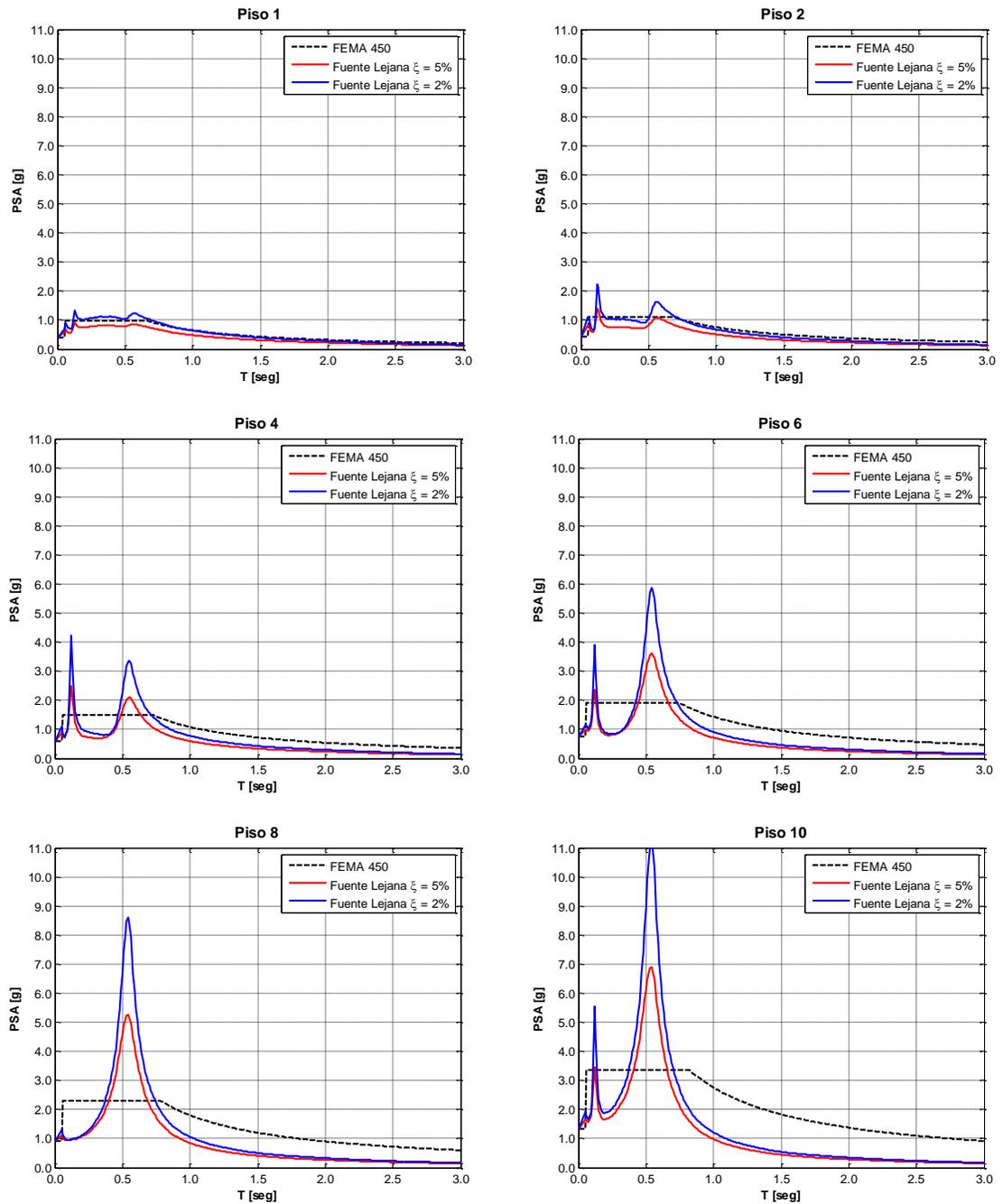


Figura 4-15. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 10, excitación de Fuente Lejana)

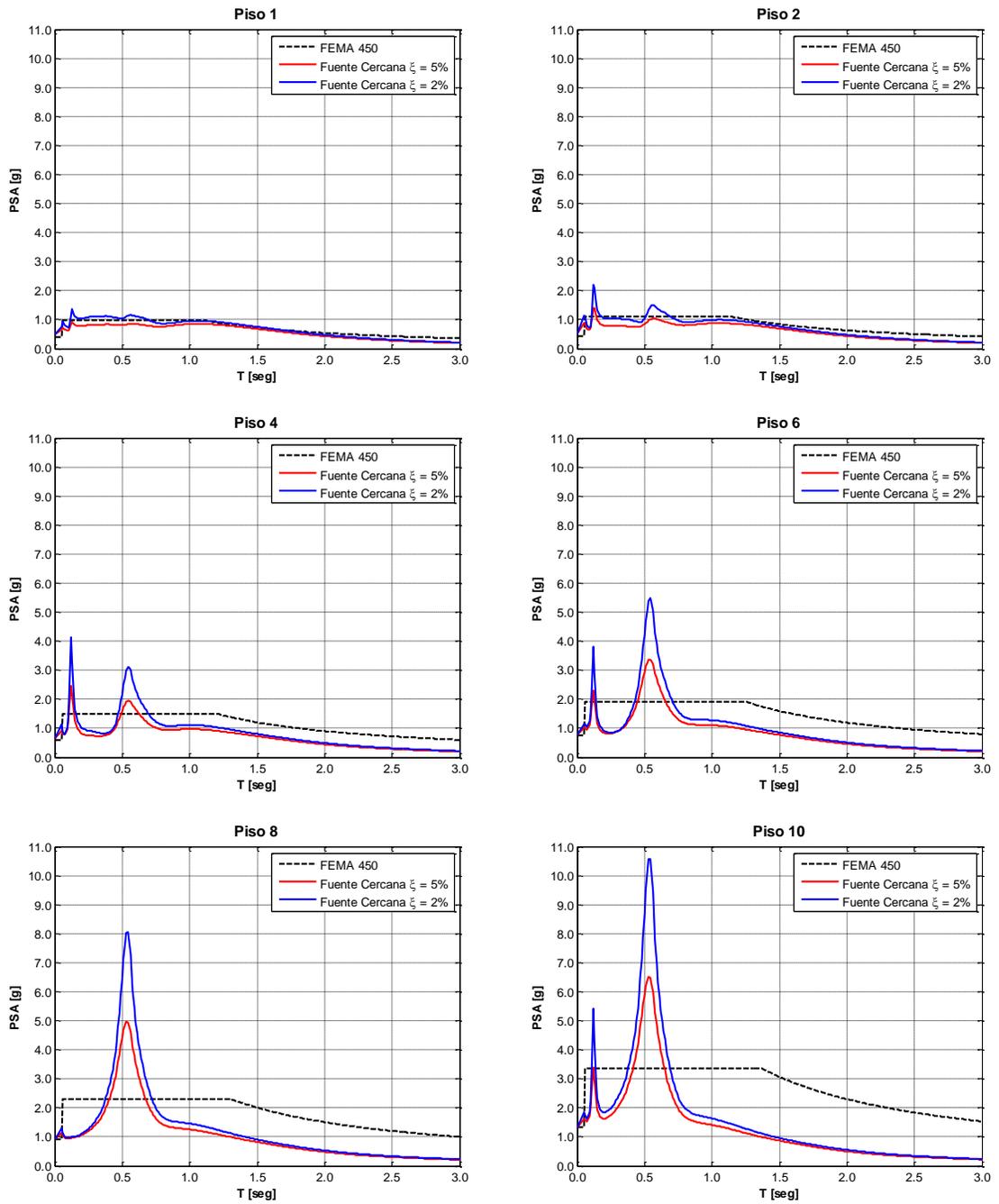


Figura 4-16. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 10, excitación de Fuente Cercana)

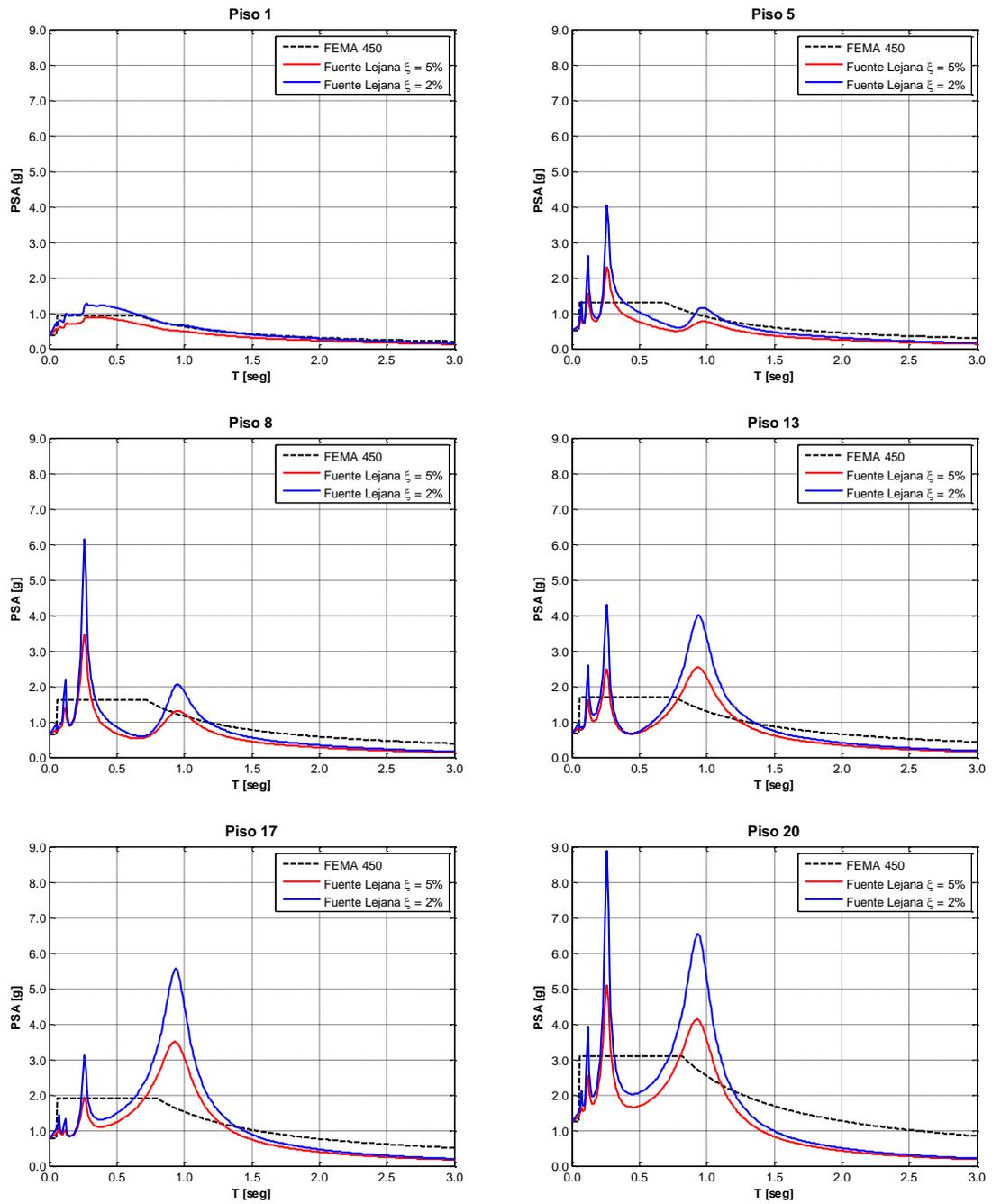


Figura 4-17. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 20, excitación de Fuente Lejana)

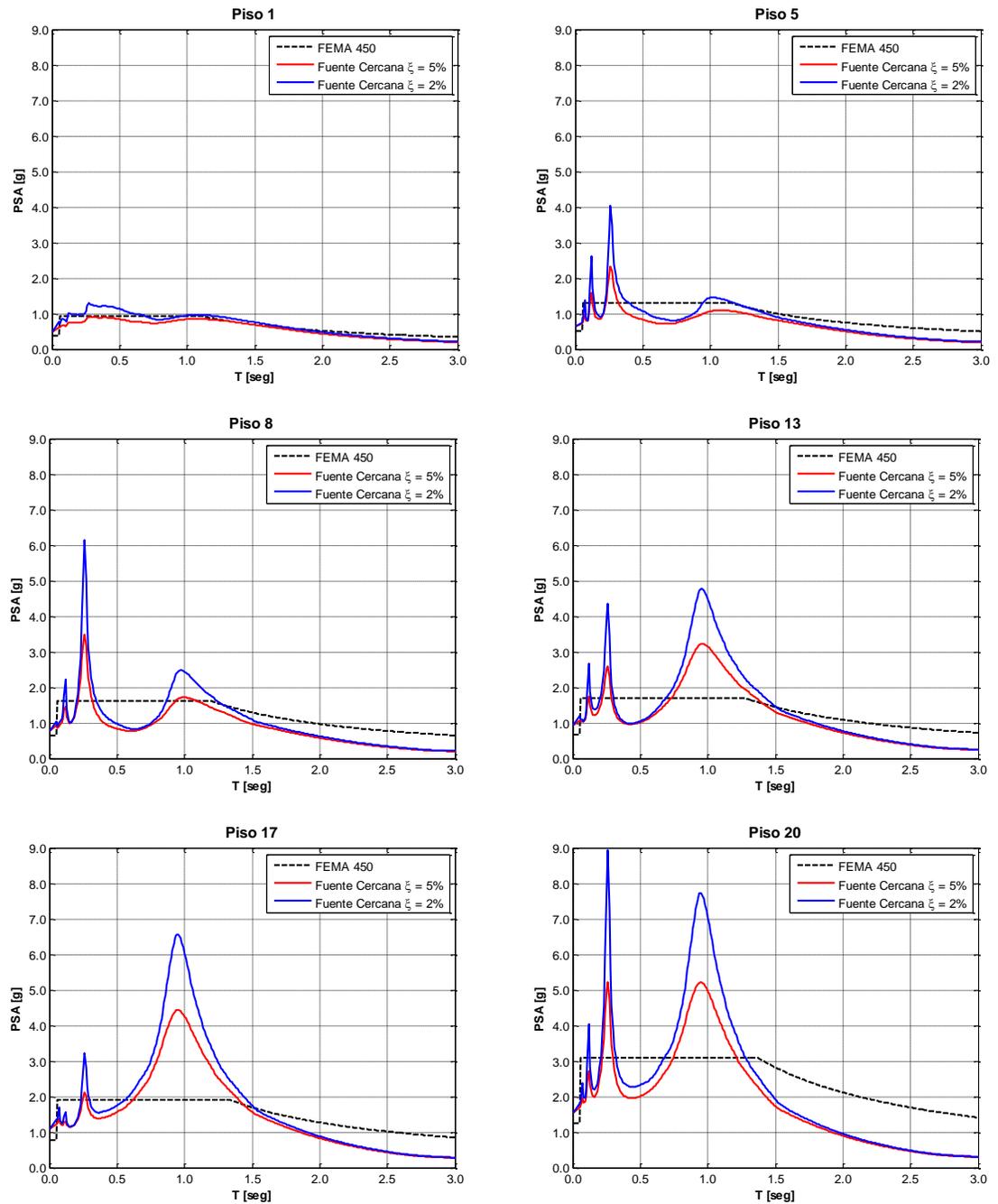


Figura 4-18. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 20, excitación de Fuente Cercana)

4.5.- Espectro de diseño para elementos no estructurales propuesta por Singh et al. (Singh, Moreschi, Suárez & Matheu, 2006).

En el estudio realizado por estos autores en 2006 se propone dos métodos para el cálculo de las fuerzas de diseño de elementos no estructurales flexibles (es decir, que su periodo de vibración es mayor a 0.06 seg), *Direct Method* y *Floor Amplification Factor*. El primero de ellos se aplica un factor a la aceleración máxima de piso (similar a lo visto en FEMA 450), mientras que en el *Floor Amplification Factor* se utiliza un factor directo sobre la aceleración máxima de piso (similar a las normas chilenas)

Como siempre, la idea es entregar fórmulas simples para el cálculo de las fuerzas de diseño, aplicables en la práctica cotidiana del diseño, sin tener que hacer un gran análisis. Ambos consideran dos casos: el primero de ellos en donde no se conoce el periodo fundamental de la estructura soportante, el cual es más conservador; y el segundo corresponde al método en el cual se conoce el periodo de la estructura. En este estudio se consideran los métodos en los cuales son conocidos los periodos de la estructura soportante.

En ambos métodos se consideran dos razones de amortiguamiento (2% y 5%) de los elementos no estructurales. La diferencia entre ellos radica fundamentalmente en la forma en que se calcula el PFA. El primero de ellos, como se mencionó antes, se aplica un factor de amplificación sobre la aceleración máxima de piso, la cual al mismo tiempo se lleva a aceleración máxima de piso mediante una variación lineal entre su base y el último piso (similar a lo observado en FEMA 450 y ASCE 7-05). En cambio, en el segundo método, o *Floor Amplification Factor*, se utiliza la propuesta realizada por los mismos autores en un estudio previo (Singh et al. 2006a) para el cálculo de la aceleración máxima de piso, a la cual posteriormente se le aplica el factor de amplificación de respuesta.

Como se ha realizado anteriormente, los valores propuestos para el cálculo, tanto de PGA como de PFA son evaluados con los valores obtenidos empíricamente en las

simulaciones para así poder comparar las propuestas con los resultados obtenidos en este estudio.

4.5.1.- Direct Method

Como se mencionó anteriormente, este método considera dos posibilidades para el cálculo de las fuerzas de diseño: el primero de ellos donde no se conocen las propiedades dinámicas de la estructura soportante, y el segundo en que estas son conocidas. Para mantener lo que se ha realizado hasta el momento, se utilizará el segundo de ellos.

El cálculo de la fuerza sísmica de diseño se hace similar a lo realizado en FEMA 450, y viene dada por:

$$F_p = \frac{0.4 \cdot C_{fz} \cdot S_{DS}}{R_p / I_p} W_p \quad (4.10)$$

Claramente esta fórmula para el cálculo de la fuerza de diseño para elementos no estructurales difiere con FEMA 450 solo en el factor C_{fz} (comparable con el factor a_p de FEMA 450 que toma el valor 2.5). Este factor es el encargado de producir la amplificación de la aceleración máxima de suelo (que al igual que antes está dado por $0.4 \cdot S_{DS}$ que en este estudio se extrae directamente el PGA del espectro de los registros utilizados), junto con producir la forma del espectro de diseño (con las amplificaciones donde corresponda según los criterios que adopta este método). El valor de C_{fz} se calcula como:

$$C_{fz} \begin{cases} C_{fz} = C_m & T_c < 0.06 \\ C_{fz} = C_m + \frac{T_c - 0.06}{T_m - 0.06} \cdot (a_m - C_m) & 0.06 \leq T_c < T_m \\ C_{fz} = a_m & T_m \leq T_c \leq T \\ C_{fz} = a_m \cdot e^{-2.5 \cdot (T_c - T_u)} \geq 1 & T_c > T \end{cases} \quad (4.11)$$

Donde:

T_c : Periodo del elemento no estructural.

$$a_m : a_1 + \frac{(z_m - z_1)}{(h - z_1)} (a_n - a_1)$$

C_m : Coeficiente de aceleración para un elemento no estructural rígido ubicado en el piso m^{th} (Singh et al. 2006a).

z_m : Altura del piso m^{th} medido desde la base del edificio.

z_1 : Altura del primer piso medido desde la base del edificio.

a_1 : Coeficiente del espectro máximo de piso para el primer piso.

a_m : Coeficiente del espectro máximo de piso para el último piso.

Los coeficientes a_1 y a_n toman distintos valores dependiendo del amortiguamiento del elemento no estructural. Estos toman los siguientes valores:

Para 2% de amortiguamiento:

$$a_1 = \frac{9}{T^{0.8}} \leq 27; a_n = \frac{19.5}{T} \leq 27 \quad (4.12)$$

Para 5% de amortiguamiento:

$$a_1 = \frac{6}{T^{0.8}} \leq 18; a_n = \frac{13}{T} \leq 18 \quad (4.13)$$

El valor de T corresponde al periodo fundamental del edificio soportante. Se puede ver que se incluye las características del elemento no estructural mismo, como este es el

amortiguamiento. Como ya se ha observado, para un amortiguamiento mayor, el valor del parámetro es menor. Es decir, a mayor amortiguamiento, menor es la sollicitación de diseño.

