



UNIVERSIDAD TÉCNICA  
FEDERICO SANTA MARÍA

Departamento de Obras Civiles

**“Análisis de la variación en la fracción de  
amortiguamiento modal de estructuras de marcos de  
acero debido a daños en particiones de yeso”**

Tesis de Grado y Memoria de Título presentada por

**Rosario Sophie Jouvhomme Vera**

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

**Ingeniería Civil**

y el grado de

**Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil**

Profesor Guía  
Cristian Cruz Doggenweiler  
Septiembre de 2024



UNIVERSIDAD TECNICA  
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA TESIS:

**“Análisis de la variación en la fracción de amortiguamiento modal de estructuras de marcos de acero debido a daños en particiones de yeso”**

AUTOR:

**ROSARIO SOPHIE JOUVHOMME VERA**

TRABAJO DE MEMORIA Y TESIS, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL y el grado de MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

	<u>Nombre</u>	<u>Firma</u>
Prof. Guía	.....	.....
Miembro 1 Comisión	.....	.....
Miembro 2 Comisión	.....	.....

Santiago, Chile, Septiembre de 2024

## **Agradecimientos**

En primer lugar, quiero agradecer a mi familia, quienes siempre han creído en mí y me han brindado su apoyo incondicional. A mi mamá y Silvia, por ser un pilar en mi vida y por inculcarme el valor del esfuerzo y la perseverancia. También por su paciencia, comprensión y amor en los momentos más difíciles. En especial, agradezco a mi mamá, quien sola logró darme la mejor vida y educación posible.

Agradezco a mis compañeros y compañeras que me acompañaron durante mi vida universitaria en los buenos y malos momentos, por confiar en mí, por todas las risas, por todas las noches de estudios y por enseñarme distintas realidades de las que no acostumbraba a ver. Especialmente a M.A que nos acompañamos y apoyamos durante 7 años en los momentos más difíciles.

Agradezco a la selección de voleibol universitaria, que fue un espacio seguro en donde pude desestresarme y disfrutar. A Francisca, Javiera P. y Javiera B. que luchamos por el color de las camisetas cada minuto con muy poca flexibilidad de parte de la universidad.

Agradezco a mi profesor guía, Cristian Cruz, por su invaluable orientación y apoyo a lo largo de la realización de esta tesis. Su conocimiento y experiencia han sido fundamentales para el desarrollo de este trabajo.

Finalmente, Este trabajo forma parte del proyecto FONDECYT de Iniciación en Investigación N° 11230258 titulado “*Characterization of the Amplitude Dependency of First-Mode Periods and Damping Ratios of Buildings*”. Se agradece a ANID por el financiamiento otorgado.

# “ANÁLISIS DE LA VARIACIÓN EN LA FRACCIÓN DE AMORTIGUAMIENTO MODAL DE ESTRUCTURAS DE MARCOS DE ACERO DEBIDO A DAÑOS EN PARTICIONES DE YESO”

Rosario Jouvhomme<sup>1</sup>, Cristian Cruz<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Universidad Técnica Federico Santa María

## Resumen

La fracción de amortiguamiento es una representación matemática de todas las fuentes de disipación de energía que no son incluidas explícitamente en el modelo estructural. Estas fuentes incluyen – entre otras – el amortiguamiento inherente de los materiales; la disipación de energía por fricción entre distintos componentes; efectos de la interacción suelo-estructura que no hayan sido explícitamente modelados; y la disipación debido al deterioro de elementos no estructurales, que sufren daños mucho antes de que la estructura incurra en su rango inelástico.

Recientemente, las guías para el diseño por desempeño de edificios altos en California sugieren aumentar la fracción de amortiguamiento con la intensidad del movimiento sísmico, especulando que el deterioro de elementos no estructurales – en particular, los tabiques de yeso – aumentan su contribución durante el sismo máximo considerado. Sin embargo, a la fecha no existen estudios que permitan cuantificar este supuesto aumento.

Este trabajo tiene por objetivo principal cuantificar la variación en las fracciones de amortiguamiento modal debido al deterioro de tabiques de yeso, y analizar su dependencia con la amplitud de la respuesta estructural durante terremotos, debido a la influencia de distintos parámetros como: la altura del edificio, densidad de tabiques de yeso y variaciones del modelo de tabiques utilizado. Para ello, estructuras de 3, 9, 20 y 50 pisos se modelan en la plataforma OpenSees incluyendo explícitamente tabiques de yeso. Las estructuras de acero se modelan de forma lineal, de modo de que la única contribución adicional al amortiguamiento inherente corresponda a la disipación de energía debido a la degradación de los tabiques. Para cada estructura, la variación de la respuesta con la amplitud del movimiento sísmico se evaluó mediante un análisis incremental de franjas múltiples. Se utilizaron técnicas de identificación de sistemas para obtener la fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura para distintas intensidades. Se analiza la variación del periodo y amortiguamiento equivalentes identificados con la amplitud de la respuesta estructural, cuantificada como el desplazamiento de techo normalizado por la altura del edificio (PRDR, por sus siglas en inglés “*peak roof drift ratio*”).

En cuanto al periodo fundamental, se observa que, para intensidades menores al sismo de servicio (SLE, con una probabilidad de excedencia del 50% en 30 años) este disminuye entre un 2.5% a un 4.2% con respecto al periodo de las estructuras sin tabiques. Para amplitudes mayores, se observa que el periodo fundamental de la estructura tiende al periodo fundamental de la estructura sin tabiques. En consecuencia, para las estructuras estudiadas, los tabiques de yeso no tienen mayor influencia en el periodo fundamental de la estructura.

Con respecto al aporte de los tabiques al amortiguamiento del sistema, se obtiene que, para intensidades menores a SLE, la fracción de amortiguamiento del primer modo aumenta entre 8% a 45% respecto de la estructura sin tabiques. Para intensidades mayores a SLE esta fracción decae de manera lineal en el espacio logarítmico con el aumento del PRDR, hasta valores cercanos a 4%-6% mayores que el de la estructura sin tabiques. En todos los casos estudiados, se observa que, para bajas amplitudes, la tendencia muestra un crecimiento lineal en el espacio logarítmico, seguido de una zona en la que se mantiene constante, para luego decaer de manera lineal hasta alcanzar la intensidad MCE.

Palabras clave: Fracción de amortiguamiento, elementos no estructurales, tabiques de yeso, identificación de sistemas

## Abstract

Damping ratio is a mathematical representation of all energy dissipation sources not explicitly included in the structural model. These sources include, among others, inherent material damping, energy dissipation through friction between different components, soil-structure interaction effects not explicitly modeled, and dissipation due to the deterioration of non-structural elements, which suffer damage long before the structure reaches its inelastic range.

Recently, guidelines for the seismic design of tall buildings in California have suggested increasing the damping ratio with seismic motion intensity, speculating that the deterioration of non-structural elements—particularly gypsum partitions—increases their contribution during the maximum considered earthquake event. However, to date, there are no studies quantifying this alleged increase.

This study aims to quantify the variation in modal damping ratios due to gypsum partition deterioration and analyze their dependency on the amplitude of the structural response during earthquakes. The influence of various parameters on the damping ratio provided by the gypsum partitions is studied, such as building height, partition density, and variations in the numerical models employed to estimate the hysteretic behavior of the partitions. To achieve this, four buildings of 3, 9, 20, and 50 stories are modeled in the OpenSees platform, explicitly including gypsum partitions. The structures are considered to remain in their linear elastic range so that the only additional contribution to inherent damping corresponds to energy dissipation due to the degradation of the partitions. For each building, the variation of the structural response with seismic motion amplitude was evaluated by conducting a series of incremental dynamic analyses. System identification techniques were employed to estimate the damping ratio of the structure's first mode at different intensities. The variation of the identified equivalent period and damping ratio with the amplitude of the structural response, measured as the peak roof drift ratio (PRDR), is then analyzed.

Regarding the fundamental period, it is observed that for low intensities less than the service level earthquake (SLE, with a 50% exceedance probability in 30 years), it decreases by 2.5% to 4.2% compared to the period of structures without partitions. For higher amplitudes, the fundamental period of the structure tends to approach the fundamental period of the structure without partitions. Therefore, it is concluded that gypsum partitions do not have a significant influence on the fundamental period of the structure.

On the other hand, with respect to damping, it is found that for intensities less than SLE, the damping is between 8% - 45% greater than that of the structure without partitions, and for intensities greater than SLE, the damping decreases approximately linearly to values close to 4% - 6% greater than that of the structure without partitions. In all the cases studied, the trend shows a linear growth in the logarithmic space for low amplitudes, followed by a constant zone, and then a linear decrease until reaching the MCE intensity.

Keywords: Damping ratio, Partitions walls, Gypsum partition, Systems identification.

## Tabla de contenido

<b>1</b>	<b>Introducción.....</b>	<b>14</b>
1.1	Motivación .....	14
1.2	Objetivos .....	15
1.3	Estructura de la tesis .....	15
<b>2</b>	<b>Marco Teórico.....</b>	<b>16</b>
2.1	Modelos no lineales de tabiques: revisión de literatura. ....	16
2.2	Modelos histeréticos de tabiques empleados .....	18
2.3	Identificación de sistemas .....	20
2.3.1	Minimización modal en el dominio del tiempo .....	20
2.4	Análisis de Franjas Múltiples.....	21
<b>3</b>	<b>Metodología.....</b>	<b>22</b>
3.1	Modelos no lineales de tabiques implementados .....	22
3.2	Estructuras.....	25
3.2.1	Marco de 1 piso .....	25
3.2.2	Edificio 3 pisos .....	26
3.2.3	Edificio 9 pisos .....	27
3.2.4	Edificio 20 pisos .....	29
3.2.5	Edificio 50 pisos .....	30
3.3	Análisis de sensibilidad.....	32
3.3.1	Variación longitud de tabiques de yeso .....	32
3.3.2	Variación de curva de histéresis .....	32
3.3.3	Variación de tipo de tabique .....	33
3.4	Análisis de franjas.....	33
3.4.1	Selección de registros .....	34
3.5	Estimación de propiedades modales .....	36
<b>4</b>	<b>Resultados .....</b>	<b>36</b>
4.1	Efecto del modelo numérico de tabique.....	36
4.2	Análisis del efecto de la densidad de tabiques por piso .....	41
4.3	Influencia de los parámetros de calibración de la curva de histéresis.....	47
4.4	Análisis del efecto del tipo de tabique .....	53
4.5	Efecto de la altura del edificio .....	57
<b>5</b>	<b>Conclusiones y comentarios.....</b>	<b>66</b>
<b>6</b>	<b>Referencias.....</b>	<b>71</b>
<b>7</b>	<b>A. Anexo A.....</b>	<b>73</b>

## Índice de Tablas

Tabla 1: Parámetros utilizados para calibrar el modelo de tabiques obtenido del reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001).....	20
Tabla 2: Clasificación de tabiques.....	23
Tabla 3: Peso piso marco plano.....	26
Tabla 4: Secciones transversales del marco plano. ....	26
Tabla 5: Peso por piso del edificio de 3 pisos. ....	27
Tabla 6: Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 3 pisos.....	27
Tabla 7: Periodos fundamentales de edificio de 3 pisos con y sin tabiques.....	27
Tabla 8: Peso por piso del edificio de 9 pisos. ....	28
Tabla 9: Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 9 pisos.....	28
Tabla 10: Periodos fundamentales de edificio de 9 pisos con y sin tabiques. ....	29
Tabla 11: Peso por piso del edificio de 20 pisos. ....	29
Tabla 12: Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 20 pisos.....	30
Tabla 13: Periodos fundamentales de edificio de 20 pisos con y sin tabiques. ....	30
Tabla 14: Peso por piso del edificio de 50 pisos. ....	31
Tabla 15: Periodos fundamentales de edificio de 50 pisos con y sin tabiques.....	32
Tabla 16: Periodos fundamentales de edificio de 9 pisos con largo mínimo, medio y máximo. ....	32
Tabla 17: Periodos fundamentales de edificio de 9 pisos con curva de histéresis $\mu-\sigma$ , $\mu$ y $\mu+\sigma$ .....	32
Tabla 18: Periodos fundamentales de edificio de 9 pisos con tipo tabique comercial e institucional...	33
Tabla 19: Ordenadas espectrales de cada franja utilizada en el estudio para cada estructura. ....	34
Tabla 20: Frecuencia anual de excedencia para SLE, DBE y MCE.....	35
Tabla 21: Ordenadas espectrales para cada tipo de terremoto de cada estructura en estudio.....	35
Tabla 22: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.....	38
Tabla 23: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.....	39
Tabla 24: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.....	42
Tabla 25: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.....	45
Tabla 26: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.....	48
Tabla 27: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.....	50
Tabla 28: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.....	53
Tabla 29: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.....	55
Tabla 30: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.....	59
Tabla 31: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.....	62

## Índice de Figuras

Figura 1: Curva de carga deformación para material “pinching4” (Pacific Earthquake Engineering (PEER) Center 2009). .....	18
Figura 2: Curva de carga deformación para material “SAWS” (Pacific Earthquake Engineering (PEER) Center 2009).....	19
Figura 3: Implementación de tabiques entre dos pisos adyacentes, adaptado de Wood (2012).....	23
Figura 4: Curva de histéresis de tabiques de yeso de modelo propuesto por Wood (2012) obtenidas de un análisis pushover monotónico: (a) Tabique tipo comercial; (b) Tabique tipo institucional. ....	24
Figura 5: Curva de histéresis de tabiques de yeso de modelo propuesto por Wood (2012) obtenidas de un análisis pushover cíclico: (a) Tabique tipo comercial; (b) Tabique tipo institucional. ....	24
Figura 6: Patrón de cargas obtenido de Wood (2012). .....	24
Figura 7: Curva de histéresis de modelo de tabiques implementado con datos del reporte de .....	25
Figura 8: Vista transversal del marco en estudio.....	26
Figura 9: Vista en planta y transversal del edificio de 3 pisos en estudio (Wood 2012).....	27
Figura 10: Vista en planta y transversal del edificio de 9 pisos en estudio (Wood 2012).....	28
Figura 11: Vista en planta y transversal del edificio de 20 pisos en estudio (Wood 2012).....	29
Figura 12: Vista en planta y transversal del edificio de 50 pisos en estudio con secciones de vigas y columnas (Molina Hutt et al. 2019) .....	31
Figura 13: Curvas de amenaza sísmica para cada estructura en estudio. ....	35
Figura 14: Relación entre los periodos identificados normalizados y la aceleración espectral: (a) Modelo de tabiques implementado con los datos de reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001); (b) Modelo de tabiques de Wood (2012).....	37
Figura 15: Relación entre los periodos identificados normalizados y la deriva de techo máxima: (a) Modelo de tabiques implementado con los datos del reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001); (b) Modelo de tabiques de Wood (2012). .....	38
Figura 16: Relación entre las fracciones de amortiguamiento identificadas normalizadas y la aceleración espectral: (a) Modelo de tabiques implementado con los datos del reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001); (b) Modelo de tabiques de Wood (2012). .....	39
Figura 17: Relación entre las fracciones de amortiguamiento identificadas normalizadas y la deriva de techo máxima: (a) Modelo de tabiques implementado con los datos del reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001); (b) Modelo de tabiques de Wood (2012). .....	40
Figura 18: Comparación curvas de histéresis normalizadas por la fuerza máxima para el modelo de Wood (2012) y CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001). .....	40
Figura 19: Relación entre los periodos identificados normalizados y la aceleración espectral: (a) Resultados considerando longitud de tabiques mínima; (b) Resultados obtenidos considerando una	

longitud de tabiques media; (c) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques máxima. .....	41
Figura 20: Relación entre los periodos identificados normalizados y la deriva de techo máxima: (a) Resultados considerando longitud de tabiques mínima; (b) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques media; (c) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques máxima.....	43
Figura 21: Líneas de tendencias de resultados de periodos identificados normalizados respecto a la deriva de techo máxima considerando longitud de tabiques mínima, media y máxima. ....	43
Figura 22: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la aceleración espectral: (a) Resultados considerando longitud de tabiques mínima; (b) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques media; (c) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques máxima.....	44
Figura 23: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la deriva de techo máxima: (a) Resultados considerando longitud de tabiques mínima; (b) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques media; (c) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques máxima.....	46
Figura 24: Líneas de tendencias de resultados de fracciones de amortiguamiento identificadas normalizadas respecto a la deriva de techo máxima considerando longitud de tabiques mínima, media y máxima.....	46
Figura 25: Relación entre los periodos identificados normalizados y la ordenada espectral:           (a) Resultados considerando curva de histéresis $\mu - \sigma$ ; (b) Resultados obtenidos considerando curva de histéresis $\mu$ ; (c) Resultados considerando curva de histéresis $\mu + \sigma$ .....	47
Figura 26: Relación entre los periodos identificados normalizados y la deriva de techo máxima: (a) Resultados considerando curva de histéresis $\mu - \sigma$ ; (b) Resultados obtenidos considerando curva de histéresis $\mu$ ; (c) Resultados considerando curva de histéresis $\mu + \sigma$ .....	49
Figura 27: Líneas de tendencias de resultados de periodos identificados normalizados respecto a la deriva de techo máxima considerando la curva de histéresis $\mu - \sigma$ , $\mu$ y $\mu + \sigma$ .....	49
Figura 28: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la aceleración espectral: (a) Resultados considerando curva de histéresis $\mu - \sigma$ ; (b) Resultados obtenidos considerando curva de histéresis $\mu$ ; (c) Resultados considerando curva de histéresis $\mu + \sigma$ .....	51
Figura 29: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la deriva de techo máxima: (a) Resultados considerando curva de histéresis $\mu - \sigma$ ; (b) Resultados obtenidos considerando curva de histéresis $\mu$ ; (c) Resultados considerando curva de histéresis $\mu + \sigma$ .....	52
Figura 30: Líneas de tendencias de resultados de fracciones de amortiguamiento identificadas normalizadas respecto a la deriva de techo máxima considerando la curva de histéresis $\mu - \sigma$ , $\mu$ y $\mu$ + $\sigma$ .....	52

Figura 31: Relación entre los periodos identificados normalizados y la ordenada espectral: (a) Resultados considerando un tipo de tabique comercial; (b) Resultados considerando un tipo de tabique institucional. ....	54
Figura 32: Relación entre los periodos identificados normalizados y la deriva de techo máxima: (a) Resultados considerando un tipo de tabique comercial; (b) Resultados considerando un tipo de tabique institucional. ....	54
Figura 33: Líneas de tendencias de resultados de periodos identificados normalizados respecto a la deriva de techo máxima considerando un tipo de tabique comercial y un tipo de tabique institucional. ....	54
Figura 34: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la aceleración espectral: (a) Resultados considerando un tipo de tabique comercial; (b) Resultados considerando un tipo de tabique institucional. ....	56
Figura 35: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la deriva de techo máxima: (a) Resultados considerando un tipo de tabique comercial; (b) Resultados considerando un tipo de tabique institucional. ....	56
Figura 36: Líneas de tendencias de resultados de fracciones de amortiguamiento identificadas normalizadas respecto a la deriva de techo máxima considerando un tipo de tabique comercial y un tipo de tabique institucional. ....	57
Figura 37: Relación entre los periodos identificados normalizados y la aceleración espectral: (a) Resultados edificio de 3 pisos; (b) Resultados edificio de 9 pisos; (c) Resultados edificio de 20 pisos; (d) Resultados edificio de 50 pisos. ....	58
Figura 38: Relación entre los periodos identificados normalizados y la deriva de techo máxima: (a) Resultados edificio de 3 pisos; (b) Resultados edificio de 9 pisos; (c) Resultados edificio de 20 pisos; (d) Resultados edificio de 50 pisos. ....	60
Figura 39: Líneas de tendencias de resultados de periodos identificados normalizados respecto a la deriva de techo máxima considerando un edificio de 3, 9, 20 y 50 pisos. ....	60
Figura 40: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la aceleración espectral: (a) Resultados edificio de 3 pisos; (b) Resultados edificio de 9 pisos; (c) Resultados edificio de 20 pisos; (d) Resultados edificio de 50 pisos. ....	61
Figura 41: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la deriva de techo máxima: (a) Resultados edificio de 3 pisos; (b) Resultados edificio de 9 pisos; (c) Resultados edificio de 20 pisos; (d) Resultados edificio de 50 pisos. ....	63
Figura 42: Líneas de tendencias de resultados de fracciones de amortiguamiento identificadas normalizadas respecto a la deriva de techo máxima considerando un edificio de 3, 9, 20 y 50 pisos. ....	63

Figura 43: Comparación de demanda promedio de tabiques por piso con su capacidad máxima: (a) Resultados para SLE; (a) Resultados para DBE; (a) Resultados para MCE. ....	64
Figura 44: Drift promedio por piso: (a) Resultados para SLE; (a) Resultados para DBE; (a) Resultados para MCE. ....	65
Figura 45: Variación de la fracción de amortiguamiento respecto a la altura del edificio. ....	66
Figura 46: Variación de la fracción de amortiguamiento con respecto a la altura obtenida en Cruz and Miranda (2021).....	66
Figura A 1: Resultados utilizando modelo de Wood (2012): (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso. ....	73
Figura A 2: Resultados utilizando modelo los resultados del reporte (CoLA-UCI Light Frame Test Committee 2001): (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso. ....	73
Figura A 3: Resultados piso 3: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso. ....	74
Figura A 4: Resultados piso 2: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso. ....	74
Figura A 5: Resultados piso 1: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso. ....	75
Figura A 6: Resultados piso 9 considerando largo mínimo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso. ....	75
Figura A 7: Resultados piso 7 considerando largo mínimo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso. ....	76
Figura A 8: Resultados piso 4 considerando largo mínimo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso. ....	76
Figura A 9: Resultados piso 1 considerando largo mínimo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso. ....	76
Figura A 10: Resultados piso 9 considerando largo medio: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso. ....	77
Figura A 11: Resultados piso 7 considerando largo medio: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso. ....	77
Figura A 12: Resultados piso 4 considerando largo medio: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso. ....	77
Figura A 13: Resultados piso 1 considerando largo medio: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso. ....	78

Figura A 14: Resultados piso 9 considerando largo máximo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	78
Figura A 15: Resultados piso 7 considerando largo máximo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	78
Figura A 16: Resultados piso 4 considerando largo máximo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	79
Figura A 17: Resultados piso 1 considerando largo máximo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	79
Figura A 18: Resultados piso 9 considerando curva de histéresis $\mu - \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	80
Figura A 19: Resultados piso 7 considerando curva de histéresis $\mu - \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	80
Figura A 20: Resultados piso 4 considerando curva de histéresis $\mu - \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	81
Figura A 21: Resultados piso 1 considerando curva de histéresis $\mu - \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	81
Figura A 22: Resultados piso 9 considerando curva de histéresis $\mu$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	82
Figura A 23: Resultados piso 7 considerando curva de histéresis $\mu$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso	82
Figura A 24: Resultados piso 4 considerando curva de histéresis $\mu$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso	82
Figura A 25: Resultados piso 1 considerando curva de histéresis $\mu$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	83
Figura A 26: Resultados piso 9 considerando curva de histéresis $\mu + \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	83
Figura A 27: Resultados piso 7 considerando curva de histéresis $\mu + \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	83
Figura A 28: Resultados piso 4 considerando curva de histéresis $\mu + \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	84
Figura A 29: Resultados piso 1 considerando curva de histéresis $\mu + \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	84
Figura A 30: Resultados piso 9 considerando tipo de tabique comercial: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	85
Figura A 31: Resultados piso 7 considerando tipo de tabique comercial: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	85

Figura A 32: Resultados piso 4 considerando tipo de tabique comercial: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	86
Figura A 33: Resultados piso 1 considerando tipo de tabique comercial: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	86
Figura A 34: Resultados piso 9 considerando tipo de tabique institucional: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	86
Figura A 35: Resultados piso 7 considerando tipo de tabique institucional: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	87
Figura A 36: Resultados piso 4 considerando tipo de tabique institucional: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	87
Figura A 37: Resultados piso 1 considerando tipo de tabique institucional: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	87
Figura A 38: Resultados piso 20: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	88
Figura A 39: Resultados piso 15: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	88
Figura A 40: Resultados piso 10: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	88
Figura A 41: Resultados piso 5: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	89
Figura A 42: Resultados piso 1: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	89
Figura A 43: Resultados piso 50: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	90
Figura A 44: Resultados piso 39: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	90
Figura A 45: Resultados piso 29: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	91
Figura A 46: Resultados piso 19: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	91
Figura A 47: Resultados piso 9: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	91
Figura A 48: Resultados piso 1: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.	92

# 1 Introducción

## 1.1 Motivación

La fracción de amortiguamiento crítico se utiliza para simplificar el cálculo de la respuesta estructural, agrupando todas las fuentes de disipación de energía y suponiendo que se comportan de forma viscoelástica lineal. Estas fuentes incluyen – entre otras – el amortiguamiento inherente de los materiales; la disipación de energía por fricción entre distintos componentes; efectos de la interacción suelo-estructura que no hayan sido explícitamente modelados; y la disipación debido al deterioro de elementos no estructurales, que sufren daños mucho antes de que la estructura incurra en su rango inelástico. Pese a que no todas las fuentes de disipación de energía se comportan de forma viscoelástica, este supuesto ha demostrado ser capaz de reproducir adecuadamente la respuesta medida de edificios durante terremotos (Beck and Jennings 1980; Cruz and Miranda 2017; McVerry 1980). A diferencia del resto de los parámetros modales, las fracciones de amortiguamiento de una estructura no pueden calcularse a partir de su distribución de masa y rigidez debido a que, en su origen, son una construcción matemática. En consecuencia, para el diseño estructural se deben asignar sus valores en base a recomendaciones provenientes de las normativas, guías de diseño, o bien de estudios que hayan inferido fracciones de amortiguamiento en forma empírica.

Existen varias investigaciones sobre el comportamiento empírico de la fracción de amortiguamiento. Cruz and Miranda (2021), analizaron las fracciones de amortiguamiento del primer modo inferidas a partir de la respuesta sísmica de 1335 registros en 154 edificios instrumentados en California. Sus resultados muestran que la fracción de amortiguamiento disminuye a medida que aumenta la altura del edificio. Específicamente, para edificios menores a 21 m tienen en promedio una fracción de amortiguamiento mayor al 5%, mientras que estructuras más altas poseen en promedio valores menores. En particular, demostraron que en rascacielos del orden de 300 m de altura la fracción de amortiguamiento puede ser menor al 1.5%. Estos resultados los validan otras investigaciones que han encontrado resultados similares, como Satake et al. (2003), quienes analizaron datos de amortiguamiento de edificios ubicados en Japón recopilados por el “Comité de Evaluación de Amortiguamiento del Instituto de Arquitectura de Japón”. Estos autores compilaron una base de datos 284 edificios de acero y hormigón, obtenidos a partir de pruebas de vibración de bajas amplitudes. Independiente del tipo de material de las estructuras, concluyeron que mientras más alto el edificio, menor es el coeficiente de amortiguamiento del primer modo, obteniendo valores menores al 1% desde edificios de alturas mayores a 70 m. Por otra parte, en la investigación realizada por Bernal et al. (2015), se estimaron expresiones para el valor del coeficiente de amortiguamiento del primer modo a partir de 122 respuestas sísmicas de edificios de hormigón y 81 de acero, y al igual que en las investigaciones mencionadas anteriormente concluyeron que la fracción de amortiguamiento disminuye a medida que aumenta la altura del edificio, obteniendo valores de aproximadamente 2% para edificios de 200 m de altura. Spence and Kareem (2014) entregan un modelo matemático obtenido a partir de estimaciones experimentales de fracciones de amortiguamiento, en el cual, a partir de edificios de alturas aproximadamente mayores a 50 m, también obtienen que la fracción de amortiguamiento disminuye hasta un punto en que se satura.

Cruz and Miranda (2021) también analizaron la dependencia de la fracción de amortiguamiento del primero modo con la amplitud del sismo. Sus resultados muestran que, a muy bajas amplitudes, la fracción de amortiguamiento aumenta a medida que aumenta la amplitud de la respuesta, sin embargo, esta tendencia se satura para amplitudes relevantes para el diseño sísmico. Estos resultados son consistentes con observaciones de fracciones de amortiguamiento inferidas a partir de la respuesta de edificios sometidos a la acción del viento, como los obtenidos en el estudio de Tamura (2012) donde concluyeron que la fracción de amortiguamiento aumenta hasta un cierto valor de desplazamiento y luego disminuye con el aumento de la amplitud.

Recientemente, las guías de diseño sísmico por desempeño de edificios altos en California (LATBDSC 2008; Pacific Earthquake Engineering Center 2017) recogieron los resultados y recomendaciones para la especificación del amortiguamiento de edificios altos de las investigaciones de Cruz and Miranda (2021) y Bernal et al. (2015). Sin embargo, indican que las expresiones propuestas son sólo válidas para el sismo de servicio. Para el sismo máximo considerado sugieren aumentar la fracción de

amortiguamiento con la intensidad del movimiento sísmico, especulando que el deterioro de elementos no estructurales y de diafragma de piso aumentaría el nivel de amortiguamiento durante este tipo de sismos.

Hasta la fecha, no existen estudios que permitan cuantificar la contribución de elementos no estructural o de diafragmas de piso al amortiguamiento estructural. Es por esto que, este trabajo perteneciente al proyecto FONDECYT N°11230258, tiene por objetivo principal evaluar la contribución del deterioro de tabiques de yeso a la fracción de amortiguamiento global del sistema. De esta forma, busca aportar evidencia que permita determinar si las disposiciones adoptadas en las guías de diseños de edificios altos son adecuadas o si se está errando en una dirección no conservadora.

## **1.2 Objetivos**

Objetivo General:

El objetivo principal de esta investigación es evaluar el aporte de los tabiques de yeso a la fracción de amortiguamiento del primer modo de estructuras de marcos de acero.

Objetivos Específicos:

1. Caracterizar la contribución de los tabiques de yeso al amortiguamiento del primer modo de la estructura en función de la amplitud de la respuesta sísmica, a partir de modelos computacionales que capturan la degradación cíclica de los tabiques.
2. Evaluar la influencia de distintos parámetros como: la altura del edificio, el uso, periodo, número de pisos, densidad de tabiques, entre otros, en la contribución de los tabiques al amortiguamiento global de la estructura.
3. Comparar la dependencia de la amplitud del nivel de amortiguamiento obtenida a partir de modelos numéricos con resultados empíricos inferidos a partir de la respuesta sísmica de edificios.

## **1.3 Estructura de la tesis**

En el capítulo 1, se contextualiza la investigación, proporcionando información sobre la importancia y relevancia del estudio en el campo de la ingeniería sísmica. Se presentan antecedentes relevantes sobre el comportamiento del amortiguamiento frente a eventos sísmicos, así como las limitaciones y desafíos existentes en la actualidad.

En el capítulo 2, se desarrolla el marco teórico necesario para comprender el enfoque adoptado en la investigación. Se entrega una descripción de estudios de modelos de elementos no estructurales y se detallan específicamente los modelos utilizados en esta investigación. Se aborda también las técnicas de identificación de sistemas aplicadas en el estudio, junto con el método de selección de registros sísmicos.

En el capítulo 3, se presenta la metodología para llevar a cabo la investigación, comenzando por las estructuras seleccionadas y las características básicas para modelarlas en algún software computacional, como el peso por piso, dimensiones y secciones de vigas y columnas, y la densidad de tabiques. Además, se proporciona información detallada sobre cómo se incorporaron los elementos no estructurales al modelo estructural utilizando el software OpenSees (Mazzoni et al., 2006).

En el capítulo 4, se exponen los resultados obtenidos a partir de un análisis de sensibilidad. Se discuten las variaciones observadas en los distintos escenarios evaluados, donde se manipularon variables como la densidad de tabiques por piso, el comportamiento histerético de los tabiques, el tipo de tabique y la altura del edificio. Se lleva a cabo un análisis detallado de estos resultados, identificando patrones significativos y posibles relaciones entre las variables estudiadas.

Finalmente, en el capítulo 5 se realiza un resumen de los objetivos establecidos inicialmente en la investigación y se exponen las principales conclusiones obtenidas en este estudio. Se discuten las implicaciones de los resultados obtenidos y se disponen recomendaciones acerca de los valores utilizados en las guías de diseños de edificios altos, basadas en las conclusiones obtenidas.

## 2 Marco Teórico

### 2.1 Modelos no lineales de tabiques: revisión de literatura.

Existen diversos autores que han estudiado el comportamiento de los elementos no estructurales específicamente tabiques, con el fin de poder incluirlos en el modelo estructural (Butt and Omenzetter 2011; Heresi and Miranda 2021; Kanvinde and Deierlein 2006; Rahmanishamsi et al. 2016; Wood 2012).

Kanvinde and Deierlein (2006) presentan modelos analíticos para determinar la resistencia lateral máxima al corte y la rigidez elástica inicial de los paneles de yeso con estructura de madera, con el objetivo de evaluar el desempeño sísmico y el riesgo en la construcción de estructuras de madera. Para esto, consideran los efectos de la geometría de la pared, abertura de puertas y ventanas, el tipo y la separación de los conectores, y las condiciones de contorno de la pared (techos adyacentes y paredes perpendiculares). Adicionalmente la resistencia lateral está limitada por la resistencia al vuelco. Los modelos de resistencia y rigidez se integran en una curva multilineal para describir la respuesta monotónica de los muros al corte lateral frente a la deformación. También se disponen de coeficientes adicionales que, al combinarse con los parámetros de resistencia y rigidez, describen una curva lineal de su respuesta monótona de naturaleza no lineal. Este modelo de curva monótona se puede utilizar tanto en los cálculos manuales como en los modelos de resorte de corte uniaxial para evaluar la respuesta sísmica lateral de los edificios de madera con áreas de tabiques significativas. Además, el modelo monotónico se amplía obteniendo un modelo cíclico histerético, que incluye la degradación de resistencia y rigidez. Los modelos mencionados son adecuados para simulaciones no lineales de tiempo historia de edificios con estructura de madera. Para desarrollar, calibrar y validar cada uno de los modelos entregados se utilizan los datos de 16 pruebas de muro, donde se consideran muros con una sola abertura de puerta y muros con una puerta y ventana.

Esta investigación es importante porque proporciona una herramienta precisa para evaluar el comportamiento sísmico de los edificios de madera. Las contribuciones más importantes incluyen el desarrollo de modelos detallados y validados para la resistencia al corte y rigidez de los tabiques de yeso en estructuras de madera, así como su respuesta cíclica.

La investigación de Butt and Omenzetter (2011) se dividió en dos partes principales. En la primera parte, se evaluó la respuesta dinámica de un edificio instrumentado a partir de 50 registros sísmicos. Utilizando técnicas de identificación de sistemas, específicamente el método de subespacio, se estimaron las frecuencias naturales y los coeficientes de amortiguamiento, y se analizó la variación de estas propiedades dinámicas en cada modo. En la segunda parte de la investigación, se estudió la dinámica del edificio incorporando al modelo estructural la interacción suelo-estructura y algunos componentes no estructurales (NSCs, por sus siglas en inglés), como tabiques y revestimientos. El objetivo era comprender la influencia de estos elementos y resaltar la importancia de incluir la interacción suelo-estructura y los NSCs en el modelo estructural para simular con mayor precisión el comportamiento de las estructuras ante un movimiento sísmico. Para lograr esto, construyeron modelos de elementos finitos considerando distintos casos, como marcos de base fija, marcos de losas, ascensores, componentes no estructurales, suelo bajo fundación y el edificio parcialmente embebido en el suelo. La interacción suelo-estructura la modelaron utilizando resortes y elementos "dashpot". Los NSCs se modelaron de la siguiente manera: los revestimientos como elementos de cáscara delgada de cuatro nodos y los tabiques de yeso como elementos link de dos nodos con elementos diagonales que representaban la rigidez a lo largo de la dirección longitudinal, utilizando los valores de rigidez de Kanvinde and Deierlein (2006). Luego, se compararon los resultados del modelo con la respuesta al terremoto de mayor magnitud de los registros seleccionados. La investigación concluyó que la participación del suelo y de los componentes no estructurales en la respuesta sísmica del edificio es significativa. Los NSCs aumentaron las frecuencias de los tres primeros modos en un 22%, 35% y 38%, respectivamente. Por otro lado, la interacción suelo-estructura redujo las frecuencias en un 21%, 26% y 19% para los tres primeros modos.

El trabajo de Butt and Omenzetter (2011) es importante debido a que proporciona una comprensión detallada de cómo los componentes no estructurales y la interacción suelo-estructura afectan la respuesta

dinámica de los edificios. Este conocimiento es esencial para mejorar el diseño sísmico de edificios, reduciendo así los riesgos y daños durante eventos sísmicos. Las contribuciones más importantes incluyen el desarrollo de un enfoque integrado para modelar la interacción suelo-estructura y los NSCs en análisis dinámicos de edificios. Además, la validación del modelo utilizando registros sísmicos reales mejora la fiabilidad y precisión de las predicciones del comportamiento sísmico.

Rahmanishamsi et al. (2016) presentan un procedimiento verificado experimentalmente para modelar analíticamente, en la plataforma OpenSees, los tabiques de yeso con montantes de acero conformados en frío. Este estudio tiene como propósito comprender mejor el comportamiento no lineal de estos tabiques bajo cargas sísmicas, debido a su impacto significativo en la respuesta global de edificios más flexibles. Para esto, consideraron un tabique típico sin aberturas y montantes de acero de calibre ligero formado en frío, atornillados a rieles de acero en la parte superior e inferior, que a su vez están fijados a la losa estructural. La placa de yeso se fija a los montantes y al riel con tornillos distanciados a intervalos regulares. Los comportamientos no lineales de las uniones se representan considerando modelos histeréticos de carga-deformación, caracterizados a partir de resultados de experimentos realizados en la Universidad de Nevada, Reno. Los montantes y rieles los modelan utilizando elementos vigas con sus propiedades que tienen en cuenta el comportamiento no lineal. Los paneles de yeso se simulan mediante elementos shell lineales de 4 nodos. Al modelo también se le incorporaron los contactos entre las placas de yeso y las losas de hormigón, así como entre las placas de yeso adyacente. Para representar con exactitud el desplazamiento en el plano y los distintos mecanismos de falla, el modelo propone subdividir el tabique en pequeños cuadrados y unirlos entre sí por resortes no lineales, también se incluyen resortes alrededor de la placa de yeso para representar las uniones a los rieles.

El modelo analítico de Rahmanishamsi et al. (2016) es importante porque permite evaluar con mayor precisión la respuesta lateral de los tabiques de yeso enmarcados en acero, lo cual es relevante para mejorar el diseño sísmico de edificios. Las contribuciones más importantes del estudio incluyen la creación de un modelo detallado y computacionalmente eficiente que puede predecir no solo la respuesta global de los tabiques, sino también los mecanismos de daño locales. Los resultados obtenidos muestran una alta correlación entre las predicciones analíticas y los resultados experimentales en términos de respuesta de fuerza-desplazamiento y mecanismos de daño, proporcionando una base sólida para mejorar las provisiones de diseño actuales y mitigar los daños en futuros eventos sísmicos.

El reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001), tiene como propósito cuantificar la diferencia en los datos de fuerza-deformación obtenidos mediante pruebas monotónicas bajo control de carga, en comparación con los datos obtenidos mediante pruebas cíclicas bajo control de desplazamientos. Además, el reporte busca determinar la resistencia nominal al rendimiento y la rigidez elástica al corte para los sistemas de resistencia a cargas laterales en tabiques de madera en paredes con armazón ligero. Otro objetivo es proporcionar datos que puedan mejorar el diseño de estos sistemas de paredes y hacer recomendaciones para posibles cambios en el código de construcción de la Ciudad de Los Ángeles. Para llevar a cabo estos objetivos, se realizan una serie de pruebas cíclicas en especímenes construidos en laboratorio, divididas en 36 grupos de ensayos para tabiques de madera 8'x8'. Las pruebas demostraron que se produce una amortiguación histerética significativa, incluso cuando los ciclos se definen como elásticos. La definición adoptada para el comportamiento elástico fue que el estado límite de fluencia ocurre cuando la carga en el último ciclo de desplazamiento a un nivel interpolado es igual al 95% de la carga correspondiente al primer desplazamiento interpolado a ese nivel. En cuanto a los resultados, se proporciona la media de los datos de carga-deformación para tres especímenes por grupo y el coeficiente de variación para los seis puntos de datos. El estudio proporciona datos valiosos sobre el comportamiento de tabiques de madera bajo cargas cíclicas, lo que contribuirá a mejorar el diseño de estos sistemas de resistencia bajo cargas laterales.

Wood (2012) desarrolló un modelo numérico en la plataforma OpenSees para evaluar la respuesta de las paredes de yeso bajo cargas sísmicas. La investigación tiene como propósito comprender el comportamiento de tabiques de yeso que, aunque no son elementos estructurales, suponen que pueden influir significativamente en la respuesta sísmica de edificios flexibles. El modelo desarrollado en la investigación es un modelo simplificado de tabiques de yeso orientado al diseño y de bajo costo computacional. Para caracterizar el comportamiento no lineal de los tabiques, utilizó el material

“Pinching4” de la biblioteca de OpenSees. Los parámetros que caracterizan la relación fuerza-desplazamiento y la energía disipada del modelo de Wood (2012) fueron calibrados a partir de datos experimentales, basándose en métricas de error relacionadas con la fuerza residual promedio y la energía histerética de medio ciclo.

En el trabajo de Wood (2012) también se realizaron análisis acoplados de edificios considerando los tabiques para evaluar el impacto de estos en la respuesta dinámica del edificio, estos análisis incluyeron los estudios de: valores propios, empuje no lineal y análisis tiempo historia no lineal para estudiar los desplazamientos entre pisos y las aceleraciones del suelo bajo movimientos sísmicos. Por último, se cuantificó cómo los tabiques afectan a la respuesta del edificio, proporcionando una base para mejorar los modelos de diseño sísmico. Entre las conclusiones más relevantes, se destaca que la inclusión de tabiques de yeso al modelo estructural puede reducir considerablemente la subestimación de la deriva entre pisos, especialmente en las primeras fases de carga sísmica. Sin embargo, a medida que las demandas sísmicas se acercan al nivel de diseño, el impacto de los tabiques de yeso en la respuesta de deriva entre pisos se reduce.

## 2.2 Modelos histeréticos de tabiques empleados

En esta tesis se optó por utilizar el modelo desarrollado por Wood (2012), debido a su fácil implementación en OpenSees en comparación de los otros modelos disponibles en la literatura. Esta accesibilidad se debe a que la investigación se encuentra correctamente documentada y a la claridad de los pasos necesarios para su implementación, lo cual facilita su adaptación a los objetivos del estudio.

El modelo opera utilizando como base el material “Pinching4” de la biblioteca de OpenSees. Este comando crea un material uniaxial que representa una respuesta carga-deformación y considera la degradación bajo carga cíclica, como se muestra en la Figura 1.

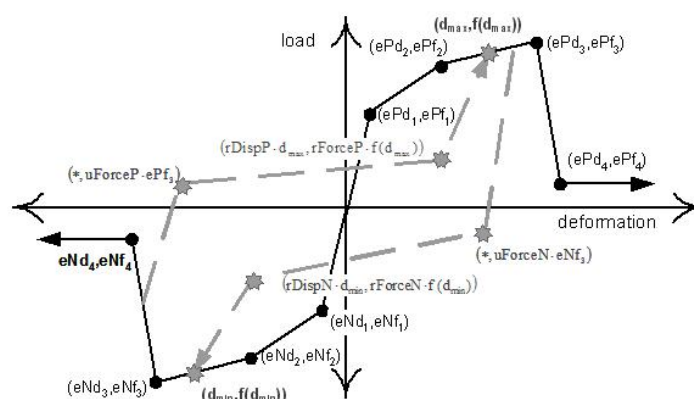


Figura 1: Curva de carga deformación para material “pinching4” (Pacific Earthquake Engineering (PEER) Center 2009).

Para utilizar el material “Pinching4”, Wood definió una serie de parámetros específicos mostrados en la Figura 1 estos son: los valores que definen los puntos de fuerza en la envolvente positiva y negativa ( $ePf_1$ - $ePf_4$ ,  $eNf_1$ - $eNf_4$ ), los valores que definen los puntos de deformación en la envolvente positiva y negativa ( $ePd_1$ - $ePd_4$ ,  $eNd_1$ - $eNd_4$ ), la relación entre la deformación en la que se produce la recarga y la máxima demanda de deformación ( $rDispP$ ), la relación entre la fuerza a la que comienza la recarga y la fuerza a la máxima demanda de deformación ( $fForceP$ ), la relación entre la resistencia desarrollada al descargar de una carga positiva y la resistencia máxima desarrollada bajo una carga monótona ( $uForceP$ ), la relación entre la deformación en la que se produce la recarga y la demanda mínima de deformación ( $rDispN$ ), la relación entre la fuerza a la que comienza la recarga y la fuerza correspondiente a la demanda mínima de deformación ( $fForceN$ ), y la relación entre la resistencia desarrollada al descargar de una carga negativa y la resistencia mínima desarrollada bajo una carga monótona ( $uForceN$ ). Además, definieron valores que controlan el modelo de degradación cíclica para

descarga y recarga de la degradación de la rigidez ( $gK1$ - $gK4$ ,  $gKLim$ ;  $gD1$ - $gD4$ ,  $gDLim$ ), valores que controlan el modelo de degradación cíclica para la degradación de resistencia ( $gF1$ - $gF4$ ,  $gFLim$ ), la disipación máxima de energía bajo carga cíclica ( $gE$ ) y el tipo de daño (cíclico o energía). Dependiendo de la sumatoria de las particiones en la dirección de análisis por piso y el tipo de partición (comercial o institucional, detallado en la sección 3.1), el modelo de Wood calcula una curva carga deformación con el material “pinching4”.

Con el fin de comparar los resultados obtenido por el modelo de tabiques de Wood (2012) y estudiar la sensibilidad del amortiguamiento equivalente frente al modelo de tabiques utilizado, se implementa también en esta investigación las curvas de histéresis de carga-deformación obtenidas en el reporte de de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001) en el software OpenSees. Para esto, se incorpora entre dos pisos adyacentes el material uniaxial SAWS disponible en la librería de OpenSees. El modelo se caracteriza por los parámetros mostrados en la Figura 2, estos son: la resistencia lateral última ( $FU$ ), la fuerza del elemento elástico para la rama descendente ( $FI$ ), desplazamiento último ( $DU$ ), rigidez inicial ( $S0$ ), relación de rigidez de la línea asintótica con respecto a la curva envolvente ( $R1$ ), relación de rigidez de la rama descendente de la curva envolvente ( $R2$ ), relación de rigidez de la rama de descarga de la curva envolvente ( $R3$ ), relación de rigidez de la rama de descarga ( $R4$ ), degradación de la rigidez para resorte de la pared de cortante ( $\alpha$ ) y degradación de la rigidez para el elemento resorte ( $\beta$ ). Cada uno de estos parámetros fueron calibrados a partir de resultados experimentales en el reporte mencionado. En la Tabla 1 se presentan los valores para un tabique de 2.4 m x 2.4 m por piso.

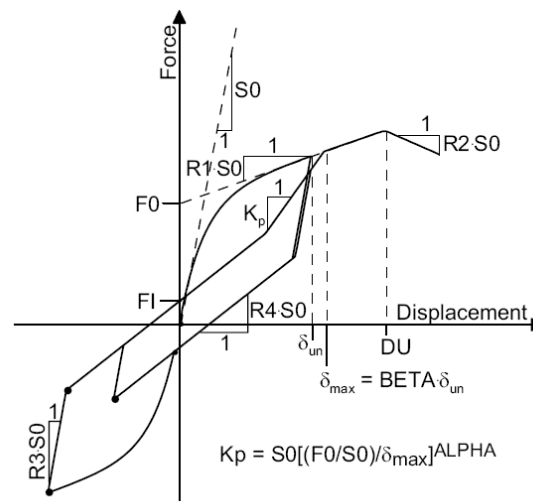


Figura 2: Curva de carga deformación para material “SAWS” (Pacific Earthquake Engineering (PEER) Center 2009).

Tabla 1: Parámetros utilizados para calibrar el modelo de tabiques obtenido del reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001).

<b>FU [kip]</b>	3.35
<b>FI [kip]</b>	0.12FU
<b>DU [in]</b>	0.51
<b>S0 [kip/in]</b>	32.95
<b>R1</b>	0.06
<b>R2</b>	-0.03
<b>R3</b>	0.55
<b>R4</b>	0.02
<b><math>\alpha</math></b>	0.8
<b><math>\beta</math></b>	1.2

### 2.3 Identificación de sistemas

La identificación de sistemas permite estimar las propiedades dinámicas de una estructura a partir de su respuesta registrada. Estas técnicas pueden clasificarse en dos grandes tipos, no paramétricas y paramétricas. En la primera el sistema se trabaja como una caja negra en el cual a partir de una función de transferencia se busca encontrar una relación funcional entre las entradas y salidas del sistema. Las técnicas no paramétricas tienen muchas desventajas, como la falta de información previa sobre la estructura y porque la función inferida requiere de un modelo paramétrico para su interpretación (Beck 1978). Las técnicas paramétricas consisten en encontrar las propiedades dinámicas a partir de una minimización entre la respuesta registrada de un edificio obtenida por sensores y la predicha por un modelo numérico de la estructura. Estos métodos, en comparación con los no paramétricos, son más efectivas y fiables, aun así, algunos métodos tienen desventajas, como la sensibilidad de los modelos a los parámetros iniciales (Frank Pai and Palazotto 2008; Wellstead 1981).

Dentro de los métodos paramétricos, un subconjunto de ellos se denominan como “métodos de minimización del error de predicción”, o PEM por sus siglas en inglés (*Prediction Error Minimization*). Este tipo de métodos se basa en encontrar un conjunto de parámetros óptimos de modo que un modelo numérico del sistema sea capaz de reproducir la respuesta registrada por los sensores, con el menor error posible. En esta línea McVerry (1980), propuso un método de minimización modal basado en el dominio de la frecuencia. A partir de señales de entrada y salida conocidas, calcula la respuesta de la amplitud y la fase. Luego, utilizando sistemas lineales equivalentes, se infieren los parámetros del modelo a partir de las respuestas minimizando la diferencia entre lo predicho y lo medido. Beck and Jennings (1980), realizan el mismo ajuste, pero en el dominio del tiempo. Si bien emplear métodos basados en modelos físicos suele llevar a problemas numéricos debido a la gran cantidad de parámetros involucrados, como por ejemplo converger a mínimos locales en vez del mínimo global del problema. Este tipo de métodos tiene la ventaja de que sus parámetros corresponden directamente a los que se emplean en el diseño sísmico de estructuras. En consecuencia, se obtienen los parámetros modales sin requerir de ningún tipo de transformación o manipulación matemática. Si los edificios instrumentados tienen una respuesta torsional desacoplada, es decir, si la respuesta traslacional puede capturarse mediante un modelo plano, entonces los modelos de minimización modal entregan resultados confiables y son capaces de reproducir de buena forma la respuesta sísmica registrada (Cruz and Miranda 2019). En consecuencia, en esta investigación se empleará un modelo de minimización modal en el dominio del tiempo, basado en Beck y Jennings (1980).

#### 2.3.1 Minimización modal en el dominio del tiempo

El método de minimización modal en el dominio del tiempo (Beck and Jennings 1980) consiste en encontrar los parámetros de un modelo estructural que minimicen la diferencia entre la aceleración relativa medida ( $\ddot{u}_j(t)$ ) por los diferentes sensores del edificio y la aceleración relativa predicha ( $\hat{\ddot{u}}_j(t)$ )

por el modelo numérico. Específicamente, el modelo numérico consiste en un análisis de superposición modal en el dominio del tiempo, considerando una estructura de base fija con amortiguamiento clásico. Las ecuaciones (1)-(4) corresponden a las ecuaciones del análisis, donde la respuesta de cada modo(n) viene dada por la ecuación (1) y los desplazamientos modales en el j-ésimo grado de libertad de la estructura se calculan con la ecuación (2).

$$\ddot{D}_n(t) + 2\omega_n\xi_n\dot{D}_n(t) + \omega_n^2D_n(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

$$u_{nj}(t) = \Gamma_n\phi_{nj}D_n(t) \quad (2)$$

Donde  $\ddot{D}_n$ ,  $\dot{D}_n$ ,  $D_n$  corresponde a la aceleración relativa, velocidad y desplazamiento de un sistema de un grado de libertad con masa unitaria, frecuencia natural  $\omega_n$ , y fracción de amortiguamiento crítico  $\xi_n$ ; y  $\ddot{u}_g$  representa la aceleración del suelo. El factor de participación modal y la forma modal del modo n corresponde a  $\Gamma_n$  y  $\phi_{nj}$ , respectivamente. Finalmente, la estimación de la respuesta estructural de aceleraciones relativas en el grado de libertad j,  $\ddot{u}_j$ , se obtiene sumando las respuestas modales de los primeros N modos considerados:

$$\ddot{u}_j(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n\phi_{nj}\ddot{D}_n(t) \quad (3)$$

El método busca reproducir la respuesta registrada a partir del modelo numérico, con el menor error posible. Para ello, la ecuación (4) define la función objetivo  $J(\theta)$  a minimizar. El mínimo de esta función corresponde al mejor ajuste entre la respuesta medida y la predicha por el modelo estructural, entendida como aquella que genera el menor error de mínimos cuadrados. Se puede observar que la función objetivo se normaliza por la aceleración medida con el propósito de que el error sea relativo.

$$J(\theta) = \sum_{j=1}^{N_{\text{sen}}} \sum_{i=1}^{\tau} \frac{[\ddot{u}_j(i\Delta t) - \ddot{u}_j(i\Delta t)]^2}{\sum_{k=1}^{\tau} [\ddot{u}_j(k\Delta t)]^2} \quad (4)$$

Donde  $N_{\text{sen}}$  corresponde al número de sensores,  $\Delta t$  es el paso del tiempo,  $\tau$  número de puntos de la señal y  $\theta$  número de parámetros a estimar, escritos de la forma:

$$\theta = \left( \left\{ \begin{matrix} T_1 \\ \vdots \\ T_n \end{matrix} \right\}; \left\{ \begin{matrix} \xi_1 \\ \vdots \\ \xi_n \end{matrix} \right\}; \left[ \begin{matrix} \Gamma_1\phi_{11} & \dots & \Gamma_N\phi_{N1} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \Gamma_1\phi_{1N_{\text{sen}}} & \dots & \Gamma_N\phi_{NN_{\text{sen}}} \end{matrix} \right] \right) \quad (5)$$

Donde  $T_n$  es el periodo modal del enésimo modo,  $\xi_n$  la fracción de amortiguamiento del enésimo modo y  $\Gamma_N\phi_{NN_j}$  representa la forma modal efectiva del enésimo modo evaluado en el piso donde se sitúa el sensor j.

Para utilizar el método es necesario entregarle valores iniciales de periodo, amortiguamiento y formas modales, para así comenzar a minimizar la función objetivo y evitar mínimos locales. Todos los valores fueron obtenidos a partir de los modelos creados en OpenSees (Mazzoni et al., 2006), excepto el amortiguamiento que se establece un valor fijo cercano al 5%.

## 2.4 Análisis de Franjas Múltiples

El análisis dinámico incremental (IDA), propuesto por Vamvatsikos and Cornell (2002), es un método que se utiliza para evaluar cómo responde una estructura a medida que aumenta la intensidad sísmica. Este método implica someter un modelo estructural a uno o más registros de movimiento sísmico, escalados a diferentes niveles de intensidad, para producir curvas que representan la respuesta estructural frente a estos niveles. Estas curvas proporcionan una visión detallada del comportamiento de la estructura, desde su comportamiento elástico hasta el colapso.

Para un IDA, se utiliza una medida de intensidad (IM) para caracterizar el nivel de demanda sísmica, como por ejemplo la aceleración espectral ( $S_a$ ), que se correlacione con el parámetro de respuesta estructural, o parámetro de demanda de ingeniería (EDP, *Engineering Demand Parameter*), a estudiar. Los tabiques típicamente se caracterizan utilizando la máxima deriva entre pisos (PIDR) como EDP (Kanvinde and Deierlein 2006; Wood 2012), ya que este se correlaciona mejor con daños en estos elementos.

El análisis de franjas múltiples es una variación del IDA, donde se analiza la respuesta de la estructura a un conjunto de registros sísmicos escalados de modo de poseer un mismo valor de IM. El analista escoge un conjunto de valores de IM, o “franjas”, y el análisis permite realizar una estimación probabilística de la respuesta estructural, analizando la distribución de los EDP en estudio para tomar en cuenta la variabilidad terremoto a terremoto.

En esta investigación, se realiza un análisis de franjas múltiples donde las distintas franjas están asociadas a un nivel determinado de amenaza sísmica. Esto permite estimar la contribución de los tabiques al amortiguamiento de la estructura en función del nivel de amenaza. Por ejemplo, se pueden analizar las intensidades asociadas a los sismos de servicio (SLE, con una probabilidad de excedencia de 50% en 30 años), diseño (DBE, 10% en 50 años), y MCE (2% en 50 años) y estudiar si corresponde agregar amortiguamiento adicional, y qué valor se debería adicionar, por daño de tabiques durante sismos de mayor intensidad sísmica.

### **3 Metodología**

En esta investigación se realiza una serie de simulaciones numéricas de modo de cuantificar la contribución de tabiques de yeso al amortiguamiento total de la estructura. Para ello, se modelan de forma lineal dos marcos planos de 1 piso y edificios de 3, 9, 20 y 50 pisos. En todos los casos, se asigna a todos los modos una fracción de amortiguamiento modal del 5%. A los modelos estructurales se les añadieron elementos no lineales que describen el comportamiento de los tabiques. De esta forma, la única fuente de disipación de energía – además del 5% de amortiguamiento viscoelástico asumido – corresponde a la histéresis de los tabiques. Para cada estructura se realiza un análisis incremental de franjas múltiples, empleando por cada franja 30 registros. Luego, se emplean las técnicas de identificación de sistemas para estimar el sistema lineal equivalente que mejor reproduce la respuesta calculada, es decir, para cada nivel de intensidad y registro sísmico se obtiene un periodo y una fracción de amortiguamiento modal equivalente. Finalmente, se estudia la dependencia del periodo y el amortiguamiento equivalente con la amplitud. Las siguientes secciones describen en mayor detalle la metodología empleada.

#### **3.1 Modelos no lineales de tabiques implementados**

Como se menciona en la Sección 2.2, el modelo principal de tabiques utilizado es el propuesto por Wood (2012). En la Figura 3, se muestra cómo se incorpora entre dos pisos adyacentes el modelo de tabiques seleccionado: se crean 2 nodos en las vigas (nodos maestros) y 2 nodos en el centro del entrepiso (nodos esclavos), y entre los nodos esclavos se incorpora el elemento de longitud cero con el material *pinching4* detallado anteriormente.

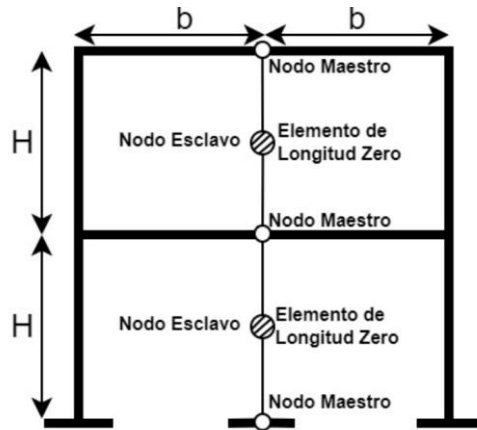


Figura 3: Implementación de tabiques entre dos pisos adyacentes, adaptado de Wood (2012).

El modelo recibe como entradas la sumatoria de las dimensiones de las particiones en la dirección de análisis por piso y el tipo de partición (institucional o comercial). Los parámetros que definen el tipo de tabique se detalla en la Tabla 2.

Tabla 2: Clasificación de tabiques.

Clasificación	Espesor del montante (in)	Número de montantes	Espaciamiento de montantes (in)
Comercial	0.0188	7	24
Institucional	0.0312	10	16

Para calcular la longitud total de tabiques en la dirección de análisis por piso se utiliza la ecuación (6), obtenida del estudio de Wood (2012). Esta ecuación estima la densidad de tabiques por piso a partir del área de la planta de cada nivel.

$$L_{wi} = \frac{n_i L_i}{n_x L_x + n_y L_y} A_{TRIB} PI \quad (6)$$

Donde  $L_{wi}$ : es el largo de tabique en la dirección  $i$  (x o y),  $A_{TRIB}$ : área tributaria,  $n_i$ : número de bahías en dirección  $i$ ,  $L_i$ : largo de una bahía en dirección  $i$ , y  $PI$ : índice de partición considerado, el cual depende del tipo de edificación, para edificios de oficinas el valor de  $PI$  es mínimo 0.07 y máximo 0.13.

A modo de ejemplo, en la Figura 4 se muestra el comportamiento histerético de los tabiques obtenidos a partir de un análisis no lineal estático (pushover) monótonico, considerando un tabique comercial y una longitud de 117 ft (35.7 m). También se indican las curvas considerando la media de la respuesta de los 9 especímenes experimentales empleados por Wood (2012) para calibrar el modelo, y la media más y menos una desviación estándar. En la Figura 5, se muestra la curva de histéresis obtenida realizando un análisis de pushover cíclico, con las mismas consideraciones mencionadas anteriormente, el patrón de cargas cíclicas se presenta en la Figura 6 y los puntos representan los valores evaluados. Este análisis se realiza para validar la implementación del modelo de Wood (2012) en este estudio.

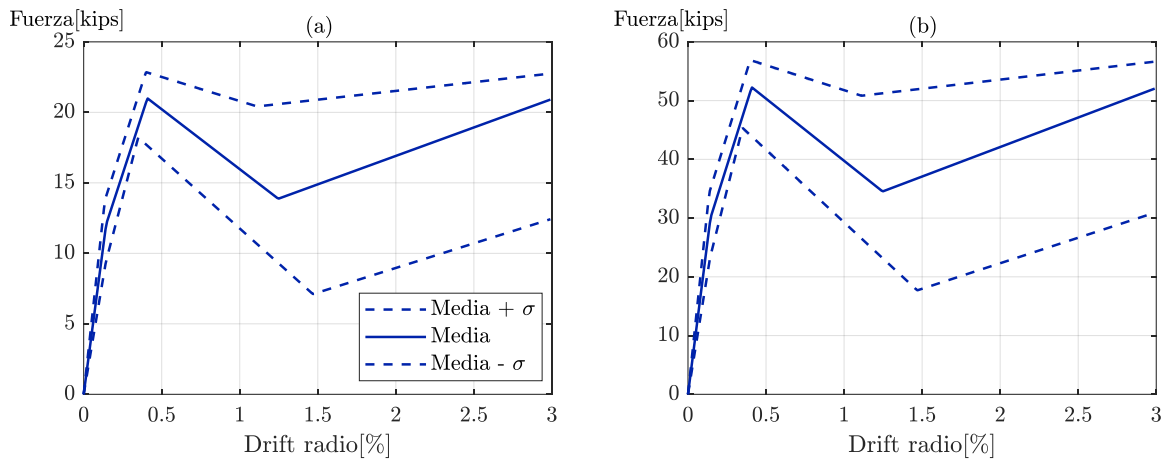


Figura 4: Curva de histéresis de tabiques de yeso de modelo propuesto por Wood (2012) obtenidas de un análisis pushover monotónico: (a) Tabique tipo comercial; (b) Tabique tipo institucional.

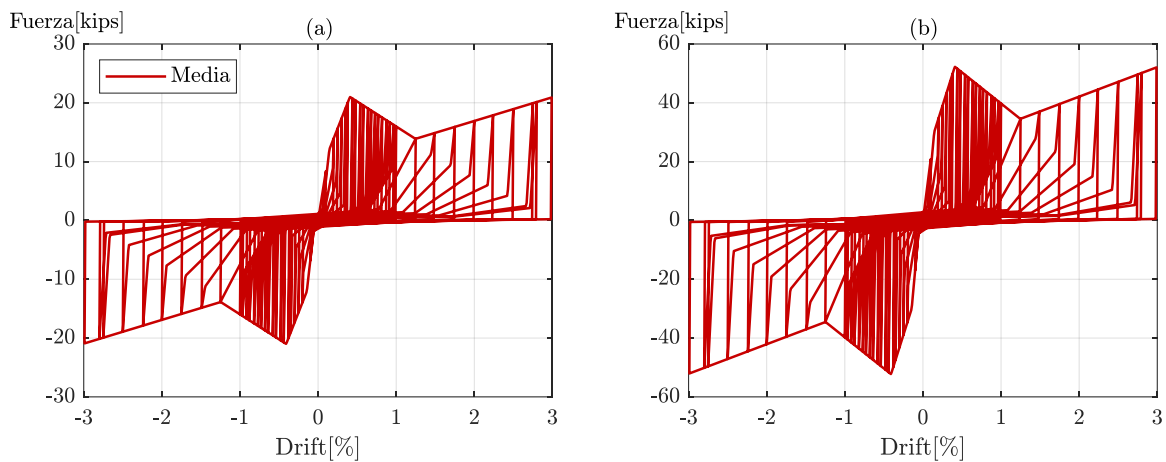


Figura 5: Curva de histéresis de tabiques de yeso de modelo propuesto por Wood (2012) obtenidas de un análisis pushover cíclico: (a) Tabique tipo comercial; (b) Tabique tipo institucional.

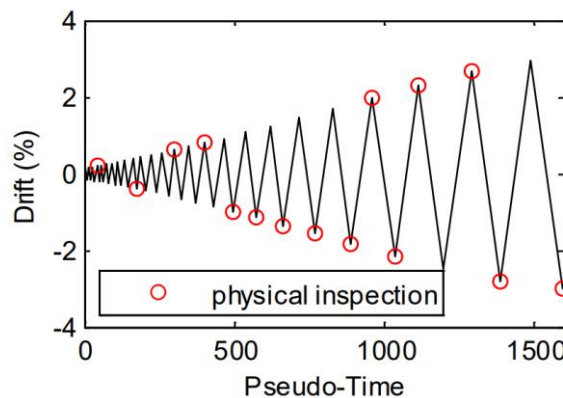


Figura 6: Patrón de cargas obtenido de Wood (2012).

Cabe destacar que para una razón de derivas de piso (drift) mayores al 3%, las particiones se consideran completamente deterioradas, por lo que no aportan rigidez ni amortiguamiento al modelo estructural de un edificio.

Con el fin de comparar los resultados obtenidos del modelo de Wood (2012), se implementará en la plataforma OpenSees (Mazzoni et al., 2006), las curvas de histéresis de carga-deformación obtenidas en el reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001), utilizando el material SAWS detallado en el marco teórico. En la Figura 7a y Figura 7b se presentan las curvas de histéresis considerando un pushover monotónico y cíclico. Cabe destacar que en este modelo los tabiques para una razón de derivas de piso mayores al 2% se consideran completamente deterioradas.

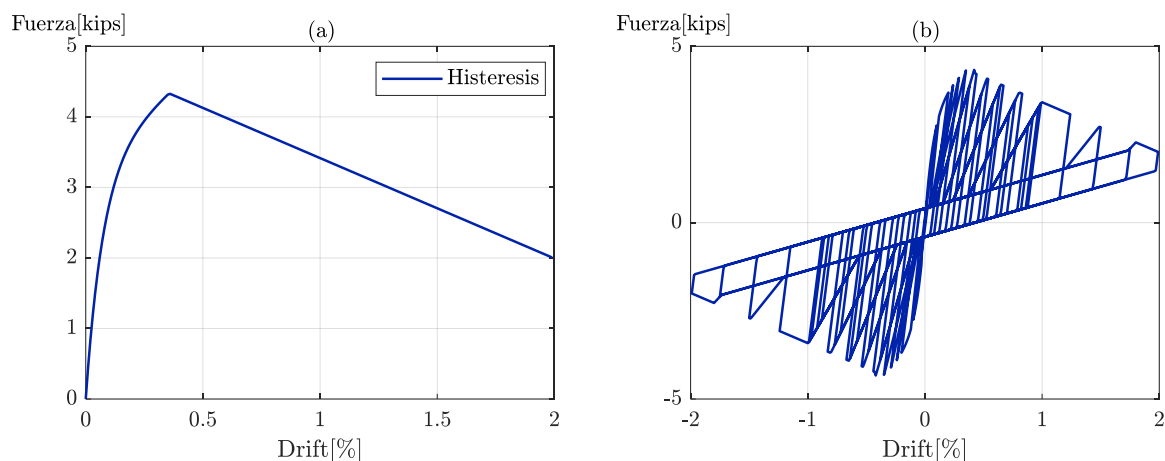


Figura 7: Curva de histéresis de modelo de tabiques implementado con datos del reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001): (a) Curva de histéresis monotónica; (b) Curva de histéresis cíclica.

## 3.2 Estructuras

En esta investigación se analiza el comportamiento de los tabiques de yeso en dos marcos planos de 1 piso y en cuatro edificios de 3, 9, 20 y 50 pisos, respectivamente. Cada una de las estructuras son de marcos de acero y se consideran situadas en San Francisco, California, con coordenadas  $Lat= 37.793^\circ$ ,  $Lon= -122.401$ , velocidad de onda promedio en los primeros 30 metros ( $V_{s30}$ ) de 537 m/s y sobre un suelo tipo C (según la clasificación NEHRP(Washington 2009) ). La ubicación y el tipo de suelo se utilizan específicamente para relacionar el valor de la medida de intensidad del análisis de franja con un nivel de amenaza sísmica. El tipo de suelo afecta la selección de registros sísmicos, ya que estos deben ser acordes a la amenaza sísmica correspondiente a dicha clasificación del suelo. Para todas las estructuras, los elementos estructurales se modelan de forma lineal, incorporando al modelo estructural los tabiques de yeso, permitiendo solo en ese elemento incurrir en el rango no lineal. Esto se realiza con el fin de que cualquier aporte al amortiguamiento sea consecuencia al comportamiento no lineal de los tabiques de yeso. Además, para todas las estructuras se utiliza amortiguamiento modal del 5%, considerando una base fija, sin interacción suelo-estructura. Por lo tanto, no se contempla un amortiguamiento adicional por radiación o por histéresis del suelo.

Para el modelo en OpenSees no se utiliza ninguna consideración especial entre la viga y columna, es decir, están directamente conectadas. El tipo de integración numérica que se utiliza es “NewtonLineSearch” con tolerancia igual a 0.5 y un paso de tiempo de 1 segundo. Finalmente cabe destacar que no se incluye efecto Pdelta. A continuación, se describen de forma general los edificios.

### 3.2.1 Marco de 1 piso

Con el fin de comparar el comportamiento de la estructura utilizando distintos modelos de tabiques se analizan dos marcos de 1 GDL, uno de estos con el modelo de tabique propuesto por Wood (2012) y el otro es el implementado con los valores obtenidos de curvas cargas-deformación del reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001).

Para la configuración propuesta por Wood (2012) se considera un tabique comercial (Tabla 2), con una longitud de 7.87 ft y comportamiento histerético medio (véase Figura 4). Para el modelo implementado utilizando los valores obtenidos en el reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001) se utiliza la misma longitud de tabiques. Se selecciona esta longitud debido a que los ensayos experimentales realizados en el reporte consideraron tabiques de dicha longitud, por lo que para aplicar de buena manera este modelo y utilizar así directamente los parámetros entregados en la investigación (detallados en la Tabla 1), se hacen coincidir la altura y el ancho del tabique (ambas dimensiones 7.87 ft, ver Figura 8), con los valores para los cuales se realizó la calibración numérica. Ambos marcos poseen un periodo fundamental de 0.580 s, y en caso de que las estructuras no tengan tabiques, el periodo es 0.586 s. En la Tabla 3 y Tabla 4 se indican detallados el peso por piso y los perfiles de acero respectivamente.

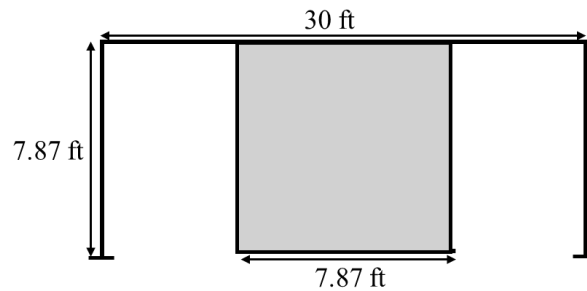


Figura 8: Vista transversal del marco en estudio.

Tabla 3: Peso piso marco plano.

Peso Piso [Kips]
0.56

Tabla 4: Secciones transversales del marco plano.

Nivel	Columnas	Viga	Elevación (ft)
1	W14x257	W33X118	7.87

### 3.2.2 Edificio 3 pisos

Se estudia el efecto de las particiones en un edificio de marcos de acero de 3 pisos utilizado en la investigación de Wood (2012), el cual fue obtenido desde Gupta and Krawinkler (1999). El edificio se sitúa originalmente en Los Ángeles, California y para el diseño del edificio se utiliza el Código Uniforme de Construcción (ICBO 1994) clasificando en una zona sísmica 4. Sin embargo, para la selección de registros se considera lo expuesto al inicio de la sección 3.2. La Figura 9 ilustra la vista en planta y elevación de la estructura. En la Tabla 5 y Tabla 6 se indican detallados el peso por piso y los perfiles de acero respectivamente.

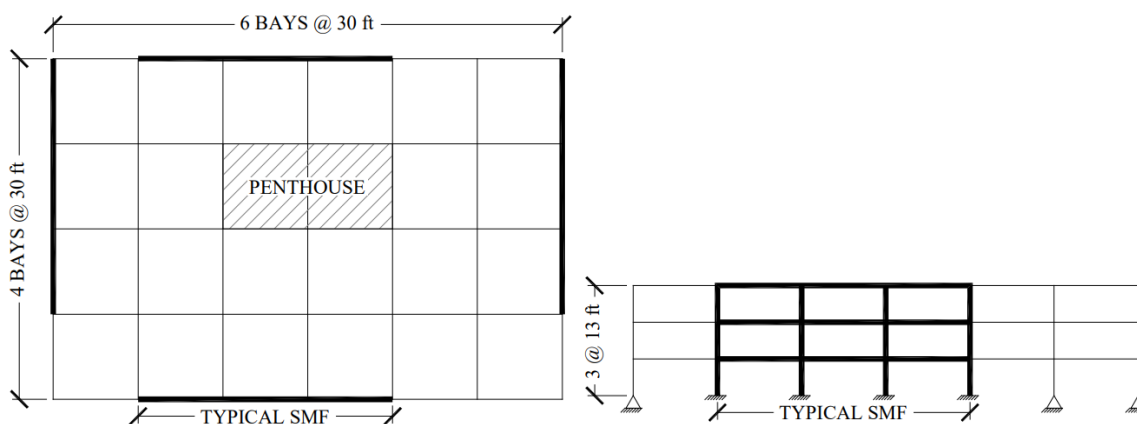


Figura 9: Vista en planta y transversal del edificio de 3 pisos en estudio (Wood 2012).

Tabla 5: Peso por piso del edificio de 3 pisos.

	<b>Peso [Kips]</b>
<b>Piso 2 y 3</b>	65.53
<b>Techo</b>	70.9

Tabla 6: Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 3 pisos.

<b>Nivel</b>	<b>Columnas</b>	<b>Vigas</b>	<b>Elevación (ft)</b>
1	W14x311	W30X16	13
2			26
3		W24X62	39

La estructura posee una altura de 39 ft y la longitud total de tabiques por piso que se incorpora al modelo es la media entre la mínima (50 ft) y máxima longitud (94 ft), calculadas con la ecuación (6) utilizando el índice de partición (IP) mínima y máxima, obteniendo un valor de 72 ft, estos se ubican al centro de cada nivel. El tipo de tabique considerado es del tipo comercial (Tabla 2) y se utiliza el comportamiento histerético medio (curva roja de Figura 4). En la Tabla 7 se presentan los periodos de la estructura con y sin tabiques.