Los valores de T_m y de T_u corresponden a los límites del peak superior del espectro y que, como es de esperar, dependen del periodo fundamental de la estructura soportante T . Estos están dados por:

$$\begin{aligned} T_m &= \frac{T}{2(N-m) + \sqrt{N}} \\ T_u &= T \end{aligned} \quad (4.14)$$

Donde m corresponde al piso donde se encuentra ubicado el elemento no estructural y N corresponde al número total de pisos de la estructura soportante.

Por último, C_m que como se dijo anteriormente es una forma de encontrar la aceleración máxima de piso a través de una amplificación de la aceleración máxima del suelo, está dada por:

Para $N \leq 8$

$$C_m = 1 + \frac{z_m}{h} (C_N - 1) \quad (4.15)$$

Para $N \geq 8$

$$C_m \begin{cases} 1 + \frac{z_m}{h_1} (C_l - 1) & z_m \leq h_1 = 0.2 \cdot h \\ C_l & h_1 < z_m \leq h_2 = 0.8 \cdot h \\ C_l + \frac{z_m - h_2}{h - h_1} (C_N - C_l) & z_m > h_2 \end{cases} \quad (4.16)$$

Donde C_N corresponde al coeficiente de aceleración para el último piso definido como:

$$C_N = b\sqrt{(1+1.03R_1^2)} \geq 1.0 \quad (4.17)$$

Con:

$$b : \quad \gamma_1\phi_{N1}$$

γ_1 : Factor de participación para el primer modo.

ϕ_{N1} : Valor de la forma modal para el nivel del último piso.

R_1 : Aceleración espectral normalizada para el periodo fundamental de la estructura soportante. $R_1 = \frac{S_a}{0.4 \cdot S_{DS}}$.

$$C_l : \quad \frac{C_N}{T^{1/3}}$$

Sin embargo, si se asume variación lineal del primer modo se puede tomar el valor de b igual a:

$$b = \frac{3N}{2N+1} \quad (4.18)$$

En este estudio, para los valores de C_m , se considerará los valores obtenidos por las simulaciones para PFA/PGA.

4.5.2.- Floor Amplification Factor

Como se mencionó anteriormente, este método entrega un factor de amplificación para la aceleración máxima de piso. Este factor de amplificación es el que le da la forma al espectro de Pseudo – aceleración. Es comparable con el valor de a_p que intenta representar la posibilidad de resonancia de los elementos no estructurales que poseen periodos cercanos a los del modo fundamental de la estructura soportante.

El cálculo de la fuerza es el mismo que para el *Direct Method*. En este caso, el valor de C_{fz} es calculado como:

$$C_{fz} = C_z A \geq 1.0 \quad (4.19)$$

Donde C_z corresponde al coeficiente de aceleración para elementos rígidos. Para hacer comparables los resultados con los obtenidos se usará este valor igual a la aceleración máxima de piso (PFA).

El valor de A corresponde al factor de amplificación antes mencionado. Este factor depende tanto de las propiedades del elemento no estructural, como de la estructura soportante:

$$A = \begin{cases} 1 & T_c \leq 0.06 \\ 1 + \frac{(T_c - 0.06)}{(T_m - 0.06)} (A_m - 1) & 0.06 < T_c \leq T_m \\ A_m & T_m < T_c \leq T_u \\ A_m \cdot e^{-2.5(T_c - T_u)} \geq 1.0 & T_c > T_u \end{cases} \quad (4.20)$$

Donde A_m depende del amortiguamiento del elemento no estructural y del periodo fundamental de la estructura soportante. Este factor está dado por:

Para 2% de amortiguamiento:

$$A_m = \frac{7}{T^{0.3}}; \quad 4 \leq A_m \leq 9 \quad (4.21)$$

Para 5% de amortiguamiento:

$$A_m = \frac{4.6}{T^{0.3}}; \quad 3 \leq A_m \leq 6 \quad (4.22)$$

Las Figuras 4-19 a 4-24 muestran un buen comportamiento de ambos métodos para los pisos más altos de la estructura. Los pisos más bajos presentan una gran diferencia con lo observado en las simulaciones (sin embargo, es por el lado de la seguridad). Además, se puede ver que el *Direct Method* presenta límites superiores mayores que los del método de *Floor Amplification Factor*. Debido a que las estructuras analizadas (sobre todo las estructuras de 5 pisos), por su estructuración son bastante rígidas y por ende poseen periodos naturales pequeños. Esto implica que se logren los límites superiores (ya que estos dependen de $1/T$, y menor periodo, mayor es el factor a utilizar) para las solicitaciones, y estas se vean extremadamente sobredimensionadas en estos casos.

Este método, a pesar de incluir solamente el modo fundamental de la estructura soportante en su cálculo, capta bastante bien la participación de los modos superiores a través de la meseta superior. Esto se debe a la incorporación del valor T_m como valor de inicio de la meseta.

Sin embargo, estos métodos logran una envolvente total del espectro observado de las solicitaciones, lo cual hace que en muchos casos, las fuerzas de diseño sean extremadamente mayores a las necesarias.

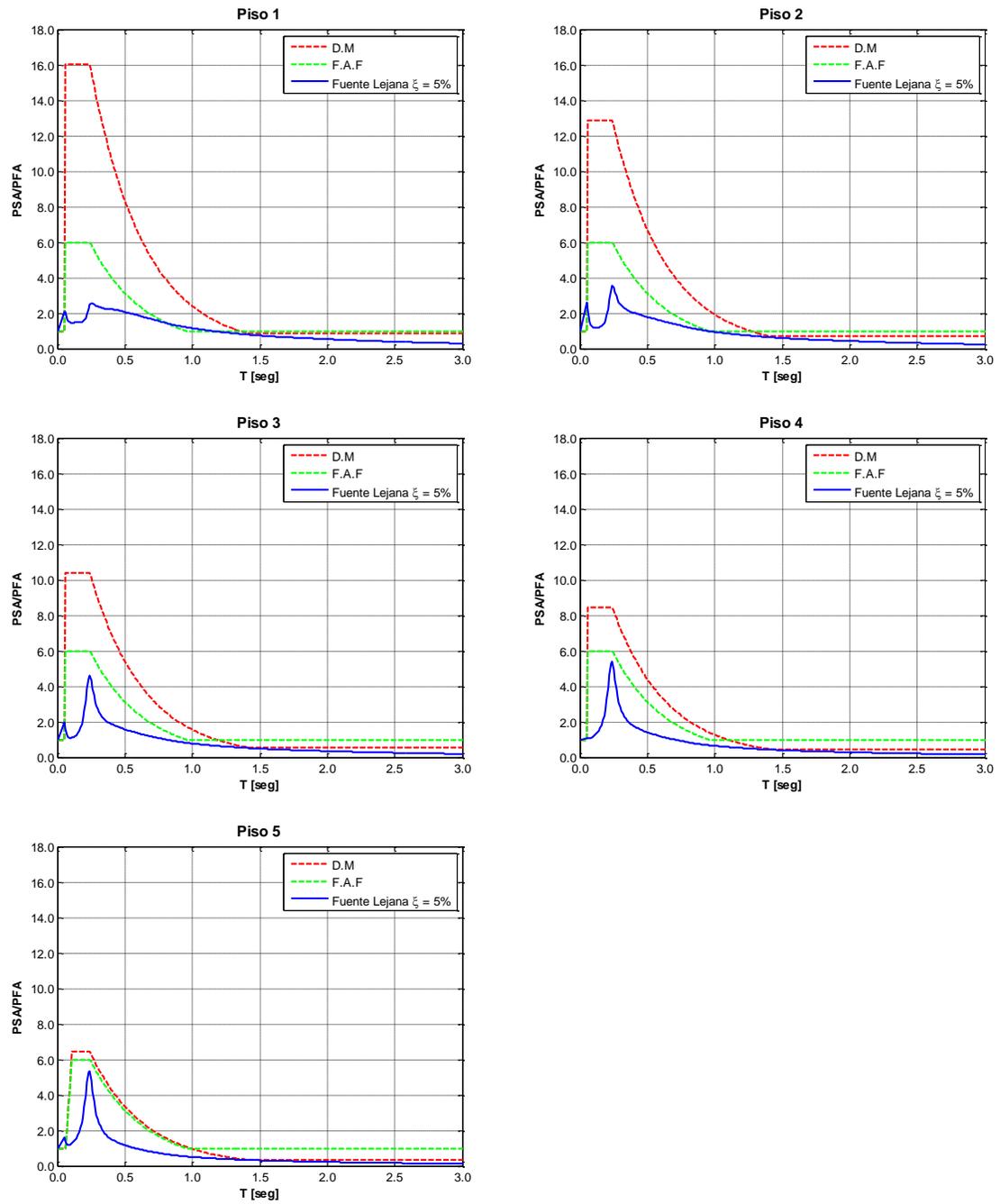


Figura 4-19. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm)

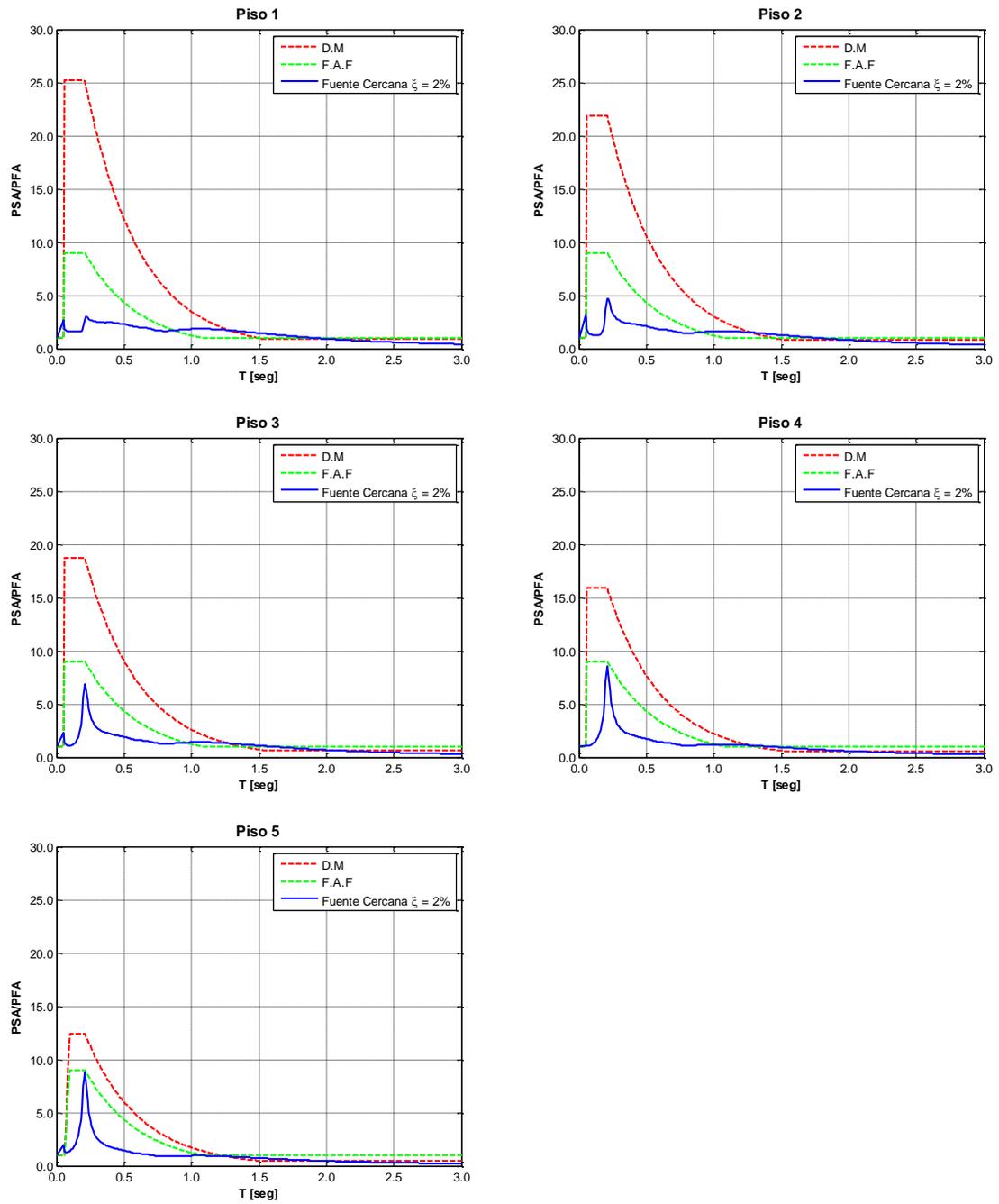


Figura 4-20. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 5 pisos espesor de muro 20 cm)

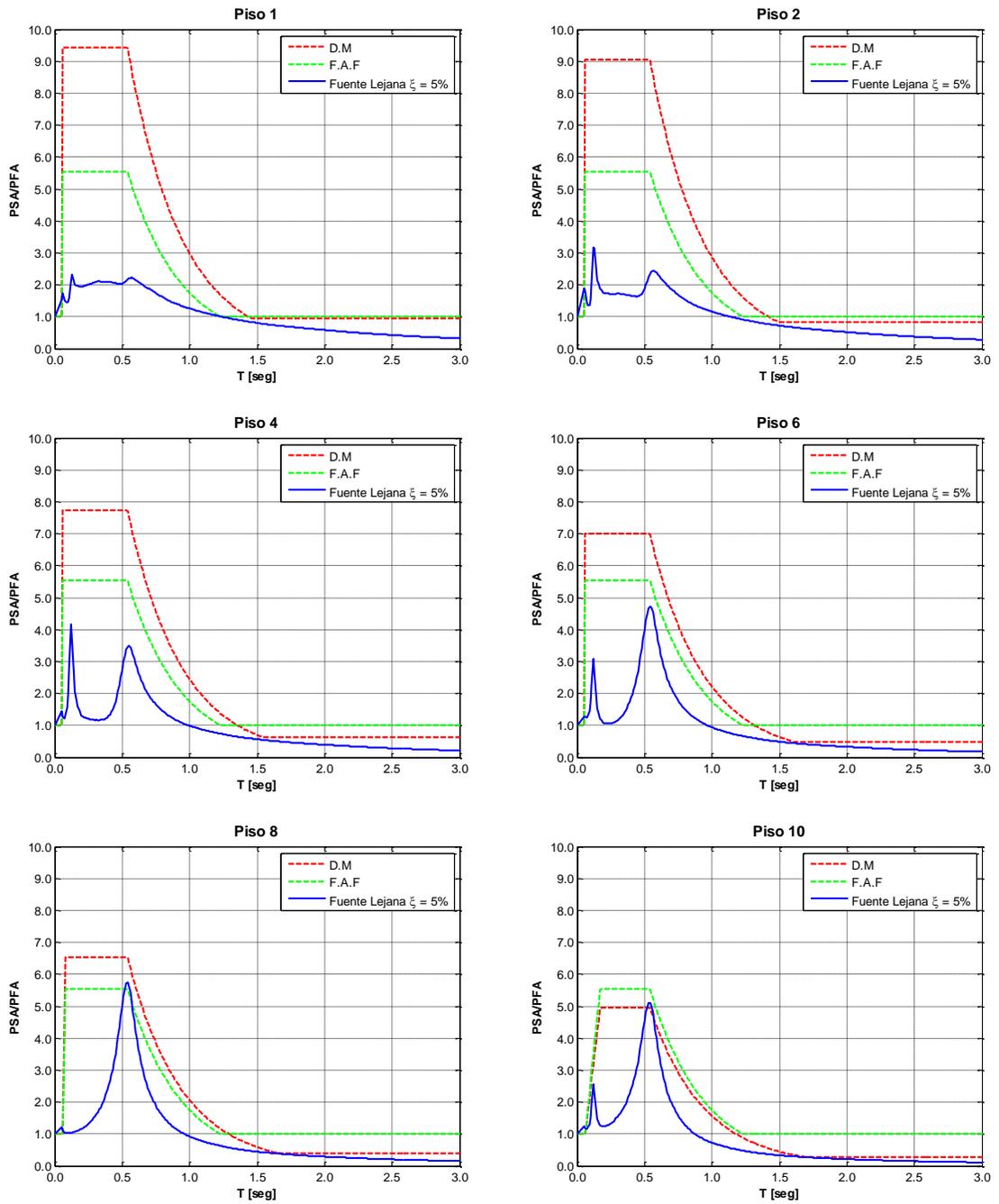


Figura 4-21. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10)

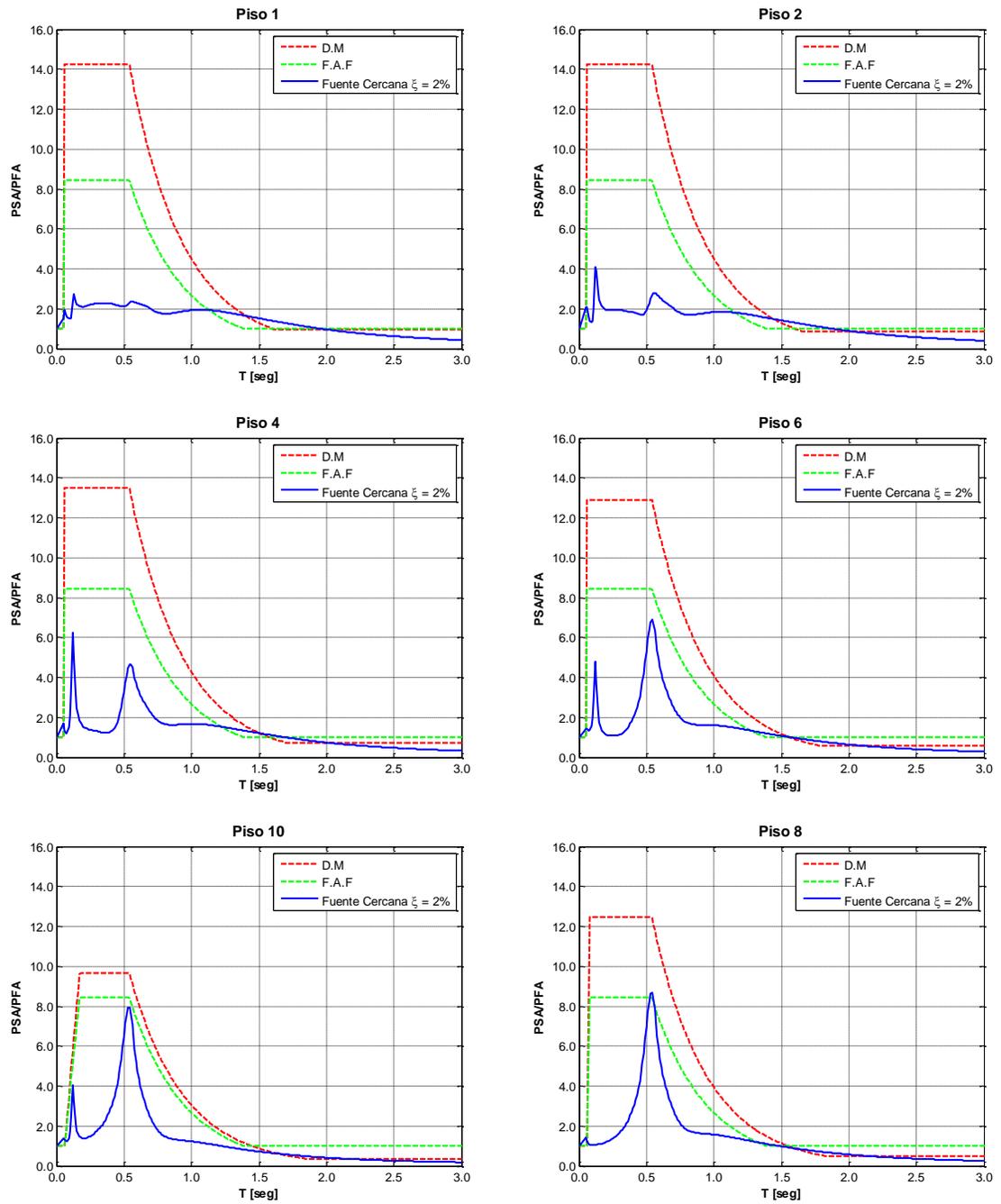


Figura 4-22. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10 pisos)