Tabla 7: Periodos fundamentales de edificio de 3 pisos con y sin tabiques.

<b>Periodo fundamental</b>	
Estructura sin tabiques	Estructura con tabiques
1.02s	0.98s

### 3.2.3 Edificio 9 pisos

Se estudia el efecto de las particiones en un edificio de marcos de acero de 9 pisos utilizado en la investigación de Wood (2012), el cual fue obtenido desde Gupta and Krawinkler (1999). El edificio se sitúa originalmente en Los Ángeles, California y para el diseño del edificio se utiliza el Código Uniforme de Construcción (UBC) de 1994 clasificando en una zona sísmica 4. Sin embargo, para la selección de registros se considera lo expuesto al inicio de la sección 3.2. La Figura 10 ilustra la vista en planta y

elevación de la estructura. En la Tabla 8 y Tabla 9 se indican detallados el peso por piso y los perfiles de acero respectivamente.

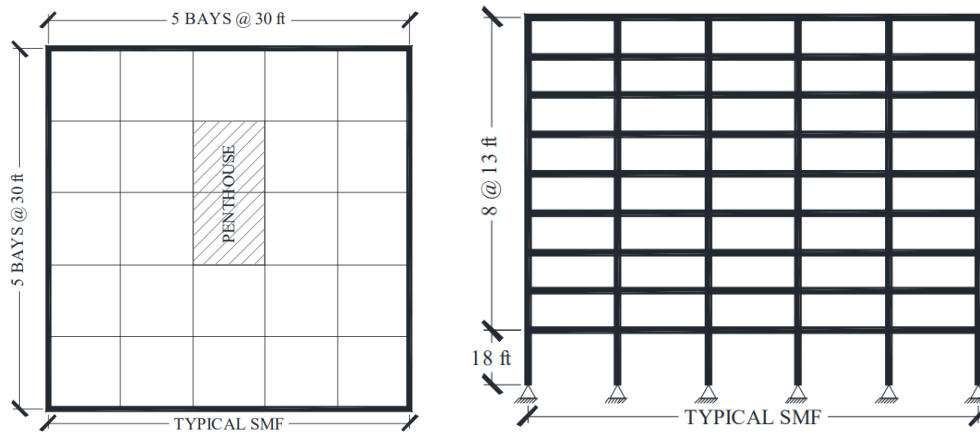


Figura 10: Vista en planta y transversal del edificio de 9 pisos en estudio (Wood 2012).

Tabla 8: Peso por piso del edificio de 9 pisos.

	<b>Peso [Kips]</b>
<b>Piso 2</b>	69.04
<b>Piso 3 a 9</b>	66.63
<b>Techo</b>	73.88

Tabla 9: Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 9 pisos.

<b>Nivel</b>	<b>Columnas</b>	<b>Vigas</b>	<b>Elevación (ft)</b>
1	W14x500	W36x150	18
2			31
3	W14x455	W33x141	44
4			57
5			70
6	W14x370	W33x130	83
7	W14x283	W27x102	96
8		W27x94	109
9	W14x257	W24x62	122

La longitud total de tabiques por piso que se utiliza es la media entre la mínima (63 ft) y máxima longitud (117 ft), calculadas con la ecuación (6), utilizando el índice de partición (IP) mínima y máxima, obteniendo un valor de 90 ft, estos se ubican al centro de cada nivel. El tipo de tabique considerado es del tipo comercial (ver Tabla 2) y se utiliza el comportamiento histerético medio (curva roja de Figura 4). La estructura posee una altura de 122 ft y en la Tabla 10 se presentan los periodos fundamentales de la estructura con y sin tabiques.

Tabla 10: Periodos fundamentales de edificio de 9 pisos con y sin tabiques.

Periodo fundamental	
Estructura sin tabiques	Estructura con tabiques
2.05s	1.98s

### 3.2.4 Edificio 20 pisos

Se estudia el efecto de las particiones en un edificio de marcos de acero de 20 pisos utilizado en la investigación de Wood (2012), el cual fue obtenido desde Gupta and Krawinkler (1999). El edificio se sitúa originalmente en Los Ángeles, California y para el diseño del edificio se utilizó el Código Uniforme de Construcción (ICBO 1994) clasificando en una zona sísmica 4. Sin embargo, para la selección de registros se considera lo expuesto al inicio de la sección 3.2. La Figura 11 ilustra la vista en planta y elevación de la estructura. En la Tabla 11 y Tabla 12 se indican detallados el peso por piso y los perfiles de acero respectivamente.

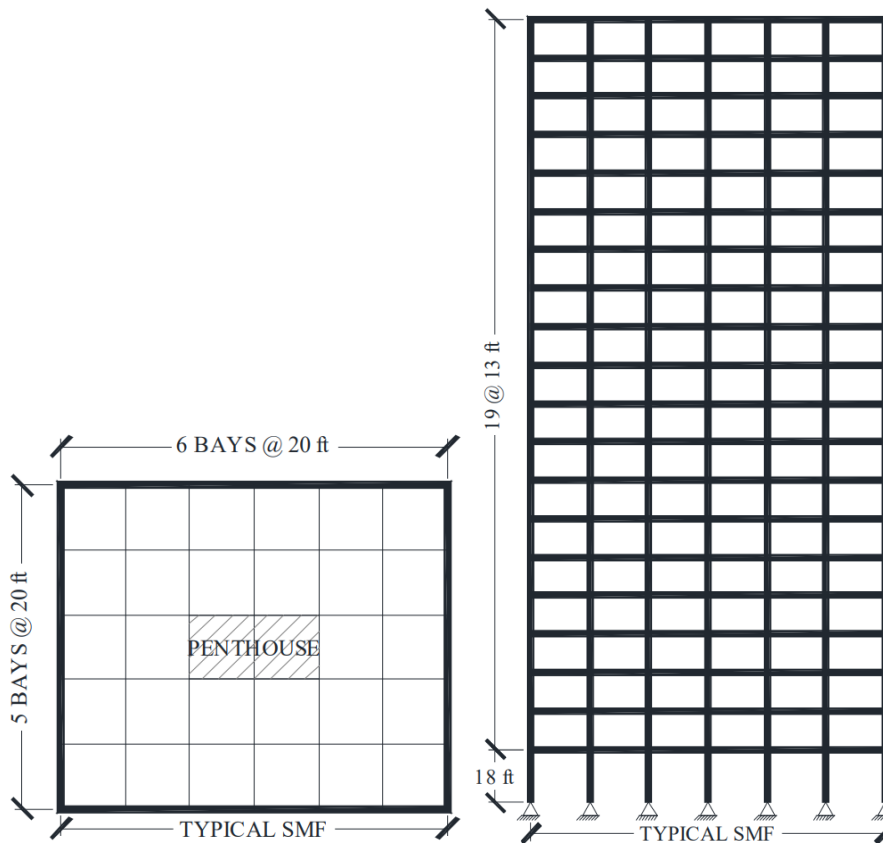


Figura 11: Vista en planta y transversal del edificio de 20 pisos en estudio (Wood 2012).

Tabla 11: Peso por piso del edificio de 20 pisos.

	Peso [Kips]
<b>Piso 2</b>	38.63
<b>Piso 3 a 20</b>	37.76
<b>Techo</b>	40.08

Tabla 12: Secciones transversales de vigas y columnas del edificio de 20 pisos.

Nivel	Columnas	Vigas	Elevación (ft)
1	W24x335	W30x99	18
2			31
3			44
4			57
5	W24x279	W30x108	70
6			83
7			96
8			109
9			122
10			135
11	W24x229	W30x99	148
12			161
13			174
14			187
15	W24x162	W27x84	200
16			213
17	W24x117	W24x62	226
18			239
19			252
20	W24x94	W21x50	265

La longitud total de tabiques por piso que se utiliza es la media entre la mínima (25 ft) y máxima longitud (48 ft), calculadas con la ecuación (6), utilizando el índice de partición (IP) mínima y máxima, obteniendo un valor de 36.5 ft, estos se ubican al centro de cada nivel. El tipo de tabique considerado es del tipo comercial (ver Tabla 2) y se utiliza el comportamiento histerético medio (curva roja de Figura 4). La estructura posee una altura de 265 ft y en la Tabla 13 se presentan los periodos fundamentales de la estructura con y sin tabiques.

Tabla 13: Periodos fundamentales de edificio de 20 pisos con y sin tabiques.

Periodo fundamental	
Estructura sin tabiques	Estructura con tabiques
3.58s	3.51s

### 3.2.5 Edificio 50 pisos

Se estudia el efecto de las particiones en un edificio de acero de 50 pisos obtenido desde Molina Hutt et al. (2019). El edificio se sitúa en San Francisco, California sobre un tipo de suelo D según ASCE 7 (American Society of Civil Engineers. 2010), para el diseño del edificio se utiliza el Código Internacional de Edificios (ICC 2015). La Figura 12 ilustra la vista en planta y elevación de la estructura y en la Tabla 14 se indican detallados el peso por piso.

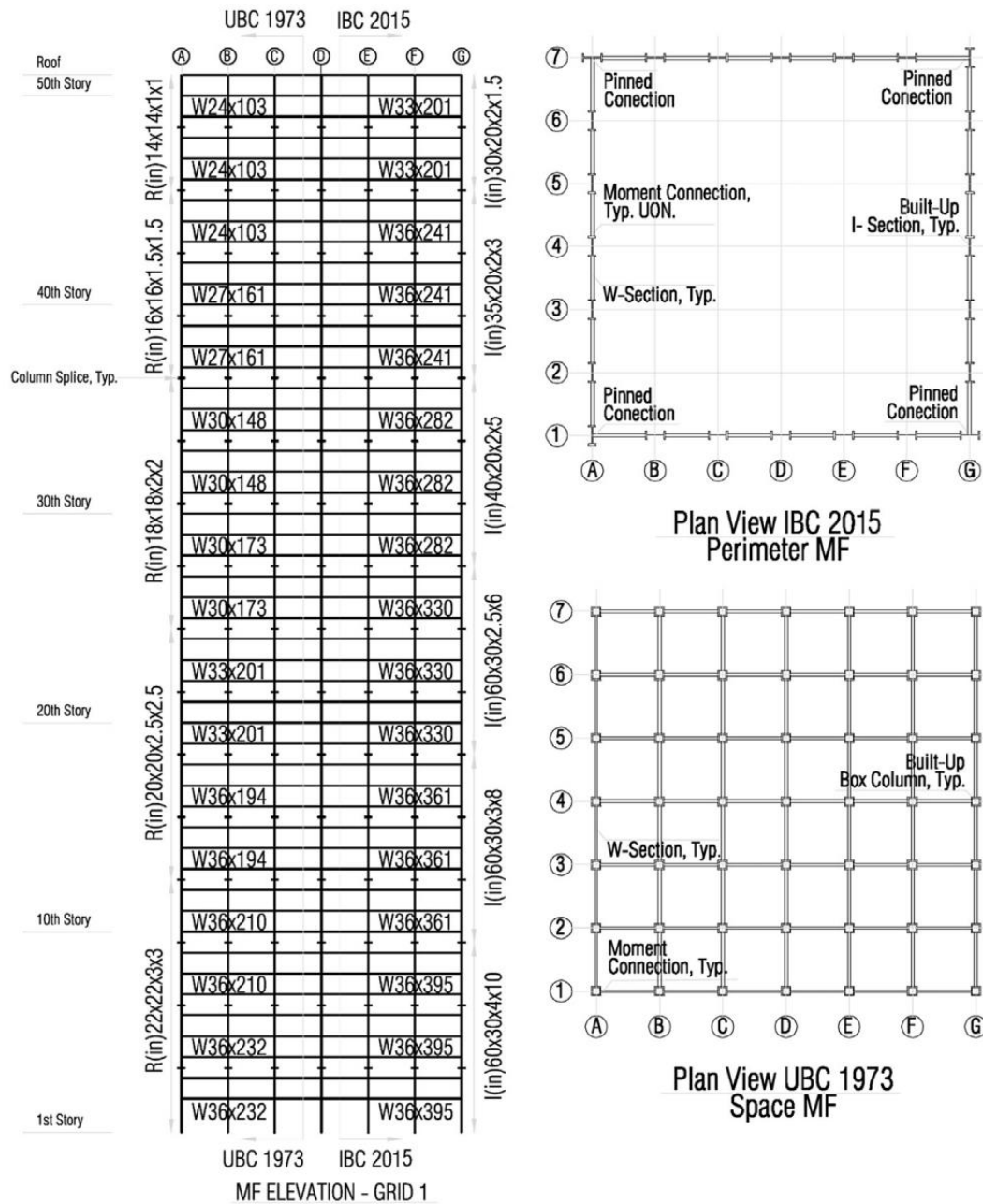


Figura 12: Vista en planta y transversal del edificio de 50 pisos en estudio con secciones de vigas y columnas (Molina Hutt et al. 2019)

Tabla 14: Peso por piso del edificio de 50 pisos.

	<b>Peso [Kips]</b>
<b>Piso 1 a 24</b>	3606.5
<b>Piso 25</b>	6195.1
<b>Piso 26 a 50</b>	3606.5
<b>Techo</b>	6195.1

La longitud total de tabiques por piso que se utiliza es la media entre la mínima (54.9 ft) y máxima longitud (101.9 ft), calculadas con la ecuación (6), (6) utilizando el índice de partición (IP) mínima y

máxima, obteniendo un valor de 78.4 ft, estos se ubican al centro de cada nivel. El tipo de tabique considerado es del tipo comercial (ver Tabla 2) y se utiliza el comportamiento histerético medio (curva roja de Figura 4). La estructura posee una altura de 632.5 ft y en la Tabla 15 se presentan los periodos fundamentales de la estructura con y sin tabiques.

Tabla 15: Periodos fundamentales de edificio de 50 pisos con y sin tabiques.

Periodo fundamental	
Estructura sin tabiques	Estructura con tabiques
6.18s	6.07s

### 3.3 Análisis de sensibilidad

Se realiza un análisis paramétrico para estudiar la sensibilidad del periodo y fracción de amortiguamiento inferidos frente a cambios en parámetros que gobiernen la respuesta de los tabiques. Específicamente, se evalúa el efecto de la longitud representativa de los tabiques; los parámetros que definen la curva de histéresis del modelo de tabiques; y el tipo de tabique utilizado (comercial o institucional). Para ello, se utilizó como caso base el edificio de 9 pisos con tabiques de tipo comercial, empleando la longitud media y los parámetros del modelo histerético calibrados por Wood (2012) a partir de la media de los especímenes ensayados. En las siguientes subsecciones se detallan las consideraciones utilizadas para cada modelo estructural y los periodos obtenidos.

#### 3.3.1 Variación longitud de tabiques de yeso

Para estudiar el efecto de la longitud total de tabiques por piso en la dirección de análisis, se consideran únicamente tabiques del tipo comercial (Tabla 2), con un comportamiento histerético medio (curva roja de Figura 4) y ubicados en el centro de cada nivel. Se realizan tres modelaciones distintas del edificio, considerando tres longitudes diferentes de tabiques, la mínima (63 ft), la media (90 ft) y la máxima (117 ft), calculadas según la ecuación (6). En la Tabla 16 se presentan los periodos fundamentales de las estructuras con largo mínimo, medio y máximo de tabiques.

Tabla 16: Periodos fundamentales de edificio de 9 pisos con largo mínimo, medio y máximo.

Periodo fundamental			
Estructura sin tabiques	Estructura con largo mínimo de tabiques	Estructura con largo medio de tabiques	Estructura con largo máximo de tabiques
2.05s	2.00s	1.98s	1.97s

#### 3.3.2 Variación de curva de histéresis

Para estudiar el efecto de los valores que caracterizan a la curva de histéresis del modelo propuesto por Wood, se consideran únicamente tabiques del tipo comercial (Tabla 2) y con una longitud por piso igual al valor medio (90 ft). Se realizan tres modelaciones distintas del edificio, considerando un comportamiento histerético de los tabiques con valores experimentales medios, media menos y más una desviación estándar, ver Figura 4. En la Tabla 17 se presentan los periodos fundamentales de las estructuras considerando los distintos comportamientos histeréticos.

Tabla 17: Periodos fundamentales de edificio de 9 pisos con curva de histéresis  $\mu-\sigma$ ,  $\mu$  y  $\mu+\sigma$

Periodo fundamental			
Estructura sin tabiques	Estructura con histéresis $\mu-\sigma$	Estructura con histéresis $\mu$	Estructura con histéresis $\mu+\sigma$
2.05s	1.99s	1.98s	1.97s

### 3.3.3 Variación de tipo de tabique

Para estudiar el efecto del tipo de tabique, se consideran únicamente tabiques con una longitud por piso igual al valor medio (90 ft) y un comportamiento histerético medio (curva roja de Figura 4). Se realizan dos modelaciones distintas del edificio: considerando tabiques comerciales y tabiques institucionales. Los detalles de cada tipo se presentan en la Tabla 2 y los periodos de las estructuras se ilustran en la Tabla 18.

Tabla 18: Periodos fundamentales de edificio de 9 pisos con tipo tabique comercial e institucional

<b>Periodo fundamental</b>		
Estructura sin tabiques	Estructura con tabique comercial	Estructura con tabique institucional
2.05s	1.98s	1.91s

### 3.4 Análisis de franjas

Para evaluar el comportamiento de los tabiques a medida que aumenta la intensidad sísmica, se realiza un análisis incremental dinámico (IDA) de múltiples franjas. Para esto hay que definir un conjunto de franjas distribuidas en distintos niveles de intensidad sísmica. En este estudio se utilizan 31 franjas y por cada franja se consideraron 30 registros. Es decir, en el análisis IDA se utilizan 930 registros para cada edificio.

A partir del set de registros seleccionados para una intensidad sísmica correspondiente a un terremoto de servicio se obtienen los registros para las demás intensidades, es decir, se realiza solo una vez la selección de registros y luego se escalan para el resto de las intensidades. Para intensidades más bajas que SLE, se consideraron 21 franjas, para intensidades entre SLE y DBE, se consideraron 6 franjas y entre DBE y MCE, 4 franjas. En la Tabla 19 se muestran para cada una de las estructuras estudiadas las intensidades en cada franja.

Tabla 19: Ordenadas espectrales de cada franja utilizada en el estudio para cada estructura.

Franjas	Estructuras			
	3 pisos	9 pisos	20 pisos	50 pisos
<b>0.00001 SaSLE</b>	0.00000098	0.00000042	0.00000021	0.000000080
<b>0.00005 SaSLE</b>	0.0000049	0.0000021	0.0000010	0.00000042
<b>0.0001 SaSLE</b>	0.0000098	0.0000042	0.0000021	0.00000084
<b>0.0003 SaSLE</b>	0.000029	0.000013	0.0000062	0.0000025
<b>0.0005 SaSLE</b>	0.000049	0.000021	0.0000104	0.0000042
<b>0.001 SaSLE</b>	0.000098	0.000042	0.000021	0.0000084
<b>0.004 SaSLE</b>	0.00039	0.00017	0.000083	0.000034
<b>0.008 SaSLE</b>	0.00077	0.00034	0.00017	0.000067
<b>0.01 SaSLE</b>	0.00098	0.00042	0.00021	0.000084
<b>0.03 SaSLE</b>	0.0029	0.0013	0.00062	0.00025
<b>0.05 SaSLE</b>	0.0049	0.0021	0.0010	0.00042
<b>0.1 SaSLE</b>	0.0098	0.0042	0.0021	0.00084
<b>0.2 SaSLE</b>	0.0197	0.0084	0.0042	0.0017
<b>0.3 SaSLE</b>	0.029	0.013	0.0062	0.0025
<b>0.4 SaSLE</b>	0.039	0.017	0.0083	0.0034
<b>0.5 SaSLE</b>	0.049	0.021	0.010	0.0042
<b>0.6 SaSLE</b>	0.059	0.025	0.012	0.0050
<b>0.7 SaSLE</b>	0.069	0.030	0.015	0.0059
<b>0.8 SaSLE</b>	0.079	0.034	0.017	0.0067
<b>0.9 SaSLE</b>	0.088	0.038	0.019	0.0076
<b>1 SaSLE</b>	0.098	0.042	0.021	0.0084
<b>0.25 SaDBE</b>	0.11	0.052	0.030	0.015
<b>0.3 SaDBE</b>	0.13	0.063	0.036	0.018
<b>0.5 SaDBE</b>	0.22	0.10	0.060	0.030
<b>0.6 SaDBE</b>	0.27	0.13	0.072	0.035
<b>0.8 SaDBE</b>	0.35	0.17	0.096	0.047
<b>1 SaDBE</b>	0.44	0.21	0.12	0.059
<b>0.6 SaMCE</b>	0.50	0.25	0.15	0.077
<b>0.8 SaMCE</b>	0.67	0.33	0.20	0.10
<b>0.9 SaMCE</b>	0.75	0.37	0.22	0.11
<b>1 SaMCE</b>	0.84	0.41	0.25	0.13

### 3.4.1 Selección de registros

Para la selección de registros en esta investigación se usa el método de ajuste al espectro condicionado desarrollado por Jayaram et al. (2011). El método genera espectros sintéticos a partir del espectro condicionado utilizando simulaciones Monte Carlo. Luego, selecciona registros reales cuyos espectros de respuesta se asemejen individualmente a los espectros sintéticos, asegurando una buena concordancia con el espectro objetivo.

Para utilizar el método mencionado, se requiere de diversos parámetros, entre estos, el periodo condicionante, la aceleración espectral objetivo, base de datos de registros a utilizar, factor de escala máximo de los registros, magnitud, distancia promedio,  $V_{s30}$  y número de registros a seleccionar. En este estudio se utiliza la base de datos NGA-West2 (Ancheta et al. 2014), el periodo condicionado corresponde al de cada estructura de análisis (sin considerar tabiques). Se selecciona un set de 30 registros y un factor de escala máximo de 3 para evitar sesgos en la estimación de desplazamientos. Los

demás parámetros se obtienen a partir de la desagregación para una intensidad de SLE y curvas de amenaza entregadas por la USGS (2022).

### 3.4.1.1 Curvas de amenaza sísmica

La curva de amenaza se construye a partir de la interpolación de las curvas que entrega la USGS (USGS 2022). Para obtenerlas, es necesario ingresar las coordenadas de donde está situada la estructura, el tipo de suelo y el Vs30. A partir de esto, la página entrega distintas curvas de amenaza para periodos de 0.1s a 5s. Para realizar la interpolación, se guardan los datos de las curvas del periodo superior e inferior más cercano al periodo de la estructura en análisis y a partir de un programa realizado en Matlab se construye la curva de amenaza para el periodo de la estructura.

Obteniendo la curva de amenaza, se calcula la frecuencia anual de excedencia para un terremoto de servicio (SLE, por sus siglas en inglés, asociado a una probabilidad de excedencia del 50% en 30 años), terremoto de diseño (DBE, 10% en 50 años) y terremoto máximo considerado (MCE, 2% en 50 años), en la Tabla 20 muestran los valores.

Tabla 20: Frecuencia anual de excedencia para SLE, DBE y MCE.

	$\lambda_{IM}$ [1/año]
<b>SLE</b>	0.023
<b>DBE</b>	0.0021
<b>MCE</b>	4.04E-04

Estos valores se grafican junto a las respectivas curvas de amenazas, como se muestran en la Figura 13, y la intersección entre ellas corresponde a la aceleración espectral ( $S_a$ ), para cada nivel de amenaza mostradas en la Tabla 21.

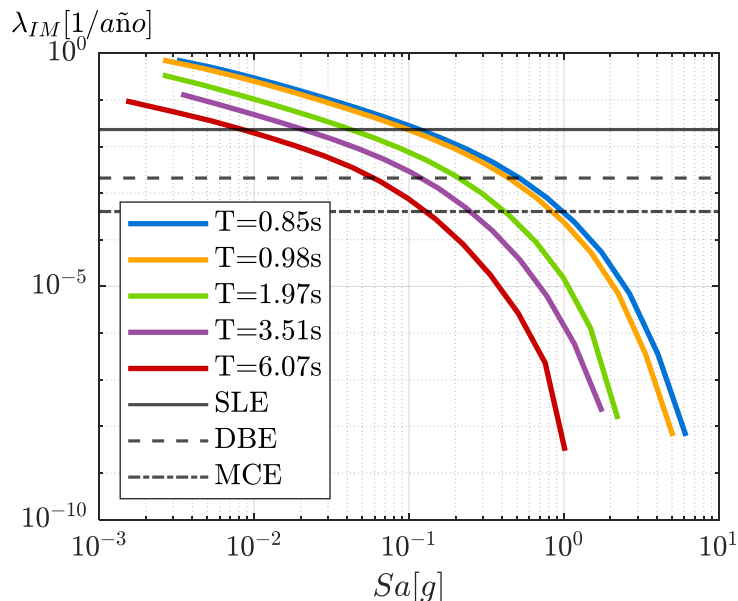


Figura 13: Curvas de amenaza sísmica para cada estructura en estudio.

Tabla 21: Ordenadas espectrales para cada tipo de terremoto de cada estructura en estudio.

Estructura	3 pisos	9 pisos	20 pisos	50 pisos
<b>Sa SLE [g]</b>	0.0983	0.0422	0.0208	0.0084
<b>Sa DBE [g]</b>	0.4421	0.2094	0.1195	0.0590
<b>Sa MCE [g]</b>	0.8374	0.4140	0.2485	0.1277

Para realizar la selección de registros se considera como aceleración espectral objetivo la correspondiente a la de un terremoto de servicio. Utilizando este valor y junto con los demás parámetros mencionados se utiliza el método de (Jayaram et al. 2011), seleccionando 30 registros. Estos registros posteriormente se escalan hasta alcanzar una ordenada espectral de una intensidad de un terremoto máximo considerado, para todos los registros se considera la misma forma espectral, momento, radio y  $\epsilon$  correspondiente a una intensidad de SLE.

### 3.5 Estimación de propiedades modales

Luego de realizar el análisis de franjas, se estiman las propiedades del sistema lineal equivalente que mejor reproduce las aceleraciones de piso obtenidas de OpenSees (Mazzoni S et al., 2006). Para esto, se utilizaron las técnicas de identificación de sistemas utilizando el método de minimización modal en el tiempo. Para utilizar el método es necesario entregarle valores iniciales de periodo, amortiguamiento y formas modales, para así comenzar a minimizar la función objetivo y evitar mínimos locales. Todos los valores fueron obtenidos a partir de los modelos creados en OpenSees (Mazzoni et al., 2006), excepto el amortiguamiento que se establece un valor fijo cercano al 5%.

Para verificar la fiabilidad de los datos y la excitación del primer modo, se grafican los espectros de aceleración de piso (PFA) amortiguados al 1% y se comparan con los obtenidos de los sensores, así como los desplazamientos predichos con los estimados.

## 4 Resultados

### 4.1 Efecto del modelo numérico de tabique

A continuación, se analiza el efecto del modelo numérico de tabiques propuesto por Wood (2012) y el implementado con los datos del reporte de CoLA-UCI Light Frame Test Committee (2001) en el periodo y la fracción de amortiguamiento. Se presentan los resultados del marco de 1 piso detallado en la sección 3.2.1.

En la Figura 14, se presentan los resultados obtenidos de periodos identificados,  $T$ , normalizados por el periodo de la estructura sin tabiques,  $T_0$ , en función de la ordenada espectral,  $S_a(T_0)$ , de cada registro. La Figura 14(a), presenta los resultados obtenidos utilizando el modelo implementado con los datos del reporte de CoLA-UCI Light Frame Test Committee (2001), mientras que la Figura 14(b) lo hace utilizando el modelo de Wood (2012). Como referencia, se grafican líneas verticales para las intensidades correspondientes a un terremoto de servicio (SLE), terremoto de diseño (DBE) y terremoto máximo considerado (MCE). Los puntos rojos representan la mediana de los resultados de cada franja, mientras que la franja azul delimita el IQR que representa el rango dentro del cual se encuentra el 50% central de los datos, excluyendo los valores extremos (datos más pequeños y grandes), en donde mientras más grande es la franja azul mayor dispersión. De esta figura, se observa que en ambos casos la variación de periodo a medida que aumenta la intensidad es muy baja, variando en aproximadamente un 1% para la Figura 14(a) y 0.2% en la Figura 14(b). En ambos casos, se obtiene que el periodo normalizado tiende a 1 a medida que aumenta la amplitud, mostrando que en la medida que el tabique se deteriora, este aporta menos rigidez a la estructura y el periodo tiende al de la estructura original.

Se puede apreciar que en la octava franja de la Figura 14(a) y en la segunda franja de la Figura 14(b) existe una mayor dispersión de periodos identificados en comparación a las otras franjas. Esto puede deberse a que un rango de derivas de techo causa un salto en los periodos, como se observa para ambos casos en la Figura 15. Al comparar la Figura 14(a) y (b), se puede concluir que el modelo de tabique implementado con los datos del reporte (CoLA-UCI Light Frame Test Committee 2001), comienza a incursionar en rango no lineal a mayores intensidades que el modelo de tabique propuesto por Wood (2012), debido a que para intensidades entre  $10^{-6}$  g y  $10^{-3}$  g no existe variación en el periodo de la estructura, por lo que los tabiques aún no comienzan a deteriorarse o liberar energía.

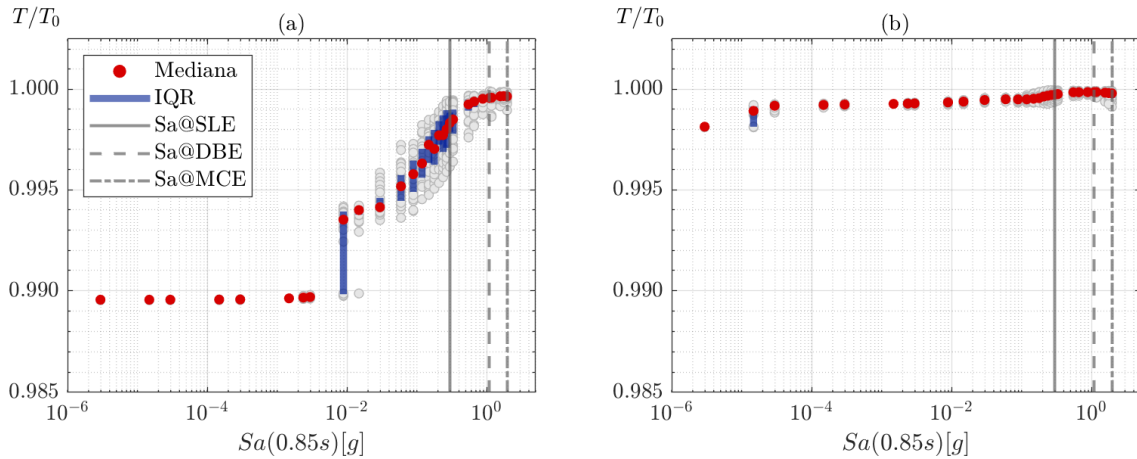


Figura 14: Relación entre los periodos identificados normalizados y la aceleración espectral: (a) Modelo de tabiques implementado con los datos de reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001); (b) Modelo de tabiques de Wood (2012).

Para evidenciar de mejor forma la contribución de los tabiques a las propiedades modales y su relación con la amplitud de la respuesta estructural, se presenta la Figura 15, la cual muestra el comportamiento del periodo identificado (normalizado) respecto al desplazamiento máximo de techo normalizado por la altura del edificio (PRDR), parámetro que se correlaciona de mejor forma con los daños que la ordenada espectral. Las líneas rojas representan las líneas de tendencias. La primera es aproximadamente horizontal entre las amplitudes  $10^{-8}$  y  $10^{-4}$  para la Figura 15(a), y entre  $10^{-8}$  y  $10^{-7}$  para la Figura 15(b). Para calcular estas tendencias, se realiza una regresión lineal en el espacio logarítmico, utilizando las mismas amplitudes mencionadas anteriormente, ajustándose a un modelo del tipo:

$$\log(y) = a \log(x) + b \quad (7)$$

Donde, “a” es el coeficiente de la pendiente de la regresión logarítmica y “b” es el termino independiente de la regresión. Este modelo en el espacio logarítmico se puede expresar como:

$$y = e^b x^a \quad (8)$$

La línea de tendencia entre las amplitudes  $10^{-4}$  y  $10^{-1}$  para la Figura 15(a), y entre  $10^{-7}$  y  $10^{-1}$  para la Figura 15(b), se calcula utilizando una función de ajuste exponencial. Para ello, se ajusta al modelo presentado en la ecuación (9) entre las mismas amplitudes mencionadas anteriormente. Se selecciona esta función debido a que la variable dependiente,  $y$  ( $T/T_0$ ), se aproxima asintóticamente a 1 a medida que aumenta  $x$  (PRDR).

$$y = 1 - a e^{-bx} \quad (9)$$

Donde, “a” es el coeficiente que controla la escala de la disminución exponencial y “b” es el término que controla la tasa de disminución.

En la Figura 15(a) y Figura 15(b), se puede observar una línea de tendencia aproximadamente horizontal para amplitudes cercanas a  $10^{-4}$  y  $10^{-7}$ , respectivamente. Luego viene una línea aproximadamente vertical la cual se genera uniendo la línea de tendencia descrita anterior mente con la línea de tendencia generada con la ecuación (9). Esto se realiza debido a que existe un aumento repentino de periodo a esas amplitudes. En Tabla 22 se detallan las amplitudes para las cuales se genera la regresión y sus coeficientes de las líneas de tendencias de la Figura 15(a) y Figura 15(b).

Tabla 22: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.

		Amplitudes a la cual se ajusta la regresión		Parámetros	
				a	b
Figura 15(a)	Línea 1	3.00E-08	1.96E-04	1.37E-05	-1.03E-02
	Línea 2	-			
	Línea 3	2.98E-04	1.00E-01	7.97E-03	2.91E+02
Figura 15(b)	Línea 1	2.91E-08	3.95E-07	-4.84E-07	-1.88E-03
	Línea 2	-			
	Línea 3	7.13E-07	1.00E-01	7.37E-04	1.40E+02

Para ambos modelos se observa una tendencia similar, apreciando mayor dispersión de los datos para la Figura 15(a). En esta figura, para amplitudes menores a  $10^{-4}$  el periodo se mantiene constante e igual al periodo de la estructura con tabiques sin daño, mientras que para la Figura 15(b) ocurre lo mismo solo que hasta amplitudes menores a  $10^{-7}$ . Al aumentar la amplitud, en ambos casos aumenta el periodo hasta que ocurre un plateau que se mantiene entre PRDR de  $10^{-4}$  y  $10^{-3}$  para la Figura 15(a);  $10^{-6}$  y  $10^{-3}$  para la Figura 15(b). Al continuar aumentando la amplitud, se observa un aumento en el periodo debido a la degradación de los tabiques hasta llegar al periodo de la estructura original.

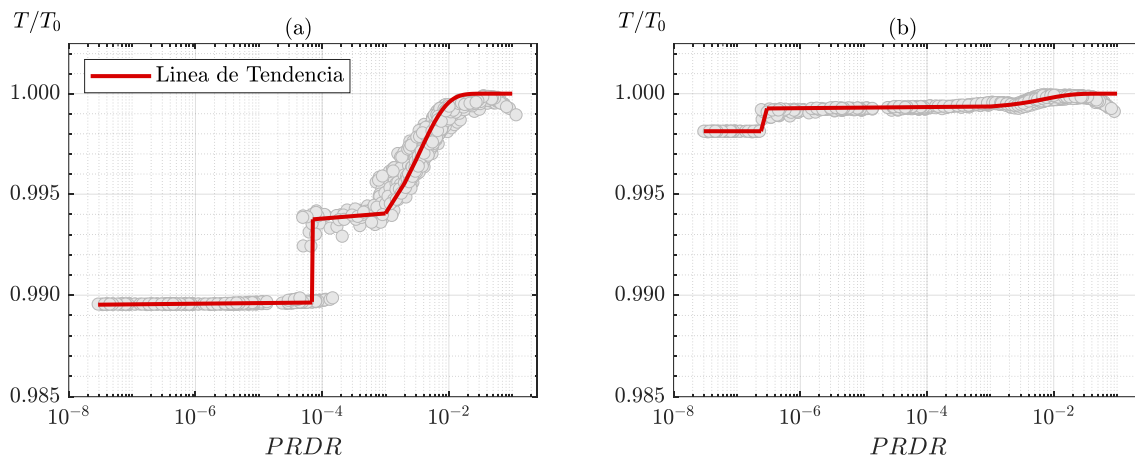


Figura 15: Relación entre los periodos identificados normalizados y la deriva de techo máxima:

(a) Modelo de tabiques implementado con los datos del reporte de CoLA-UCI Light Frame Test Committee (2001); (b) Modelo de tabiques de Wood (2012).

En la Figura 16, se presentan las fracciones de amortiguamiento equivalentes identificadas para el primer modo en cada una de las franjas,  $\xi$ , normalizadas por la fracción de amortiguamiento asignada a la estructura sin tabiques,  $\xi_0=5\%$ , en función de la ordenada espectral. De esta figura, se puede observar que para amplitudes bajas el amortiguamiento identificado corresponde al asignado a la estructura sin tabiques, para la Figura 16(a) este valor se mantiene hasta intensidades de aproximadamente  $10^{-2}$  g y para la Figura 16(b) para intensidades menores a  $10^{-6}$  g. Al aumentar la amplitud, el amortiguamiento comienza a aumentar llegando en ambos casos a un máximo de aproximadamente 2% mayor que el amortiguamiento de la estructura original. Se puede observar que en la Figura 16(a), el aumento de amortiguamiento ocurre paulatinamente entre intensidades de  $10^{-2}$  g y  $10^{-1}$  g, luego decae hasta un valor 1% mayor que el amortiguamiento de la estructura original. Por otro lado, en la Figura 16(b), el aumento ocurre abruptamente hasta alcanzar el valor máximo y este se mantiene constante entre intensidades  $10^{-5}$  g y  $10^{-2}$  g, luego el amortiguamiento decae hasta un valor aproximadamente 0.5% mayor que el de la estructura original.