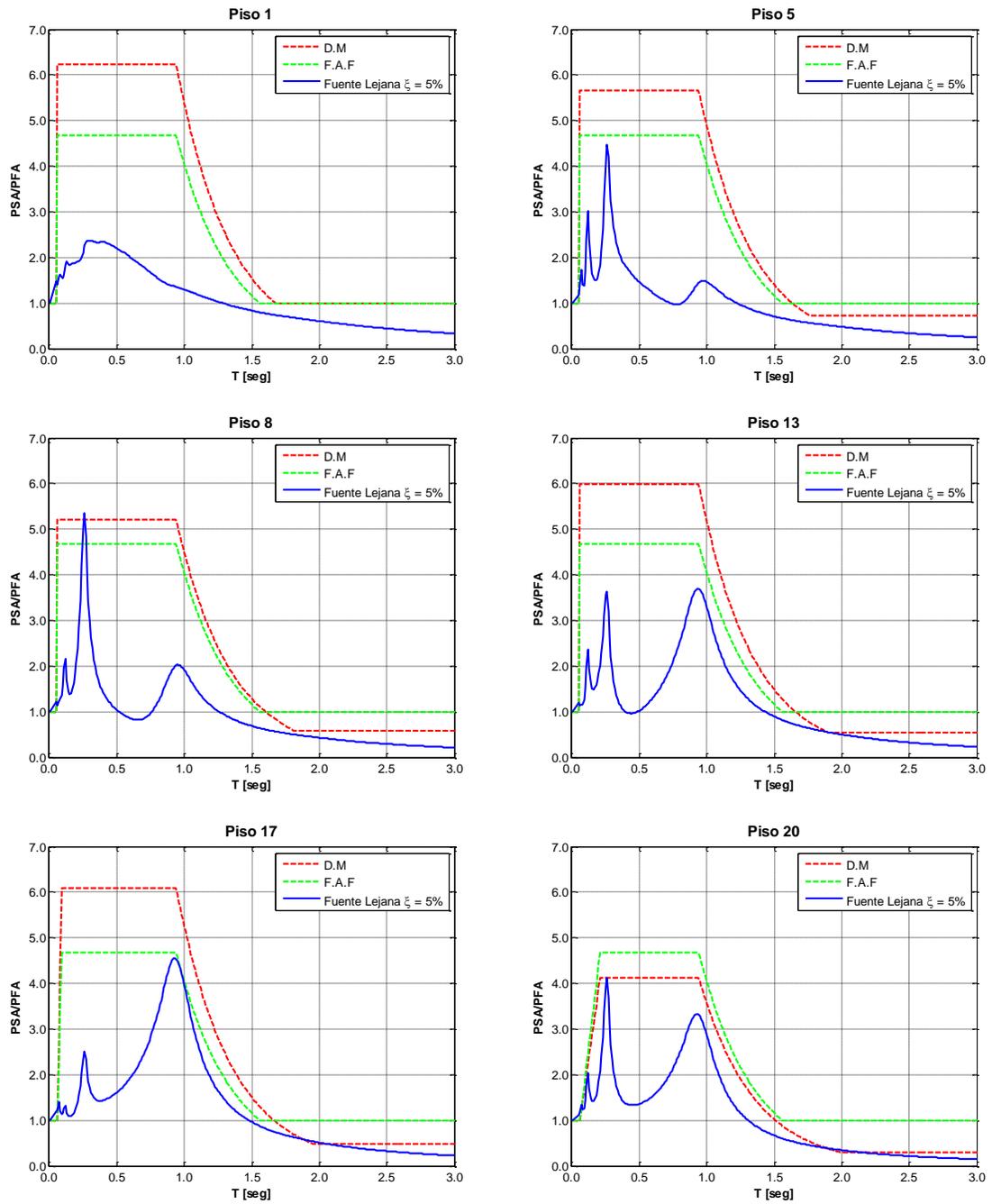


Figura 4-23. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 20 pisos)

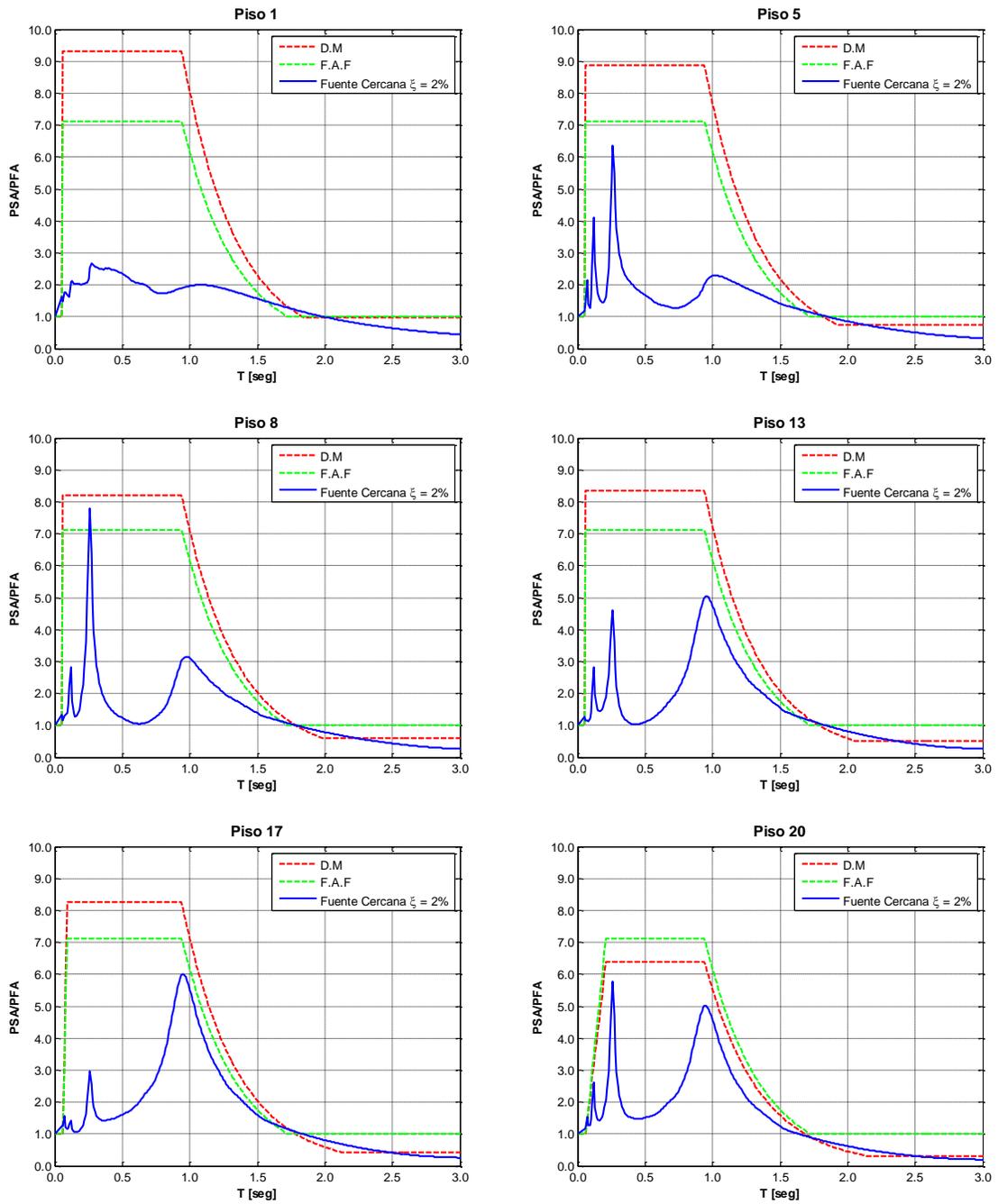


Figura 4-24. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 20 pisos)

4.6.- Espectro de diseño para elementos no estructurales propuesta por Technical Manual TM 5-809-10-1.

Una última propuesta analizada en este estudio para el cálculo de las solicitaciones sobre elementos no estructurales, corresponde a la realizada por los departamentos del Ejército, de la Armada y de la Fuerza Aérea de los Estados Unidos que corresponde al manual técnico *Seismic Design for Essential Buildings* (1986). Este procedimiento, entrega tanto las aceleraciones máximas de piso (PFA), como los espectros de piso, considerando siempre comportamiento lineal elástico. Lo valioso de este método es que incorpora las propiedades dinámicas de la estructura (formas y periodos de los modos naturales de vibración), propiedades dinámicas del elemento no estructural (periodo de vibración y un amortiguamiento del 2%) y el registro solicitante mismo (espectro de diseño, que en este caso se considera el espectro de los registros utilizados).

4.6.1.- Cálculo de la aceleración máxima de piso (PFA).

Como se mencionó anteriormente, este método incluye el cálculo directo de la aceleración máxima de piso, utilizando directamente el espectro de diseño (que en este caso se utilizará el espectro promedio de los registros utilizados para el estudio). Por esto, este PFA calculado por este método será utilizado en la comparación de los espectros entregados por las simulaciones.

La aceleración máxima de piso se calcula como:

$$(a_x)_{\max} = \sqrt{\sum a_{xm}^2} \quad (4.23)$$

Donde:

$(a_x)_{\max}$: PFA según Technical Manual.

a_{xm} : Aceleración modal del piso x en el modo m.

La aceleración modal de piso se calcula de la siguiente forma:

$$a_{xm} = PF_{xm} S_{am} \quad (4.24)$$

Con:

a_{xm} : Aceleración modal del piso x en modo m.

PF_{xm} : Factor de participación modal para el piso x en modo m.

S_{am} : Pseudo-aceleración del espectro de diseño (en nuestra caso el espectro promedio de los registros utilizados) para el modo m.

Por último, el factor de participación modal se calcula de la siguiente ecuación:

$$PF_{xm} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n \frac{w_i}{g} \phi_{im}}{\sum_{i=1}^n \frac{w_i}{g} \phi_{im}^2} \right) \phi_{im} \quad (4.25)$$

Con:

PF_{xm} : Factor de participación modal para el piso x en modo m.

$\frac{w_i}{g}$: Masa asignada al piso i.

ϕ_{im} : Amplitud del modo m en el piso i.

ϕ_{xm} : Amplitud del modo m en el piso x.

n : Número de pisos de la estructura.

4.6.2.- Espectro de piso según el Technical Manual.

El espectro de piso propuesto por el *Technical Manual* utiliza la aceleración máxima de piso calculada en el punto anterior como punto de partida para el espectro. Como se ha mencionado anteriormente, la aceleración máxima de piso corresponde al valor inicial del espectro ya que corresponde a la aceleración a la cual se vería sometido un elemento infinitamente rígido.

Entonces el procedimiento para el cálculo del espectro de piso es:

- 1) Para cada modo relevante de la estructura soportante T_m (en este caso, como solo tiene un costo computacional se incluyeron todos los modos), calcular la aceleración modal de piso (a_{xm}).
- 2) Establecer un sistema de coordenadas con la aceleración espectral de piso (S_{fa}) en las abscisas y el periodo del elemento no estructural (T_a) en las ordenadas.
- 3) Para cada periodo modal de la estructura soportante T_m , graficar T_a v/s S_{fa} de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \frac{T_a}{T_m} &= \frac{T_a}{T} \\ S_{fa} &= a_{xm} \cdot (M.F.) \end{aligned} \quad (4.26)$$

M.F. Corresponde al factor de magnificación que usa este método para representar el *peak* que se ha observado ocurre en los espectros en los periodos de los modos de la estructura. Este se puede ver en la figura 4-24. La amplificación que produce este corresponde a 7.5 veces la aceleración modal para el modo m en el piso x.

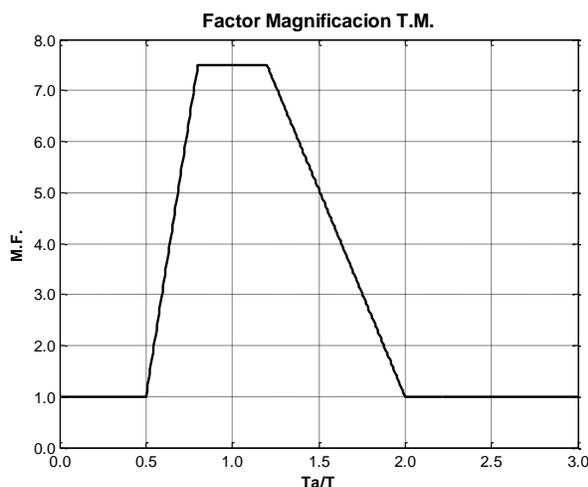


Figura 4-25. M.F. (factor de magnificación) propuesto por el Technical Manual.

- 4) Imponer como límite inferior la aceleración máxima de piso.
- 5) El espectro de piso corresponde a la envolvente de las gráficas anteriores.

En las Figuras 4-26 a 4-31 se puede observar que este método capta de mejor manera el espectro de piso que los estudiados anteriormente. Al incluir los modos de la estructura, permite que esta propuesta se acerque más a los resultados obtenidos por las simulaciones. Además, hay un rango mucho menor de periodos que presentan solicitaciones menores a las simulaciones.

Sin embargo, este método tiene ciertos problemas o puntos a mejorar. El primero de ellos es que en los pisos más bajos, la aceleración máxima de piso es menor a la observada en las simulaciones. Conclusión que ya se había obtenido en un estudio anterior realizado por López-García, Price, Torrejón, Vial, & Wichmann (2008). Otro aspecto importante es que para elementos no estructurales de periodos altos las solicitaciones son mayores a las vistas en el estudio (la cota superior de PFA provoca un sobredimensionamiento en las solicitaciones para estos elementos). El tercer aspecto importante es que este método solo permite utilizar un amortiguamiento del 2% para los elementos no estructurales, lo que limita notablemente este procedimiento.

Por las limitaciones y problemas del método vistos anteriormente, en el próximo capítulo se entrega una propuesta de modificaciones y correcciones a este método las cuales intentarán mejorar estos aspectos y así ajustarse a los resultados observados en las simulaciones.

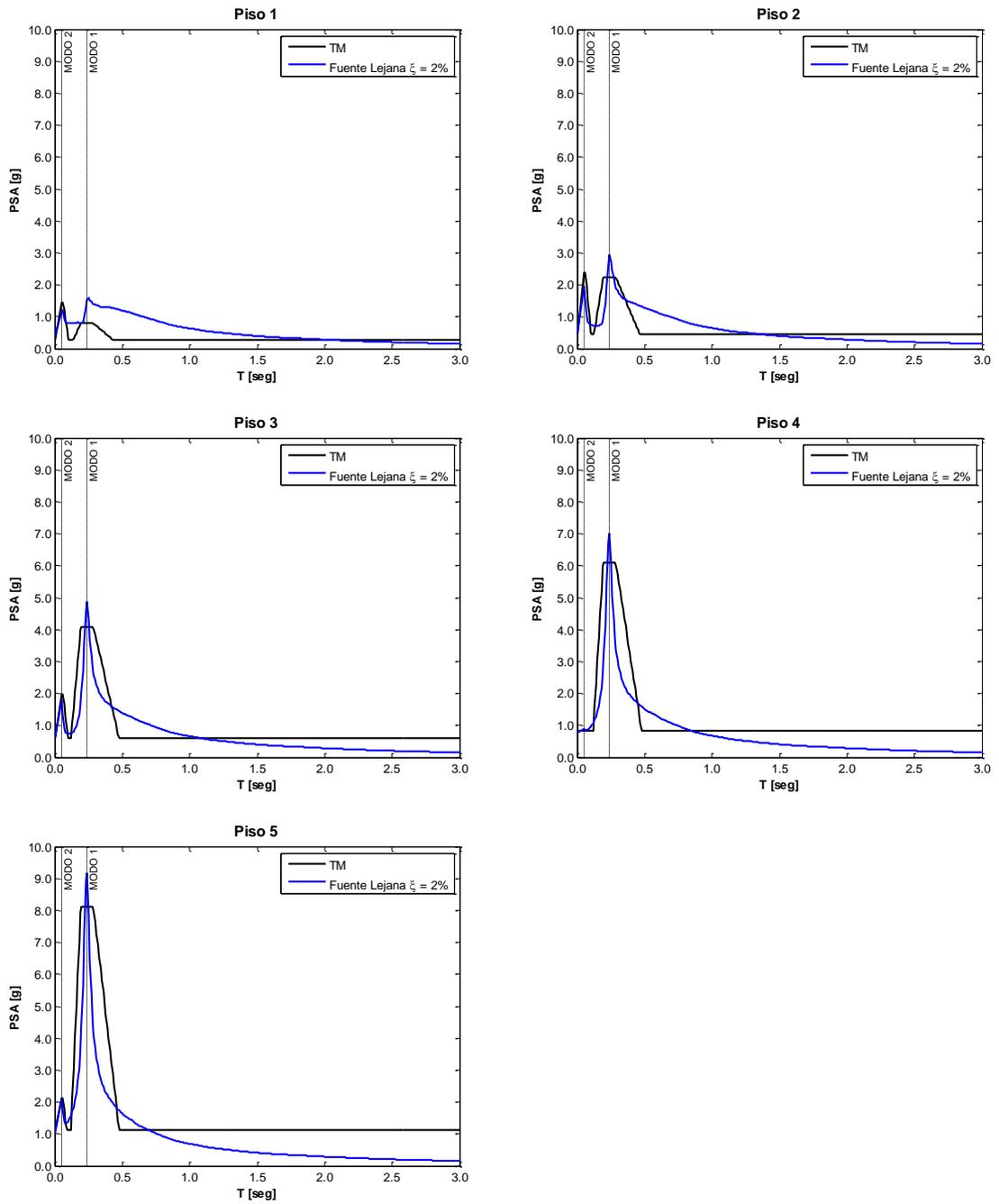


Figura 4-26. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio de 5 pisos con espesor de muro de 15 cm)

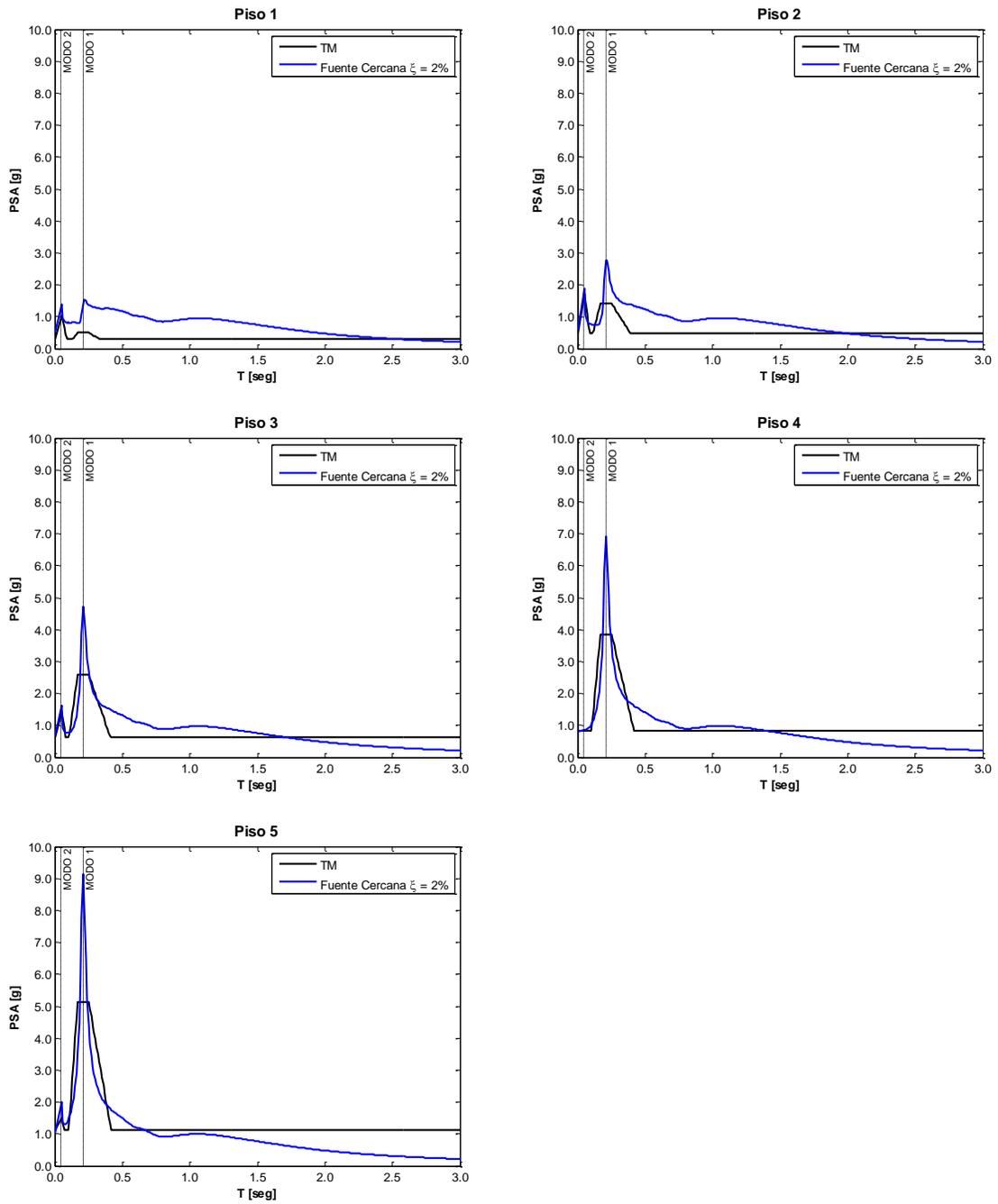


Figura 4-27. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 5 pisos con espesor de muro de 20 cm)