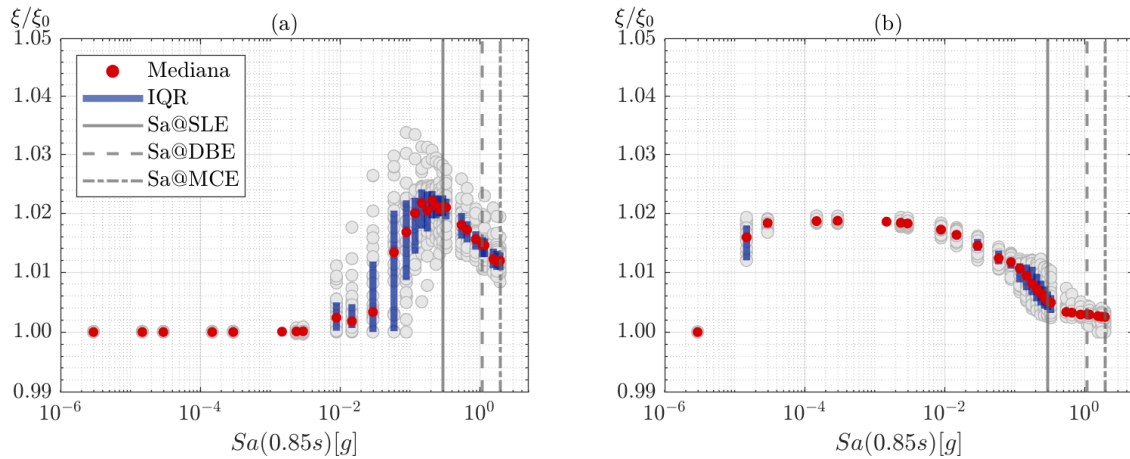


Figura 16: Relación entre las fracciones de amortiguamiento identificadas normalizadas y la aceleración espectral: (a) Modelo de tabiques implementado con los datos del reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001); (b) Modelo de tabiques de Wood (2012).

La Figura 17 muestra las fracciones de amortiguamiento equivalentes identificadas normalizadas en función del PRDR. Las líneas rojas representan las líneas de tendencia calculadas mediante regresión lineal en el espacio logarítmico, ajustadas al modelo de la ecuación (8). En la Figura 17(a), se trazaron 4 líneas de tendencias, donde la tercera línea (entre las amplitudes  $10^{-3}$  y  $10^{-2}$  aproximadamente) se construye uniendo la segunda y cuarta línea de tendencia. Para la Figura 17(b) se trazaron 5 líneas de tendencias, donde la segunda línea (con amplitudes cercanas a  $10^{-7}$ ) se construye uniendo la primera y segunda línea de tendencia. En la Tabla 23 se detallan las amplitudes para las cuales se genera la regresión y sus coeficientes.

Tabla 23: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.

		Amplitudes a la cual se ajusta la regresión		Parámetros	
				a	b
Figura 17(a)	Línea 1	2.91E-08	5.52E-04	5.65E-05	8.34E-04
	Línea 2	5.52E-04	6.44E-03	5.12E-03	4.81E-02
	Línea 3	-			
	Línea 4	6.44E-02	1.15E-01	-5.21E-03	-5.09E-03
Figura 17(b)	Línea 1	3.00E-08	1.37E-07	-7.33E-06	-1.18E-04
	Línea 2	-			
	Línea 3	7.91E-07	8.21E-04	-1.71E-04	1.63E-02
	Línea 4	8.21E-04	8.68E-02	-3.31E-03	-1.06E-02
	Línea 5	8.68E-02	9.05E-01	-1.12E-03	-1.31E-03

Para ambos modelos, se observa que la fracción de amortiguamiento equivalente es igual a la de la estructura original para bajas derivas de techo, para la Figura 17(a) ocurre para PRDR menores a  $10^{-4}$  y para la Figura 17(b) menores a  $10^{-7}$ . Al superar estos niveles, en ambos modelos el amortiguamiento identificado llega en promedio a un máximo de aproximadamente un 1.8% mayor que el de la estructura original. Este valor permanece constante entre PRDR  $10^{-3}$  y  $10^{-2}$  para la Figura 17(a);  $10^{-6}$  y  $10^{-4}$  para la Figura 17(b). Luego decae de una forma aproximadamente lineal hasta un valor 1% y 0.2% mayor que el amortiguamiento de la estructura original.

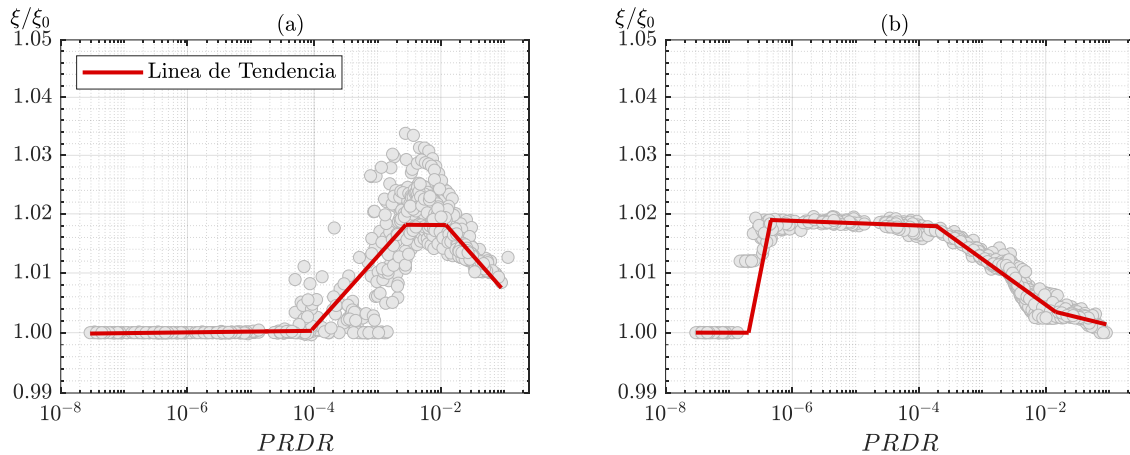


Figura 17: Relación entre las fracciones de amortiguamiento identificadas normalizadas y la deriva de techo máxima: (a) Modelo de tabiques implementado con los datos del reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001); (b) Modelo de tabiques de Wood (2012).

A partir de los resultados, se puede observar que las tendencias de ambos modelos son similares. Las diferencias ocurren debido a que el rango lineal de deformaciones de los tabiques en el modelo implementado con los datos del reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001) es mayor. Por lo tanto, el rango no lineal, donde ocurre la disipación de energía, se inicia a deformaciones mayores en comparación con el modelo de Wood (2012). Esto se puede observar en la Figura 18, que compara las curvas de histéresis del modelo de Wood (2012) y CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001), ambos normalizados por la fuerza máxima de cada modelo.

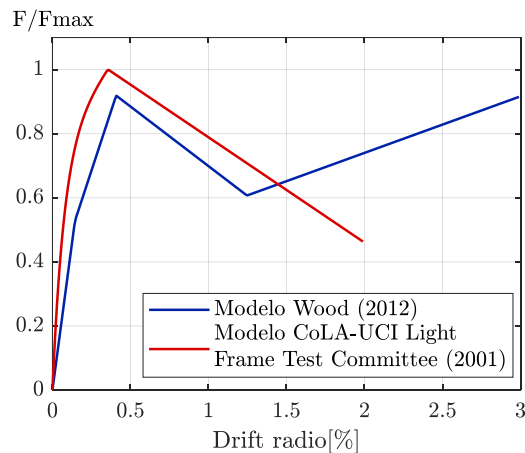


Figura 18: Comparación curvas de histéresis normalizadas por la fuerza máxima para el modelo de Wood (2012) y CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001).

En todos los gráficos analizados, el modelo implementado con los datos del reporte muestra una mayor dispersión en los resultados en comparación con el modelo de Wood (2012). Esto probablemente es debido a la degradación cíclica de la curva de histéresis. Es decir, el modelo del reporte presenta una mayor dispersión en los resultados porque la curva de histéresis se degrada más rápidamente en comparación con el modelo propuesto por Wood (2012), como se muestra en la Figura 18.

Respecto al periodo, se puede concluir que el modelo de tabiques implementado con los datos del reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001) entrega mayor rigidez a la estructura en comparación al modelo de Wood (2012). Aun así, en ambos casos la variación en el periodo es muy baja. Por otra parte, analizando los resultados de amortiguamiento, se puede observar que en ambos modelos el valor

máximo de amortiguamiento alcanzado es el mismo, y que luego de este máximo, al seguir aumentando la intensidad el amortiguamiento se mantiene constante para luego disminuir.

## 4.2 Análisis del efecto de la densidad de tabiques por piso

A continuación, se analiza el efecto de la variación de la densidad de tabiques por piso en el periodo y la fracción de amortiguamiento. Se presentan los resultados del edificio de 9 pisos detallado en la sección 3.3.1.

La Figura 19 muestra los periodos identificados normalizados en función de la ordenada espectral, para el edificio de 9 pisos, considerando un largo mínimo, medio y máximo de tabiques por piso. A partir de esta figura, se observa que la variación de periodo es igual a un 2%, 2.8% y 3.5% menor que el periodo de la estructura sin tabiques, respectivamente. Además, en los 3 casos se obtiene el mismo comportamiento mencionado en la sección anterior, que para intensidades menores a  $10^{-6}$  g el periodo se mantiene constante e igual al periodo de la estructura con tabiques, luego aumenta en promedio hasta un valor de 0.6%, 0.8% y 1.1% menor que el periodo de la estructura sin tabiques para el largo mínimo, medio y máximo respectivamente. Esto se mantiene constante entre valores de  $10^{-6}$  g y  $10^{-2}$  g, finalmente para intensidades mayores a  $10^{-2}$  g vuelve a aumentar hasta tender al periodo de la estructura original, por lo que el periodo normalizado tiende a 1.

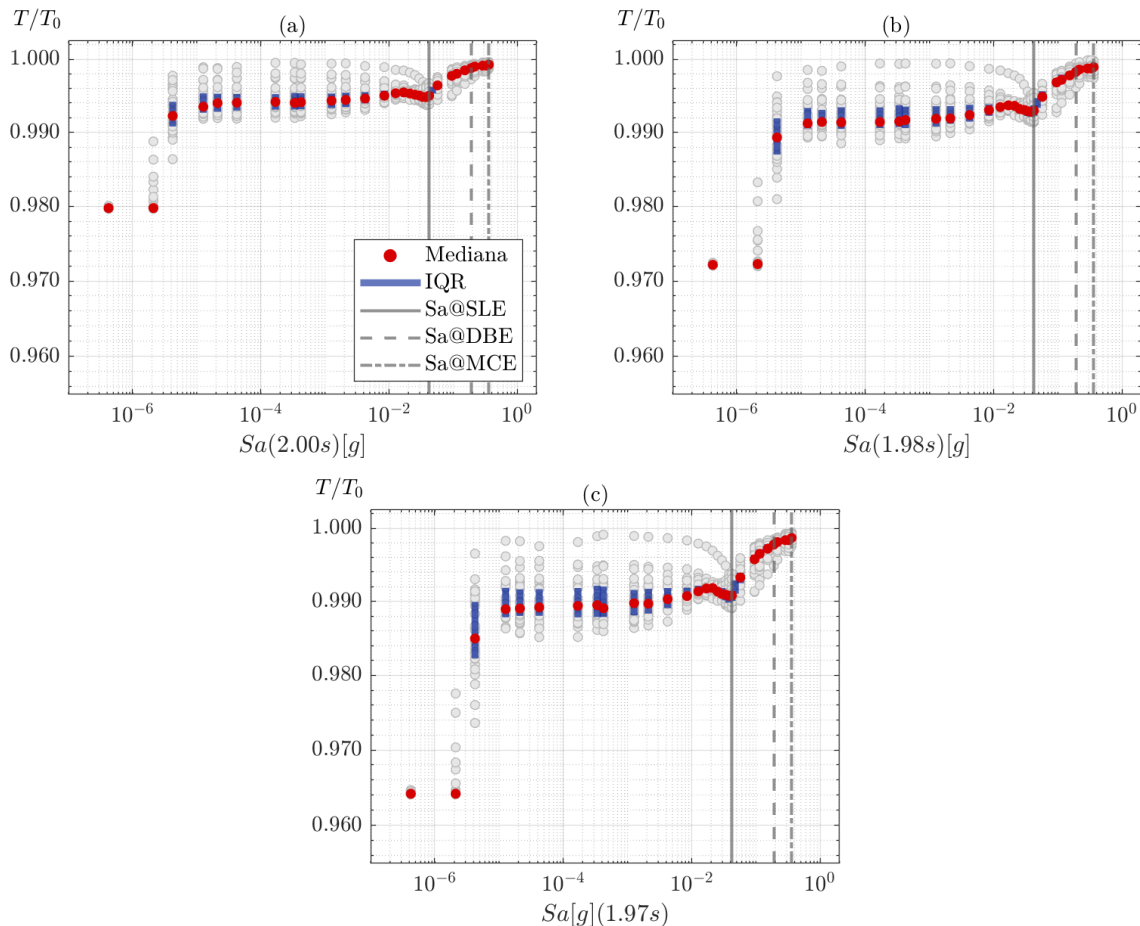


Figura 19: Relación entre los periodos identificados normalizados y la aceleración espectral:

- (a) Resultados considerando longitud de tabiques mínima; (b) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques media; (c) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques máxima.

En la Figura 20, se muestran los periodos identificados normalizados en función del PRDR para el largo mínimo, medio y máximo. En cada figura se trazaron tres líneas de tendencia, representadas en rojo. Las primeras dos, ubicadas entre las amplitudes  $10^{-8}$  y  $10^{-7}$ , se calculan a partir de una regresión lineal

en el espacio logarítmico, ajustadas al modelo de la ecuación (8). La tercera línea, ubicada entre PRDR  $10^{-7}$  hasta  $10^{-1}$  se calcula utilizando una función de ajuste exponencial, ajustada al modelo presentado en la ecuación (9). En la Tabla 24 se detallan las amplitudes para las cuales se genera la regresión y sus coeficientes.

Tabla 24: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.

		Amplitudes a la cual se ajusta la regresión		Parámetros	
				a	b
Figura 20(a)	Línea 1	1.35E-08	7.37E-07	7.38E-04	-7.16E-03
	Línea 2	7.37E-07	1.85E-07	1.55E-02	2.34E-01
	Línea 3	1.85E-07	1.00E-01	5.48E-03	1.38E+02
Figura 20(b)	Línea 1	1.31E-08	7.31E-07	1.02E-03	-9.94E-03
	Línea 2	7.31E-07	1.85E-07	2.14E-02	3.25E-01
	Línea 3	1.85E-07	1.00E-01	7.68E-03	1.61E+02
Figura 20(c)	Línea 1	1.34E-08	7.14E-07	5.67E-05	-3.54E-02
	Línea 2	7.14E-07	1.85E-07	2.67E-02	4.03E-01
	Línea 3	1.85E-07	1.00E-01	1.00E-02	1.70E+02

En la Figura 21 se grafican las líneas de tendencia de cada caso, se puede observar que el comportamiento que tienen es similar y los cambios de tendencias ocurren a los mismos niveles de amplitud. Para PRDR menores a  $10^{-7}$  el periodo se mantiene relativamente constante, luego se observa un incremento aproximadamente lineal al aumentar la amplitud hasta alcanzar un plateau que se mantiene constante entre PRDR entre  $10^{-7}$  y  $10^{-3}$ . Al seguir aumentando la amplitud se observa un aumento mayor en el periodo debido a la degradación de los tabiques. Este aumento final es de naturaleza no lineal y el periodo de la estructura equivalente tiende asintóticamente al periodo de la estructura original, sin tabiques. Se puede concluir que la influencia de la densidad de tabiques en el periodo no es significativa, ya que para amplitudes bajas, en promedio existe una diferencia entre los 3 casos analizados menor a un 2% y a medida que aumenta la amplitud esta diferencia disminuye hasta un 0.5%.

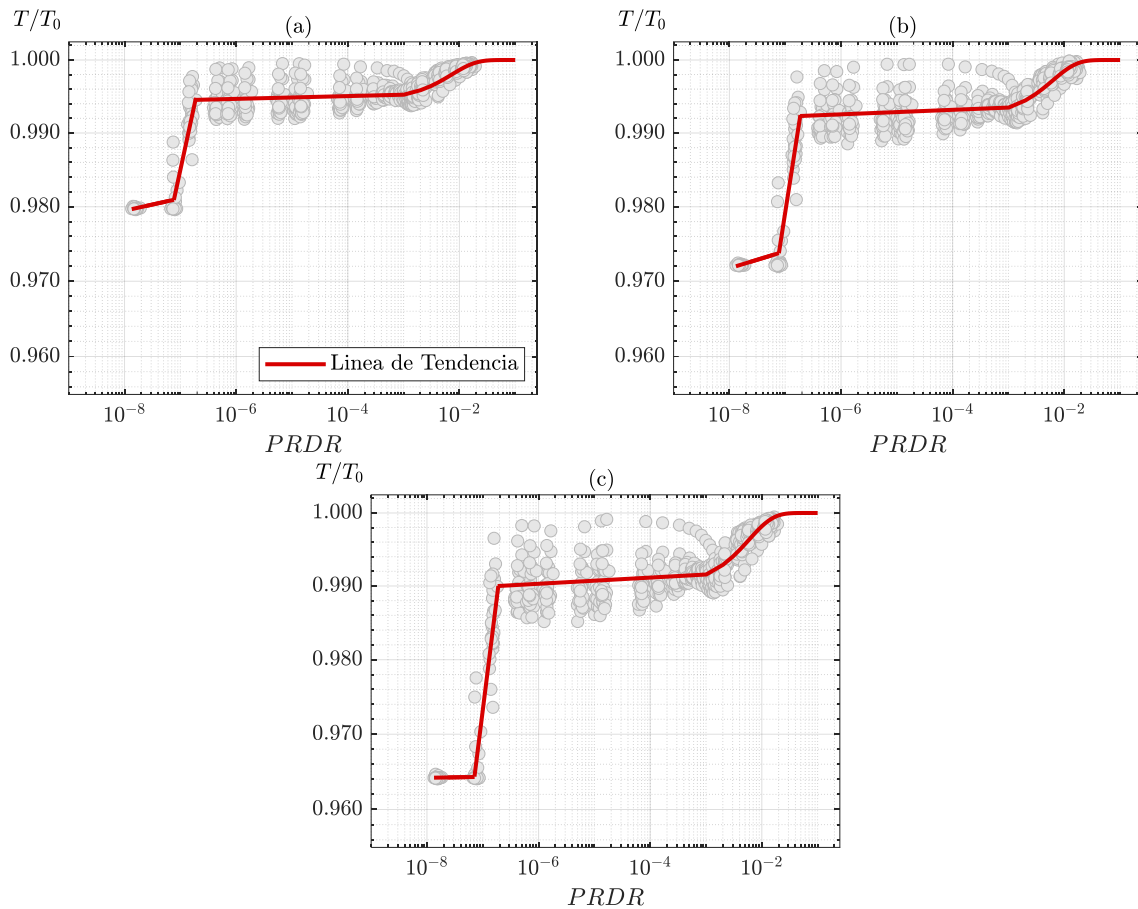


Figura 20: Relación entre los periodos identificados normalizados y la deriva de techo máxima:  
 (a) Resultados considerando longitud de tabiques mínima; (b) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques media; (c) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques máxima.

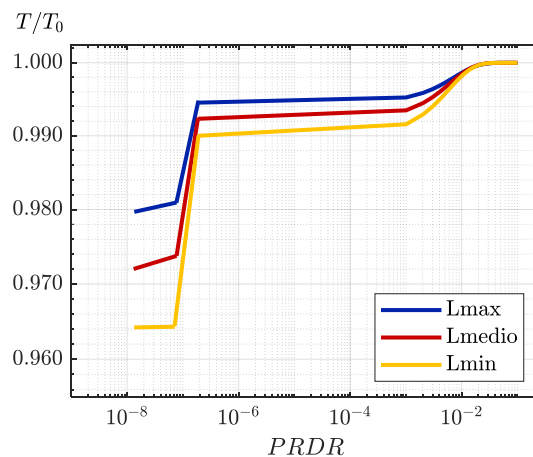


Figura 21: Líneas de tendencias de resultados de periodos identificados normalizados respecto a la deriva de techo máxima considerando longitud de tabiques mínima, media y máxima.

En la Figura 22 se presentan las fracciones de amortiguamiento equivalentes identificadas normalizadas en función de la ordenada espectral. Al igual que el periodo, se puede observar que independiente del largo de tabiques evaluado, la tendencia del amortiguamiento es similar, diferenciándose en el nivel de amortiguamiento alcanzado. Se puede observar que para ordenadas espectrales aproximadamente

menores a  $10^{-6}$  g el amortiguamiento identificado corresponde al asignado a la estructura sin tabiques. Al aumentar la intensidad la fracción de amortiguamiento aumenta abruptamente llegando al máximo valor, que para el largo mínimo es un 21% mayor que el amortiguamiento de la estructura original, para el largo medio un 30% mayor y para el largo máximo un 39% mayor al amortiguamiento de la estructura original, es decir, los tabiques aportan entre un 21%-39% a este nivel de intensidad sísmica, manteniéndose constante en intensidades entre  $10^{-6}$  g y  $10^{-3}$  g. Al seguir aumentando la intensidad se puede observar que el amortiguamiento equivalente decae debido a que la degradación cíclica de los tabiques reduce significativamente el área de cada ciclo de histéresis al aumentar la amplitud.

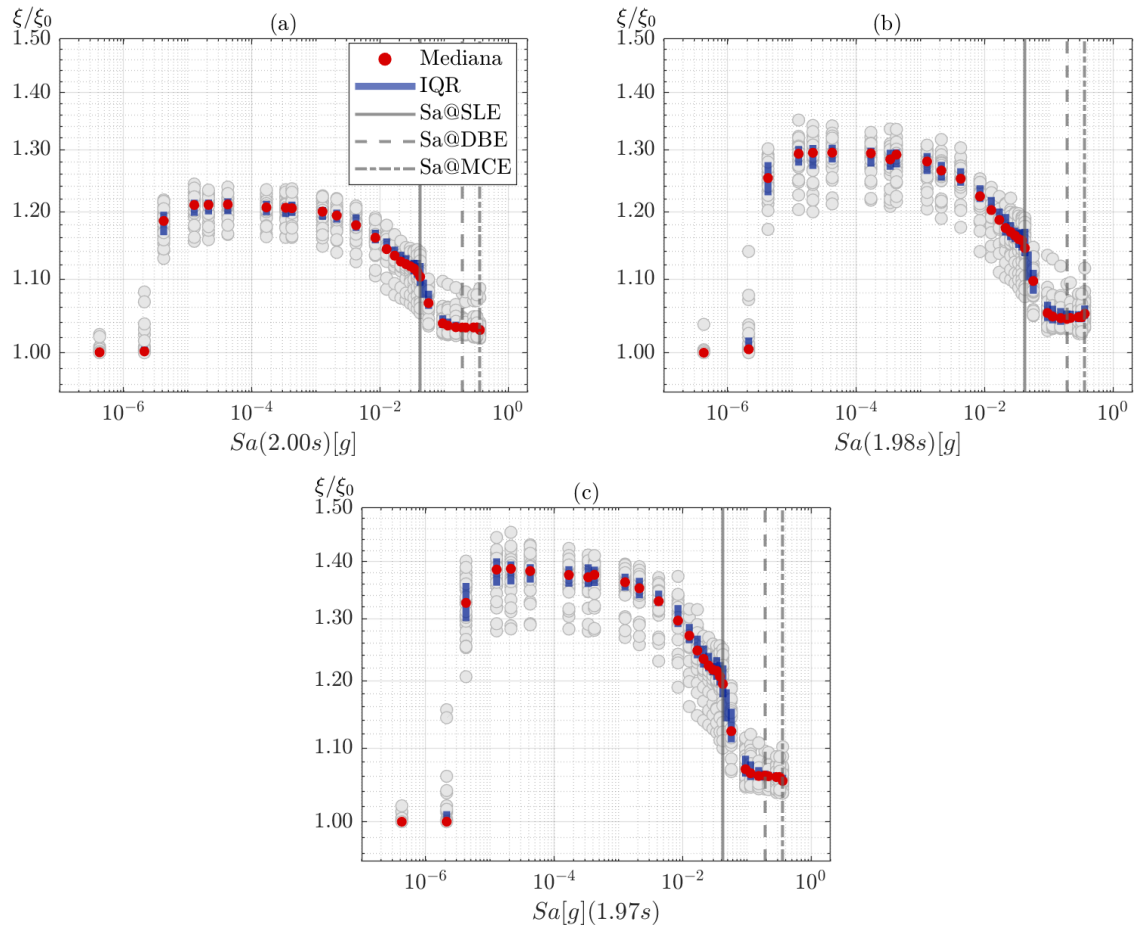


Figura 22: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la aceleración espectral: (a) Resultados considerando longitud de tabiques mínima; (b) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques media; (c) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques máxima.

En la Figura 23, se muestran las fracciones de amortiguamiento equivalentes identificadas normalizadas en función del PRDR. En cada figura se trazaron cinco líneas de tendencia, representadas en rojo. Cada una de ellas se calculan a partir de una regresión lineal en el espacio logarítmico, ajustadas al modelo de la ecuación (8). En la Tabla 25 se detallan las amplitudes para las cuales se genera la regresión y sus coeficientes.

Tabla 25: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.

		Amplitudes a la cual se ajusta la regresión		Parámetros	
				a	b
Figura 23(a)	Línea 1	1.35E-08	7.37E-07	8.78E-03	1.59E-01
	Línea 2	7.37E-07	1.46E-07	2.54E-01	4.17E+00
	Línea 3	1.46E-07	9.51E-05	-1.19E-04	1.81E-01
	Línea 4	9.51E-05	5.92E-03	-3.39E-02	-1.26E-01
	Línea 5	5.92E-03	1.93E-02	-2.13E-02	-5.90E-02
Figura 23(b)	Línea 1	1.31E-08	7.28E-07	1.37E-02	2.47E-01
	Línea 2	7.28E-07	1.47E-07	3.31E-01	5.44E+00
	Línea 3	1.47E-07	9.34E-05	-3.93E-04	2.40E-01
	Línea 4	9.34E-05	5.88E-03	-5.20E-02	-2.16E-01
	Línea 5	5.88E-03	1.91E-02	-3.71E-03	3.95E-02
Figura 23(c)	Línea 1	1.34E-08	7.14E-07	-1.33E-04	-2.61E-03
	Línea 2	7.14E-07	1.43E-07	4.33E-01	7.10E+00
	Línea 3	1.43E-07	9.19E-05	-3.55E-04	3.05E-01
	Línea 4	9.19E-05	5.87E-03	-6.50E-02	-2.64E-01
	Línea 5	5.87E-03	1.91E-02	-7.86E-03	2.30E-02

En la Figura 24 se grafican las líneas de tendencia y se observa que es similar en los 3 casos estudiados, para amplitudes menores a  $10^{-7}$  la fracción de amortiguamiento equivalente es aproximadamente igual a la de la estructura original. Al superar ese nivel de amplitud la fracción de amortiguamiento equivalente aumenta hasta su valor máximo, manteniéndose constante entre PRDR cercanos a  $10^{-7}$  y  $10^{-4}$ , para finalmente decaer en una forma aproximadamente lineal hasta un 2% el valor de la fracción de amortiguamiento de la superestructura para el caso de tabique con largo mínimo, y un 6% para el caso de tabiques con largo medio y máximo.

Se puede concluir que la influencia de la densidad de tabiques en la fracción de amortiguamiento es significativa para amplitudes  $10^{-4}$ , debido a que existe una diferencia en promedio de un 18% entre la curva considerando un largo mínimo de tabiques y un largo máximo. Se puede observar que para amplitudes mayores a  $10^{-4}$  la diferencia mencionada comienza a disminuir hasta obtener una diferencia entre las curvas de un 4%, por lo que se considera que para amplitudes mayores a SLE la densidad de tabiques no es significativa.

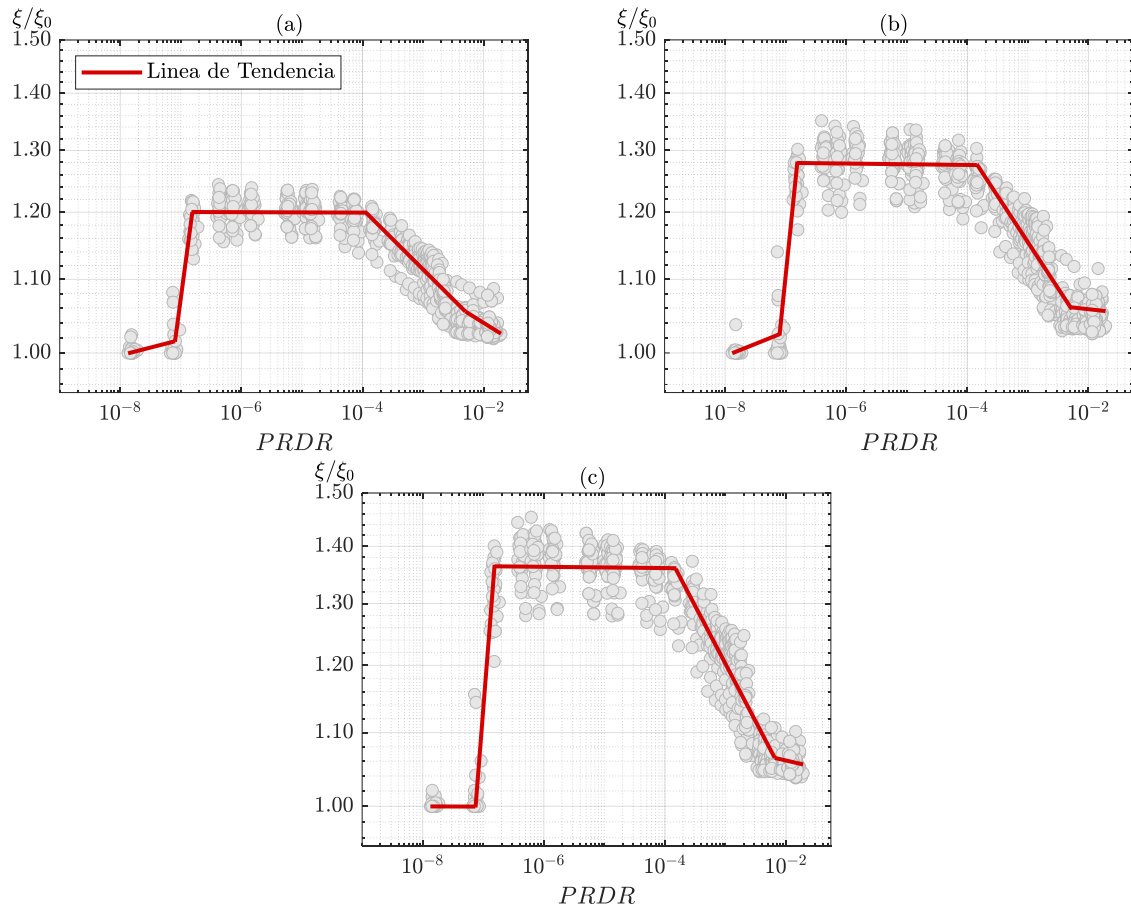


Figura 23: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la deriva de techo máxima: (a) Resultados considerando longitud de tabiques mínima; (b) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques media; (c) Resultados obtenidos considerando una longitud de tabiques máxima.

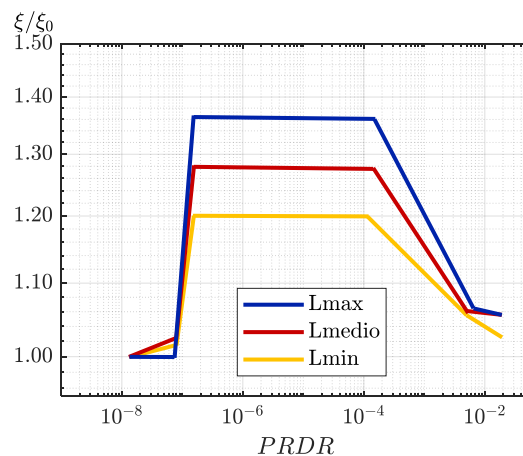


Figura 24: Líneas de tendencias de resultados de fracciones de amortiguamiento identificadas normalizadas respecto a la deriva de techo máxima considerando longitud de tabiques mínima, media y máxima.

### 4.3 Influencia de los parámetros de calibración de la curva de histéresis

A continuación, se analiza el efecto de la variación de los parámetros de calibración de la curva de histéresis propuesta en el modelo numérico de Wood (2012) en el periodo y la fracción de amortiguamiento. Se presentan los resultados del edificio de 9 pisos detallado en la sección 3.3.2

La Figura 25 muestran los periodos identificados normalizados en función de la ordenada espectral, para el edificio de 9 pisos, considerando tabiques con largo medio y con una curva de histéresis media, media más y menos una desviación estándar. A partir de esta figura, se observa que la tendencia es muy similar entre los casos estudiados en esta sección y a los casos anteriores, independiente de que envolvente se utiliza para el análisis, la variación de periodo es baja y se mantiene constante en un 2%, 2.8% y 3.5% menor que el periodo de la estructura original para intensidades menores  $10^{-6}$  g respectivamente. Se puede observar que los resultados considerando la curva de histéresis  $\mu - \sigma$  tienen menor dispersión en comparación al caso (b) y (c). En los 3 casos se obtiene que el periodo normalizado tiene a 1 a medida que aumenta la intensidad.

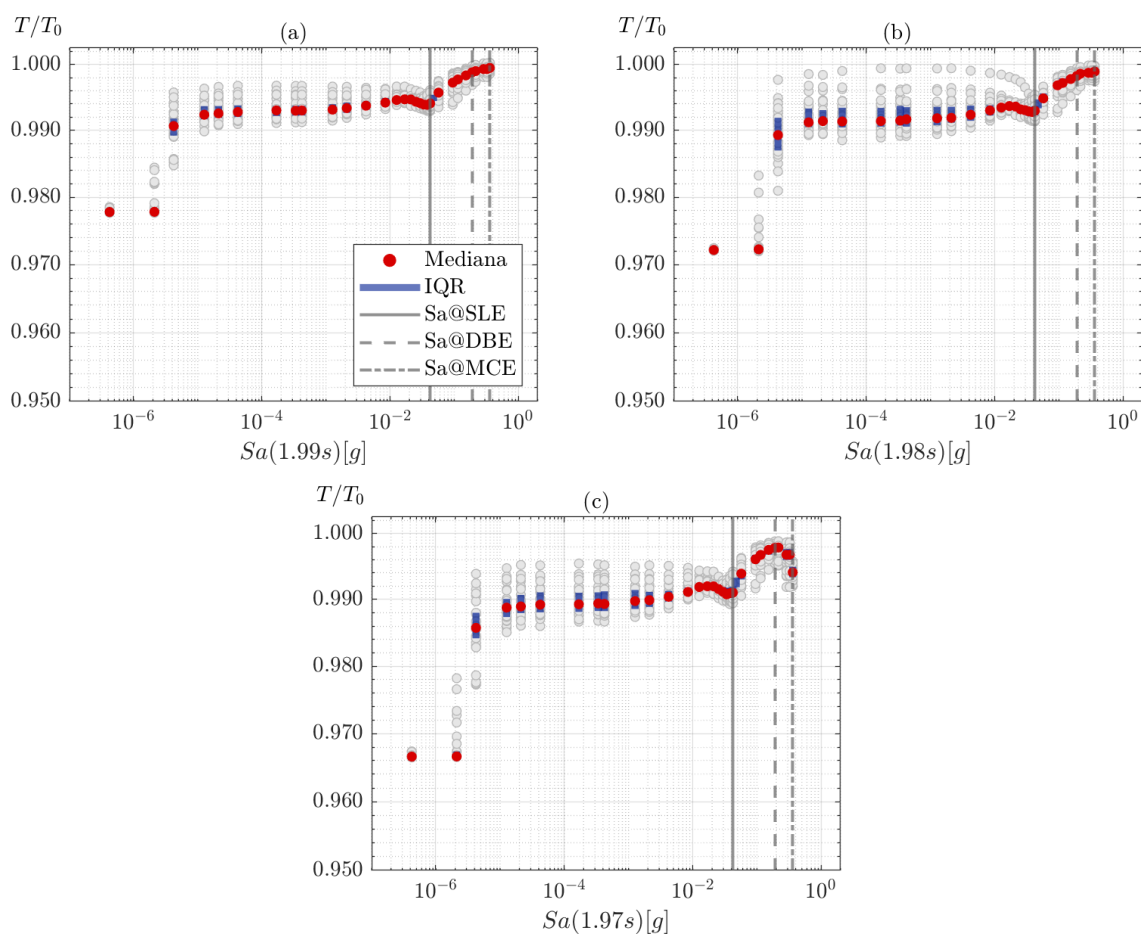


Figura 25: Relación entre los periodos identificados normalizados y la ordenada espectral:

- (a) Resultados considerando curva de histéresis  $\mu - \sigma$ ; (b) Resultados obtenidos considerando curva de histéresis  $\mu$ ; (c) Resultados considerando curva de histéresis  $\mu + \sigma$ .

En la Figura 26, se muestran los periodos identificados normalizados como función del PRDR. En cada figura se trazaron tres líneas de tendencia, representadas en rojo. Las primeras dos, ubicadas entre las amplitudes  $10^{-8}$  y  $10^{-7}$ , se calculan a partir de una regresión lineal en el espacio logarítmico, ajustadas al modelo de la ecuación (8). La tercera línea, ubicada entre PRDR  $10^{-7}$  hasta  $10^{-1}$  se calcula utilizando una función de ajuste exponencial, ajustada al modelo presentado en la ecuación (9). En la Tabla 26 se detallan las amplitudes para las cuales se genera la regresión y sus coeficientes.

Tabla 26: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.