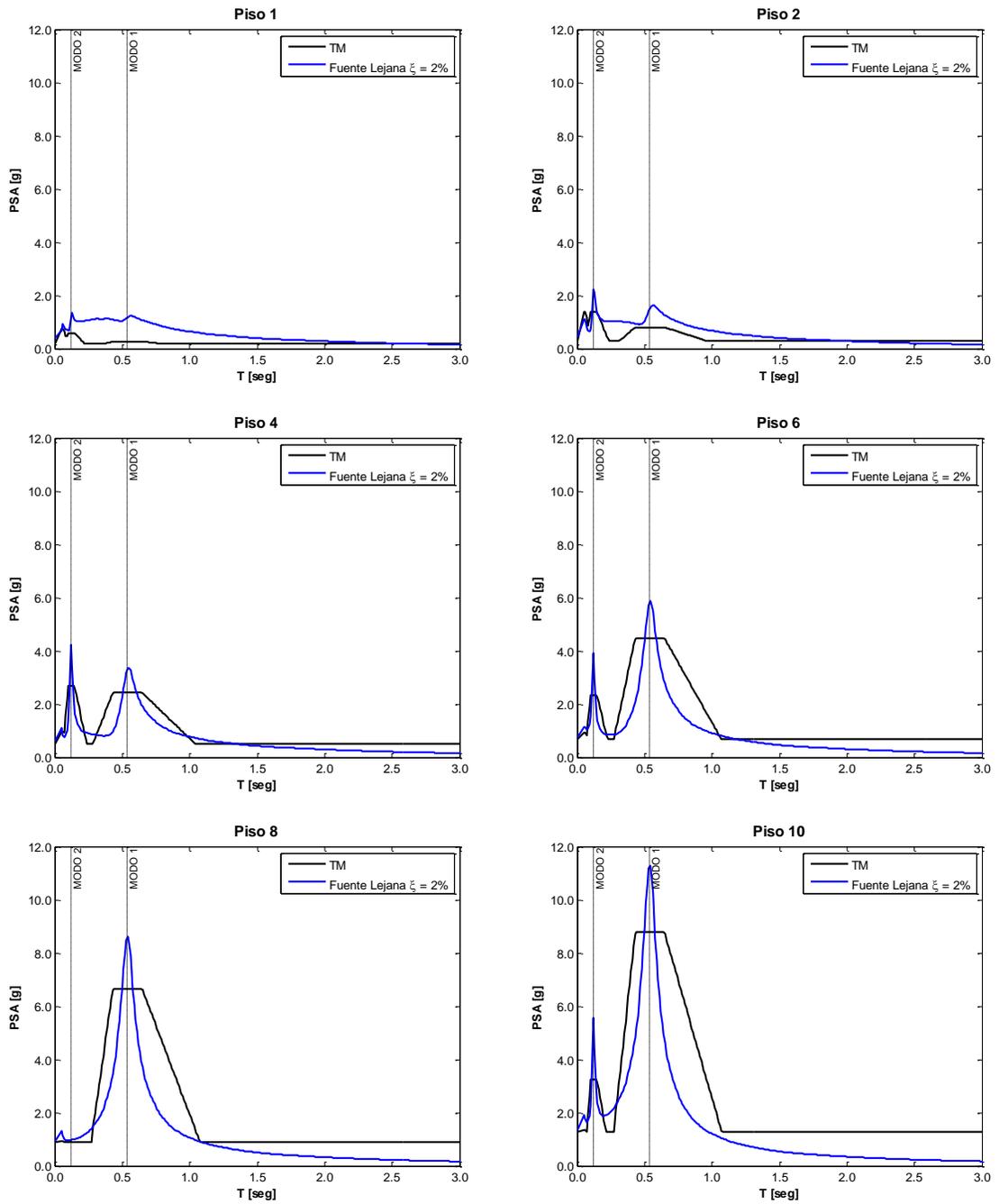


Figura 4-28. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10 pisos)

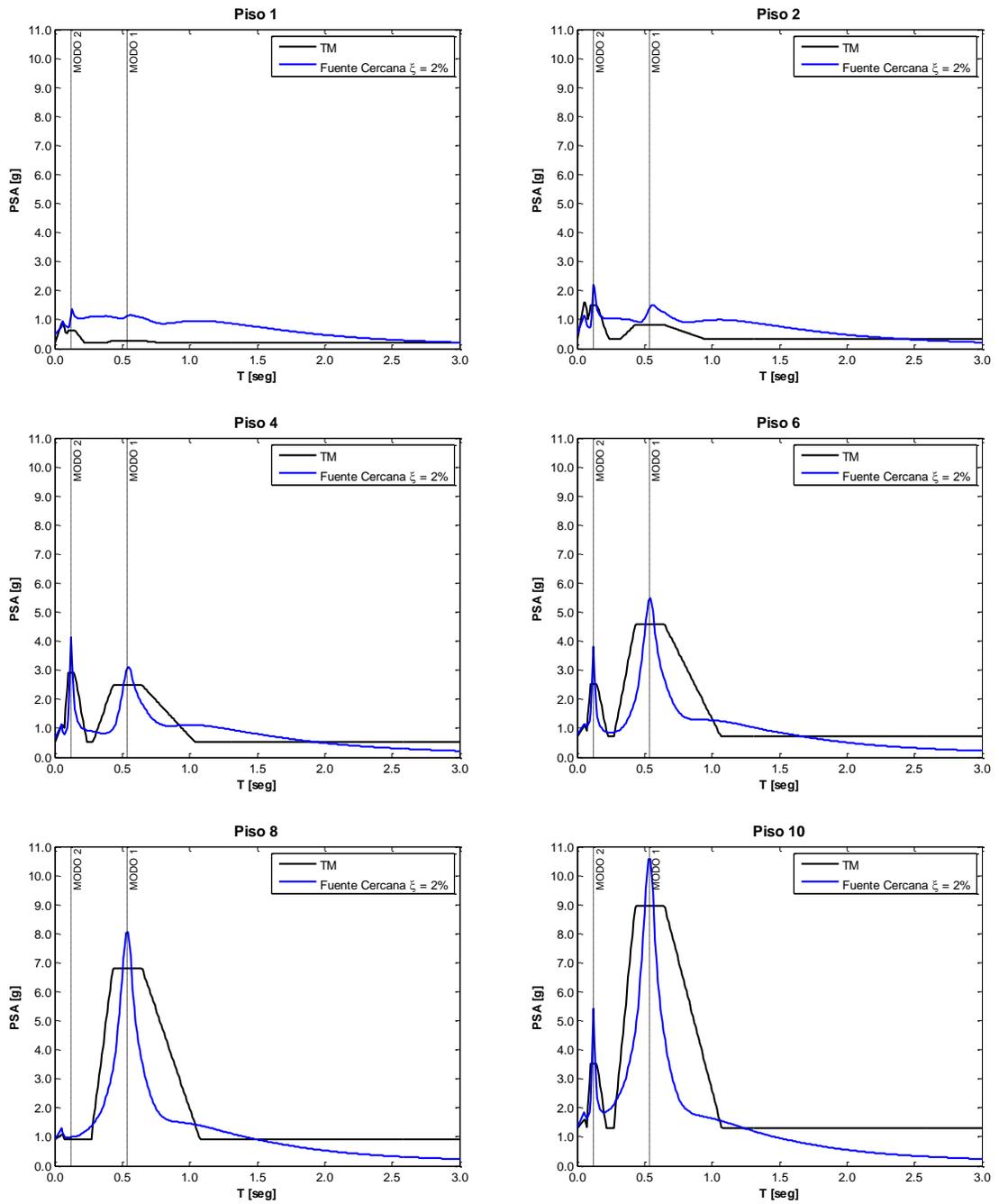


Figura 4-29. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10 pisos)

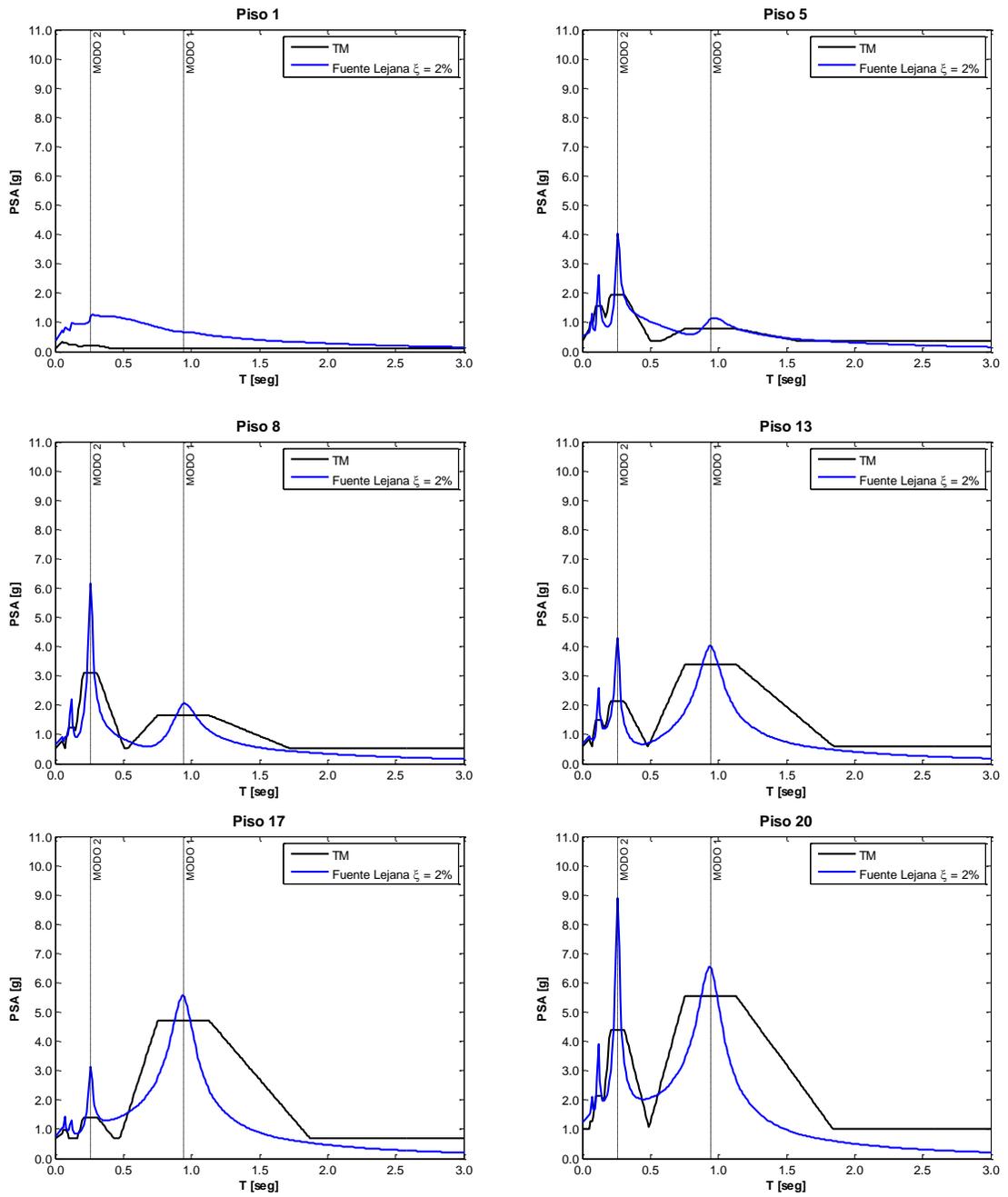


Figura 4-30. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 20 pisos)

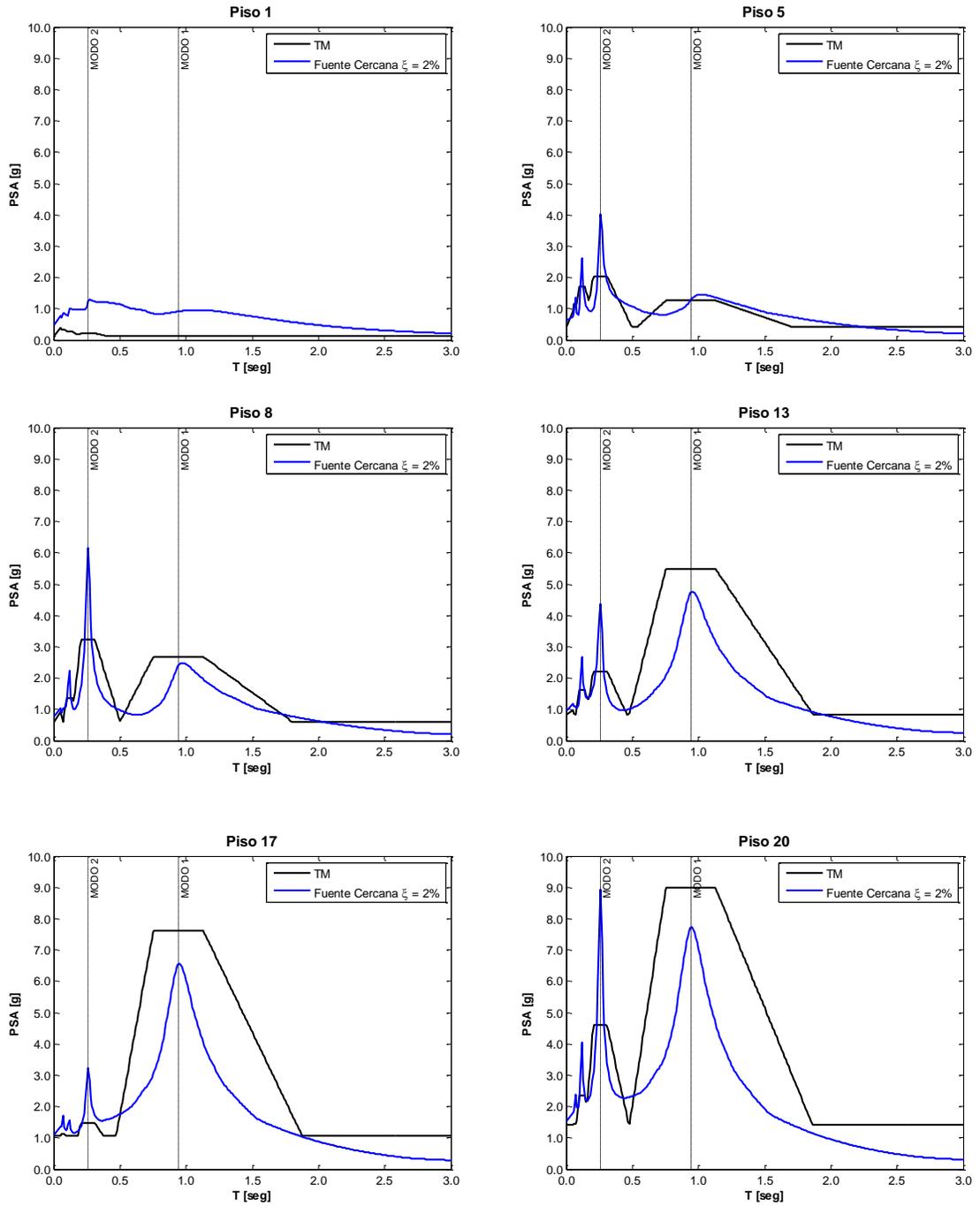


Figura 4-31. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 20 pisos)

5.- RECOMENDACIONES DE MEJORAMIENTO A MÉTODO PROPUESTO POR TECHNICAL MANUAL PARA EL CÁLCULO DE ESPECTROS DE PISO.

Como se mencionó en el capítulo anterior, las recomendaciones del Technical Manual entregan muy buenos resultados comparados con lo observado en los resultados de este estudio. Sin embargo, estas tienen ciertos problemas que pueden ser mejorados.

En este capítulo se revisan las modificaciones propuestas por López-García & Goldschmidt (2010) para ver si estas son aplicables a este tipo de estructuración. En primera instancia se entregará una modificación para mejorar la aceleración máxima de piso, la cual tiene valores menores que los observados en las simulaciones. Posteriormente se modificarán los límites superiores en inferiores. Por último, se entregará una modificación para usar este procedimiento en elementos no estructurales que posean amortiguamientos distintos al 2%.

5.1.- Modificación para la Aceleración máxima de piso.

Esta modificación es muy simple, y proviene de la observación realizada en estudios anteriores realizados por López-García, Price, Torrejón, Vial, & Wichmann (2008). En estos se observaban que el *Technical Manual* entrega PFA menores a los observados por las simulaciones. Esto provoca que el punto inicial del espectro propuesto se encuentre por debajo del observado empíricamente. Entonces la idea es amplificar todo el espectro de piso propuesto por el manual por un factor llamado η . Este valor es simplemente el cociente entre el valor de PFA obtenido por las simulaciones y el valor de PFA calculado con el procedimiento descrito en el *Technical Manual*.

$$\eta_i = \frac{PFA_i^{simulación}}{PFA_i^{T.M.}} \quad (5.1)$$

5.2.- Modificación para los límites superiores en inferiores.

Como se observó en los espectros expuestos en el capítulo anterior, donde se muestra la comparación de los resultados obtenidos con la propuesta del *Technical Manual*, los elementos no estructurales ubicados en los pisos inferiores de las estructuras soportantes entregan valores por debajo de lo observado empíricamente. Junto con esto, se observa que para todos los pisos, los elementos más flexibles presentan ordenadas espectrales menores a las predichas por el manual. A partir de estas observaciones nace la inquietud de corregir estos espectros para llevarlos a valores cercanos a los observados en las simulaciones. Como lo observó López-Gracia & Goldschmidt (2010) los espectros de suelo pueden entregar las cotas necesarias para corregir estas diferencias. Si se observan las graficas presentadas en la figura 5-1 donde se muestra los espectros de suelo sin normalizar comparados con los espectros de piso lineal-elásticos (también sin normalizar) se puede ver que este (espectro de suelo) se puede considerar una cota inferior para los espectros de suelo en los periodos bajos (menores al periodo fundamental de la estructura). Si por el contrario se comparan los espectros de suelo con los espectros de piso lineal-elástico ahora normalizados, se observa que este ahora corresponde a la cota superior de los espectros de piso extraídos de las simulaciones para los elementos no estructurales de periodos altos (mayores al periodo fundamental de la estructura). Con estas observaciones se propone entregar los espectros de suelo como los límites para los espectros propuestos por el Technical Manual.

A partir de esta observación realizada se plantea hacer una corrección adicional al entregado por el espectro de piso entregado por el *Technical Manual*. Esta consiste en considerar que para elementos no estructurales con periodos menores a 2 veces el periodo fundamental de la estructura el valor de la ordenada espectral no sea nunca menor al espectro del registro. Mientras que para estructuras con periodos mayores (que 2 veces el periodo fundamental de la estructura soportante), la ordenada espectral no sea nunca mayor al espectro del registro normalizado por PFA.

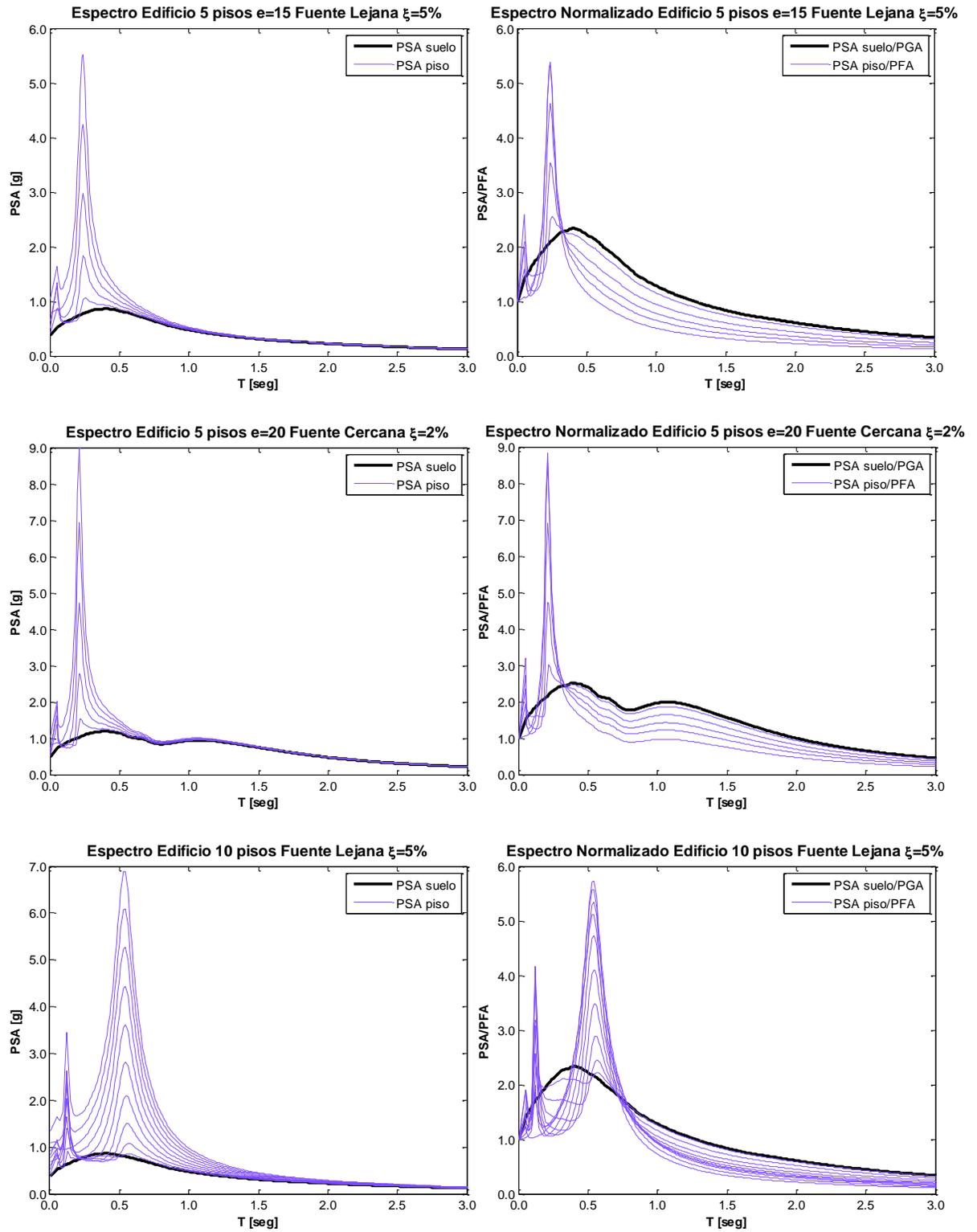


Figura 5-1. Espectro del suelo versus espectros de piso con y sin normalizar.

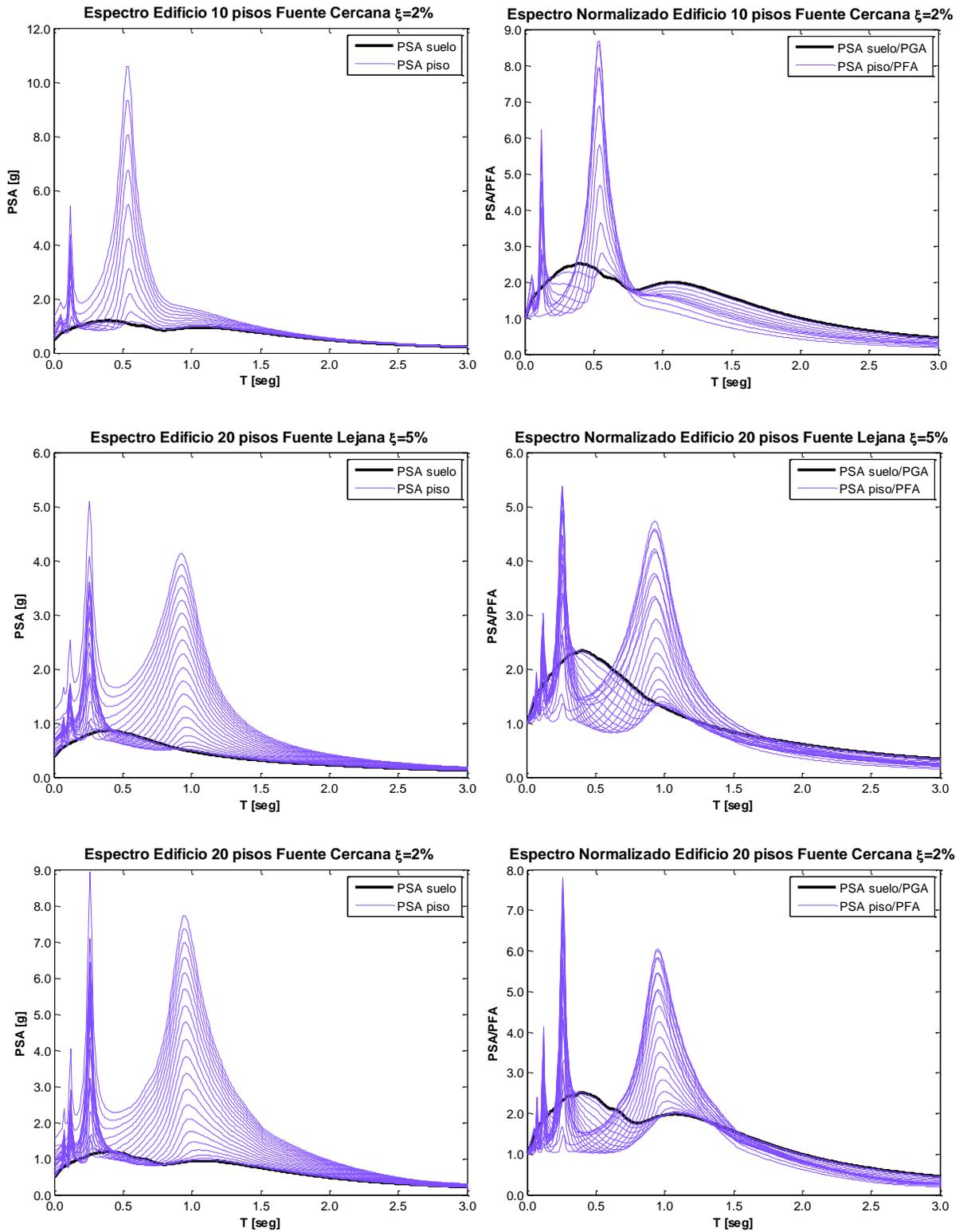


Figura 5-2. Espectro del suelo versus espectros de piso con y sin normalizar.

$$S_a(T_{E.N.E.}, \xi) = \begin{cases} S_a^{T.M.}(T_{E.N.E.}, \xi) \\ S_a^{Suelo}(T_{E.N.E.}, \xi) \end{cases}; T_{E.N.E.} \leq 2 \cdot T^* \quad (5.2)$$

$$S_a(T_{E.N.E.}, \xi) = \begin{cases} S_a^{T.M.}(T_{E.N.E.}, \xi) \\ \frac{S_a^{Suelo}}{PFA}(T_{E.N.E.}, \xi) \end{cases}; T_{E.N.E.} > 2 \cdot T^*$$

En las Figuras 5-3 a la 5-8 se muestran las gráficas comparativas entre los resultados obtenidos de las simulaciones y los espectros de piso obtenidos con el manual, incorporando las modificaciones mencionadas en los puntos anteriores.

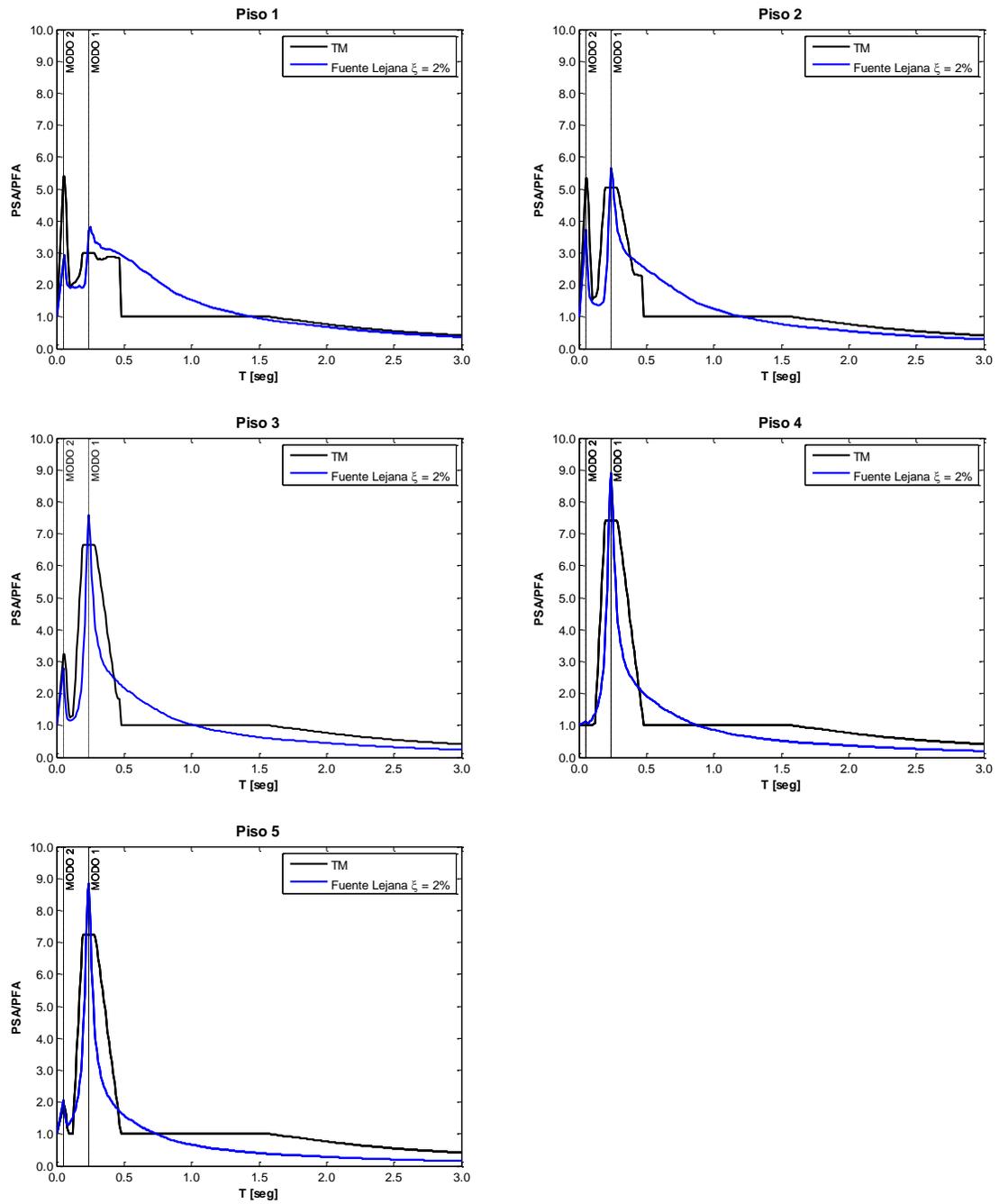


Figura 5-3. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 5 pisos con espesor de muro de 15 cm)

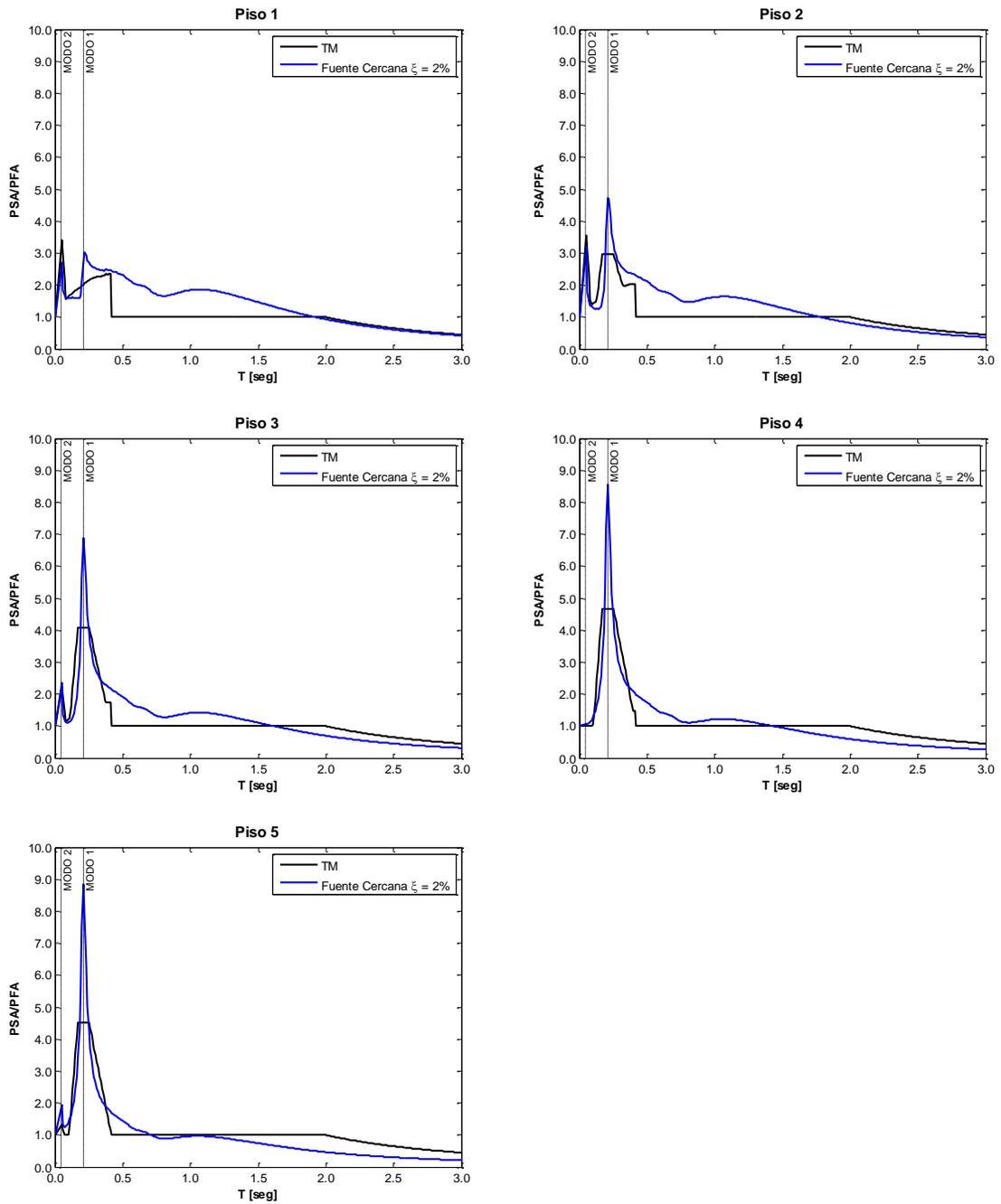


Figura 5-4. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 5 pisos con espesor de muro de 20 cm)

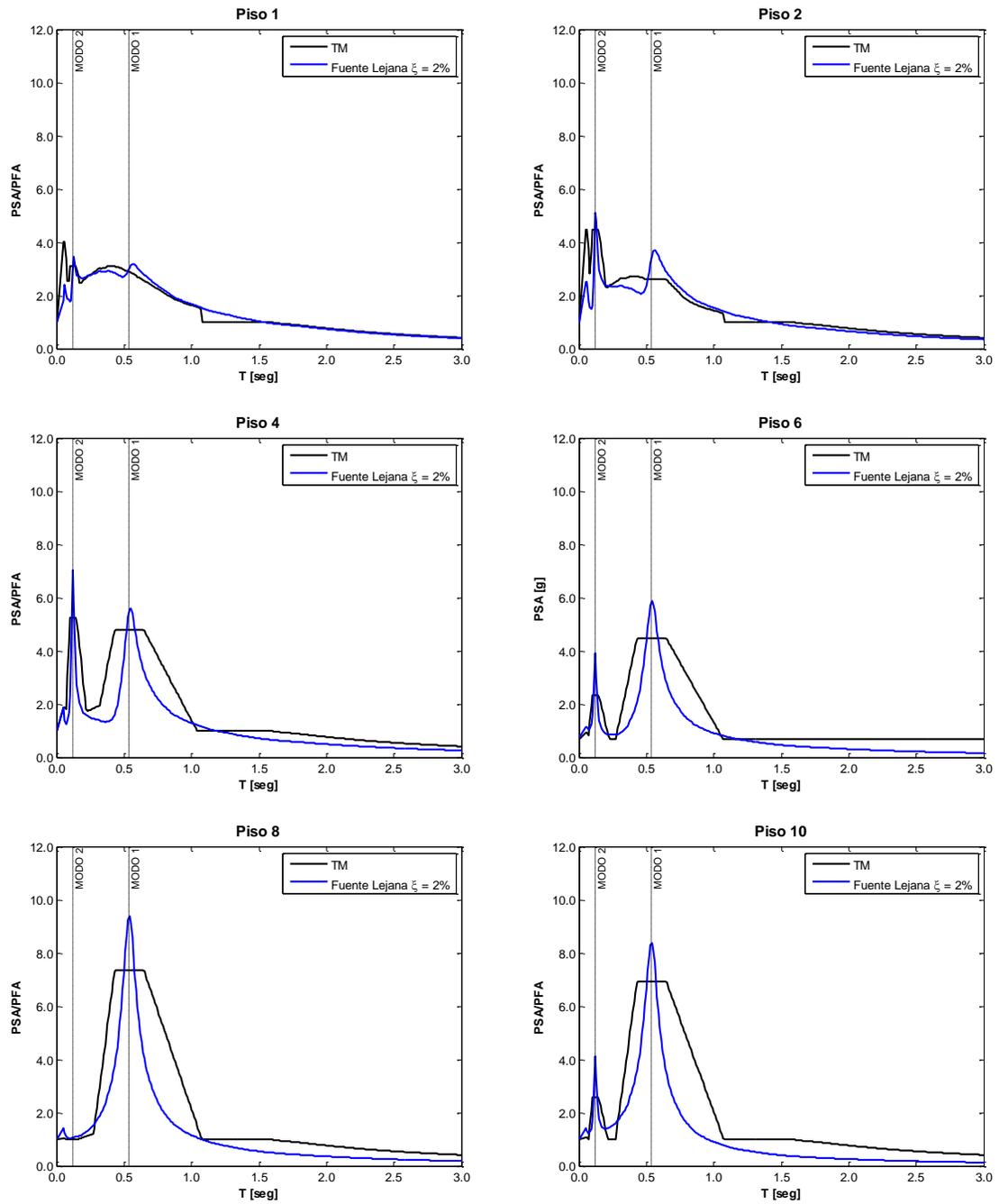


Figura 5-5. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10 pisos)