		Amplitudes a la cual se ajusta la regresión		Parámetros	
				a	b
Figura 26(a)	Línea 1	1.33E-08	7.35E-07	7.28E-04	-9.33E-03
	Línea 2	7.35E-07	1.56E-07	6.63E-03	8.55E-02
	Línea 3	1.56E-07	1.00E-01	6.76E-03	1.67E+02
Figura 26(b)	Línea 1	1.31E-08	7.31E-07	1.02E-03	-9.94E-03
	Línea 2	7.31E-07	1.85E-07	2.14E-02	3.25E-01
	Línea 3	1.85E-07	1.00E-01	7.68E-03	1.61E+02
Figura 26(c)	Línea 1	1.32E-08	7.17E-07	3.21E-04	-2.81E-02
	Línea 2	7.17E-07	1.90E-07	2.34E-02	3.52E-01
	Línea 3	1.90E-07	1.00E-01	9.70E-03	1.34E+02

En la Figura 27 se grafican las líneas de tendencia de cada caso y se observa que el comportamiento es similar entre las distintas curvas de histéresis evaluadas, para PRDR menores a  $10^{-7}$  el periodo se mantiene relativamente constante y luego aumenta linealmente hasta alcanzar un plateau que se mantiene entre PRDR de  $10^{-7}$  y  $10^{-3}$ . Al seguir aumentando la amplitud se observar un aumento mayor del periodo equivalente identificado teniendo al periodo de la estructura original. Se puede concluir que la influencia de los parámetros de calibración de la curva de histéresis en el periodo no es significativa, ya que para amplitudes bajas en promedio existe una diferencia entre los 3 casos analizados menor a un 1.1% y a medida que aumenta la amplitud esta diferencia disminuye hasta un 0.5%.

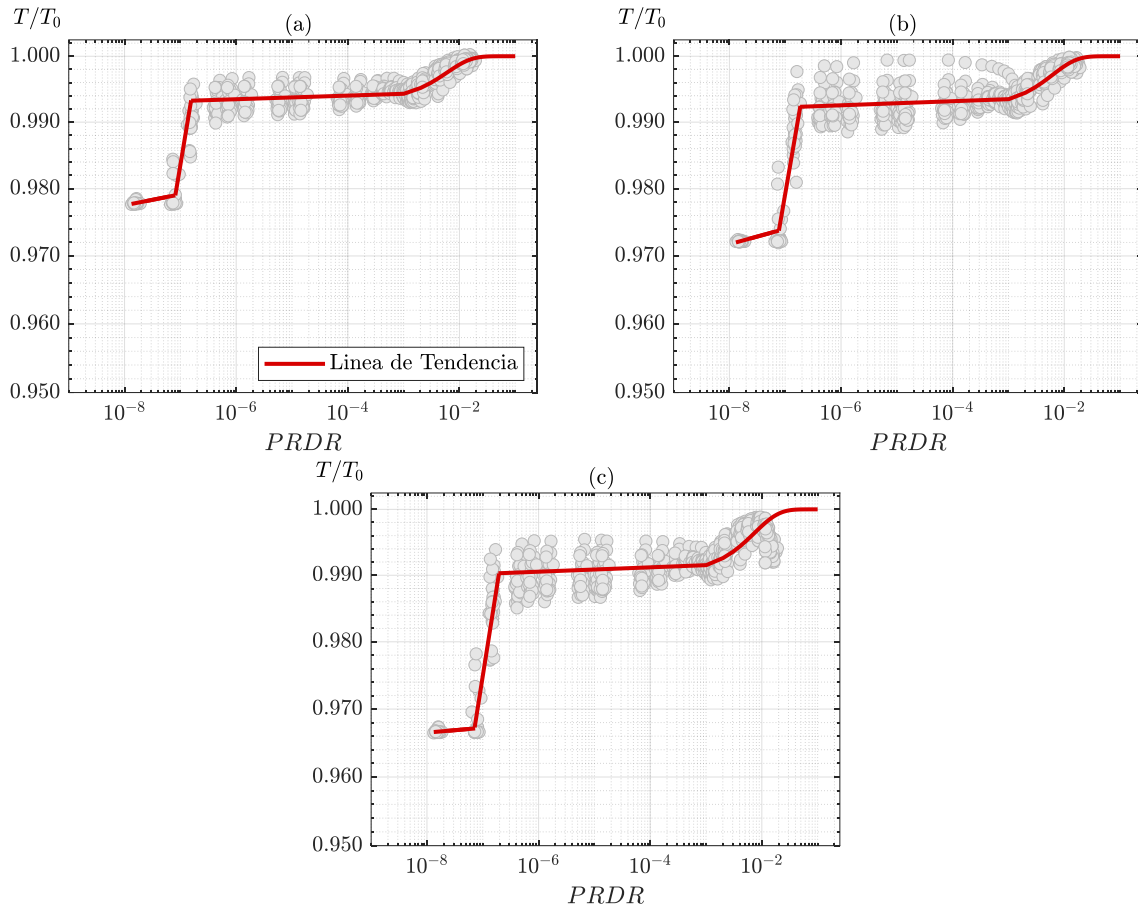


Figura 26: Relación entre los periodos identificados normalizados y la deriva de techo máxima: (a) Resultados considerando curva de histéresis  $\mu - \sigma$ ; (b) Resultados obtenidos considerando curva de histéresis  $\mu$ ; (c) Resultados considerando curva de histéresis  $\mu + \sigma$ .

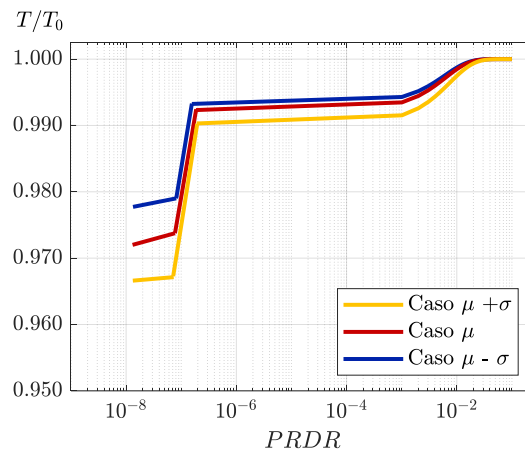


Figura 27: Líneas de tendencias de resultados de periodos identificados normalizados respecto a la deriva de techo máxima considerando la curva de histéresis  $\mu - \sigma$ ,  $\mu$  y  $\mu + \sigma$ .

Las Figura 28 y Figura 29 presentan las fracciones de amortiguamiento equivalentes identificadas normalizadas en función de la ordenada espectral y el PRDR respectivamente. En la Figura 29 se trazaron cinco líneas de tendencia, representadas en rojo. Cada una de ellas se calculan a partir de una

regresión lineal en el espacio logarítmico, ajustadas al modelo de la ecuación (8). En la Tabla 27 se detallan las amplitudes para las cuales se genera la regresión y sus coeficientes.

Tabla 27: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.

		Amplitudes a la cual se ajusta la regresión		Parámetros	
				a	b
Figura 29(a)	Línea 1	1.33E-08	1.91E-07	8.48E-04	1.93E-02
	Línea 2	1.91E-07	4.29E-07	8.29E-02	1.35E+00
	Línea 3	4.29E-07	9.47E-05	-2.62E-03	1.71E-01
	Línea 4	9.47E-05	5.90E-03	-4.43E-02	-1.94E-01
	Línea 5	5.90E-03	1.93E-02	-7.09E-03	9.52E-04
Figura 29(b)	Línea 1	1.31E-08	7.28E-07	1.37E-02	2.47E-01
	Línea 2	7.28E-07	1.47E-07	3.31E-01	5.44E+00
	Línea 3	1.47E-07	9.34E-05	-3.93E-04	2.40E-01
	Línea 4	9.34E-05	5.88E-03	-5.20E-02	-2.16E-01
	Línea 5	5.88E-03	1.91E-02	-3.71E-03	3.95E-02
Figura 29(c)	Línea 1	1.32E-08	7.17E-07	6.40E-03	1.19E-01
	Línea 2	7.17E-07	1.45E-07	4.06E-01	6.68E+00
	Línea 3	1.45E-07	9.24E-05	-5.49E-04	2.84E-01
	Línea 4	9.24E-05	5.89E-03	-6.05E-02	-2.49E-01
	Línea 5	5.89E-03	1.91E-02	-2.30E-02	-5.63E-02

Se puede observar que las tendencias entre los casos estudiados son similares entre sí y a los resultados obtenidos en los casos anteriores. Al modificar la curva de histéresis del modelo de tabiques se puede observar que el amortiguamiento equivalente máximo varía en promedio entre un 21%-35% mayor que el amortiguamiento de la estructura original, también se puede notar que los cambios de comportamientos ocurren a los mismos niveles de amplitud. Para los gráficos de la Figura 28, los cambios de comportamiento ocurren para intensidades de  $10^{-6}$  g y  $10^{-2}$  g. Mientras que para la Figura 29 y Figura 30, ocurren para PRDR de  $10^{-7}$  y PRDR mayores a  $10^{-4}$ . Se puede observar que a medida que aumenta la amplitud el amortiguamiento decae aproximadamente hasta un 6%, 4% y 3% para los resultados considerando  $\mu - \sigma$ ,  $\mu$  y  $\mu + \sigma$  respectivamente.

Se puede concluir que la influencia de los parámetros de calibración de la curva de histéresis en la fracción de amortiguamiento es significativa entre las amplitudes de  $10^{-7}$  y  $10^{-4}$ , debido a que en este rango existe una diferencia de 14% en promedio entre la curva considerando la  $\mu - \sigma$  y  $\mu + \sigma$ . Se puede observar que para amplitudes mayores a  $10^{-4}$  la diferencia mencionada comienza a disminuir hasta obtener una diferencia entre las curvas de un 3%, por lo que se considera que para amplitudes mayores a SLE la variación de los parámetros de calibración de la curva de histéresis no es significativa en la fracción de amortiguamiento.

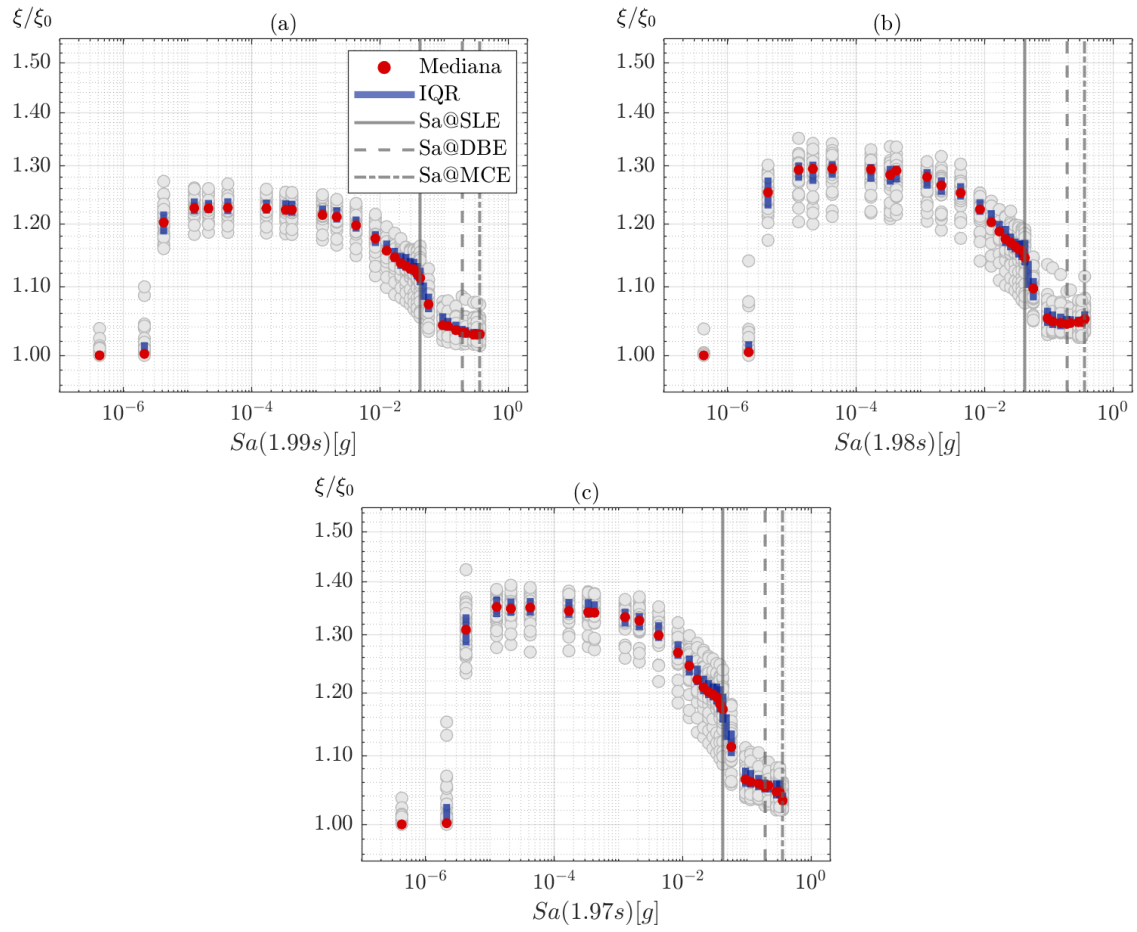


Figura 28: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la aceleración espectral:  
 (a) Resultados considerando curva de histéresis  $\mu - \sigma$ ; (b) Resultados obtenidos considerando curva de histéresis  $\mu$ ; (c) Resultados considerando curva de histéresis  $\mu + \sigma$ .

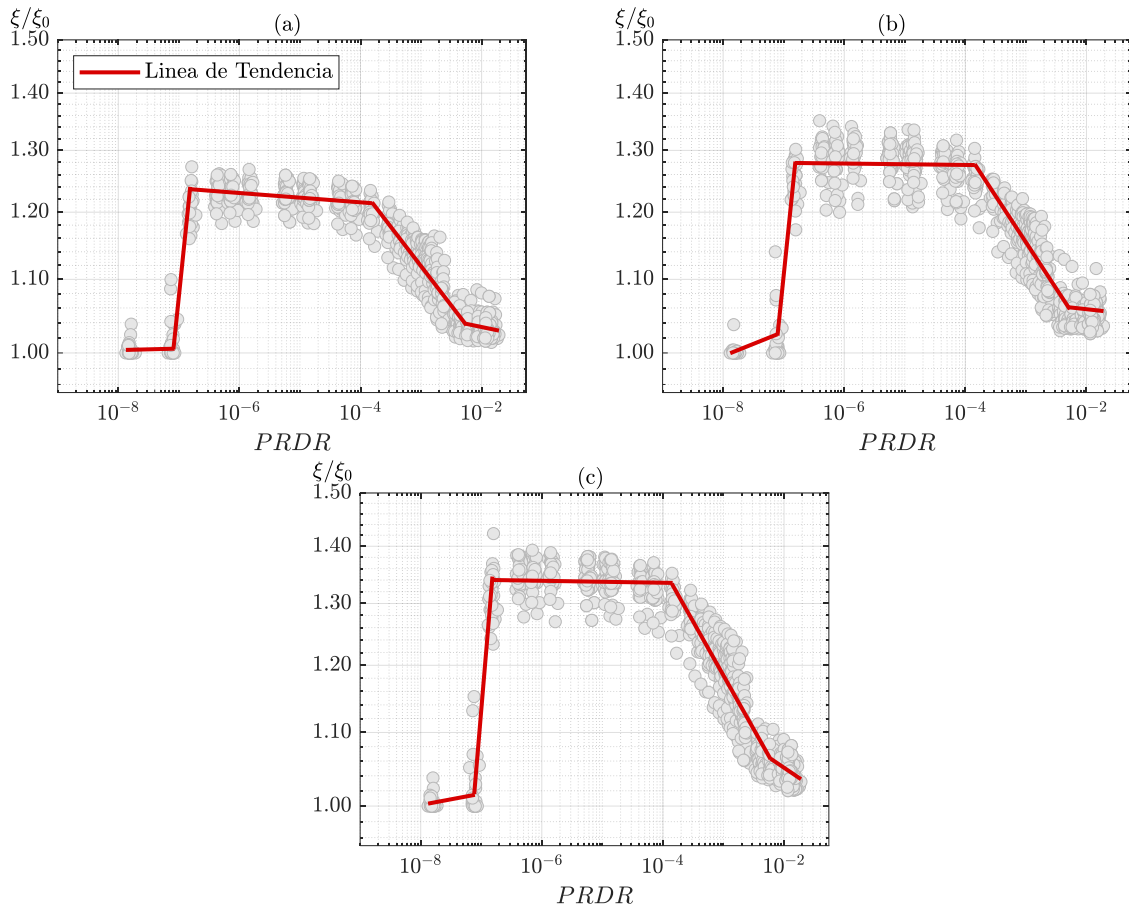


Figura 29: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la deriva de techo máxima: (a) Resultados considerando curva de histéresis  $\mu - \sigma$ ; (b) Resultados obtenidos considerando curva de histéresis  $\mu$ ; (c) Resultados considerando curva de histéresis  $\mu + \sigma$ .

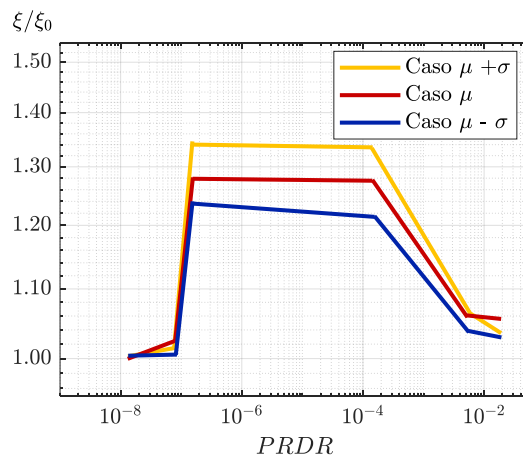


Figura 30: Líneas de tendencias de resultados de fracciones de amortiguamiento identificadas normalizadas respecto a la deriva de techo máxima considerando la curva de histéresis  $\mu - \sigma$ ,  $\mu$  y  $\mu + \sigma$ .

#### 4.4 Análisis del efecto del tipo de tabique

A continuación, se analiza el efecto de la variación del tipo de tabique, ya sea comercial o institucional, en el periodo y la fracción de amortiguamiento. Se presentan los resultados del edificio de 9 pisos detallado en la sección 3.3.3.

Las Figura 31 y Figura 32 muestran los periodos identificados normalizados, para el edificio de 9 pisos, considerando un comportamiento histerético medio, tabiques de largo medio y del tipo comercial e institucional en función de la ordenada espectral y el PRDR respectivamente. En la Figura 32 se trazaron tres líneas de tendencia, representadas en rojo. Las primeras dos, ubicadas entre las amplitudes  $10^{-8}$  y  $10^{-7}$ , se calculan a partir de una regresión lineal en el espacio logarítmico, ajustadas al modelo de la ecuación (8). La tercera línea, ubicada entre PRDR  $10^{-7}$  hasta  $10^{-1}$  se calcula utilizando una función de ajuste exponencial, ajustada al modelo presentado en la ecuación (9). En la Tabla 28 se detallan las amplitudes para las cuales se genera la regresión y sus coeficientes.

Tabla 28: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.

		Amplitudes a la cual se ajusta la regresión		Parámetros	
				a	b
Figura 32(a)	Línea 1	1.12E-08	6.92E-07	2.47E-03	-2.25E-02
	Línea 2	6.92E-07	2.10E-07	4.56E-02	6.82E-01
	Línea 3	2.10E-07	1.00E-01	1.94E-02	1.76E+02
Figura 32(b)	Línea 1	1.31E-08	7.31E-07	1.02E-03	-9.94E-03
	Línea 2	7.31E-07	1.85E-07	2.14E-02	3.25E-01
	Línea 3	1.85E-07	1.00E-01	7.68E-03	1.61E+02

Se puede observar que la tendencia entre sí es muy similar independiente del tipo de tabique que se utiliza, dado que en ambos casos para ordenadas espectrales (Figura 31) menores a  $10^{-6}$  g, el periodo se mantiene invariante e igual a la de la estructura con tabiques, luego comienza a aumentar hasta mantenerse constante entre  $10^{-6}$  g y  $10^{-2}$  g, finalmente para intensidades mayores el periodo comienza nuevamente a crecer hasta tender al periodo de la estructura sin tabiques. Respecto al PRDR (Figura 32 y Figura 33), se puede decir que, para amplitudes menores a  $10^{-7}$  el periodo se mantiene relativamente constante, luego aumenta y se mantiene constante entre amplitudes de  $10^{-7}$  y  $10^{-3}$ , al seguir aumentando la amplitud el periodo nuevamente crece tendiendo la curva asintóticamente a 1. Además, el caso en que se utiliza un tabique comercial, el periodo disminuye en aproximadamente un 3% con respecto al de la estructura original (Figura 31(a) y Figura 32(a)), mientras que para un tipo de tabique institucional disminuye en aproximadamente un 6% (Figura 31(b) y Figura 32(b)). Al considerar un tipo de tabique comercial (Figura 31(a) y Figura 32(a)), se puede observar que la contribución a la rigidez global de la estructura es baja en comparación a un tipo de tabique institucional (Figura 31(b) y Figura 32(b)), debido a que el periodo equivalente identificado es menor. En ambos casos como se observar en la Figura 33 el periodo equivalente identificado tiende al periodo de la estructura original.

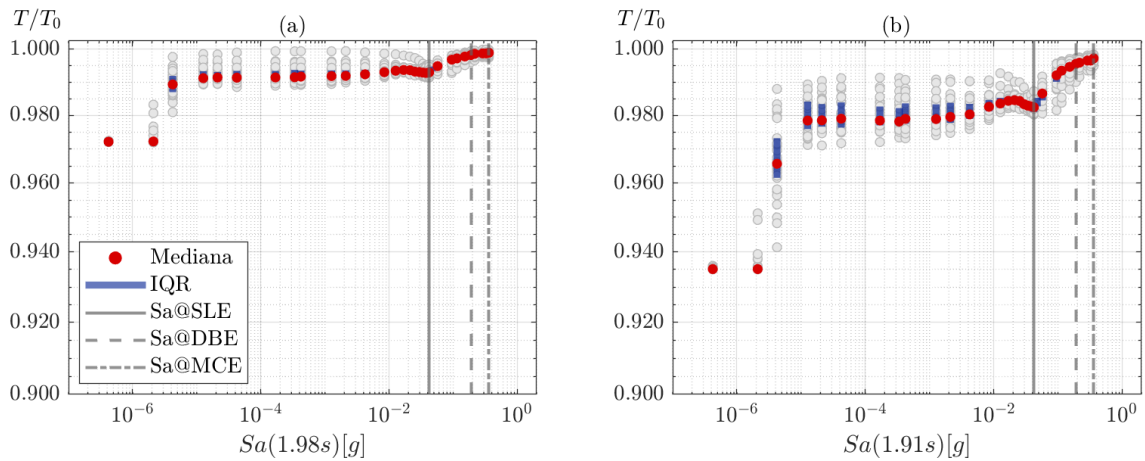


Figura 31: Relación entre los periodos identificados normalizados y la ordenada espectral: (a) Resultados considerando un tipo de tabique comercial; (b) Resultados considerando un tipo de tabique institucional.

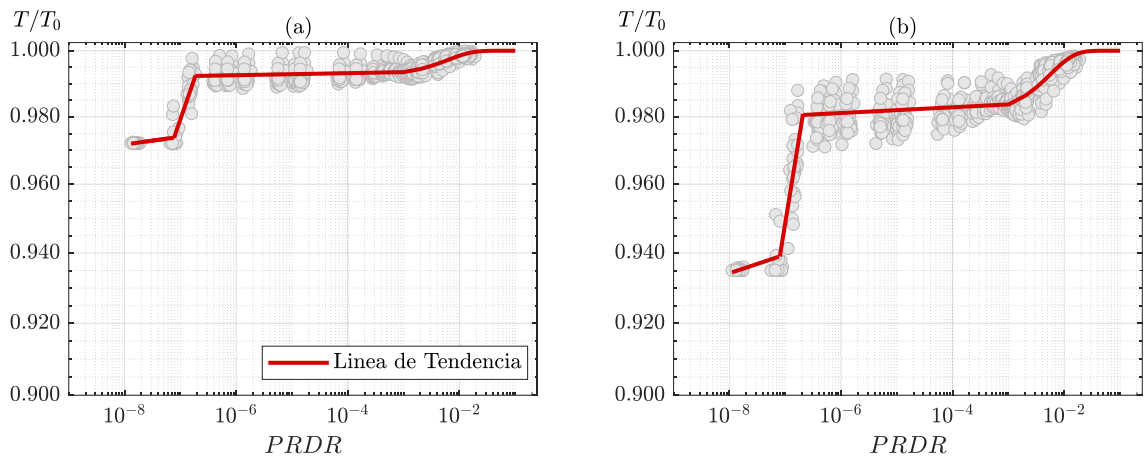


Figura 32: Relación entre los periodos identificados normalizados y la deriva de techo máxima: (a) Resultados considerando un tipo de tabique comercial; (b) Resultados considerando un tipo de tabique institucional.

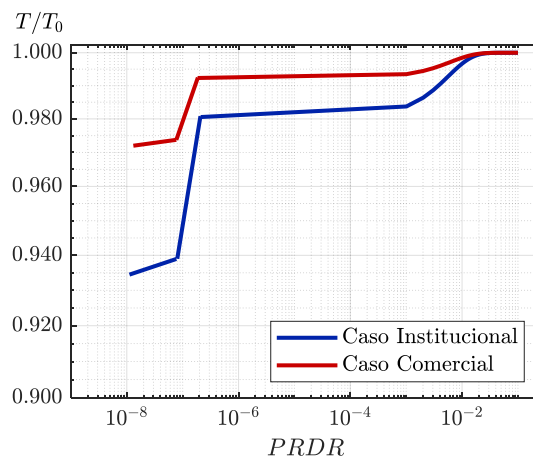


Figura 33: Líneas de tendencias de resultados de periodos identificados normalizados respecto a la deriva de techo máxima considerando un tipo de tabique comercial y un tipo de tabique institucional.

Las Figura 34 y Figura 35, presentan los resultados de las fracciones de amortiguamiento equivalentes normalizadas en función de la ordenada espectral y el PRDR respectivamente. En la Figura 35, se trazaron cinco líneas de tendencia, representadas en rojo. Cada una de ellas se calculan a partir de una regresión lineal en el espacio logarítmico, ajustadas al modelo de la ecuación (8). En la Tabla 29 se detallan las amplitudes para las cuales se genera la regresión y sus coeficientes.

Tabla 29: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.

		Amplitudes a la cual se ajusta la regresión		Parámetros	
				a	b
Figura 35(a)	Línea 1	1.12E-08	1.79E-07	3.24E-03	6.24E-02
	Línea 2	1.79E-07	1.38E-07	6.66E-01	1.09E+01
	Línea 3	1.38E-07	8.59E-05	3.73E-03	5.60E-01
	Línea 4	8.59E-05	5.81E-03	-1.05E-01	-4.04E-01
	Línea 5	5.81E-03	1.88E-02	-9.70E-03	6.16E-02
Figura 35(b)	Línea 1	1.31E-08	7.28E-07	1.37E-02	2.47E-01
	Línea 2	7.28E-07	1.47E-07	3.31E-01	5.44E+00
	Línea 3	1.47E-07	9.34E-05	-3.93E-04	2.40E-01
	Línea 4	9.34E-05	5.88E-03	-5.20E-02	-2.16E-01
	Línea 5	5.88E-03	1.91E-02	-3.71E-03	3.95E-02

Se puede observar que las tendencias entre los casos estudiados son similares entre sí, cambiando su comportamiento aproximadamente a los mismos niveles de intensidad, para ordenadas espectrales (Figura 34) menores a  $10^{-6}$  g el amortiguamiento se mantiene igual al de la estructura original, luego aumenta abruptamente hasta su máximo valor y se mantiene constante entre  $10^{-6}$  g y  $10^{-3}$  g, a medida que aumenta la intensidad el amortiguamiento decae paulatinamente hasta intensidades correspondientes a MCE. Respecto al PRDR (Figura 35 y Figura 36), se puede observar que para amplitudes menores a  $10^{-7}$  el amortiguamiento en promedio tiene baja dispersión, luego aumenta hasta su máximo valor y se mantiene constante entre PRDR  $10^{-7}$  y  $10^{-4}$ , finalmente a medida que aumenta la amplitud el amortiguamiento decae aproximadamente linealmente hasta amplitudes cercanas a  $10^{-2}$  donde se aprecia una saturación de la variación del amortiguamiento.

La diferencia entre ambos tipos de tabiques radica en la máxima contribución de estos en el amortiguamiento global de la estructura, para un tipo comercial es menor que para un tipo institucional, obteniendo un aporte de aproximadamente 28% y 70% respectivamente. Esto se puede deber a que, para un tipo de tabique institucional, el espesor, número de montantes y espaciamiento aumentan en comparación a un tipo de tabique comercial, por lo que produce una gran diferencia en el amortiguamiento equivalente estimado. Aun así, luego de pasar por las amplitudes que conforman la zona donde se produce el plateau se puede observar que el amortiguamiento equivalente en ambos casos disminuye hasta valores del 5% y 10% para cada caso, siendo estos valores cercanos entre sí.

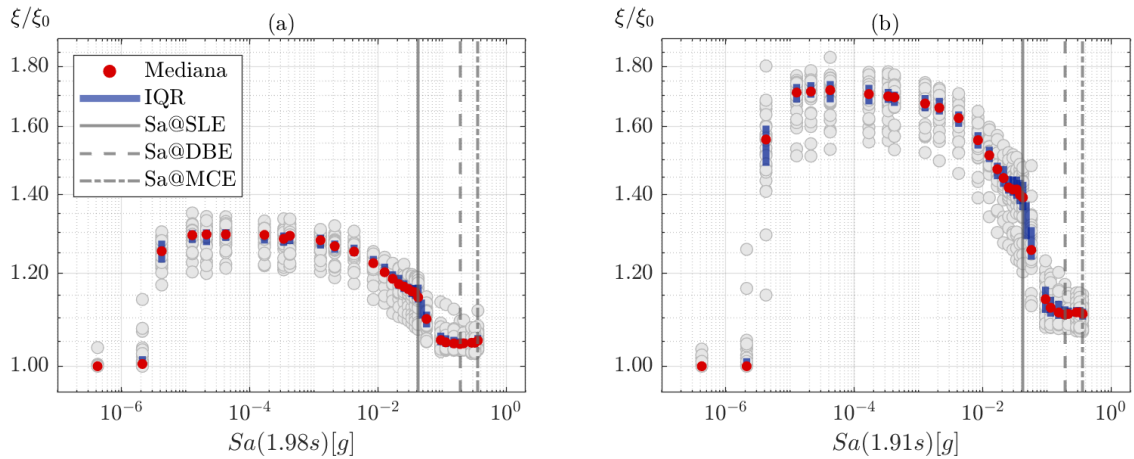


Figura 34: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la aceleración espectral: (a) Resultados considerando un tipo de tabique comercial; (b) Resultados considerando un tipo de tabique institucional.

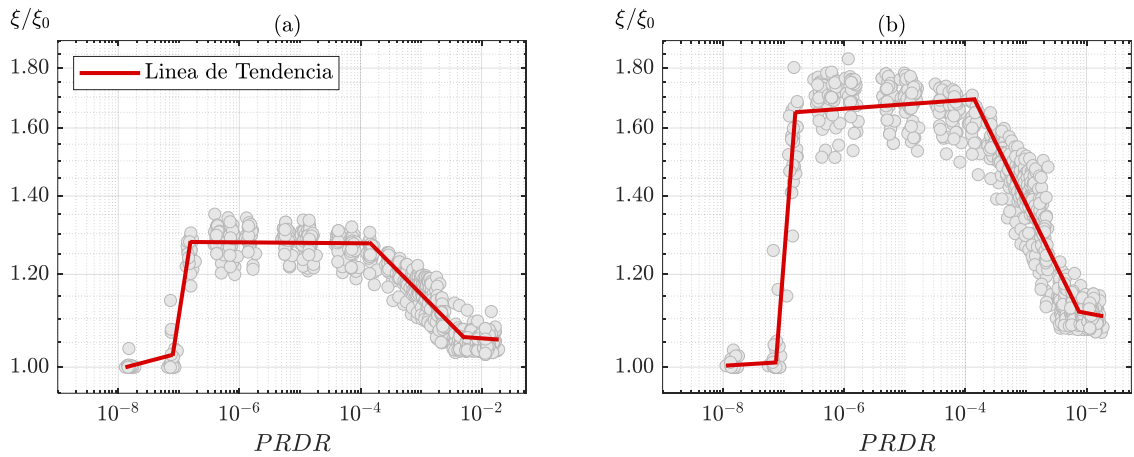


Figura 35: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la deriva de techo máxima: (a) Resultados considerando un tipo de tabique comercial; (b) Resultados considerando un tipo de tabique institucional.

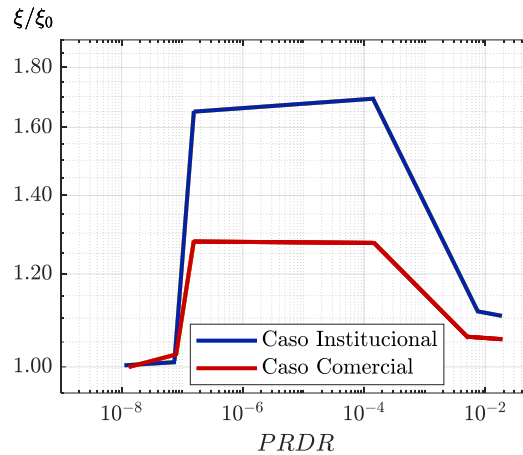


Figura 36: Líneas de tendencias de resultados de fracciones de amortiguamiento identificadas normalizadas respecto a la deriva de techo máxima considerando un tipo de tabique comercial y un tipo de tabique institucional.

#### 4.5 Efecto de la altura del edificio

A continuación, se analiza el efecto de la variación de la altura del edificio en el periodo y la fracción de amortiguamiento. Para ello, se estudian edificios de 3, 9, 20 y 50 pisos. Se presentan los resultados de los edificios detallados en las secciones 3.2.2, 3.2.5, 3.2.3

La Figura 37 muestra los periodos identificados normalizados en función de la ordenada espectral para los edificios de 3, 9, 20 y 50 pisos. Se puede observar que independiente de la altura del edificio la tendencia es similar, y la disminución del periodo es baja, entre un 2.5% y un 4.2%, siendo mínimo para el edificio de 50 pisos y máxima para el edificio de 3 pisos. En las cuatro estructuras se obtiene que el periodo normalizado aumenta a medida que aumenta la intensidad y se observa, además, que para en el edificio de 3 pisos se converge más rápidamente al periodo de la estructura original, debido a la mayor demanda de desplazamientos que impone su mayor flexibilidad.

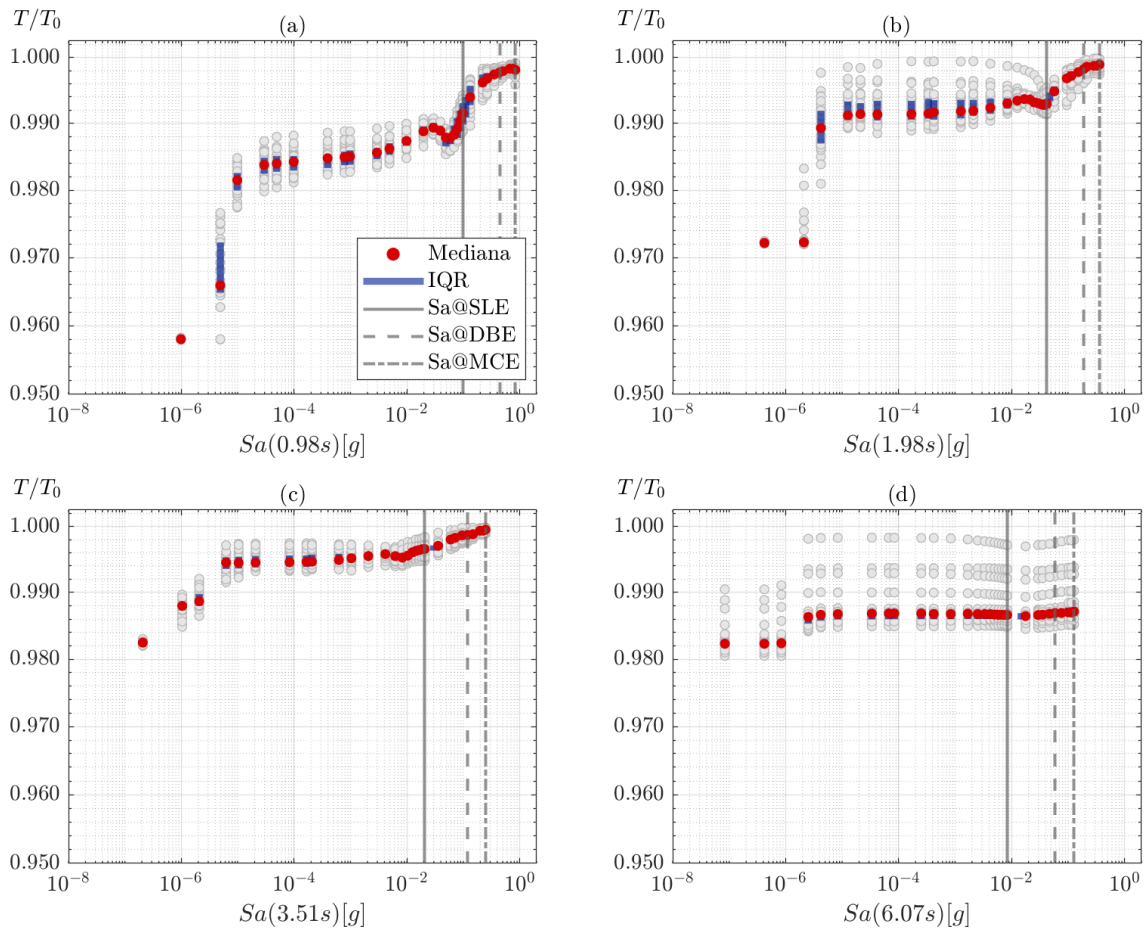


Figura 37: Relación entre los periodos identificados normalizados y la aceleración espectral: (a) Resultados edificio de 3 pisos; (b) Resultados edificio de 9 pisos; (c) Resultados edificio de 20 pisos; (d) Resultados edificio de 50 pisos.

En la Figura 38, se muestran los periodos identificados normalizados en función del PRDR. En las figuras (a), (b) y (d), se trazaron tres líneas de tendencia, mientras que en la figura (c) se trazaron dos líneas de tendencia. Todas las líneas de tendencia están representadas en color rojo. Para las figuras (a), (b) y (d), las primeras dos líneas de tendencia, ubicadas entre las amplitudes  $10^{-8}$  y  $10^{-7}$ , se calculan a partir de una regresión lineal en el espacio logarítmico, ajustadas al modelo de la ecuación (8). En la figura (c), la primera línea, también ubicada entre las amplitudes  $10^{-8}$  y  $10^{-7}$ , se calcula de la misma manera. La tercera línea de las figuras (a), (b) y (d), así como la segunda línea de la figura (c), ubicadas entre PRDR  $10^{-7}$  y  $10^{-1}$ , se calculan utilizando una función de ajuste exponencial, ajustada al modelo presentado en la ecuación (9). En la Tabla 30 se detallan las amplitudes para las cuales se genera la regresión y sus coeficientes.

Tabla 30: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.

		Amplitudes a la cual se ajusta la regresión		Parámetros	
				a	b
Figura 38(a)	Línea 1	2.20E-08	1.10E-07	-6.21E-06	-4.30E-02
	Línea 2	1.10E-07	2.40E-07	2.60E-02	3.79E-01
	Línea 3	2.40E-07	1.00E-01	1.70E-02	2.84E+02
Figura 38(b)	Línea 1	1.31E-08	7.31E-08	1.02E-03	-9.94E-03
	Línea 2	7.31E-08	1.85E-07	2.14E-02	3.25E-01
	Línea 3	1.85E-07	1.00E-01	7.68E-03	1.61E+02
Figura 38(c)	Línea 1	8.99E-08	2.51E-07	3.03E-03	3.80E-02
	Línea 2	7.00E-07	1.00E-01	4.97E-03	2.59E+02
Figura 38(d)	Línea 1	4.72E-09	3.23E-08	-5.34E-05	-1.81E-02
	Línea 2	3.23E-08	1.55E-07	3.23E-03	3.73E-02
	Línea 3	1.55E-07	2.50E-01	1.31E-02	1.12E+01

En la Figura 39 se grafican las líneas de tendencia de cada caso y se observa un comportamiento similar entre las distintas estructuras, teniendo cambios en sus tendencias en valores similares de PRDR. Para derivas de techo aproximadamente menores a  $10^{-8}$  el periodo se mantiene relativamente constante y luego aumenta linealmente hasta alcanzar un plateau que se mantiene entre PRDR de  $10^{-6}$  y  $10^{-3}$ . Al seguir aumentando la amplitud se observar un aumento mayor del periodo equivalente identificado teniendo al periodo de la estructura original. Se puede observar que para el edificio de 50 pisos (Figura 38(d)), la zona del plateau es más extensa que en las otras estructuras, esto se debe a que probablemente no todos los tabiques se encuentran completamente degradados, debido a que las deformaciones se tienden a concentrar en algunos pisos, por lo que los demás tabiques siguen aportando rigidez a la estructura. Las líneas de tendencias son calculadas de la misma manera que las secciones anteriores.

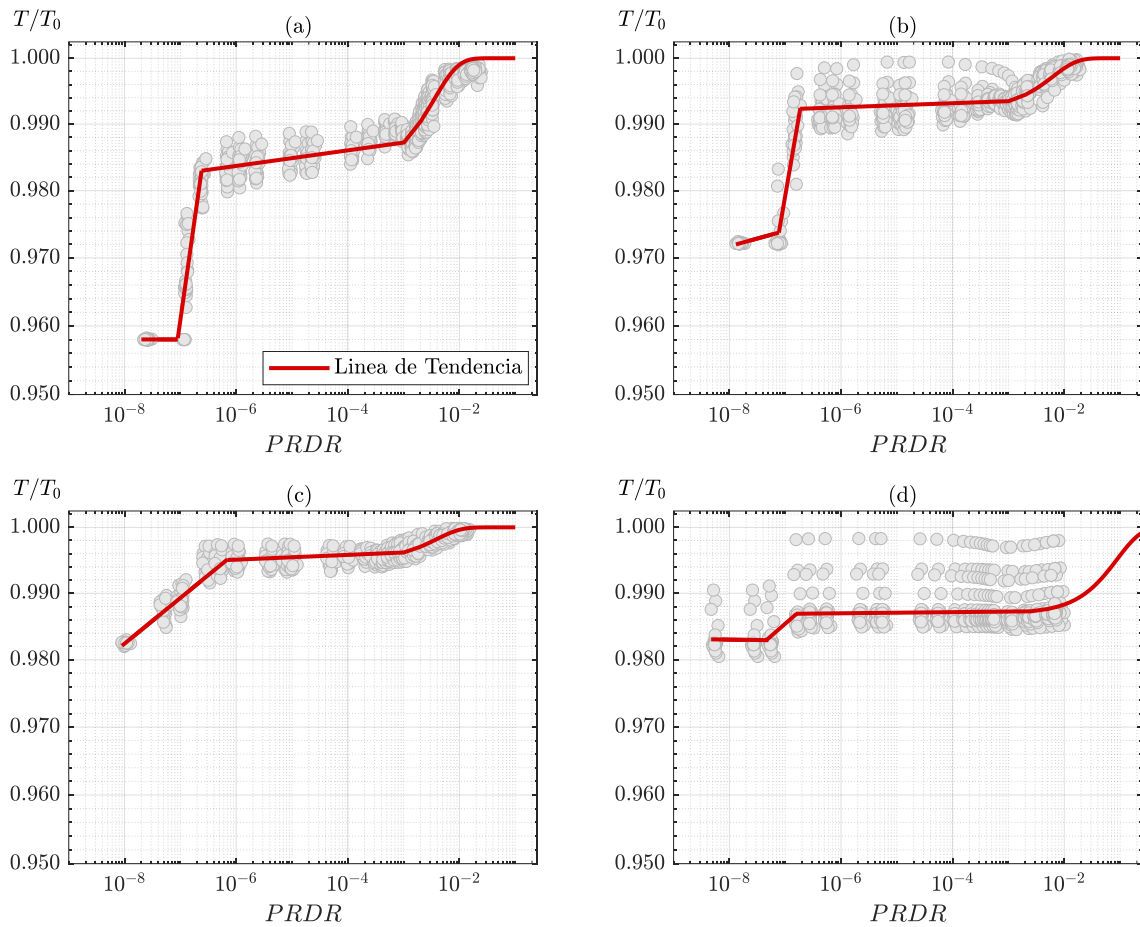


Figura 38: Relación entre los periodos identificados normalizados y la deriva de techo máxima: (a) Resultados edificio de 3 pisos; (b) Resultados edificio de 9 pisos; (c) Resultados edificio de 20 pisos; (d) Resultados edificio de 50 pisos.

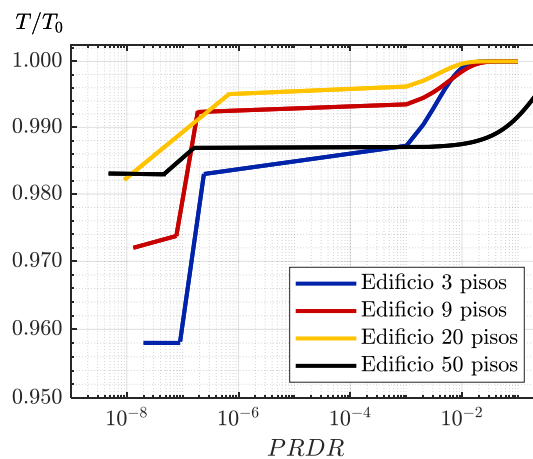


Figura 39: Líneas de tendencias de resultados de periodos identificados normalizados respecto a la deriva de techo máxima considerando un edificio de 3, 9, 20 y 50 pisos.

La Figura 40, muestra las fracciones de amortiguamiento equivalentes identificadas normalizadas en función de la ordenada espectral, al igual que con el periodo la tendencia que tienen las estructuras es similar diferenciándose en el nivel de amortiguamiento máximo alcanzado. Se puede observar que para ordenadas espectrales aproximadamente menores a  $10^{-6}$  g el amortiguamiento identificado corresponde al asignado a la estructura sin tabiques. Al aumentar la intensidad la fracción de amortiguamiento aumenta abruptamente llegando al máximo valor, que varía entre un 8%-44% mayor que el de la estructura original, siendo máximo para el edificio de 3 pisos y mínimo para el edificio de 50 pisos, estos valores se mantienen constantes entre ordenadas espectrales de  $10^{-5}$  g y  $10^{-3}$  g, para luego decaer a una fracción de amortiguamiento de entre un 4% y un 6% mayor que el de la estructura sin tabiques, por lo que independiente de la altura que tenga el edificio, el amortiguamiento decae a valores cercanos.

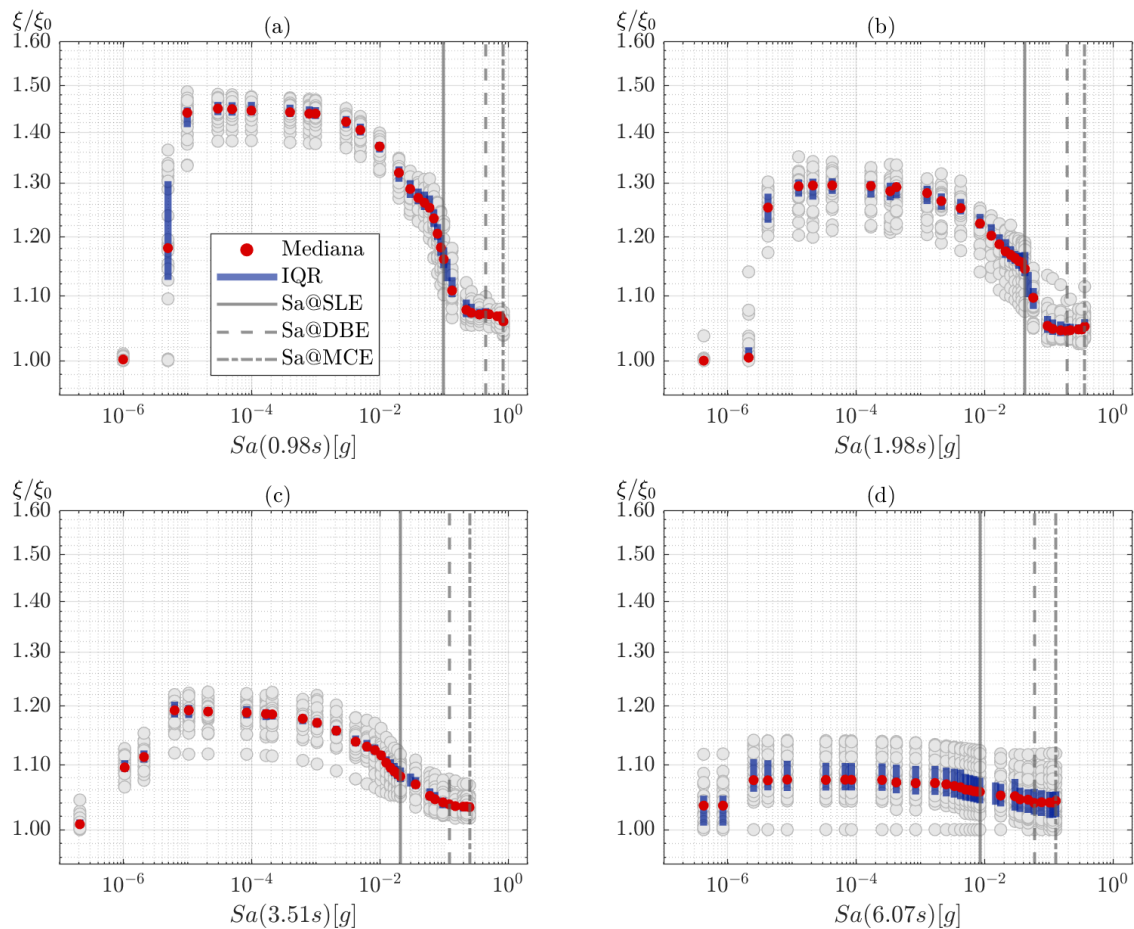


Figura 40: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la aceleración espectral:  
 (a) Resultados edificio de 3 pisos; (b) Resultados edificio de 9 pisos; (c) Resultados edificio de 20 pisos; (d) Resultados edificio de 50 pisos.

La Figura 41, muestra las fracciones de amortiguamiento equivalentes identificadas normalizadas en función del PRDR. Las líneas rojas representan las líneas de tendencias. Cada una de ellas se calculan a partir de una regresión lineal en el espacio logarítmico, ajustadas al modelo de la ecuación (8). En la Tabla 31 se detallan las amplitudes para las cuales se genera la regresión y sus coeficientes.

Tabla 31: Amplitudes y coeficientes para las cuales se ajusta la regresión.

		Amplitudes a la cual se ajusta la regresión		Parámetros	
				a	b
Figura 41(a)	Línea 1	2.20E-08	1.14E-07	2.88E-05	2.74E-03
	Línea 2	1.14E-07	2.40E-07	3.28E-01	5.37E+00
	Línea 3	2.40E-07	1.24E-04	-3.81E-03	3.16E-01
	Línea 4	1.24E-04	8.89E-03	-7.65E-02	-3.02E-01
	Línea 5	8.89E-03	2.47E-02	-1.75E-02	-8.22E-03
Figura 41(b)	Línea 1	1.31E-08	7.28E-07	1.37E-02	2.47E-01
	Línea 2	7.28E-08	1.47E-07	3.31E-01	5.44E+00
	Línea 3	1.47E-07	9.34E-05	-3.93E-04	2.40E-01
	Línea 4	9.34E-05	5.88E-03	-5.20E-02	-2.16E-01
	Línea 5	5.88E-03	1.91E-02	-3.71E-03	3.95E-02
Figura 41(c)	Línea 1	8.99E-08	3.03E-07	4.70E-02	8.74E-01
	Línea 2	3.03E-07	6.23E-05	-2.60E-03	1.36E-01
	Línea 3	6.23E-05	4.70E-03	-2.91E-02	-1.17E-01
	Línea 4	4.70E-03	1.51E-02	-6.92E-03	3.01E-03
Figura 41(d)	Línea 1	4.72E-08	1.96E-07	-8.65E-04	6.69E-02
	Línea 2	1.96E-07	3.29E-05	-7.39E-03	5.19E-03
	Línea 3	3.29E-05	1.00E-02	-2.22E-03	3.15E-02

En la Figura 42 se grafican las líneas de tendencia de cada caso y se observa un comportamiento similar en los 4 casos estudiados, para amplitudes menores a  $10^{-8}$  la fracción de amortiguamiento equivalente es aproximadamente igual a la de la estructura original, excepto para el edificio de 50 pisos que comienza en un valor 3% mayor que el de la estructura sin tabiques. Al superar ese nivel de amplitud la fracción de amortiguamiento equivalente aumenta hasta su valor máximo (8% - 45% el valor de la fracción de amortiguamiento de la superestructura sin tabiques), manteniéndose constante entre PRDR  $10^{-7}$  y  $10^{-4}$  para el edificio de 3 y 9 pisos; y PRDR cercanos  $10^{-6}$  y  $10^{-4}$  para el edificio de 20 y 50 pisos. Luego la fracción de amortiguamiento decae en una forma aproximadamente lineal hasta su valor mínimo (4% - 6% el valor de la fracción de amortiguamiento de la superestructura sin tabiques).

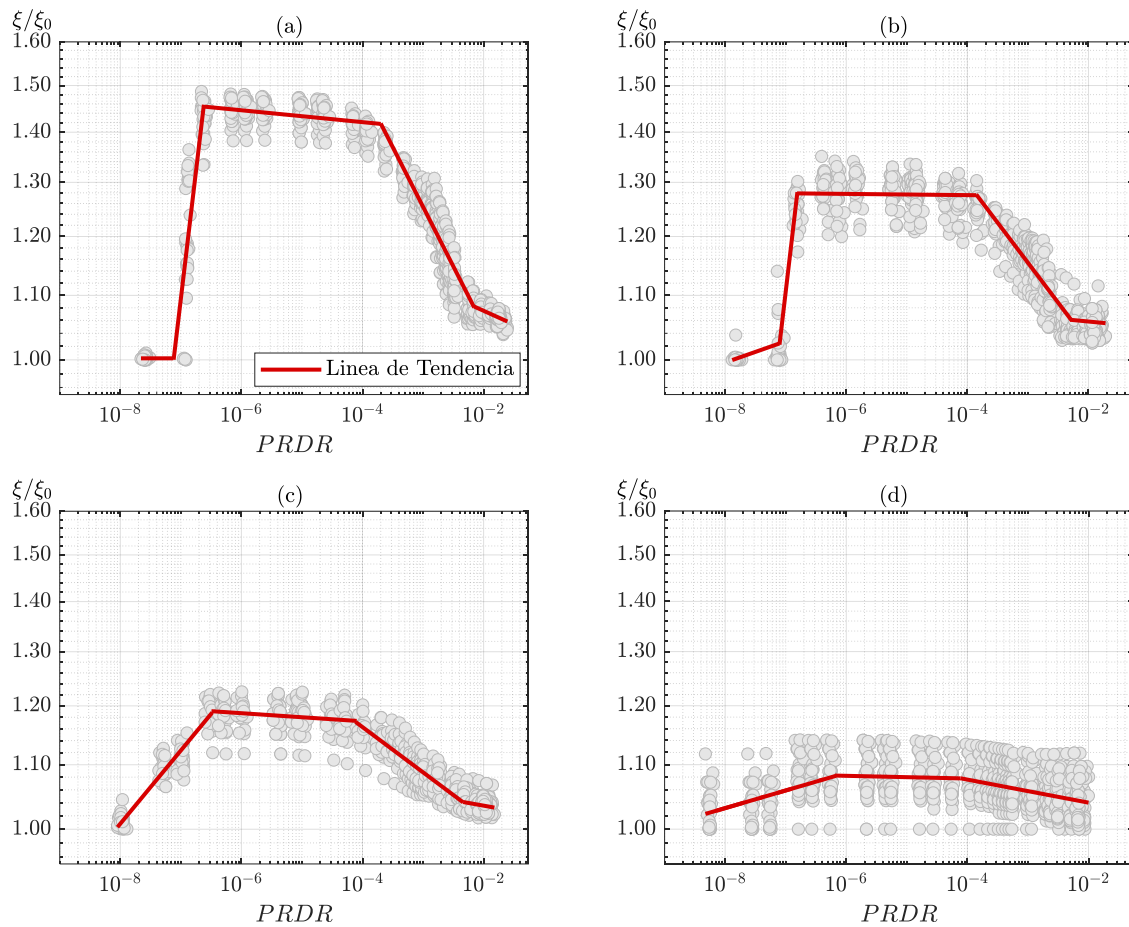


Figura 41: Relación entre las fracciones de amortiguamiento normalizadas y la deriva de techo máxima: (a) Resultados edificio de 3 pisos; (b) Resultados edificio de 9 pisos; (c) Resultados edificio de 20 pisos; (d) Resultados edificio de 50 pisos.

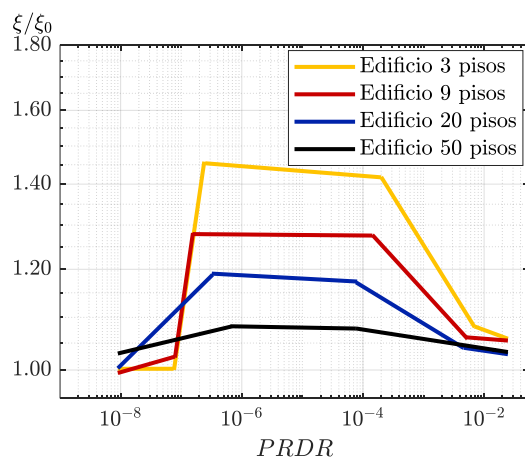


Figura 42: Líneas de tendencias de resultados de fracciones de amortiguamiento identificadas normalizadas respecto a la deriva de techo máxima considerando un edificio de 3, 9, 20 y 50 pisos.

Se puede observar que en el edificio de 50 pisos la degradación de tabiques es menor, es por esto que el amortiguamiento lineal equivalente obtenido es menor. Esto ocurre debido a que las deformaciones se concentran en algunos pisos, permaneciendo en algunos pisos tabiques que no están degradados, mientras que para un edificio bajo las deformaciones ocurren en casi todos los pisos, por lo que todos

los tabiques se dañan provocando un aumento en el amortiguamiento. Esto se puede observar en las Figura 43 y Figura 44, donde se comparan la demanda promedio de los tabiques por piso con la capacidad (3%) y el drift promedio por piso para cada estructura, respectivamente, para las intensidades SLE, DBE y MCE. A partir de estas figuras, se demuestra que los edificios de menor altura presentan una mayor demanda de desplazamientos en todos sus pisos.

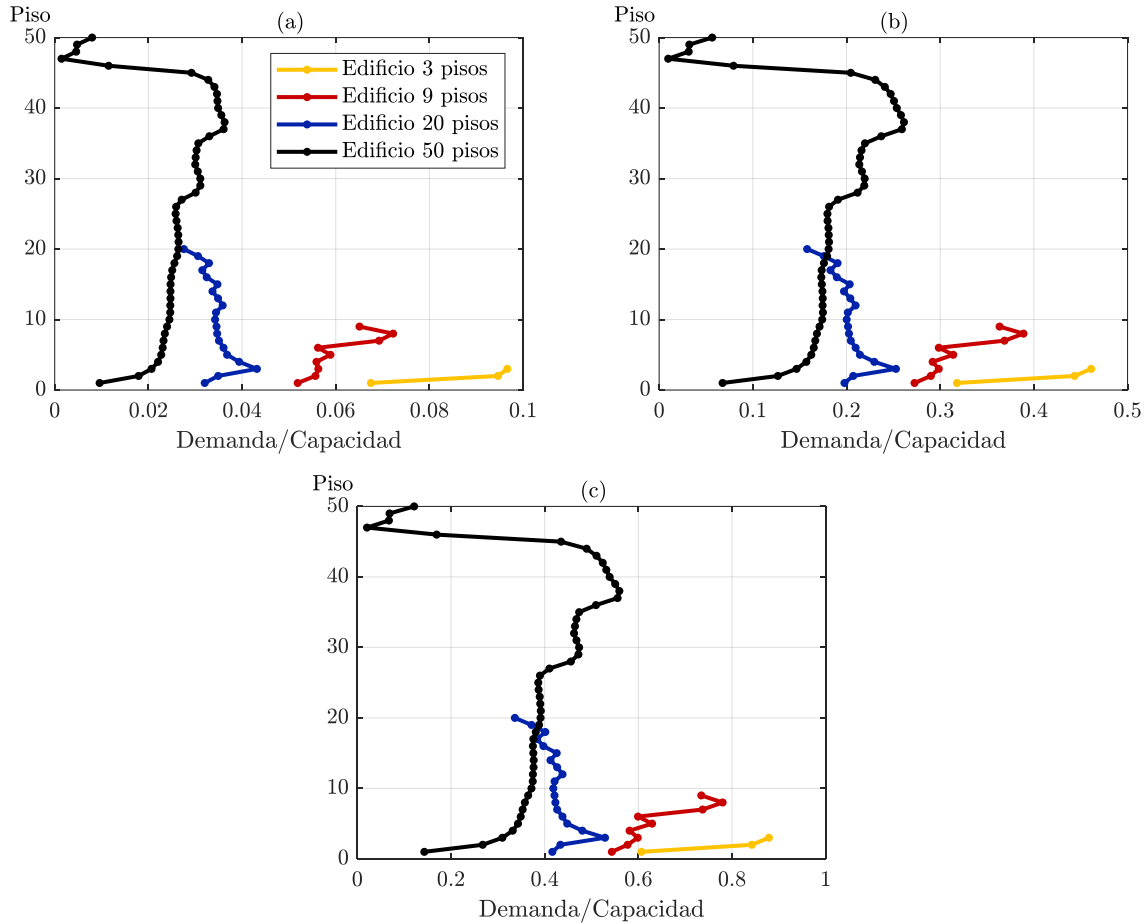


Figura 43: Comparación de demanda promedio de tabiques por piso con su capacidad máxima:

(a) Resultados para SLE; (a) Resultados para DBE; (a) Resultados para MCE.

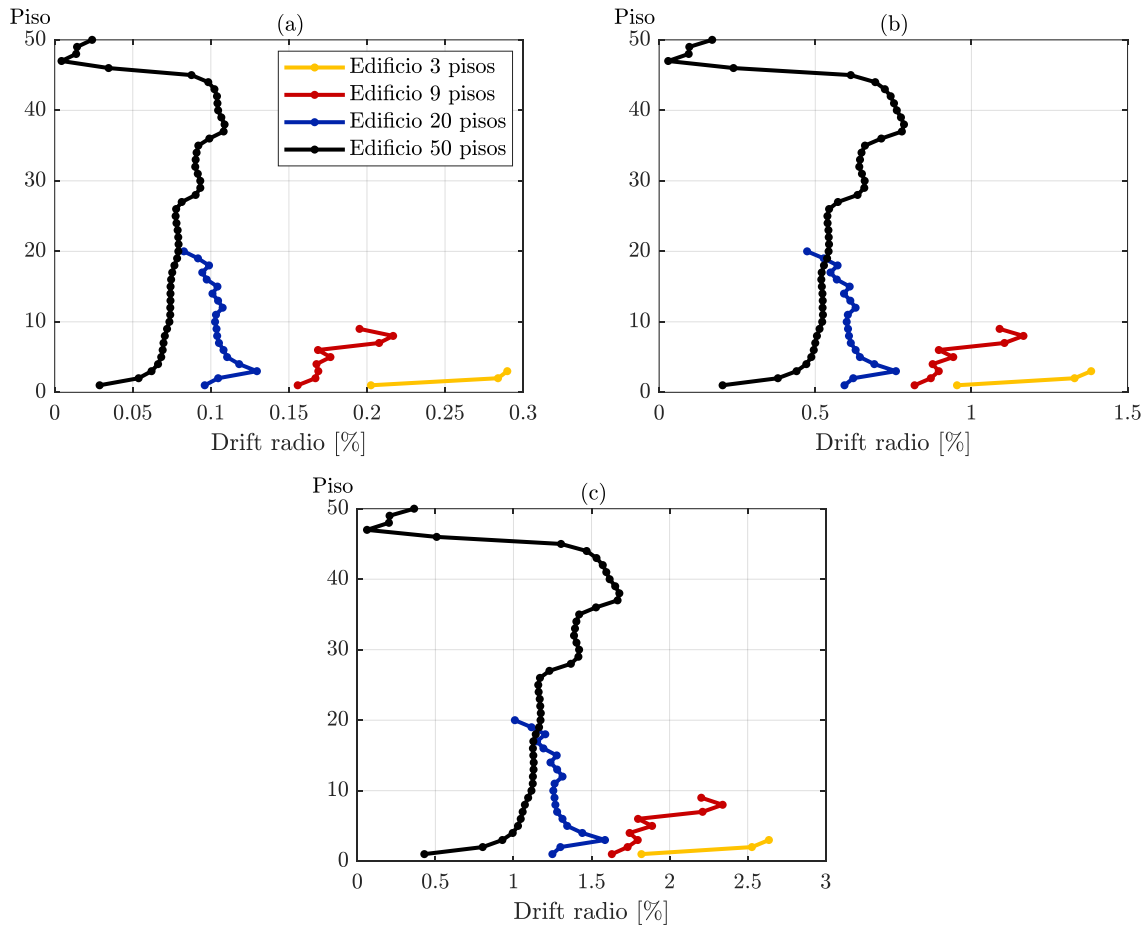


Figura 44: Drift promedio por piso: (a) Resultados para SLE; (a) Resultados para DBE; (a) Resultados para MCE.

En la Figura 45(a), se puede observar la variación del amortiguamiento en función de la altura del edificio. Cada punto representa la altura del edificio y la fracción de amortiguamiento identificada normalizada promedio para una amplitud fija. Luego, los puntos de la misma amplitud se unen formando las envolventes. La curva azul, roja y verde representan las amplitudes correspondientes a PRDR  $10^{-6}$ ,  $10^{-4}$  y  $10^{-2}$  respectivamente. Se puede observar explícitamente que al aumentar la altura del edificio, la fracción de amortiguamiento decae de manera exponencial con la altura del edificio, e incluso se puede destacar que a mayor amplitud (curva verde) existe menor variabilidad en las fracciones de amortiguamiento, obteniendo un comportamiento aproximadamente constante para edificios mayores a 300 ft. En la Figura 45(b) se puede observar el coeficiente de variación (COV) en función de la altura del edificio.

En la Figura 46, se presentan los resultados obtenidos en la investigación de Cruz and Miranda (2021), los cuales muestran la tendencia de las fracciones de amortiguamiento identificadas en función de la altura del edificio. Al comparar estos resultados con los de la Figura 45(a), se concluye que los datos obtenidos en esta investigación concuerdan con los resultados empíricos previos. No solo la interacción suelo-estructura provoca un aumento del amortiguamiento en edificios bajos, sino que también se demuestra que los tabiques de yeso contribuyen al incremento de la fracción de amortiguamiento.

Se observa que, para una misma altura, se pueden tener distintos períodos de oscilación. Sin embargo, la razón por la cual el amortiguamiento disminuye con la altura se debe a que los tabiques se dañan en zonas concentradas del edificio, mientras que en otras áreas no sufren daños, como se muestra en la Figura 43. Por lo tanto, en un edificio de menor altura, el porcentaje de tabiques degradados será mayor que en uno de mayor altura. Esta mayor degradación de los tabiques en edificios bajos conduce a una mayor disipación de energía, resultando en mayores amortiguamientos.

Finalmente, nuevamente se observa que a medida que aumenta la amplitud, es decir a mayor PRDR, el amortiguamiento es menor, para intensidades menores a MCE el amortiguamiento es mayor, contrario a lo estipulado en algunas guías de diseños de edificios altos (LATBDSC 2008; Pacific Earthquake Engineering Center 2017).

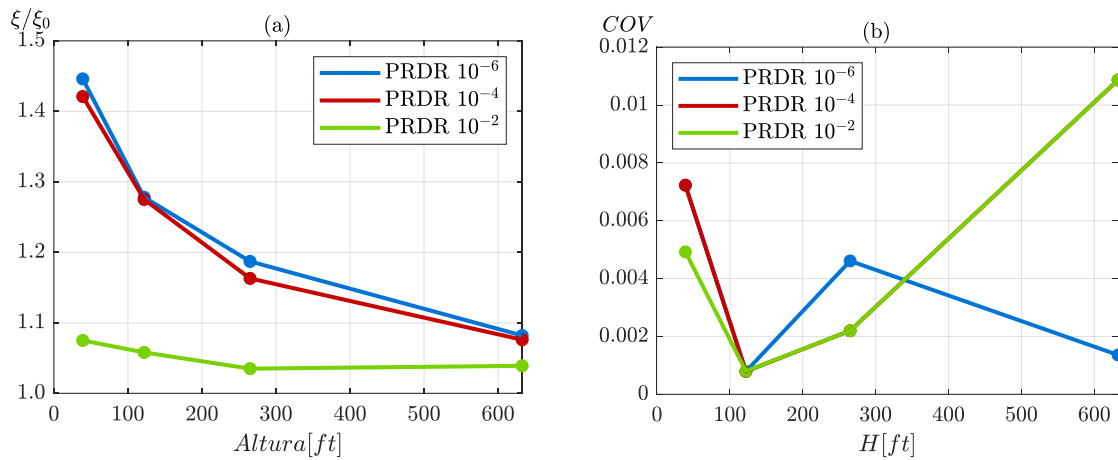


Figura 45: Variación de la fracción de amortiguamiento respecto a la altura del edificio.

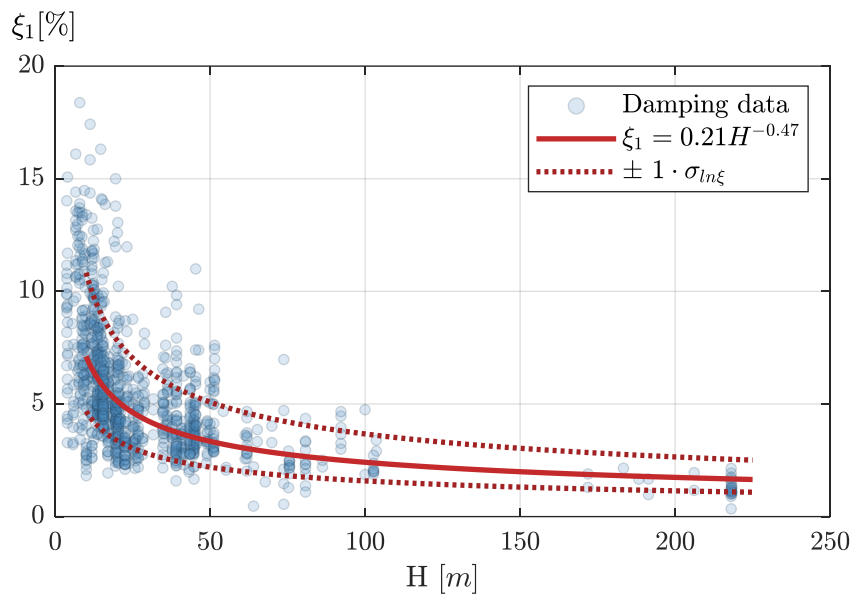


Figura 46: Variación de la fracción de amortiguamiento con respecto a la altura obtenida en Cruz and Miranda (2021).

## 5 Conclusiones y comentarios

En este trabajo, se investigó la contribución de tabiques de yeso en los periodos y fracciones de amortiguamiento del primer modo traslacional de edificios de marcos de acero. Esto se realiza debido a que, en la actualidad, no existen estudios que permitan cuantificar la contribución de elementos no estructurales al amortiguamiento global de la estructura. También se busca aportar evidencia que permita determinar si las disposiciones adoptadas en algunas guías de diseños de edificios altos son adecuadas.

El objetivo principal de esta investigación es evaluar el aporte de los tabiques de yeso en el periodo y la fracción de amortiguamiento global del sistema. Para ello, se han definido tres objetivos específicos. En primer lugar, se pretende caracterizar cómo los tabiques de yeso contribuyen al amortiguamiento del primer modo de la estructura en relación con la amplitud de la respuesta sísmica, utilizando modelos

computacionales que simulan la degradación cíclica de los tabiques. El segundo objetivo es evaluar cómo diversos parámetros, tales como la altura del edificio, el periodo, la densidad de tabiques, entre otros, influyen en la contribución de los tabiques al amortiguamiento global de la estructura. Por último, el tercer objetivo es comparar la dependencia de la amplitud del nivel de amortiguamiento obtenido mediante modelos numéricos con los resultados empíricos derivados de la respuesta sísmica de los edificios.

Para llevar a cabo cada uno de los objetivos se modeló un marco plano y 4 edificios de marcos de acero de 3, 9, 20 y 50 pisos. Con el objetivo de aislar el efecto de los tabiques de yeso, las estructuras se modelaron de forma lineal, mientras que los tabiques se modelaron empleando elementos que simulan su comportamiento inelástico.

Para cada estructura, se realizó un análisis incremental de franjas múltiples, de 30 registros por franja, de modo de capturar la variabilidad de la respuesta estructural en cada nivel de intensidad sísmica. En cada respuesta estructural simulada, se identificó el periodo y fracción de amortiguamiento de la estructura lineal equivalente que mejor reproduce la respuesta no lineal calculada. Luego se analizó el comportamiento de los periodos y fracciones de amortiguamiento equivalentes identificadas con la amplitud de la respuesta estructural.

Se realizó un análisis de sensibilidad para determinar la influencia de los distintos parámetros que determinan el comportamiento de los tabiques en el valor de la fracción de amortiguamiento equivalente. Para ello, en el edificio de 9 pisos se estudió el comportamiento de la fracción de amortiguamiento inferida al variar la densidad de tabiques por piso; el tipo de tabique empleado; y los parámetros que definen curva de histéresis del modelo de tabiques utilizado. En las estructuras restantes estas variables se dejan fijas, con el fin de estudiar la influencia de la altura del edificio en la contribución de los tabiques al amortiguamiento. Además, en el marco plano (Figura 8) se comparan los resultados obtenidos por el modelo de tabiques utilizado en esta investigación (Wood 2012) con el modelo implementado con los datos experimentales de las curvas de histéresis de carga-deformación obtenidas en el reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001). Esto se realizó para estudiar la sensibilidad del amortiguamiento equivalente frente al modelo de tabiques utilizado.

A partir de los resultados obtenidos en el marco plano (Figura 8), se puede observar que la principal diferencia radica en la extensión del rango lineal de la curva de histéresis de los tabiques, siendo más pequeña en el modelo de Wood (2012). Esta comparación busca evaluar cómo varían los resultados, particularmente el amortiguamiento equivalente inferido, al emplear un modelo histerético diferente, como el implementado con los datos del reporte (CoLA-UCI Light Frame Test Committee 2001).

En cuanto a la influencia del modelo de tabiques en el periodo de la estructura, se obtuvo que en ambos casos los tabiques no contribuyen significativamente. Sin embargo, el modelo de Wood (2012) entrega menos rigidez a la estructura, por lo que el periodo de la estructura con tabiques disminuye en menor cantidad (0.2%) – respecto del periodo de la estructura sin tabiques – que al utilizar el modelo implementado con los datos del reporte de CoLA-UCI Light FrameTest Committee (2001) (1%). Al comparar los resultados de fracciones de amortiguamiento, se puede observar que, el valor máximo obtenido en ambos modelos de tabiques es similar, alcanzando un valor de 2% mayor que el de la estructura original. Luego de alcanzar este valor, en ambos casos, a medida que aumenta la intensidad, el amortiguamiento disminuye hasta un valor cercano al 1% mayor que el amortiguamiento global de la estructura.