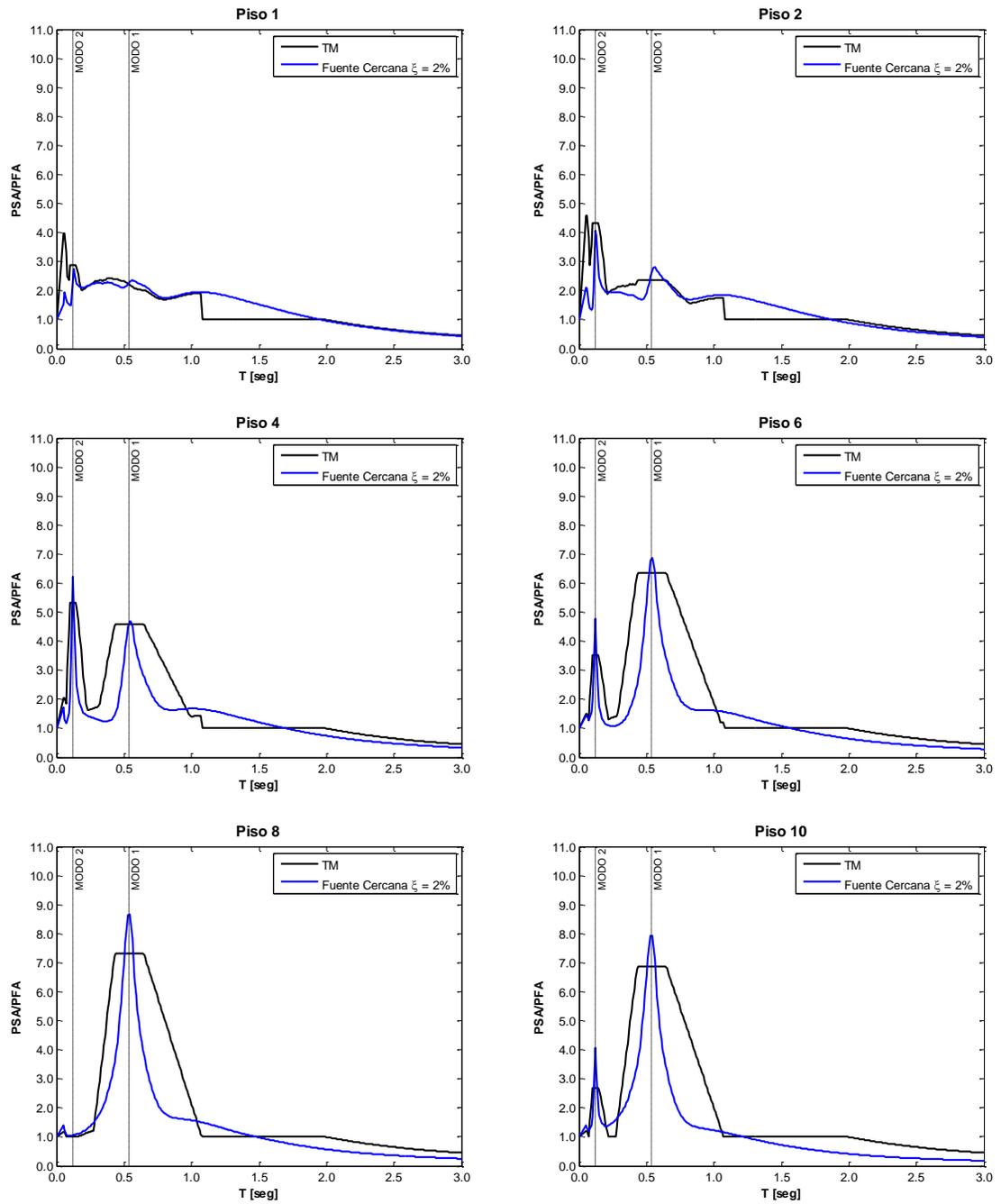


Figura 5-6. Espectros de piso (respuesta elástica, para edificio 10 pisos)

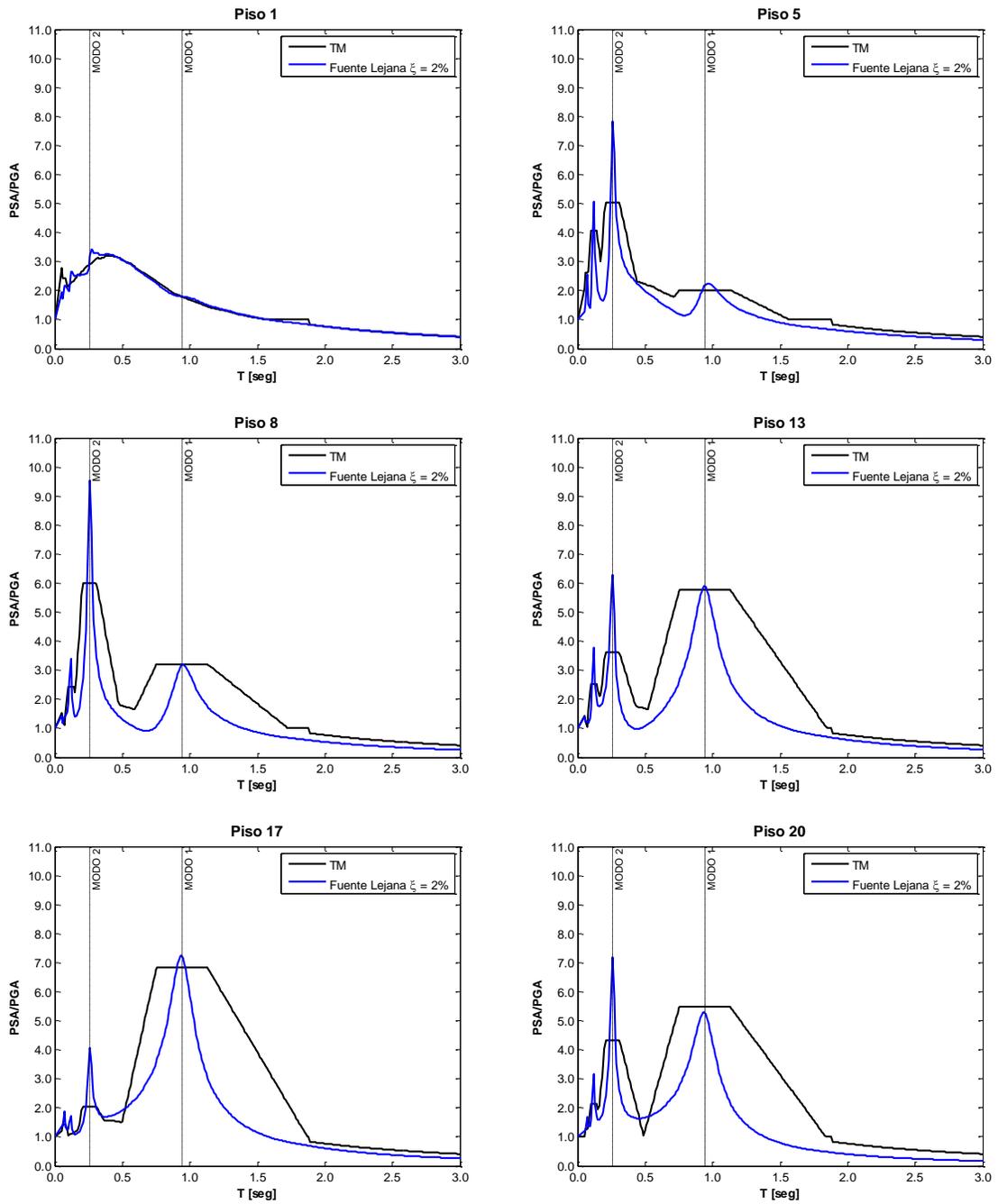


Figura 5-7. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 20 pisos)

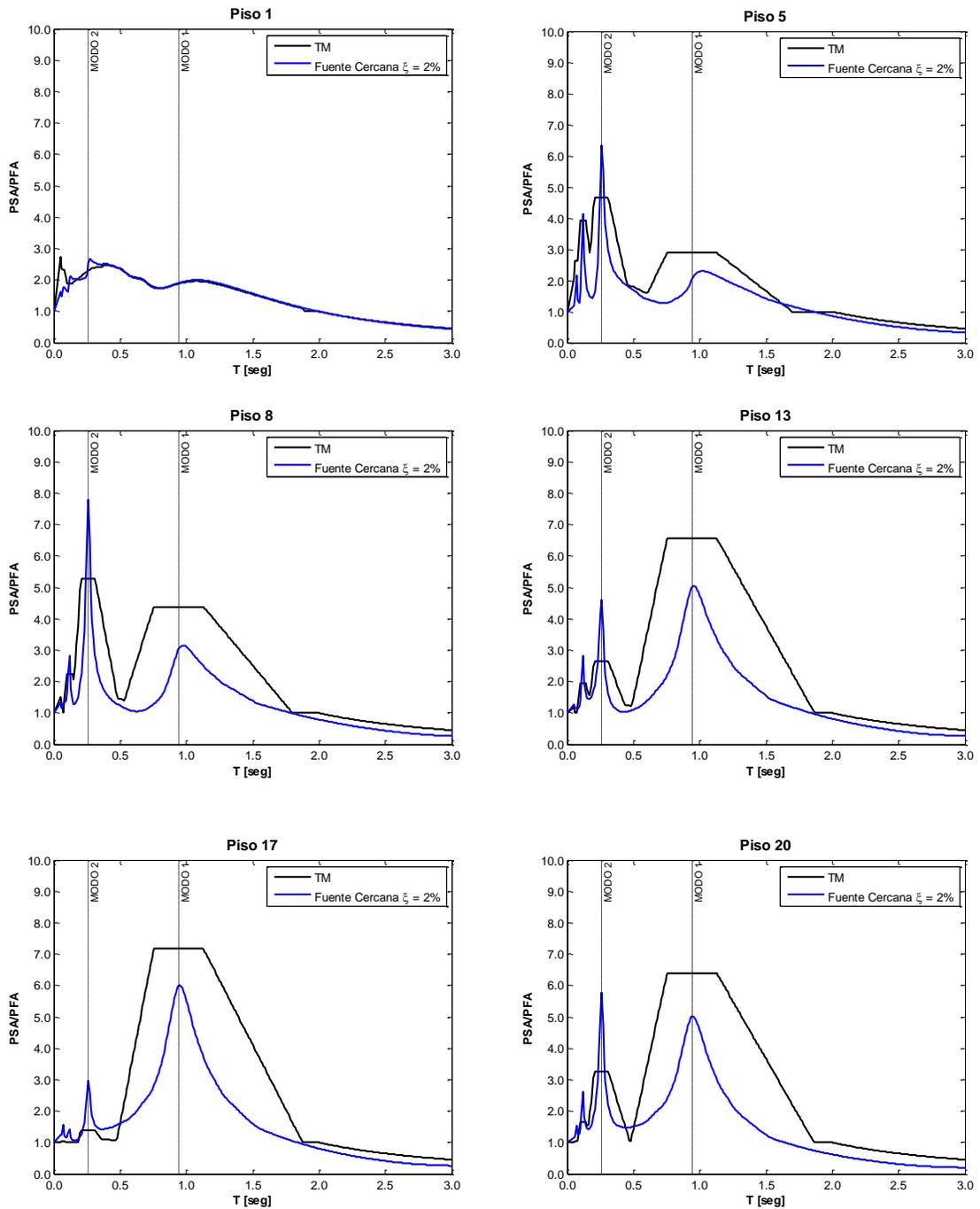


Figura 5-8. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 20 pisos)

Las Figuras 5-3 a 5-8 muestran que las modificaciones realizadas entregan resultados bastante más cercanos a los observados en las simulaciones. Para periodos menores a 2

veces el periodo fundamental de la estructura resistente se logra un buen resultado. Sin embargo, en estructuras bajas (5 pisos) esta corrección no alcanza a tomar todos los periodos que debían modificarse, ya que esta modificación debiera mantenerse para periodos aun mayores a 2 veces el periodo fundamental de la estructura (para la estructuras de 5 pisos, y en una muy menor medida en la estructura de 10 pisos). Además, para estructuras altas (20 pisos), esta corrección no alcanza a tomar los valles que se producen entre los *peaks* que ocurren para elementos no estructurales con periodos cercanos a los periodos naturales de la estructura soportante.

La corrección para elementos no estructurales flexibles (periodos altos en el espectro de Pseudo-aceleración) funciona muy bien en todos los casos. Con esta se logra acercar la propuesta para el cálculo de las solicitaciones de diseño de elementos no estructurales a los resultados empíricos obtenidos en este estudio. Con esto se lograría diseños más económicos ya que se evitaría usar fuerzas de diseño excesivamente altas (como las que entregaba el *Technical Manual* en su versión sin modificar para ese tramo de periodos).

Para el caso de sismos impulsivos, el periodo del pulso es una característica muy importante y estas modificaciones no logran captar esta. Por ejemplo, para estructuras de 5 pisos, el periodo fundamental de las estructuras, es muy bajo por lo que el tramo de 2 veces el periodo fundamental de la estructura soportante no logra captar el pulso de este registro. Por el contrario, para la estructura de 20 pisos, el periodo fundamental prácticamente coincide con el pulso, lo que hace que la influencia de este sea prácticamente captada en su totalidad por la modificación propuesta. Es decir, la recomendación de modificaciones debiera de alguna forma incluir este parámetro. Queda abierta la posibilidad para que en posibles estudios futuros se incorpore una modificación adicional para esta observación.

5.3.- Modificación para incluir otros amortiguamientos en *Technical Manual*.

Como se mencionó anteriormente, una de las limitaciones que posee el método propuesto por el *Technical Manual* para el cálculo de las solicitaciones para elementos no estructurales es que este está calibrado para un amortiguamiento del 2% en el elemento no estructural. En este apartado se entrega una modificación al método propuesto que permite calcular la solicitación para cualquier amortiguamiento a partir de la calculada para el 2% propuesto por el manual.

Esta modificación fue propuesta por López-García & Goldschmidt (2010). Consiste en considerar que la excitación sísmica $\ddot{u}_g(t)$ corresponde a un ruido blanco estacionario de intensidad S_0 , en donde la respuesta cuadrática media σ_D de la respuesta de desplazamiento $u(t)$ viene dada por (Clough y Penzien 2003):

$$\sigma_D = \sqrt{\frac{\pi \cdot S_0}{2 \cdot \omega^2 \cdot \xi}} \quad (5.3)$$

Con:

σ_D : Respuesta cuadrática media para un vibrador de 1 G.D.L

S_0 : Intensidad del ruido blanco.

ω : Frecuencia del vibrador de 1 G.D.L.

ξ : Razón de amortiguamiento del vibrador de 1 G.D.L.

Si se considera que la duración de la excitación es finita, el desplazamiento máximo promedio $\bar{U}_{máx}$ es proporcional a la respuesta cuadrática media σ_D (Clough y Penzien 2003).

$$\bar{U}_{m\acute{a}x}(\xi_i) = k_i \sqrt{\frac{\pi \cdot S_0}{2 \cdot \omega^2 \cdot \xi_i}} \quad (5.4)$$

Donde k_i es una constante de proporcionalidad. Ahora bien, si se consideran dos vibradores con el mismo periodo fundamental, pero con distinta razón de amortiguamiento, se tiene que:

$$\bar{U}_{m\acute{a}x}(\xi_1) = k_1 \sqrt{\frac{\pi \cdot S_0}{2 \cdot \omega^2 \cdot \xi_1}} \quad (5.5)$$

$$\bar{U}_{m\acute{a}x}(\xi_2) = k_2 \sqrt{\frac{\pi \cdot S_0}{2 \cdot \omega^2 \cdot \xi_2}} \quad (5.6)$$

Si ahora consideramos la razón entre ellos (que fue lo que se realizó en las graficas del capítulo 3 donde se comparó la influencia del amortiguamiento en el espectro de piso):

$$\frac{\bar{U}_{m\acute{a}x}(\xi_1)}{\bar{U}_{m\acute{a}x}(\xi_2)} = \frac{k_1}{k_2} \sqrt{\frac{\xi_2}{\xi_1}} \quad (5.7)$$

Aunque las constantes de proporcionalidad son distintas entre sí, estas no varían notablemente para valores distintos de la razón de amortiguamiento. Debido a esto se puede considerar que:

$$\frac{\bar{U}_{m\acute{a}x}(\xi_1)}{\bar{U}_{m\acute{a}x}(\xi_2)} = \sqrt{\frac{\xi_2}{\xi_1}} \quad (5.8)$$

Sabiendo además que la respuesta de Pseudo-aceleración es proporcional al Pseudo-desplazamiento a través del cuadrado de la frecuencia ($S_a = \omega^2 S_d$), y que ambos vibradores poseen el mismo periodo fundamental, se puede afirmar que esta proporcionalidad es también aplicable a la respuesta de Pseudo-aceleración.

Con esta proporcionalidad propuesta podemos aplicarla directamente sobre el factor de magnificación propuesta por el manual. De esta forma, si por ejemplo deseamos obtener las solicitaciones sobre elementos no estructurales con una razón de amortiguamiento del 5% se tiene que:

$$M.F.(\xi = 0.05) = 7.5 \sqrt{\frac{0.02}{0.05}} = 4.74 \quad (5.9)$$

De lo visto en el capítulo 3, se observó que la razón entre los espectros de 2% y 5% se obtuvieron valores cercanos a 1.5. Estos valores observados experimentalmente son muy cercanos a la razón entre la raíz de los amortiguamientos que se está proponiendo para modificar el manual para distintos valores de ξ $\left(\sqrt{\frac{0.05}{0.02}} = 1.58 \right)$.

Las Figuras 5-9 a la 5-14 presentan las gráficas que muestran las propuestas del manual para razones de amortiguamiento del 5%, incluyendo todas las modificaciones propuestas en los puntos anteriores. De estas se puede observar que la propuesta de modificar el factor de magnificación propuesto por el manual multiplicándolo por la raíz de su cociente entrega buenos resultados (obviamente utilizando las modificaciones propuestas en los puntos 5.2.- y 5.1.-).

Al igual que en las gráficas presentadas para amortiguamiento del 2%, se mantiene que la corrección para periodos bajos es buena, pero no suficiente ya que se debiera extender más allá de 2 veces el periodo fundamental de la estructura soportante (al menos para estructuras de 5 y 10 pisos). También se observa que para registros de carácter impulsivos, esta corrección no alcanza a incorporar esta característica, debido a que el periodo del pulso es mucho mayor que el periodo fundamental de la estructura soportante. Es decir, el periodo del pulso debiera ser una variable a considerar. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, esta posible modificación queda abierta para estudios posteriores y no se encuentra incluida en los alcances de este estudio.

Por último, se debe mencionar que a pesar de que las modificaciones no representan a la perfección lo observado empíricamente, estas entregan resultados aceptables con valores en rangos de magnitud muy cercanos a los esperados y entregan una metodología muy sencilla y ajustada para el cálculo de las solicitaciones de elementos no estructurales ubicados en un piso dado de una estructura soportante estructurada en base a muros de hormigón armado sometidos a un evento sísmico.

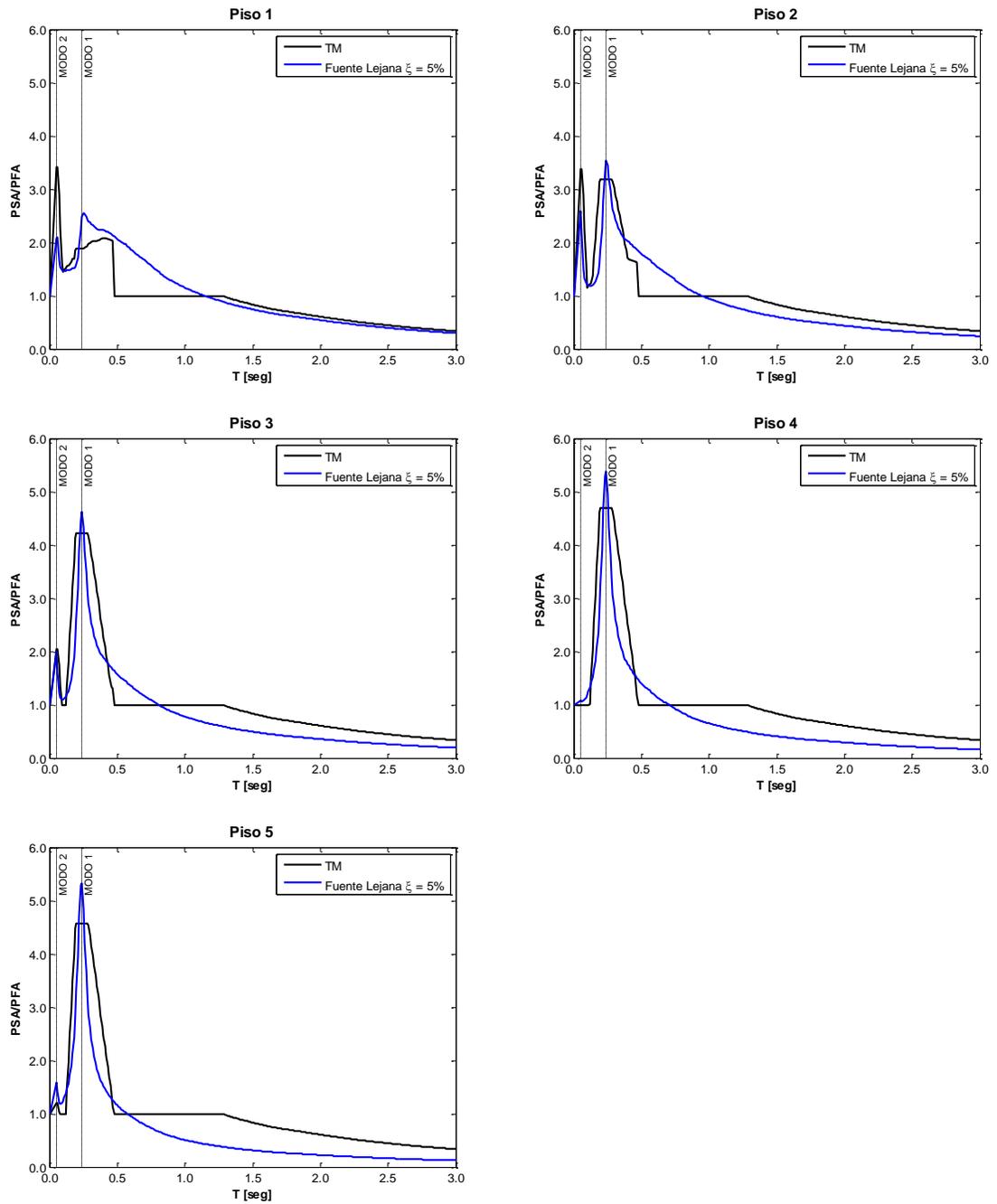


Figura 5-9. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 5 pisos con espesor de muro de 15 cm)

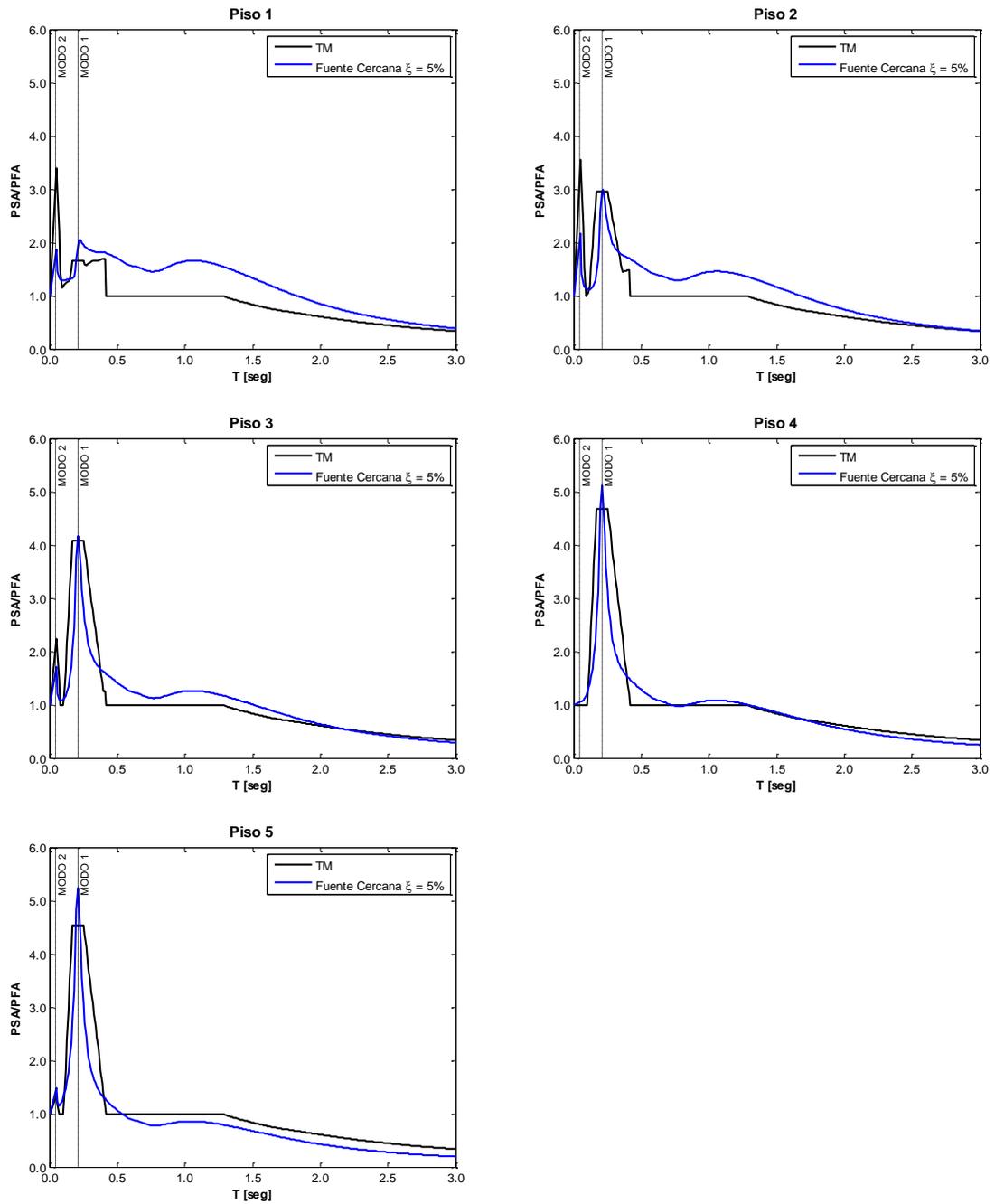


Figura 5-10. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 5 pisos con espesor de muro de 20 cm)

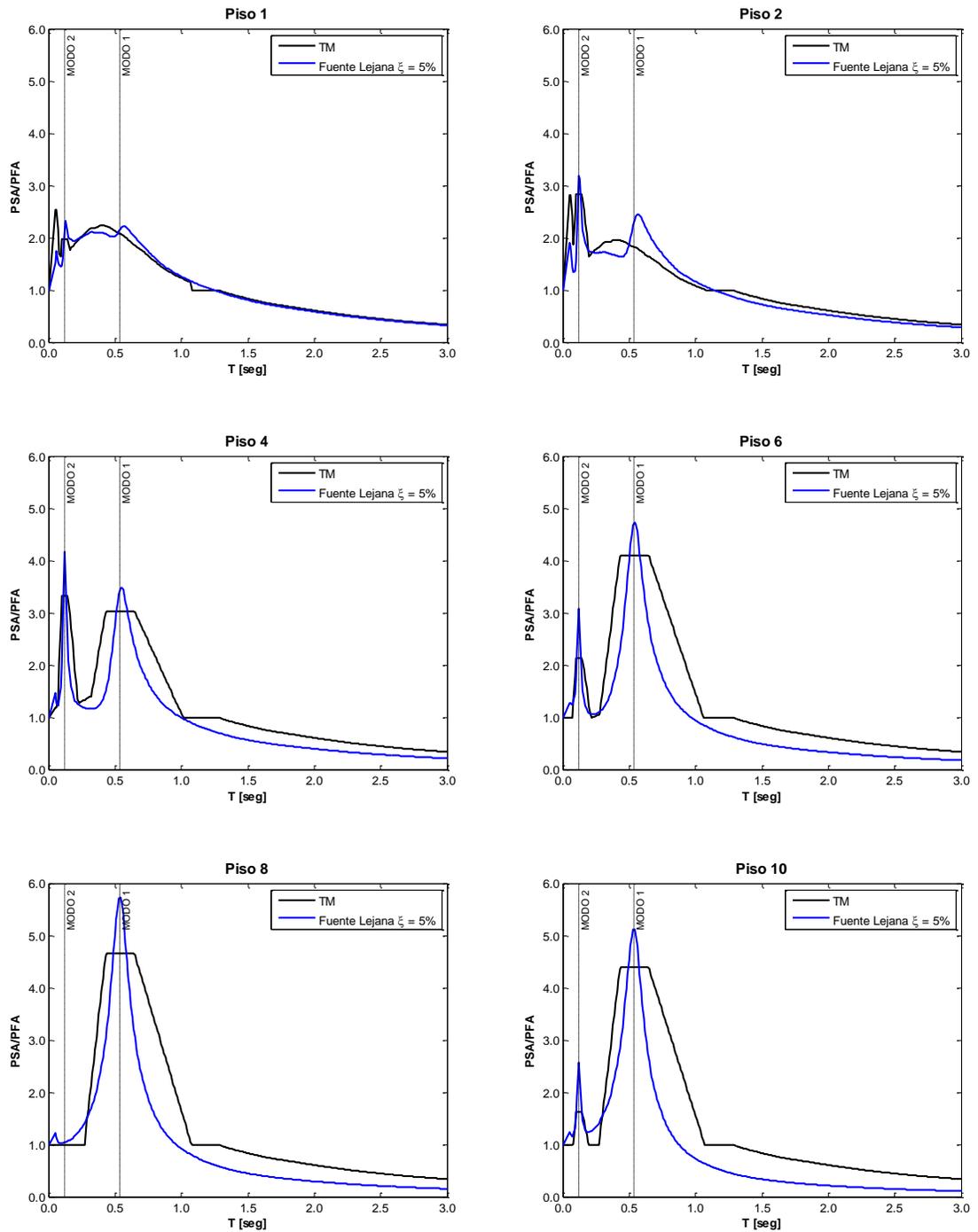


Figura 5-11. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10 pisos)

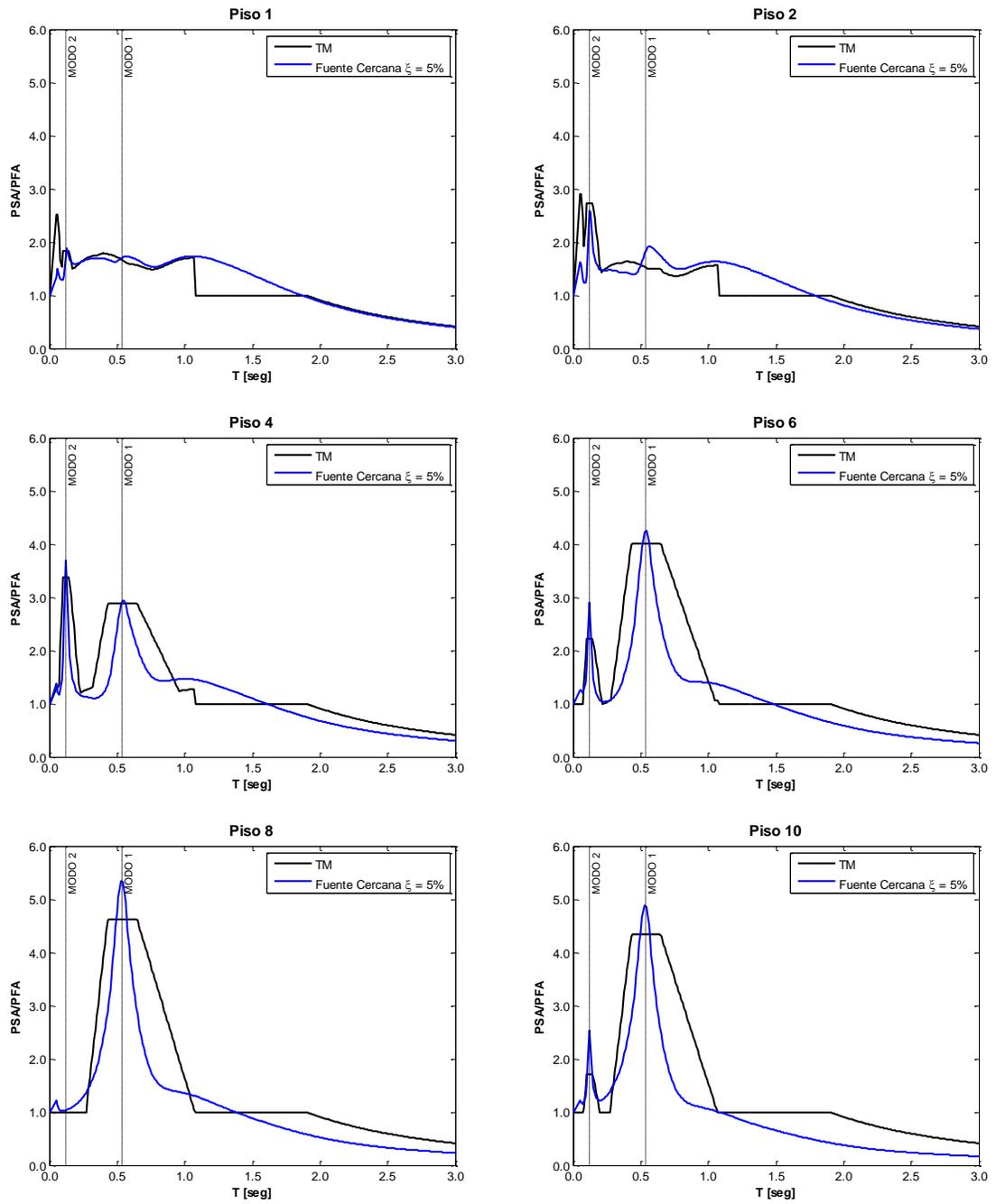


Figura 5-12. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 10 pisos)

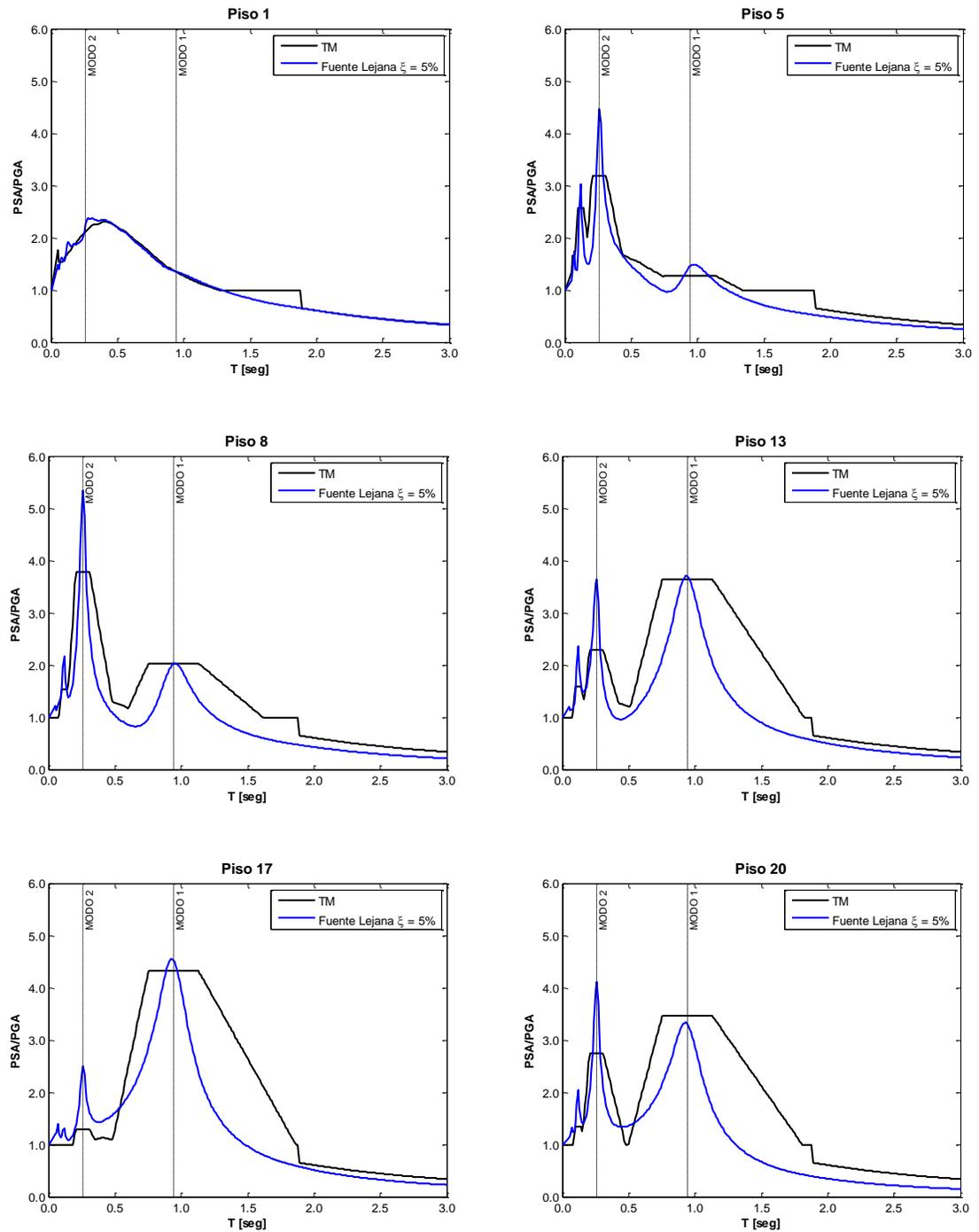


Figura 5-13. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 20 pisos)

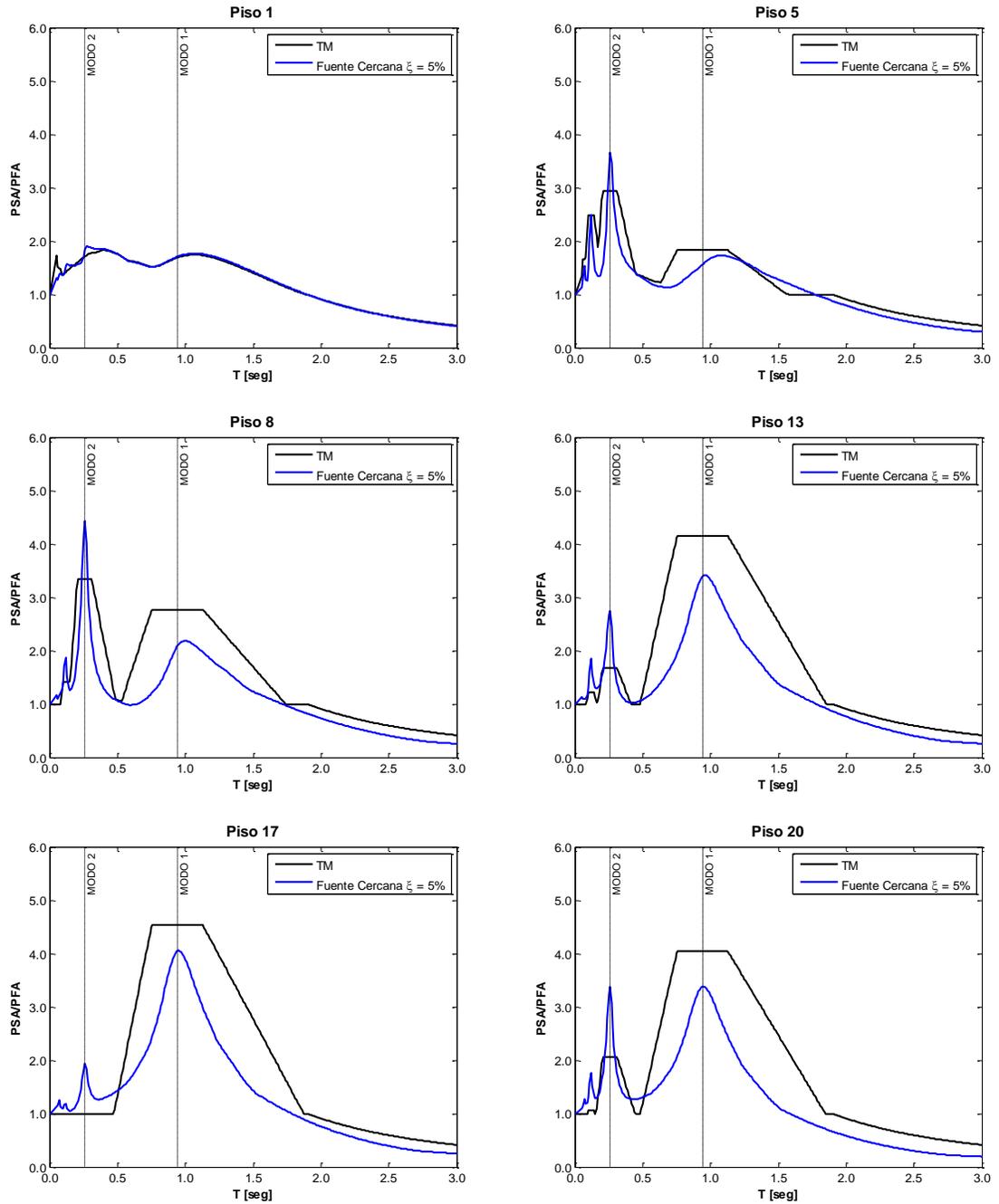


Figura 5-14. Espectros de piso (respuesta elástica, edificio 20 pisos)

6.- CONCLUSIONES

En los análisis realizados por este estudio para la estructura de 5 pisos con espesor de muro de 20 cm se observó en las curvas donde se presentan los PFA de esta estructura que la curva correspondiente a $R=2$ se encontraba muy cercana a la curva elástica. Esto se debe a que la plastificación de los muros del primer piso no se lograba para $R=2$. Al observar las curvas de fuerza-deformación para los muros de esta estructura para $R=2$ se advirtió que los muros del primer piso no lograban incurrir en rango no lineal para $R=2$. A partir de esto se decidió incorporar un modelo con espesores de muro de 15 cm. Los análisis de este último entregaron resultados prácticamente iguales que para la estructura de 5 pisos con espesores de muro de 20 cm (tanto en aceleraciones máximas de piso, como en los espectros de piso). Se decidió usar muros de 15 cm ya que es un espesor comúnmente usado en la práctica del diseño estructural de edificios de estas características. A partir de esto se puede inferir que el diseño de este tipo de estructuras, con estas características (edificios de muros de baja altura), este no se encuentra controlado por esfuerzos, sino más bien por condiciones de servicio (una muy importante es por ejemplo aislar el ruido entre distintos departamentos). Es por esto que, al estar sobredimensionados, la plastificación de los muros demora más que en estructuras más altas en las que los muros se encuentran dimensionados por las solicitaciones.