Se analizó en el edificio de 9 pisos la sensibilidad de la fracción de amortiguamiento y el periodo fundamental frente a cambios en la densidad de tabiques por piso. Para ello, se estudió la variación de las propiedades modales al modificar el largo equivalente de tabiques utilizando un índice de partición variando entre los valores mínimo, medio, y máximo observados típicamente en edificios en Los Ángeles, California, de acuerdo con lo reportado por Wood (2012). Se obtuvo que el periodo fundamental de la estructura disminuye en un 2%, 2.8%, y 3.5%, con respecto al de la estructura sin tabiques, para las longitudes mínimas, medias, y máximas, respectivamente. Por otra parte, se obtuvo que el comportamiento del periodo en función de la ordenada espectral y el PRDR es similar independiente de la densidad de tabiques utilizada, teniendo cambios de tendencias a las mismas

intensidades y amplitudes. Observando que para amplitudes entre  $10^{-7}$  y  $10^{-3}$  se obtienen líneas de tendencias aproximadamente paralelas. Respecto a la fracción de amortiguamiento, se obtuvo que la fracción de amortiguamiento equivalente del primer modo aumenta en la medida que aumenta la densidad de tabiques. El amortiguamiento máximo obtenido varía en promedio entre un 21%-39% mayor que el de la estructura sin tabiques y ocurre para intensidades menores al sismo de servicio (SLE). Este valor se alcanza en los tres casos para PRDR entre  $10^{-7}$  a  $10^{-4}$ . Para amplitudes mayores, el amortiguamiento decae rápidamente en forma aproximadamente lineal alcanzando valores entre un 2%-6% mayor que el de la estructura sin tabiques dependiendo de la longitud considerada por piso, y se obtiene este valor tanto para el DBE como MCE. Los valores promedios de las fracciones de amortiguamiento alcanzados para SLE, DBE y MCE varían entre 10%-19.5%, 3.3%-6.1%, 2.9%-5.4% respectivamente. Respecto a las tendencias se puede comentar que para los 3 casos, las curvas obtenidas para PRDR entre  $10^{-7}$  y  $10^{-4}$  son paralelas. Observando la dispersión de los resultados, los que presentan menor dispersión son los obtenidos considerando el largo mínimo y mayor dispersión los obtenidos con el largo máximo entre PRDR entre  $10^{-7}$  y  $10^{-4}$ .

Se analizó la sensibilidad de los resultados frente a variaciones en los parámetros que definen el modelo histerético de los tabiques. Este modelo, originalmente calibrado por Wood (2012) a partir de ensayos experimentales en tabiques a escala real, proporciona un enfoque normalizado para tabiques comerciales e institucionales parcialmente conectados. Wood (2012) entrega tres curvas: una que representa los resultados medios de los ensayos experimentales y otras dos que corresponden a la media más y menos una desviación estándar. Por lo tanto, para considerar la variabilidad de los resultados, se utilizan tres modelos numéricos de tabiques. El edificio de 9 pisos fue analizado empleando cada uno de estos modelos. A partir de los resultados del edificio de 9 pisos, modificando la curva de histéresis de los tabiques, se puede concluir que el periodo disminuye en 2%, 2.8% y 3.5% el periodo de la estructura original sin tabiques. El valor menor ocurre cuando se utiliza la curva de histéresis menos una desviación estándar y el máximo cuando se usa la curva de histéresis media más una dispersión. Independiente del tipo de curva que se utilice, la influencia de los tabiques en el periodo es muy baja y el comportamiento es similar entre los tres modelos, obteniéndose valores mínimos a bajas intensidades (2 primeras franjas). A partir de la tercera franja, el período aumenta en un 0.7%, 0.8% y 1.1% y en los tres casos se mantiene aproximadamente constante hasta alcanzar intensidades SLE. En este punto, el período comienza a aumentar nuevamente hasta que tiende al de la estructura original. Respecto a la fracción de amortiguamiento, entre los 3 casos estudiados la curva de histéresis que representa la media más desviación estándar es la que genera un mayor aumento del amortiguamiento. En promedio el valor máximo de amortiguamiento alcanzado es un 21%, 29% y 35% mayor que el de la estructura sin tabiques, este valor máximo en los tres casos se obtiene desde la tercera franja de análisis y ocurre para intensidades más bajas que SLE. Para los tres casos en estudio el amortiguamiento obtenido en promedio para intensidades SLE es de 11.3%, 14.5% y 17.3%; para intensidades DBE es de 3.3%, 4.5% y 5.3%; para MCE es de 3.0%, 4.2% y 4.0% mayores que el de la estructura sin tabiques.

Se estudio la sensibilidad de los resultados al modificar el tipo de tabique utilizado, existen tabiques del tipo comercial y del tipo institucional, el cual depende del uso del edificio. Por ejemplo, los tabiques del tipo comercial son más adecuados para oficinas y están hechos con montantes de calibre más delgado (18 gauge), espaciados a 24 pulgadas en el centro. Por otro lado, los tabiques del tipo institucional se utilizan en edificaciones que requieren mayor resistencia y durabilidad, como hospitales y escuelas, y utilizan montantes de calibre más grueso (30 gauge), espaciados a 16 pulgadas en el centro. Respecto al periodo, se obtuvo que al considerar un tabique comercial el periodo disminuye en un 3% respecto de la estructura sin tabiques, y al utilizar un tipo de tabique institucional el periodo disminuye en un 6%. Esto ocurre debido a que el tipo de tabique institucional en comparación con el tabique comercial posee mayor cantidad de montantes, los cuales tienen un mayor espesor y están espaciados a una menor distancia, por lo que son más rígidos los tabiques de tipo comercial. El tabique de tipo comercial se degrada más rápido que el de tipo institucional y en ambos casos para grandes amplitudes el periodo tiende al de la estructura sin tabiques. Respecto a la fracción de amortiguamiento, se obtuvo que los tabiques institucionales poseen una mayor capacidad de disipación que los tabiques de tipo comercial. Para los tabiques del tipo comercial, la fracción de amortiguamiento equivalente máxima promedio alcanzada es un 28% mayor que la de la estructura sin tabiques. En el caso de los tabiques del tipo

institucional, este valor llega al 70%. En ambos tipos de tabiques, los valores máximos se obtuvieron para amplitudes menores a las generadas en promedio por un terremoto de servicio. Estos valores se mantienen constantes y se alcanzan entre PRDR  $10^{-7}$  y  $10^{-4}$ . Luego de alcanzar el valor máximo, a medida que aumenta la amplitud de la respuesta estructural, la fracción de amortiguamiento decae hasta alcanzar valores 5% y 10% mayores al amortiguamiento de la estructura original para tabiques del tipo comercial e institucional, respectivamente. Se puede observar que en el para el caso considerando un tipo de tabique institucional, se obtiene una mayor dispersión en los resultados y en ninguno de los dos casos para intensidades mayores al SLE se obtuvo un incremento del amortiguamiento. Si bien el valor de amortiguamiento obtenido entre los dos casos analizados en promedio para una intensidad de MCE no es el mismo (5% de diferencia), se consideran relativamente cercanos, por lo que se concluye que convergen a un valor similar.

Finalmente, se analiza el efecto de la altura del edificio sobre los valores inferidos para el periodo y la fracción de amortiguamiento equivalente del primer modo. Al comparar los resultados respecto al periodo obtenidos por el edificio de 3, 9, 20 y 50 pisos, de alturas 39 ft, 122 ft, 265 ft y 632.5 ft respectivamente, se puede comentar que los tabiques no tienen mayor influencia en el periodo fundamental de la estructura, ya que independiente de la altura del edificio, el periodo para bajas intensidades es 4.2%, 2.8%, 1.7% y 1.7% menor que el periodo de la estructura sin tabiques respectivamente. Se puede destacar que los tabiques en edificios más pequeños influyen más que en estructuras de mayor altura. En cuanto a la fracción de amortiguamiento se puede observar que el máximo valor ocurre para intensidades menores al SLE, y para cada edificio de análisis se alcanza un valor de 45%, 29%, 19% y 8% mayores que el de la estructura sin tabiques respectivamente, el valor máximo se mantiene constante en los 4 casos entre PRDR de  $10^{-7}$  y  $10^{-4}$ . En el edificio de 3 pisos es el que se obtuvo un mayor amortiguamiento y a medida que aumenta la altura del edificio disminuye la fracción de amortiguamiento. Esto ocurre debido a que en edificios altos las deformaciones se concentran en ciertos pisos, permaneciendo algunos pisos con menores demandas de desplazamientos, provocando que estos tabiques no se degraden y no liberen energía. Los edificios de menor altura, donde los desplazamientos por piso son más uniformes en la altura del edificio, por lo que todos los tabiques se dañan en proporciones similares provocando un aumento en el amortiguamiento. Para intensidades mayores al SLE, se puede observar que el amortiguamiento decae de manera aproximadamente lineal hasta valores 6%, 5%, 4% y 4% mayores al amortiguamiento de la estructura sin tabiques respectivamente.

Los resultados obtenidos muestran que, independiente de la altura del edificio, a medida que aumenta el PRDR, la fracción de amortiguamiento disminuye, de forma contraria a las recomendaciones hechas por las guías para el diseño de edificios altos en California. Se destaca que para amplitudes cercanas las generadas por intensidades MCE, el amortiguamiento en edificios de altura mayores a 200 ft se mantiene aproximadamente constante, pero este valor es menor que el obtenido en amplitudes asociadas a una intensidad SLE.

Si este estudio se hubiera realizado con el modelo de tabique utilizando los datos del reporte (CoLA-UCI Light Frame Test Committee 2001), es probable que los resultados para amplitudes mayores a SLE hubieran sido similares a los obtenidos con el modelo de Wood (2012). Para bajas amplitudes, las tendencias se habrían visto afectadas, ya que, según los resultados obtenidos, se esperaría que hasta PRDR cercanos a  $10^{-4}$  no existiera variación en el amortiguamiento. También se observarían diferencias en las amplitudes donde ocurre el máximo valor de amortiguamiento; este valor probablemente se hubiera reflejado para amplitudes cercanas a SLE. Para amplitudes mayores, los resultados probablemente serían similares a los obtenidos con el modelo de Wood (2012), ya que, con los datos del reporte, después de pasar por SLE, el valor del amortiguamiento decae aproximadamente de manera lineal y con valores relativamente cercanos a los obtenidos con el modelo de Wood (2012).

Esta investigación realizó un análisis paramétrico profundo, donde se estudió la influencia de los tabiques de yeso en la fracción de amortiguamiento global de la estructura frente a distintas variables como, la altura del edificio, tipo de tabiques, densidad de tabiques y variabilidad del modelo utilizado. Se concluye que la contribución de los tabiques de yeso a la fracción de amortiguamiento de una estructura se disipa rápidamente en la medida que aumenta la amplitud de la respuesta estructural, y que

la máxima contribución ocurre para sismos de intensidades bastante menores al SLE. Para todos los casos estudiados, los resultados obtenidos muestran que para muy bajas amplitudes, la fracción de amortiguamiento aumenta a medida que aumenta la amplitud de la respuesta, alcanzando un máximo en valores de  $10^{-7}$  de PDRD, luego se satura manteniéndose constante hasta amplitudes de  $10^{-4}$  de PRDR, para finalmente decaer aproximadamente linealmente a medida que aumenta la amplitud. En ningún caso se observó que la degradación en tabiques de yeso genere un aumento en el amortiguamiento estructural para sismos de intensidades mayores a la de un terremoto de servicio.

## 6 Referencias

- American Society of Civil Engineers. 2010. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE 7–10. Virginia: American Society of Civil Engineers." *ANSI/ASCE Standard*.
- Ancheta, T. D., R. B. Darragh, J. P. Stewart, E. Seyhan, W. J. Silva, B. S. J. Chiou, K. E. Wooddell, R. W. Graves, A. R. Kottke, D. M. Boore, T. Kishida, and J. L. Donahue. 2014. "NGA-West2 database." *Earthquake Spectra*, 30 (3): 989–1005. Earthquake Engineering Research Institute. <https://doi.org/10.1193/070913EQS197M>.
- Beck, J. L. 1978. "Determining models of structures from earthquake records." *California Institutional Technology Earthquake Engineering Research Laboratory Report EERL*, (78–1).
- Beck, J. L., and P. C. Jennings. 1980. "Structural identification using linear models and earthquake records." *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 8 (2): 145–160. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290080205>.
- Bernal, D., M. Döhler, S. M. Kojidi, K. Kwan, and Y. Liu. 2015. "First mode damping ratios for buildings." *Earthquake Spectra*, 31 (1): 367–381. <https://doi.org/10.1193/101812EQS311M>.
- Butt, F., and P. Omenzetter. 2011. "Long term seismic response monitoring and finite element modeling of a concrete building considering soil flexibility and non-structural components." *Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems 2011*. (Vol. 7981, pp. 556-567).
- CoLA-UCI (City of Los Angeles-University of California) Light Frame Test Committee. 2001. Los Angeles: City of Los Angeles Dept. of Building and Safety.
- Cruz, C., and E. Miranda. 2017. "Evaluation of Damping Ratios for the Seismic Analysis of Tall Buildings." *Journal of Structural Engineering*, 143 (1): 04016144. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001628](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001628).
- Cruz, C., and E. Miranda. 2019. "Reliability of damping ratios inferred from the seismic response of buildings." *Engineering Structural*, 184: 355–368. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.056>.
- Cruz, C., and E. Miranda. 2021. "Damping Ratios of the First Mode for the Seismic Analysis of Buildings." *Journal of Structural Engineering*, 147 (1): 04020300. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002873](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002873).
- Frank Pai, P., and A. N. Palazotto. 2008. "HHT-based nonlinear signal processing method for parametric and non-parametric identification of dynamical systems." *International Journal Mechanical Sciences*, 50 (12): 1619–1635. <https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2008.10.001>.
- Gupta, A., and H. Krawinkler. 1999. *Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures*.
- Heresi, P., and E. Miranda. 2021. "Intensity Measures for Regional Seismic Risk Assessment of Low-Rise Wood-Frame Residential Construction." *Journal of Structural Engineering*, 147 (1): 04020287. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002859](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002859).
- ICBO. 1994. *Uniform Building Code - Structural Engineering Design Provisions. International Conference of Building Official (ICBO)*.
- ICC. 2015. *International Building Code (IBC)*.
- Jayaram, N., T. Lin, and J. W. Baker. 2011. "A Computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance." *Earthquake Spectra*, 27 (3): 797–815. <https://doi.org/10.1193/1.3608002>.

- Kanvinde, A. M., and G. G. Deierlein. 2006. "Analytical models for the seismic performance of gypsum drywall partitions." *Earthquake Spectra*, 22 (2): 391–411. Earthquake Engineering Research Institute. <https://doi.org/10.1193/1.2191927>.
- LATBDSC. 2008. *An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region. A Consensus Document, Los Angeles Tall Buildings and Structural Design Council.*
- Mazzoni S., McKenna F., Scott M., F. G. L. 2006. "Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES) - User Command-Language Manual." *Pacific Earthquake Engineering Research Center.*
- McVerry, G. H. 1980. "Structural identification in the frequency domain from earthquake records." *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 8 (2): 161–180. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290080206>.
- Molina Hutt, C., T. Rossetto, and G. G. Deierlein. 2019. "Comparative risk-based seismic assessment of 1970s vs modern tall steel moment frames." *Journal Constructional Steel Research*, 159: 598–610. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.05.012>.
- Pacific Earthquake Engineering Center. 2017. "Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings." *PEER Report 2017/06*, (May).
- Pacific Earthquake Engineering (PEER) Center. 2009. "OpenSeesWiki." Accessed March 24, 2024. [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main\\_Page](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page).
- Rahmanishamsi, E., S. Soroushian, and E. M. Maragakis. 2016. "Analytical model for the in-plane seismic performance of cold-formed steel-framed gypsum partition walls." *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 45 (4): 619–634. John Wiley and Sons Ltd. <https://doi.org/10.1002/eqe.2676>.
- Satake, N., K. Suda, T. Arakawa, A. Sasaki, and Y. Tamura. 2003. "Damping Evaluation Using Full-Scale Data of Buildings in Japan." *Journal of Structural Engineering*, 129 (4): 470–477. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2003\)129:4\(470\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2003)129:4(470)).
- Spence, S. M. J., and A. Kareem. 2014. "Tall Buildings and Damping: A Concept-Based Data-Driven Model." *Journal of Structural Engineering*, 140 (5): 04014005. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000890](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000890).
- Tamura, Y. 2012. "Amplitude Dependency of Damping in Buildings and Critical Tip Drift Ratio." *International Journal of High-Rise Buildings*, 1 (1): 1–13.
- USGS. 2022. "Earthquake Hazards Program of the U.S. Geological Survey: National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP)." Accessed March 24, 2024. <https://earthquake.usgs.gov/hazards/interactive/>.
- Vamvatsikos, D., and C. Allin Cornell. 2002. "Incremental dynamic analysis." *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 31 (3): 491–514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>.
- Washington, D. C. 2009. *NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (FEMA P-750) Prepared for the Federal Emergency Management Agency of the U.S. Department of Homeland Security By the Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences Building Seismic Safety Council A council of the National Institute of Building Sciences.*
- Wellstead, P. E. 1981. "Non-parametric methods of system identification." *Automatica*, 17 (1): 55–69. [https://doi.org/10.1016/0005-1098\(81\)90084-4](https://doi.org/10.1016/0005-1098(81)90084-4).
- Wood, R. 2012. "Partition wall subsystem modeling and effect on the coupled building system response." University Of California.

## A. Anexo A

A continuación, se presentan los espectros de aceleración de piso (FSa) amortiguados al 1% utilizando los resultados obtenidos de la identificación (respuesta estimada), comparados con los PFA  $\xi=1\%$  obtenidos a partir de las aceleraciones de los sensores. También se comparan los desplazamientos predichos con los estimados. Los resultados presentados se obtienen seleccionando un registro aleatorio de la franja con intensidad SLE. Aun así este procedimiento se realiza para todas las franjas y verificando más de un registro.

### A.0.1 Marco plano de 1GDL

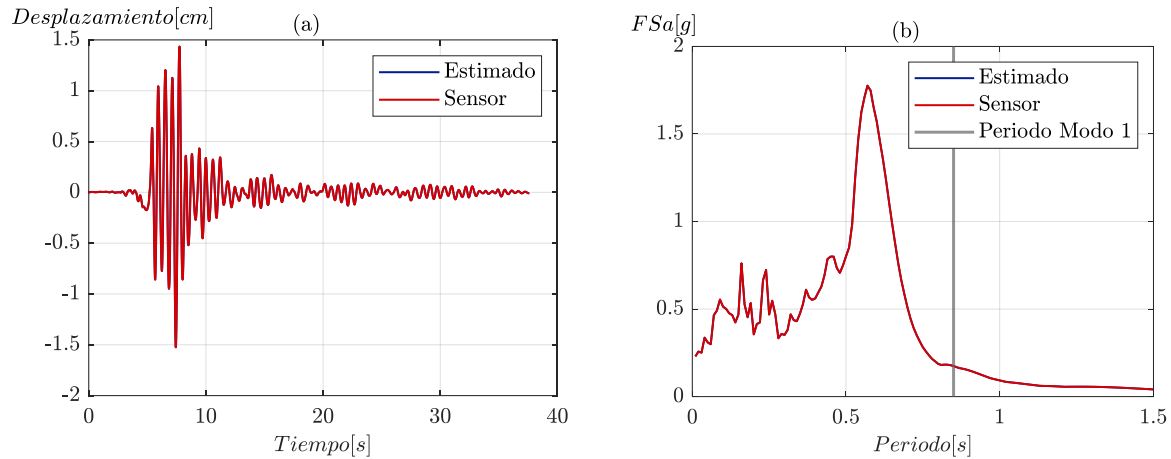


Figura A 1: Resultados utilizando modelo de Wood (2012): (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

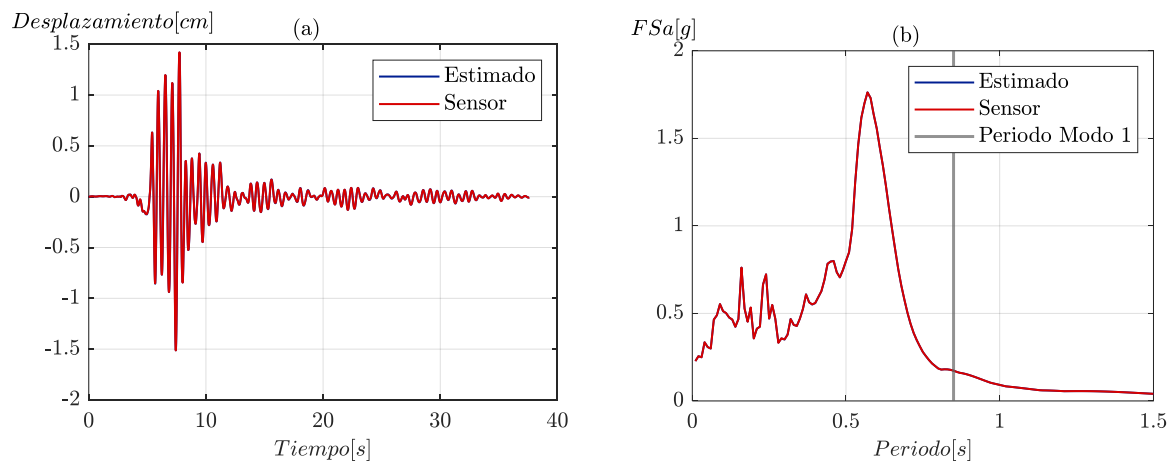


Figura A 2: Resultados utilizando modelo los resultados del reporte (CoLA-UCI Light Frame Test Committee 2001): (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

## A.0.2 Edificio 3 pisos

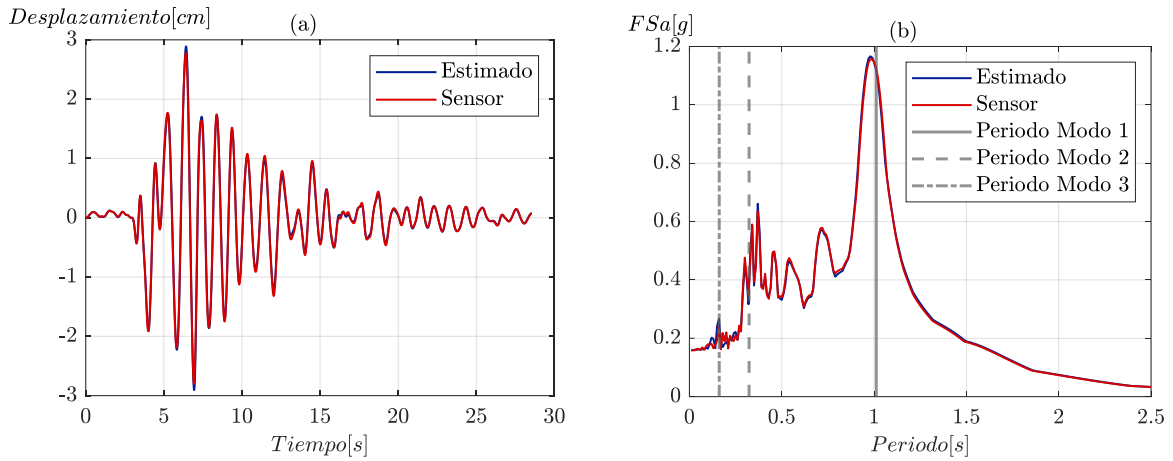


Figura A 3: Resultados piso 3: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor);  
(b) Espectro de aceleración de piso.

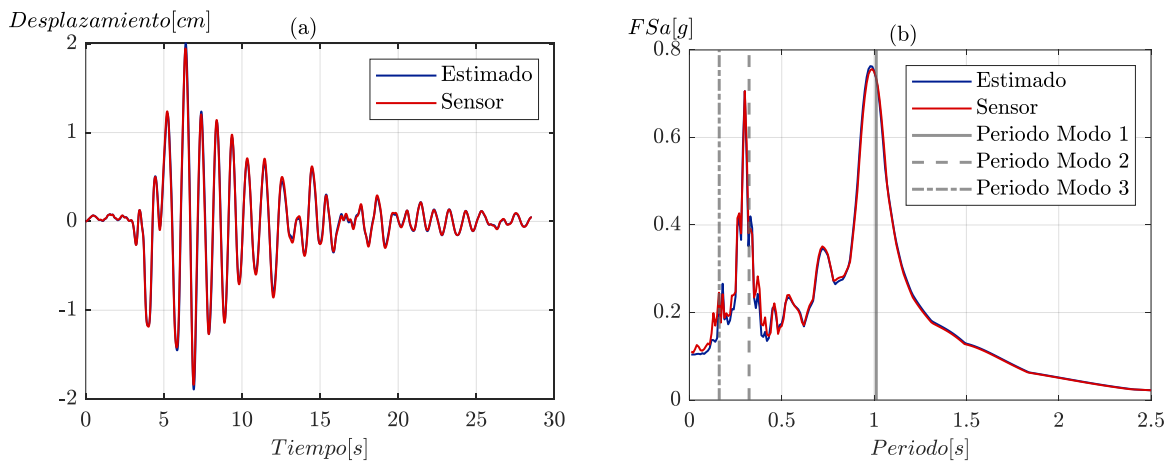


Figura A 4: Resultados piso 2: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor);  
(b) Espectro de aceleración de piso.

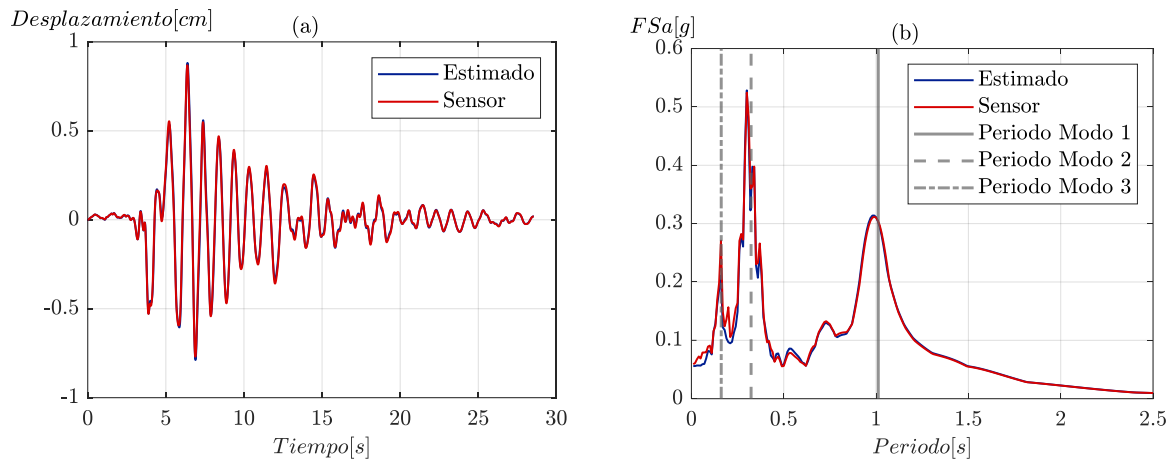


Figura A 5: Resultados piso 1: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

### A.0.3 Edificio 9 pisos

#### A.1.3 Variando la densidad de tabiques por piso

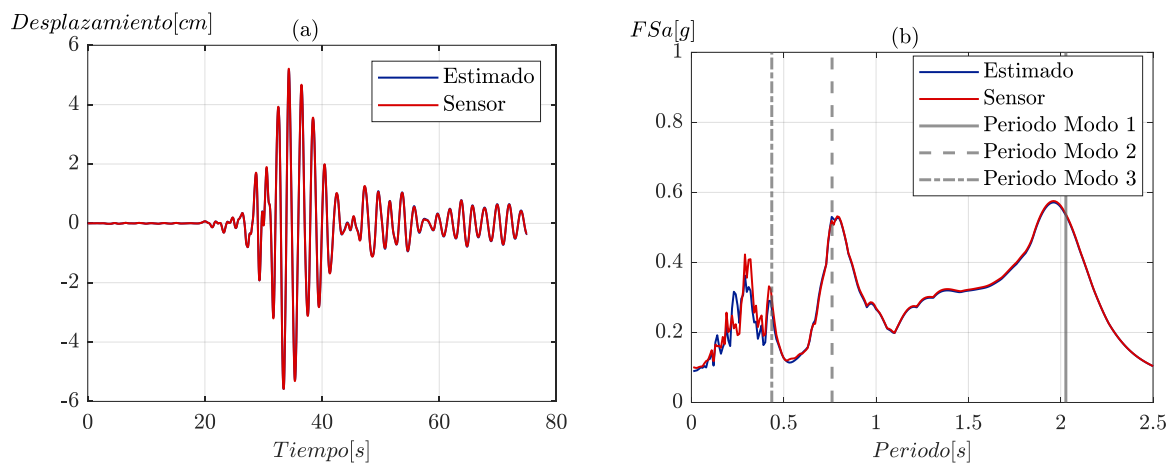


Figura A 6: Resultados piso 9 considerando largo mínimo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

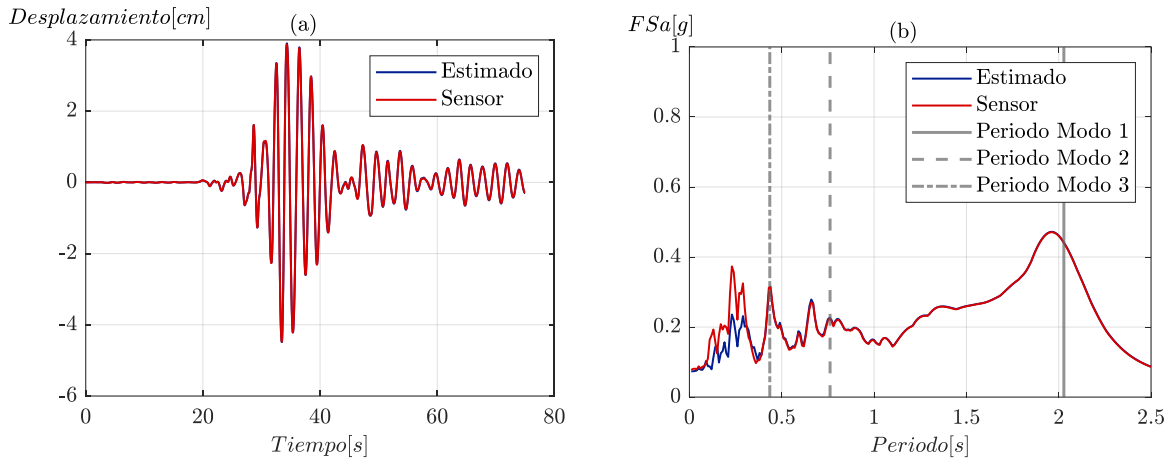


Figura A 7: Resultados piso 7 considerando largo mínimo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

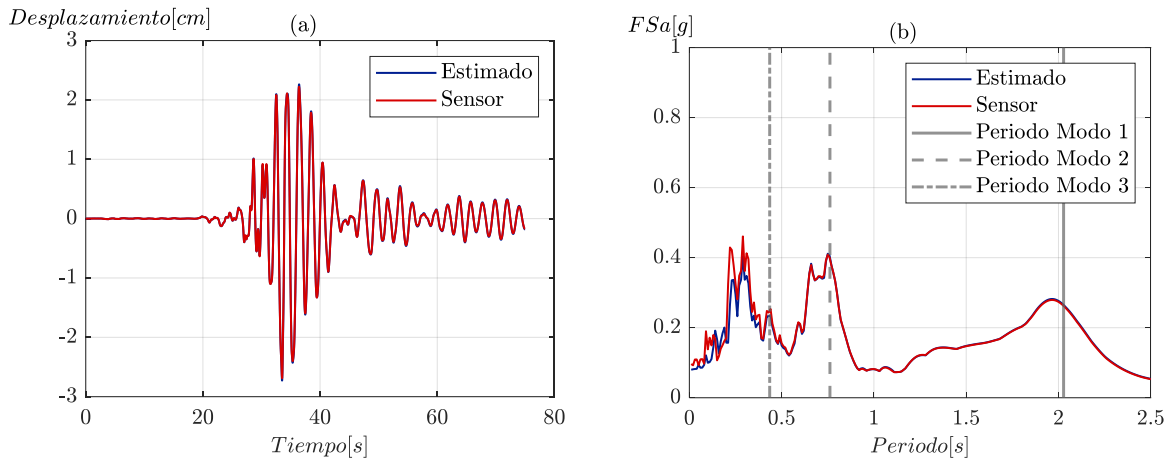


Figura A 8: Resultados piso 4 considerando largo mínimo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

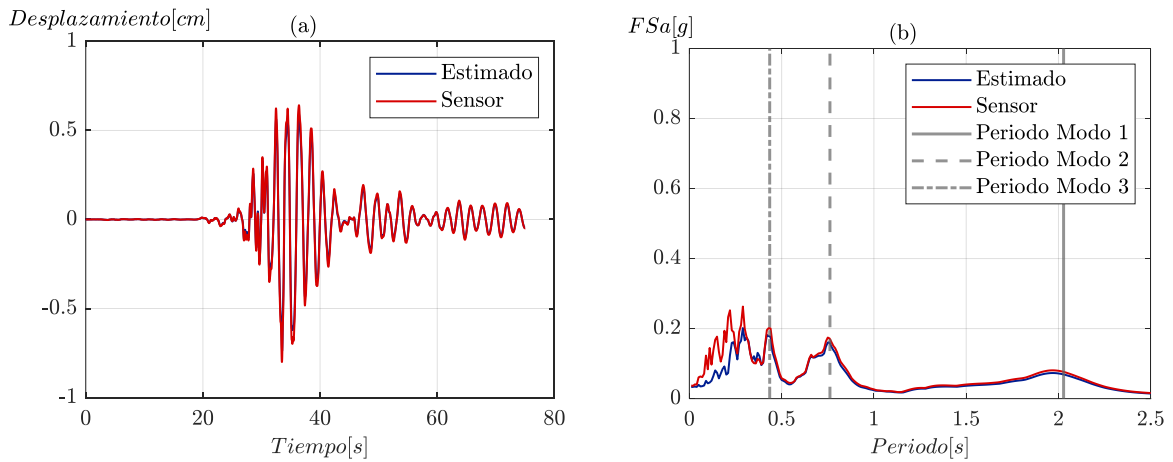


Figura A 9: Resultados piso 1 considerando largo mínimo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

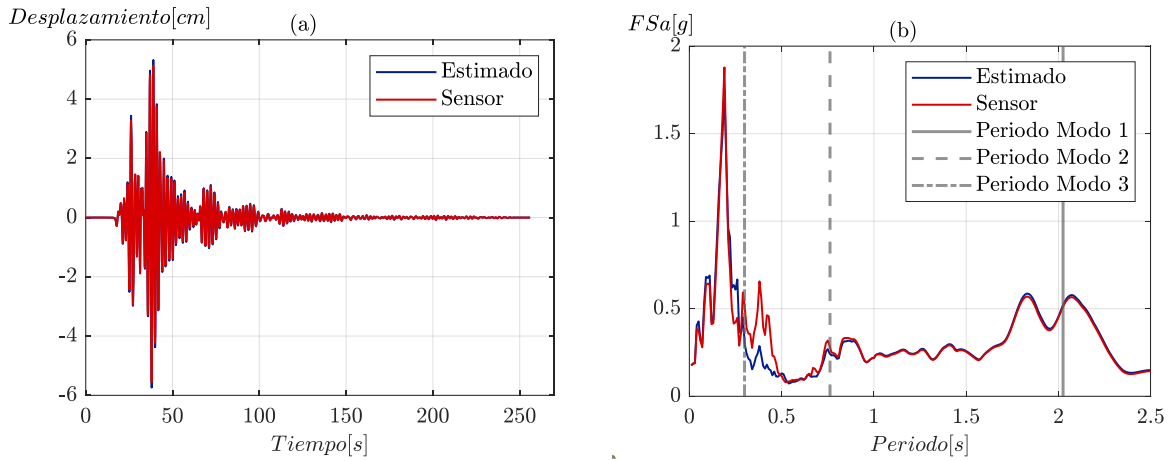


Figura A 10: Resultados piso 9 considerando largo medio: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

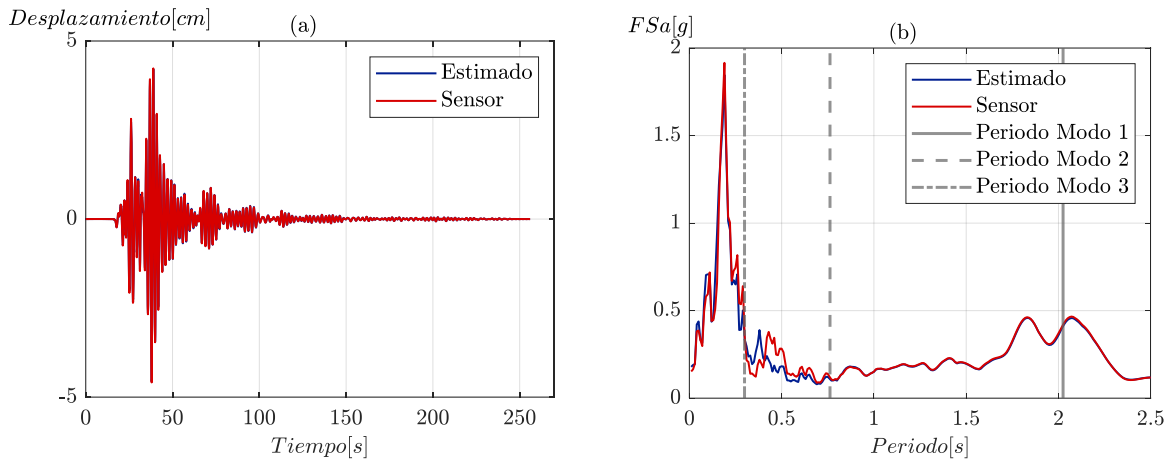


Figura A 11: Resultados piso 7 considerando largo medio: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