En el capítulo 3 se entregó las aceleraciones máximas de piso para las 4 tipos de estructuras analizadas. De los PFA elásticos se pudo observar que la forma que toma la curva de aceleraciones máximas de piso normalizadas por las aceleraciones máximas del suelo (PGA), se ve notoriamente influenciada por las formas modales de las estructuras. Las estructuras de 5 y 10 pisos tienen una forma muy parecida a las del primer modo. Mientras que la estructura de mayor altura se ve influenciada también por el segundo modo.

Para el análisis de PFA inelástico se consideró inelasticidades desde $R=2$ hasta $R=6$. De las gráficas se observó que a medida que la no linealidad aumenta, la sollicitación sobre el elemento no estructural infinitamente rígido disminuye, independiente de la

excitación sísmica y estructura analizada. Esto nos entrega una importante conclusión, y es que la importancia de la no linealidad para la disipación de energía de la estructura soportante se ve también reflejada en los elementos no estructurales ubicados en ella. Por otro lado se puede ver que este patrón de reducción de solicitaciones cuando la estructura soportante incurre en rangos no lineales no tiene un patrón común, ya que las estructuras bajas se observa que las curvas de PFA para $R = 1$ hasta $R = 3$ están muy cercanas entre sí, y cuando aumenta la no linealidad ($R = 4$ a $R = 6$) esto se invierte. Para las estructuras de 10 y 20 pisos ocurren lo contrario. Esto se debe a que en las estructuras de 5 pisos, los muros no se encuentran controlados por las demandas, no así para el otro tipo de estructuras analizadas, en las cuales todos los elementos se encuentran diseñados muy al límite de su resistencia requerida. Por ende, las solicitaciones hacen incurrir a los elementos de la estructura soportante en deformaciones inelásticas casi al mismo tiempo a vigas y a muros. Al mismo tiempo se puede ver que estas curvas de PFA inelásticas no se intersectan entre sí. Esto indica que a medida que aumentamos en la altura del edificio, la incursión de no linealidad provoca una reducción monotónica de las demandas los elementos no estructurales. Además, el patrón de PFA en la altura cualitativamente se mantiene. Asimismo, para valores bajos de z/H ($z/H=0<1$ para edificios de 5 pisos y $z/H<0.2$ para edificios de 10 y 20 pisos) la influencia de no linealidad de la estructura soportante sobre la aceleración máxima de piso es prácticamente nula, y prácticamente igual a la aceleración máxima del suelo. Esto nos indica, que de poder seleccionar la ubicación del elemento no estructural en la estructura soportante, es conveniente ubicarlo en los pisos inferiores de esta, ya que se verá menos solicitado, o al menos, la incertidumbre de esta será significativamente menor.

Junto con el análisis de la aceleración máxima de piso, se entregó un factor llamado C_a que corresponde al cociente entre PFA para un R dado (no lineal) y el PFA lineal. Este busca estimar las aceleraciones máximas de piso no lineales a partir de las lineales, a través de un factor. La norma NCh 433 propone calcular las solicitaciones para un grado de no linealidad a través de la división de la solicitación lineal por el grado de no linealidad deseado. Es decir, si queremos la solicitación para un grado de no linealidad de $R=2$, corresponde a la solicitación lineal dividida por 2. De las gráficas obtenidas de los

resultados empíricos se observa que esta recomendación no se cumple. Es decir, como se mencionó antes, existe una reducción importante, pero esta no cumple el patrón que propone la norma. El problema práctico es que el patrón del factor C_a no es único, y depende mucho del tipo de estructura y sus características. Debido a la complejidad de las curvas, no se ha podido entregar un valor simple de utilizar en la práctica profesional para C_a , y queda abierta la posibilidad para futuros estudios.

También se analizó la influencia del tipo de registro sobre la aceleración máxima de piso. De los resultados obtenidos se observó la gran influencia que tiene el tipo de registro utilizado sobre la respuesta de aceleración máxima de piso. Las gráficas mostraron que las excitaciones de fuente lejana producían demandas mayores sobre los elementos no estructurales infinitamente rígidos que las excitaciones de fuente cercana para las estructuras de 5 y 10 pisos. Para las estructuras de 20 pisos ocurre en general lo contrario. Esto se debe a que las excitaciones sísmicas corresponden al *input* de la estructura. Este, como tal, posee cierto contenido de frecuencias, al que la estructura actúa como filtro. Este filtro tiene afinidad con ciertos contenidos, que en la práctica se ven demostrados por los periodos naturales de vibración. Entonces, si la estructura tiene un periodo de vibración importante (que tenga una masa asociada importante) que coincida con una ordenada espectral de la excitación solicitante de gran intensidad, la respuesta va a ser de gran magnitud. Por el contrario, si un modo importante presenta una ordenada espectral pequeña, la respuesta va a ser poco significativa. Asimismo, se observó que la influencia de la excitación también depende de la no linealidad. En las estructuras de 5 pisos la diferencia entre ambas excitaciones, la diferencia es relativamente poco significativa. En cambio, para las estructuras de 10 y 20 pisos, a mayor no linealidad de las estructuras soportantes, la influencia del tipo de excitación sísmica disminuye (se observa que para $R=6$, las curvas de PFA para ambos conjuntos de excitaciones sísmicas son prácticamente iguales). En todos los casos se observó que para grados de no linealidad altos, las aceleraciones máximas de piso toman un patrón en el cual para pisos ubicados bajo $z/H=0.8$, las aceleraciones de piso son cercanas a PGA, mientras en los últimos pisos de las estructuras se produce un aumento de PFA. Además, la influencia del tipo de excitación sísmica sobre los PFA también depende de la ubicación en la altura de piso, ya que para

los pisos inferiores, la influencia es casi nula, mientras que para pisos más altos esta empieza a ser más significativa.

Los valores de PFA, como se mencionó anteriormente varían con el tipo de estructura, y la forma de variar depende de las propiedades dinámicas de la estructura. Cuantitativamente se puede decir que los edificios de 5 pisos presentaron menores valores de PFA, que los edificios de 10 y 20 pisos. Mientras que entre estos, los valores dependen significativamente del tipo de excitación sísmica. Para verificar como se encontraban estos valores obtenidos, se compararon con la propuesta entregada por el ASCE 7-05. Este plantea que la aceleración máxima de piso se obtenga como la variación lineal entre el PGA (a nivel de suelo), y 3 veces PGA, al nivel del último piso. De estas comparaciones se concluye, que los edificios de 5 pisos presentan aceleraciones de menor magnitud que las propuestas por esta recomendación (por lo que se podría decir que se encuentra por el lado de la seguridad). Para edificios de 10 y 20 pisos, las aceleraciones experimentadas por elementos no estructurales en el último piso sobrepasan las de la recomendación. Si por el contrario se usara la recomendación de la norma chilena NCh 2369 (esta considera la misma variación lineal, pero llegando a un máximo de 4 veces PGA, sin considerar la limitación de 1 g como máxima aceleración), la recomendación se encontraría adecuada para todos los casos (aunque muy sobredimensionada para los edificios bajos). Si consideramos comportamiento no lineal de la estructura, por lo observado en el capítulo 3, se tiene que en todos los casos esta recomendación (i.e., ASCE 7-05) entrega resultados conservativos para la estimación de PFA.

Una vez analizados los resultados para las aceleraciones a las cuales se ven sometidos los elementos no estructurales infinitamente rígidos, se analizó las sollicitaciones para elementos más flexibles, a través de espectros de Pseudos-aceleración de piso. En primera instancia se presentó la comparación de los espectros de las 4 estructuras, normalizadas tanto por PFA, como por T1 (siendo T1 el periodo fundamental de la estructura soportante), con la finalidad de que las curvas presentaran el *peak* correspondiente al primer modo, en la misma posición. De esta comparación se pudo observar, que independiente de la estructura y del registro analizado, los pisos bajos

presentan menores demandas sobre los elementos no estructurales, y estos no presentan peaks bien definidos en los periodos modales de la estructura. Para los pisos intermedios, presentan peaks bien definidos y de gran magnitud para el modo fundamental y el segundo periodo moda de la estructura. Por último, los pisos superiores presentan una mayor magnitud del peak correspondiente al periodo fundamental de la estructura.

Cuando se analizó la influencia del tipo de excitación sísmica sobre las solicitaciones de los elementos no estructurales ubicados en los distintos pisos de la estructura, se observó que la principal diferencia se produce para periodos en los cuales el espectro de diseño del conjunto de excitaciones de fuente cercana presenta un peak asociado a la componente impulsiva de las excitaciones. En todos los casos se observó que las solicitaciones para los distintos tipos de estructuras son muy parecidas (cuantitativa y cualitativamente) para periodos que no coinciden con los mencionados anteriormente. Obviamente, la influencia del tipo de excitación sísmica depende, al igual que en PFA, de las propiedades dinámicas de la estructura. Los periodos naturales de vibración, junto con las características de los modos son los que caracterizan la respuesta a un piso dado. Por ejemplo, si un modo dado que tiene una gran masa asociada (es decir, es importante en la respuesta), presenta una ordenada espectral importante (en el espectro solicitante o espectro de diseño), en general nos indica que la respuesta va a ser de gran magnitud. Esto también depende de las propiedades dinámicas de la estructura, Por ejemplo, para el segundo modo se tiene que a una altura relativa igual a 0.8, la forma modal tiene un valor cercano a cero, lo que entrega que en estos pisos, la influencia del segundo modo no sea importante.

Posteriormente se analizó la influencia del amortiguamiento del elemento no estructural sobre la respuesta de las solicitaciones sobre el mismo. Como era de esperar, esta propiedad es de gran influencia sobre la demanda del elemento, y se observó que a menor amortiguamiento, mayor solicitación. La razón entre las solicitaciones analizadas (para 2% y 5% del amortiguamiento crítico) tiene órdenes de magnitud cercanas a 1.5. Este valor es correspondiente con la recomendación realizada para ampliar el espectro de piso propuesto por el manual en el cual el factor de amplificación se debe ponderar por la raíz

del cociente inverso entre ambos amortiguamientos, para poder tener espectros de piso a distintos amortiguamientos a 2%. En este caso, este valor es de 1.58, lo que ratifica y valida la utilización de este factor.

Cuando se analizó la influencia de la no linealidad de la estructura soportante se observó, que al igual que cuando se analizó las fuerzas de diseño de un elemento infinitamente rígido se observó que en los pisos inferiores la influencia de la no linealidad es poco significativa. Además, a mayor incursión de no linealidad de la estructura soportante hay una disminución de las solicitaciones. Junto con la comparación de los espectros de piso para los distintos grados de no linealidad de la estructura soportante, se presentó el factor FR (similar al factor Ca para los PFA). Al igual que para el caso de PFA, este busca a través de un valor sencillo relacionar las fuerzas de diseño para un elemento ubicado en una estructura que se encuentre en rango elástico, con las fuerzas de diseño del mismo elemento ubicado ahora en una estructura que incurre en un rango inelástico dado. Cualitativamente se muestra que para elementos que tienen un periodo de vibración cercano al primer periodo de vibración de la estructura soportante (periodo fundamental de la estructura), se produce una disminución de las solicitaciones cuando la estructura soportante incurre en rangos inelásticos, independiente del número de pisos de la estructura, ni del tipo de excitación sísmica. Para periodos superiores al periodo fundamental de la estructura se observa un aumento de las solicitaciones. Este aumento de las solicitaciones puede llegar a tres veces la solicitación lineal, cuando la estructura soportante incurre en un rango no lineal comparable con $R=6$.

En el capítulo 4 se presentan las comparaciones de los resultados obtenidos de las simulaciones con normas y recomendaciones actualmente usadas para el cálculo de las solicitaciones de elementos no estructurales. Los resultados se presentaron como espectros de piso para ser comparables con los resultados obtenidos. Para el caso de las dos normas chilenas analizadas (NCh y NCh 2369), los resultados obtenidos por las simulaciones presentaban solicitaciones muy superiores a las propuestas por estas normas, lo que indica que en caso de usar estas para su diseño, estaríamos subdimensionando estos elementos o anclajes, con el riesgo de producir un colapso de estos elementos ante un evento sísmico.

Los valores observados por las simulaciones pueden llegar a valores incluso 400% mayores a los entregados por estas normas, sobre todo en los pisos superiores de las estructuras analizadas. Además estas normas solo incluyen la participación del primer modo, y como se observó en el capítulo 3, en muchos casos la influencia de los modos superiores de la estructura pueden ser más importantes que incluso el modo fundamental. Asimismo, la no inclusión del amortiguamiento del elemento no estructural provoca que esta sea aun menos exacta, ya que para distintos amortiguamientos, las solicitaciones observadas en las simulaciones son distintas.

Los resultados obtenidos también fueron comparados con la recomendación norteamericana FEMA 450. En este caso, como no se incluyen las propiedades dinámicas de la estructura, no se captan los *peaks* observados en los modos fundamentales de la estructura soportante. Lo que implica, al igual que antes, una mala estimación de las cargas de diseño. Lo que se mejora en esta recomendación, es la inclusión de las propiedades del registro solicitante, por lo cual para elementos no estructurales muy flexibles (periodos altos), se produce una mejor estimación de las simulaciones.

Además las solicitaciones sobre elementos no estructurales fueron comparadas con un estudio anterior realizado por Singh et al. (2006). Este método si considera distintos amortiguamientos del elemento no estructural. Además considera en el cálculo el periodo fundamental de la estructura. Estos métodos (*Direct Method* y *Floor Amplification Factor*) entregan resultados muy sobre lo esperado para pisos bajos, mientras que se acerca más a los resultados obtenidos en las simulaciones para pisos superiores. Además, logra captar toda la amplitud de los periodos de la estructura soportante que influyen sobre la respuesta de solicitaciones. Pero esto lo logra a través de una meseta, lo que provoca que para elementos ubicados en los valles entre los periodos naturales de la estructura, las fuerzas de diseño de esta propuesta sean mucho mayor a las esperadas.

Por último se comparó los resultados obtenidos con una propuesta norteamericana realizada por la armada, fuerza aérea y ejército. Esta es la más completa de las anteriores, ya que incluye las propiedades dinámicas de la estructura soportante, y las del registro

solicitante. La gran limitación de este manual es que el cálculo está realizado para un elemento no estructural de una razón de amortiguamiento de 2%. De las comparaciones se observó que los PFA propuestos por el manual son menores que las simulaciones para los pisos más bajos de la estructura. Además, para estos mismos pisos, las fuerzas calculadas son menores a las de las solicitaciones. Para el resto de los pisos, las fuerzas propuestas son muy cercanas a las observadas, tanto cualitativa como cuantitativamente.

En el capítulo 5 se entregaron recomendaciones para mejorar las fuerzas de diseño propuestas por el manual. Las recomendaciones son escalar las fuerzas recomendadas por el manual a través de un factor dado por el cociente entre el PFA de las simulaciones y del manual. Junto con imponer límites superiores e inferiores para este. Se propone como límite superior para elementos con periodos de vibración menores a 2 veces el periodo fundamental de la estructura el espectro de suelo, y como límite inferior para elementos con un periodo de vibración mayor a 2 veces el periodo fundamental de la estructura el registro de suelo normalizado por PGA. Estas dos recomendaciones entregan fuerzas de diseño mucho más cercanas a las observadas en las simulaciones. Pero se observa que la corrección propuesta para elementos no estructurales con periodo menores que 2 veces el fundamental de la estructura es correcta, pero la amplitud de 2 veces el periodo fundamental no alcanza a corregir completamente las solicitaciones, sobre todo para edificios bajos, ya que este periodo fundamental es muy pequeño. Por último, para eliminar la limitación de que el manual solo incluye elementos de amortiguamiento igual al 2% del amortiguamiento crítico, se propone ponderar el factor de magnificación del manual por la raíz del cociente entre el inverso de los amortiguamientos. Esta recomendación, junto con las anteriores mejoran notablemente las fuerzas de diseño propuestas por el manual. Por eso, se recomienda la utilización de este para el diseño de estos elementos no estructurales.

Como lo indica Goldschmidt (2010) en “Aceleración de Piso en edificios de estructuración mixta Muro – Marco sometidos a excitaciones sísmicas” la estructura soportante funciona como una especie de “filtro” para las frecuencias del input, que correspondería al registro sísmico solicitante.

Por último, se debe mencionar que estos resultados corresponden a una parte un estudio que forma parte de un proyecto Fondecyt del profesor Diego López – García, el cual abarca otros tipos de estructuración. Es por esto que se espera que este estudio continúe con la integración de los resultados obtenidos anteriormente para estructuración de edificios en base a marcos de acero, estructuración mixta muro - marco y edificios aislados. De esta forma se espera entregar recomendaciones más globales que incorporen los 4 tipos de estructuración mencionados.

BIBLIOGRAFÍA

ATC (1996): *Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings (ATC-40)*. Applied Technology Council, Redwood City, EE.UU.

ACI (2008): *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Spanish)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, EE.UU.

ASCE (2006): *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-05)*. American Society of Civil Engineers, Reston, EE.UU..

BSSC (2004): *2003 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures (FEMA 450)*. Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Washington DC, EE.UU.

Boore DM (1983): Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **73** (6A), 1865-1894.

Chopra AK (2007): *Dynamics of Structures*. 3rd edition, Pearson, Upper Saddle River, EE.UU.

Departamentos of the Army, the Navy and the Air Force (1986): *Seismic Design Guidelines for Essential Buildings*. Technical Manual TM 5-809-10-1, Washington, EE.UU..

Gelmi J.(2001): *Influencia de la densidad de muros y del acoplamiento entre muros en el comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado*. Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile

Goldschmidt AA (2010): *Aceleración de piso en edificios de estructuración mixta muros–marcos sometidos a excitaciones sísmicas*. Tesis de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.

INN (1986): *Norma Chilena Oficial NCh 1537.Of86 Diseño Estructural de Edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN (1996): *Norma Chilena Oficial NCh 433.Of96 Diseño Sísmico de Edificios*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN (2003): *Norma Chilena Oficial NCh 2369.Of2003 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

López-García, Price, Torrejón, Vial, & Wichmann (2008): *Peak Floor Accelerations in Multistory Buildings subjected to Earthquakes*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 2008, Beijing, China.

Mavroeidis GP, Papageorgiou AS (2003): A mathematical representation of near-fault ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **93** (3), 1099-1131.

Paulay T, Priestley N (1992): *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. Wiley, New York, EE.UU.

Saragoni GR, Hart GC (1974): Simulation of artificial earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **2** (3), 249-267.

Singh MP, Moreschi LM, Suárez LE, Matheu EE (2006a): Seismic Design Forces. I: Rigid Nonstructural Components. *Journal of Structural Engineering*, **132** (10), 1524–1532.

Singh MP, Moreschi LM, Suárez LE, Matheu EE (2006a): Seismic Design Forces. II: Flexible Nonstructural Components. *Journal of Structural Engineering*, **132** (10), 1533–1542.

Takeda T, Sozen MA, M.ASCE, Nielsen NN (1970): Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. *Journal of the Structural Division*, **96** (12), 2557-2573.

Wood S, Wight JK, Moehle JP (1987): *The 1985 Chile earthquake: observations on earthquake resistant construction in Viña del Mar*. Structural Research Series No. 532, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, EE.UU.