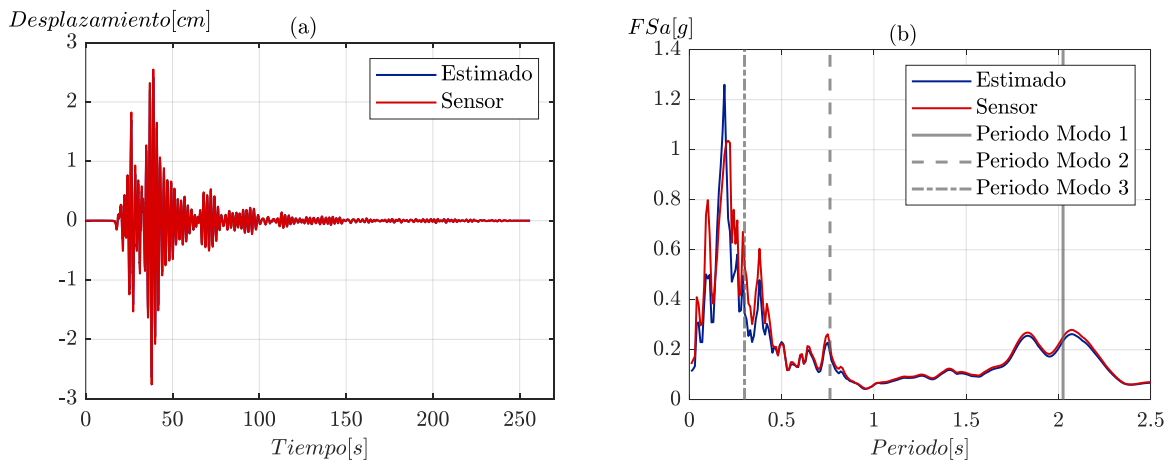


Figura A 12: Resultados piso 4 considerando largo medio: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

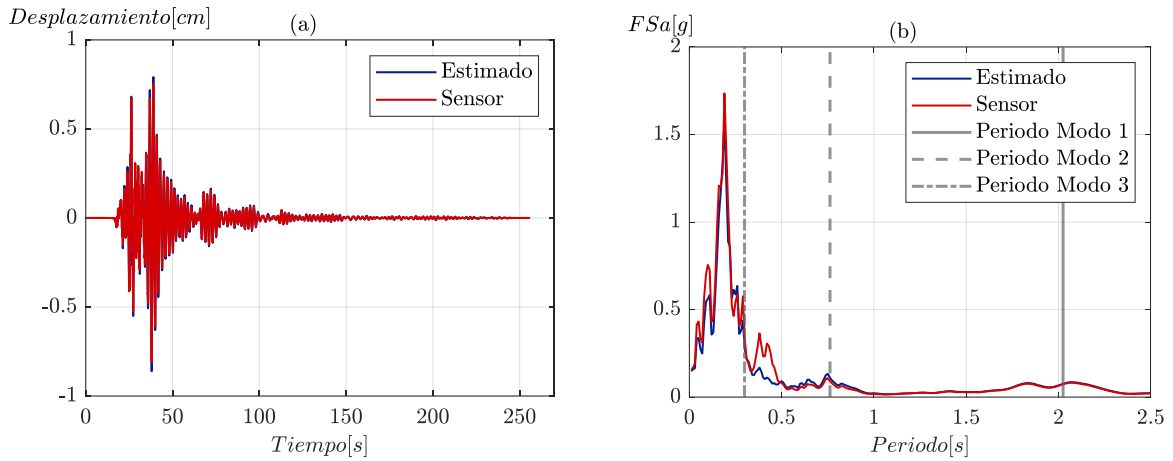


Figura A 13: Resultados piso 1 considerando largo medio: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

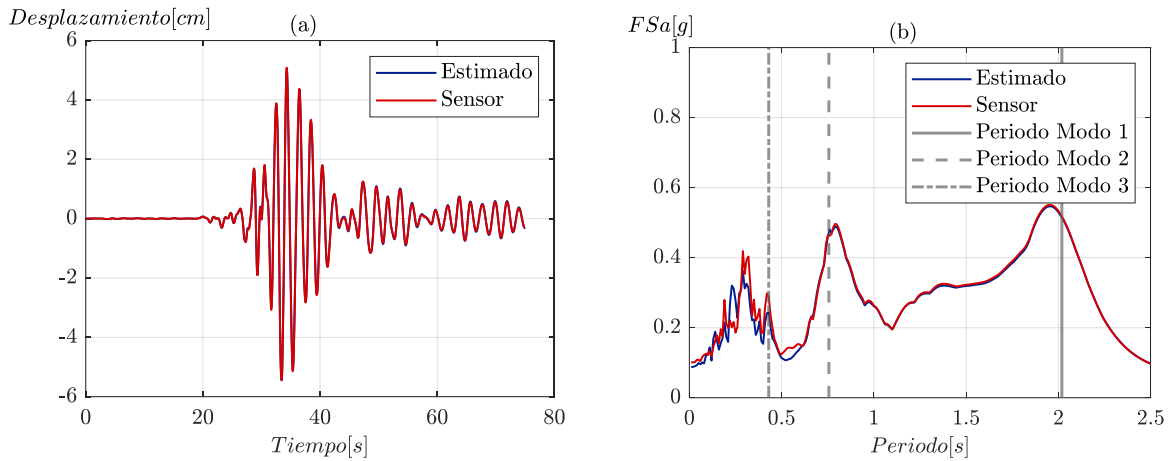


Figura A 14: Resultados piso 9 considerando largo máximo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

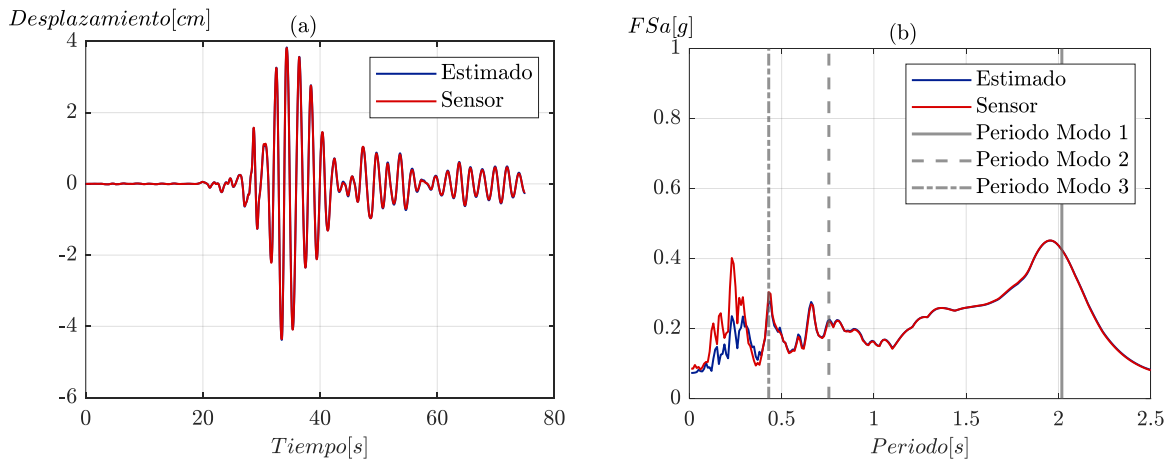


Figura A 15: Resultados piso 7 considerando largo máximo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

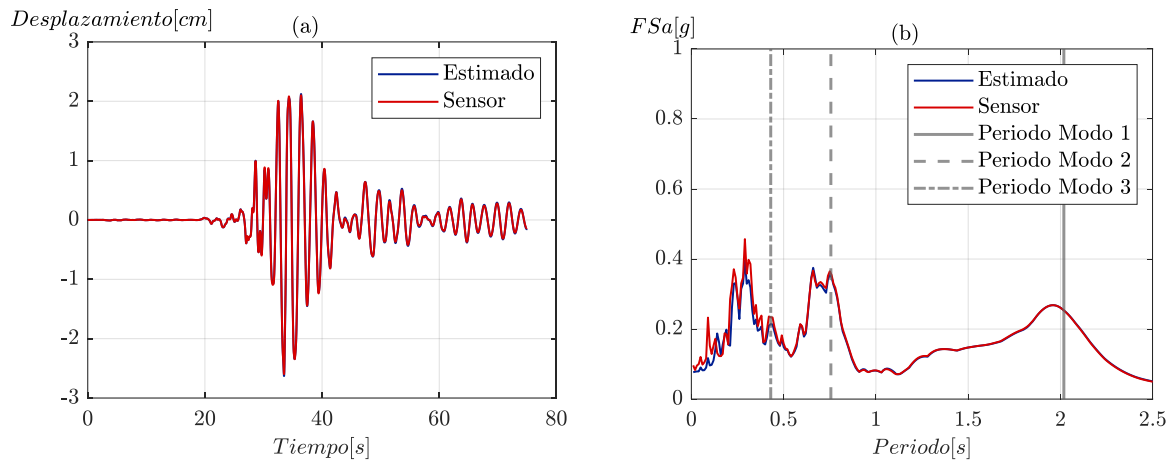


Figura A 16: Resultados piso 4 considerando largo máximo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

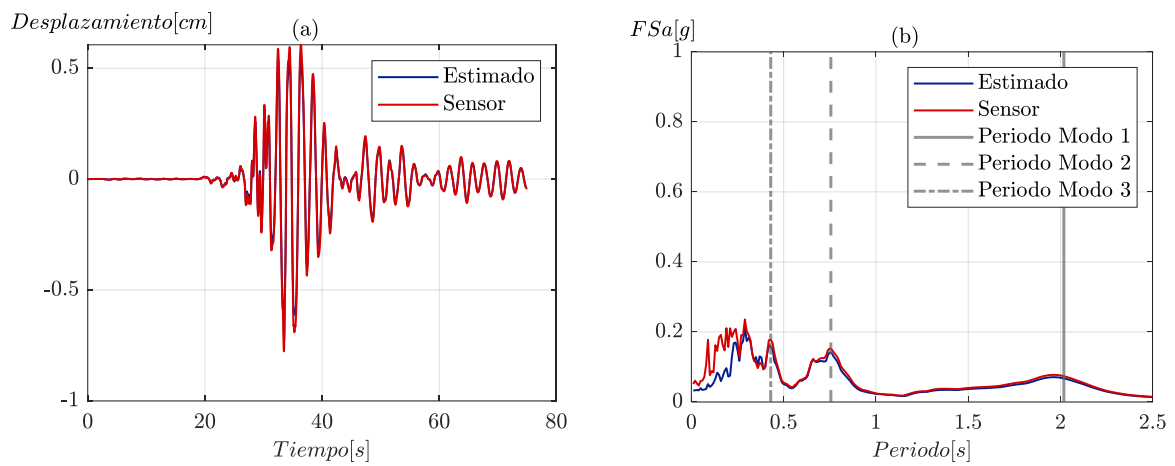


Figura A 17: Resultados piso 1 considerando largo máximo: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

### A.2.3 Variando la curva de histéresis

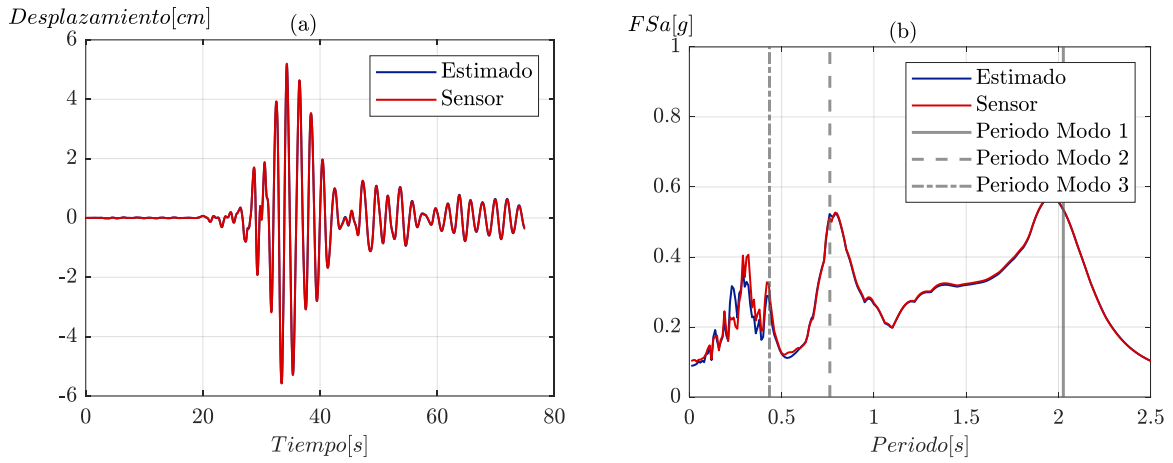


Figura A 18: Resultados piso 9 considerando curva de histéresis  $\mu - \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

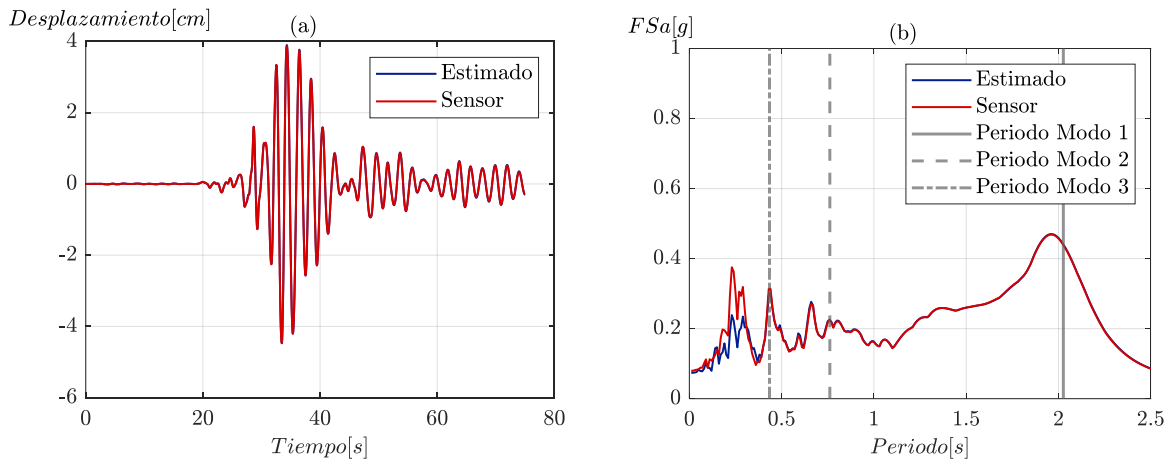


Figura A 19: Resultados piso 7 considerando curva de histéresis  $\mu - \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

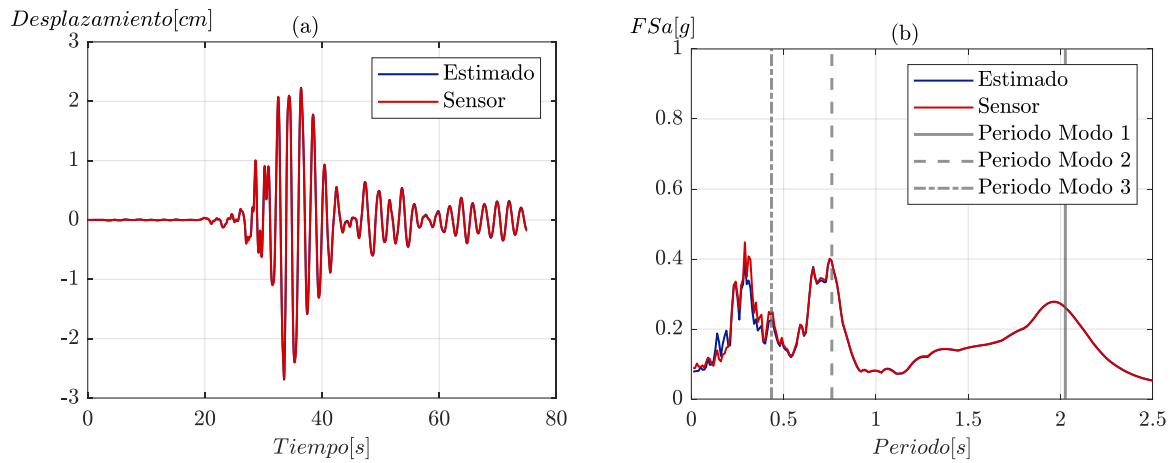


Figura A 20: Resultados piso 4 considerando curva de histéresis  $\mu - \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

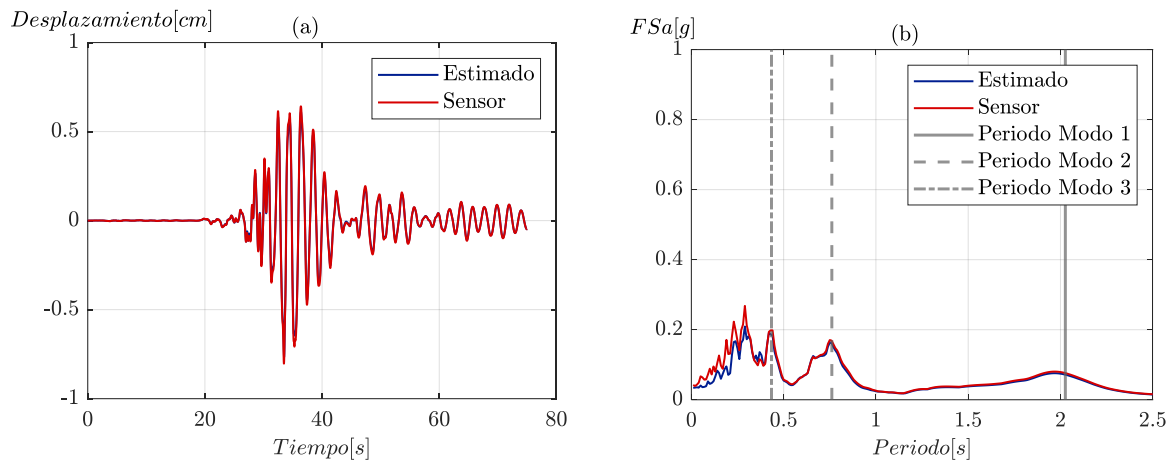


Figura A 21: Resultados piso 1 considerando curva de histéresis  $\mu - \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

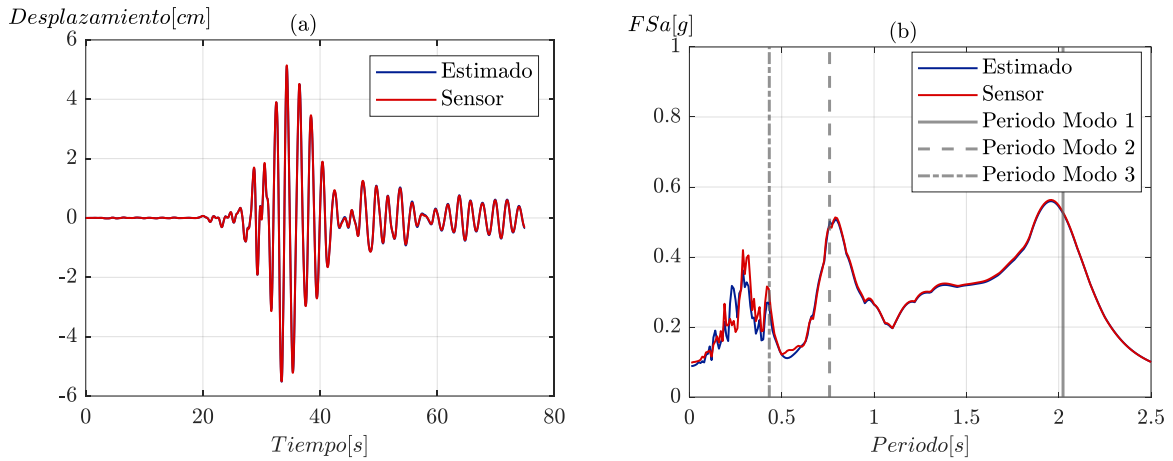


Figura A 22: Resultados piso 9 considerando curva de histéresis  $\mu$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

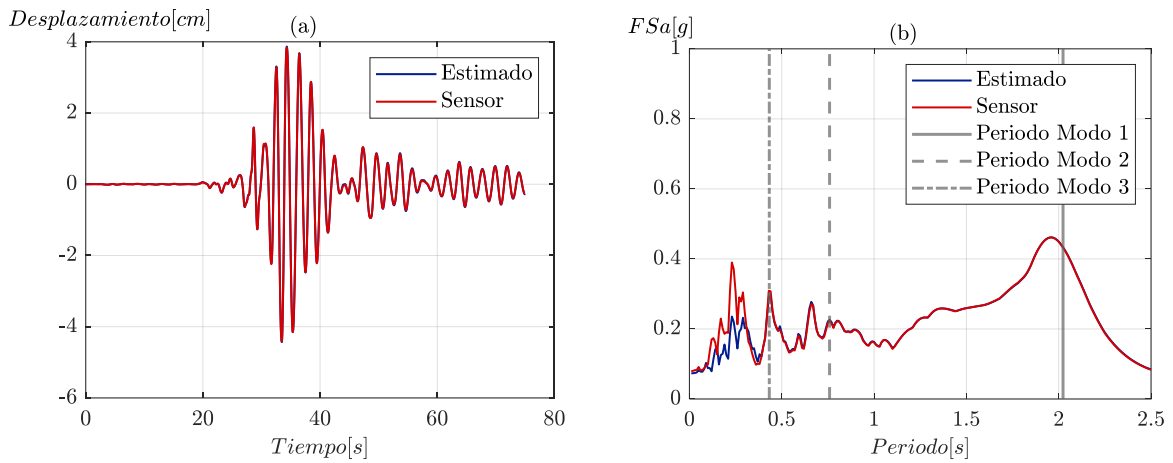


Figura A 23: Resultados piso 7 considerando curva de histéresis  $\mu$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso

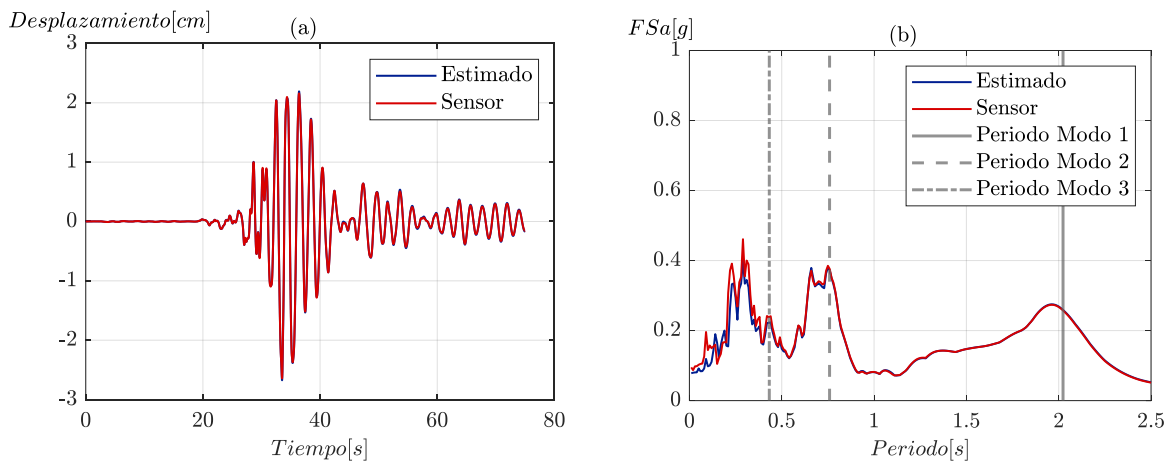


Figura A 24: Resultados piso 4 considerando curva de histéresis  $\mu$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso

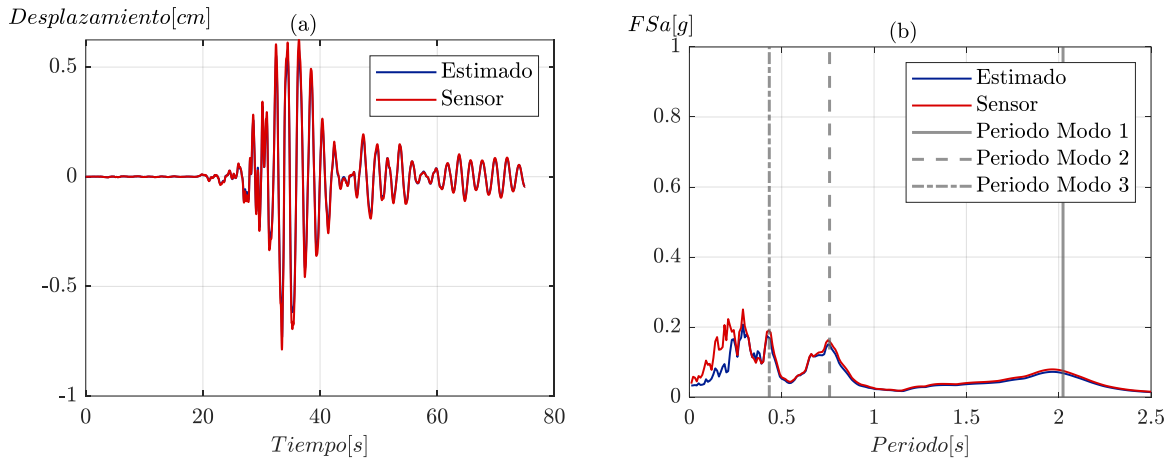


Figura A 25: Resultados piso 1 considerando curva de histéresis  $\mu$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

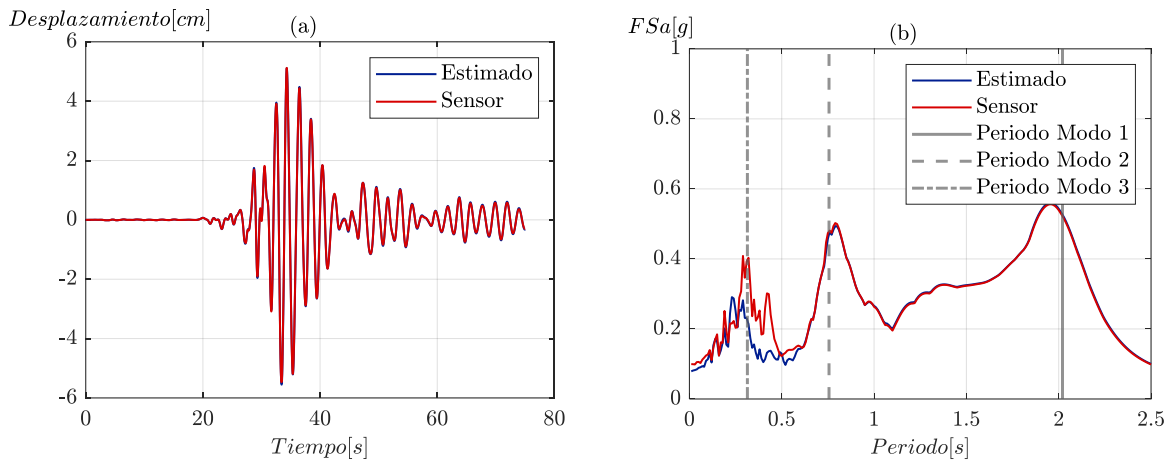


Figura A 26: Resultados piso 9 considerando curva de histéresis  $\mu + \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

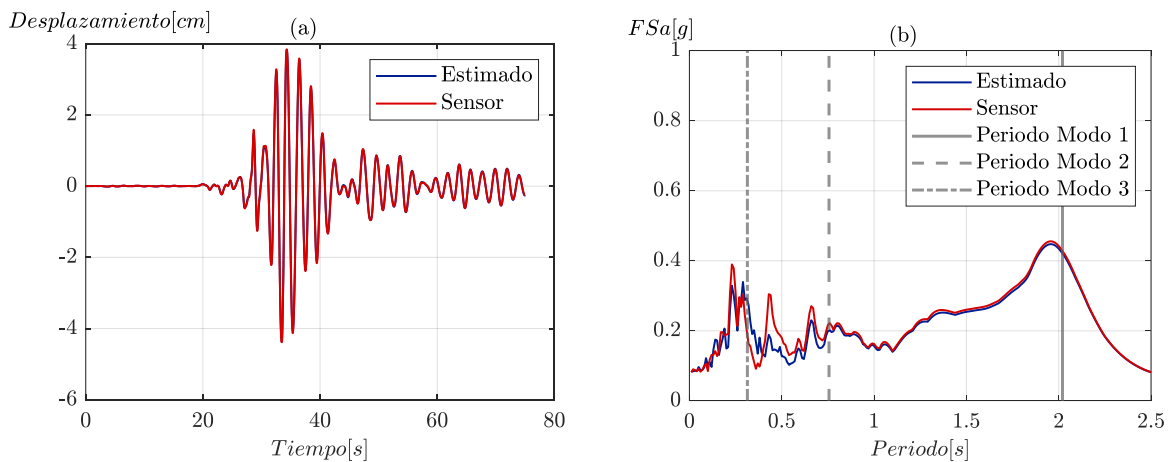


Figura A 27: Resultados piso 7 considerando curva de histéresis  $\mu + \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

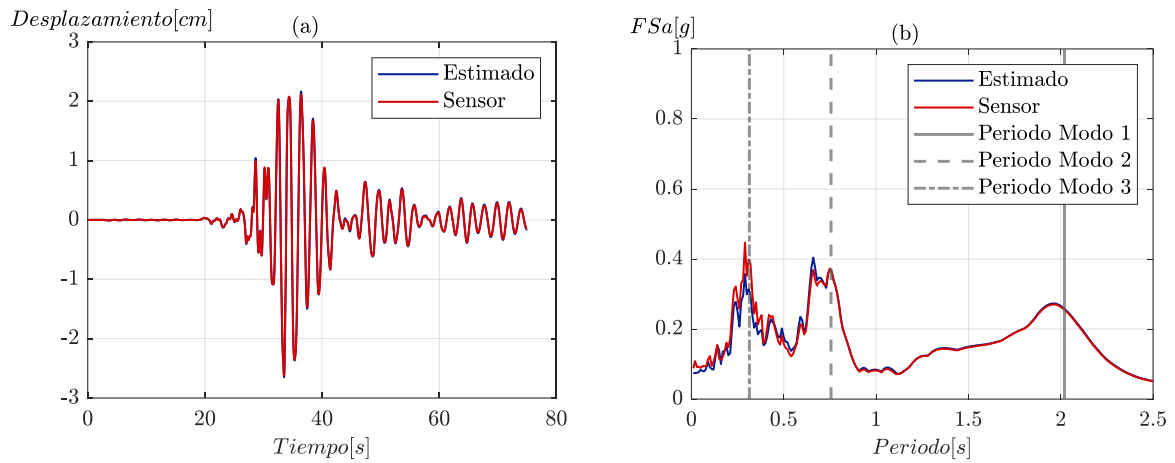


Figura A 28: Resultados piso 4 considerando curva de histéresis  $\mu + \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

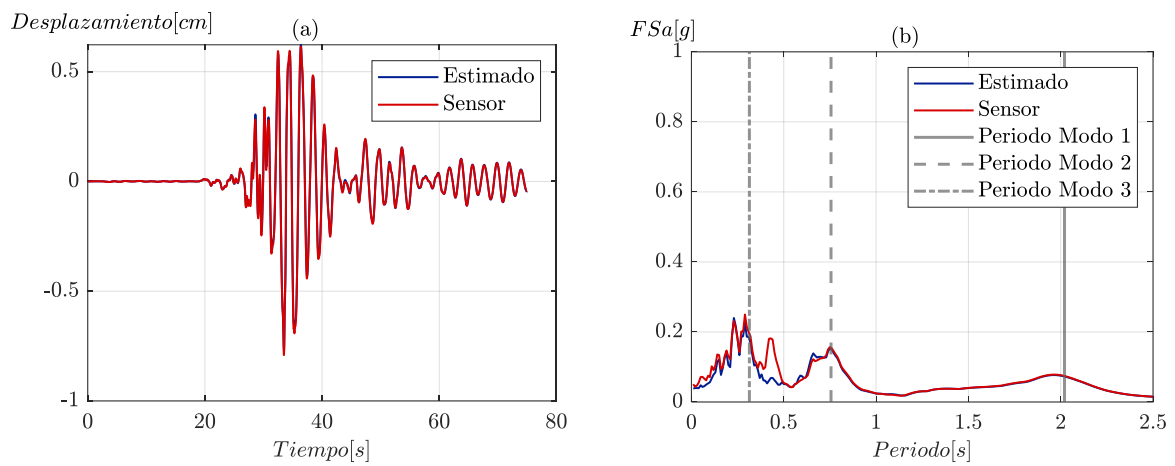


Figura A 29: Resultados piso 1 considerando curva de histéresis  $\mu + \sigma$ : (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

### A.3.3 Variando el tipo de tabique

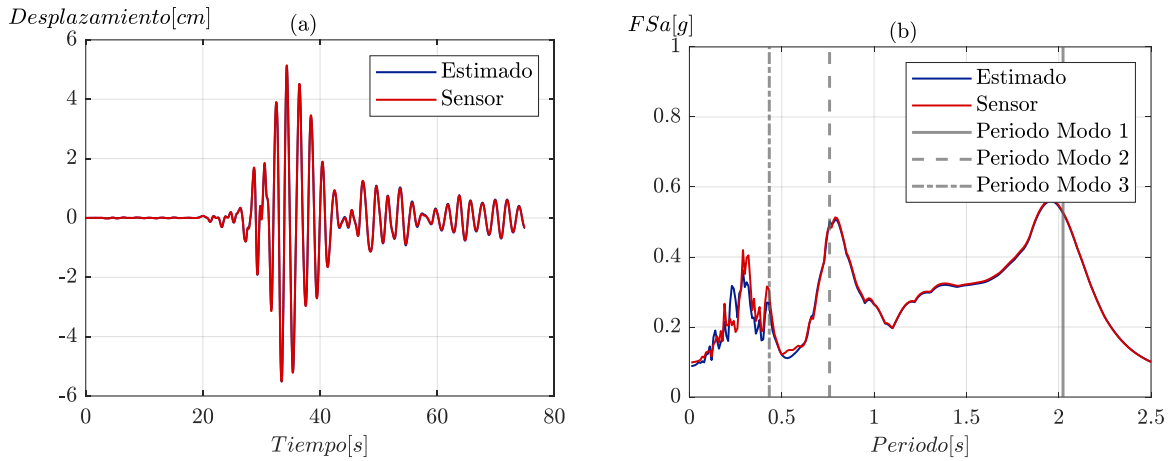


Figura A 30: Resultados piso 9 considerando tipo de tabique comercial: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

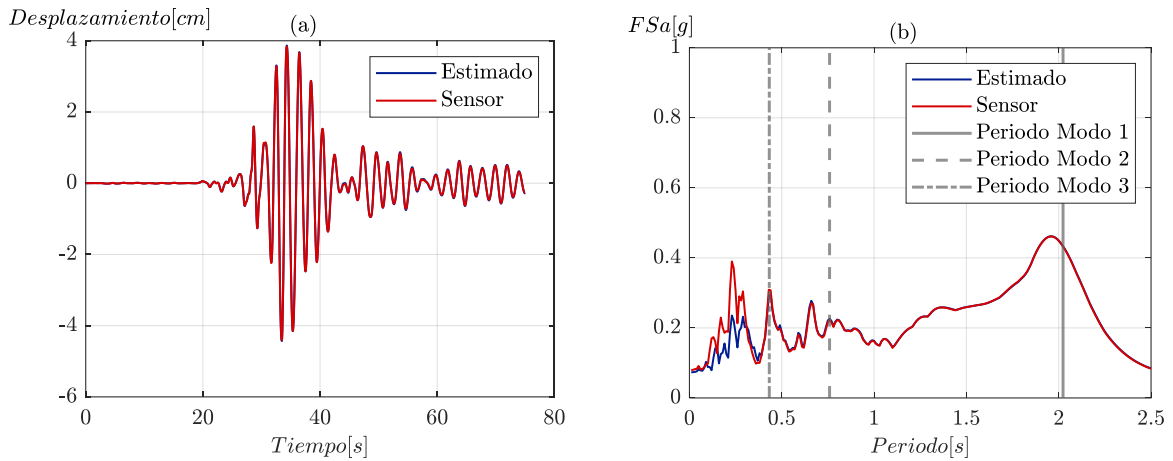


Figura A 31: Resultados piso 7 considerando tipo de tabique comercial: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

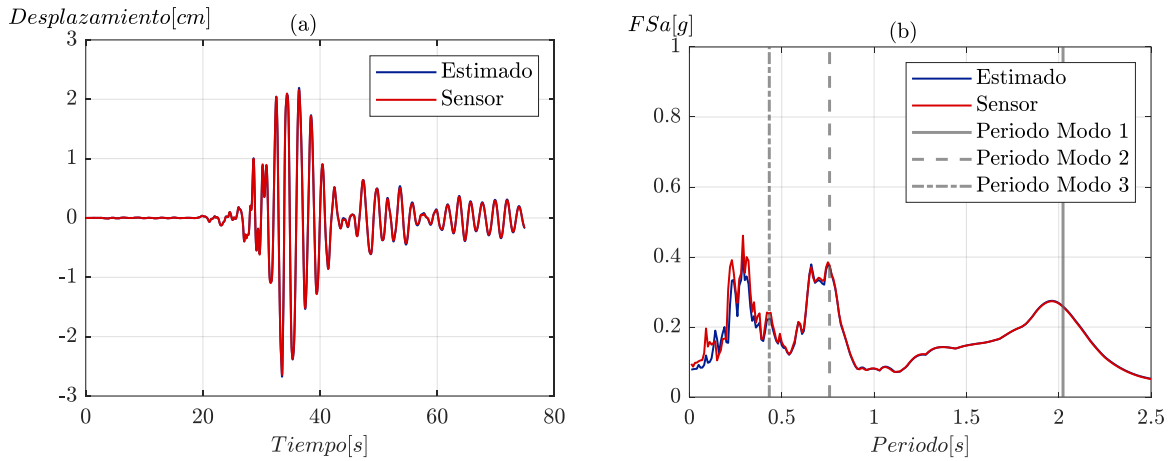


Figura A 32: Resultados piso 4 considerando tipo de tabique comercial: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

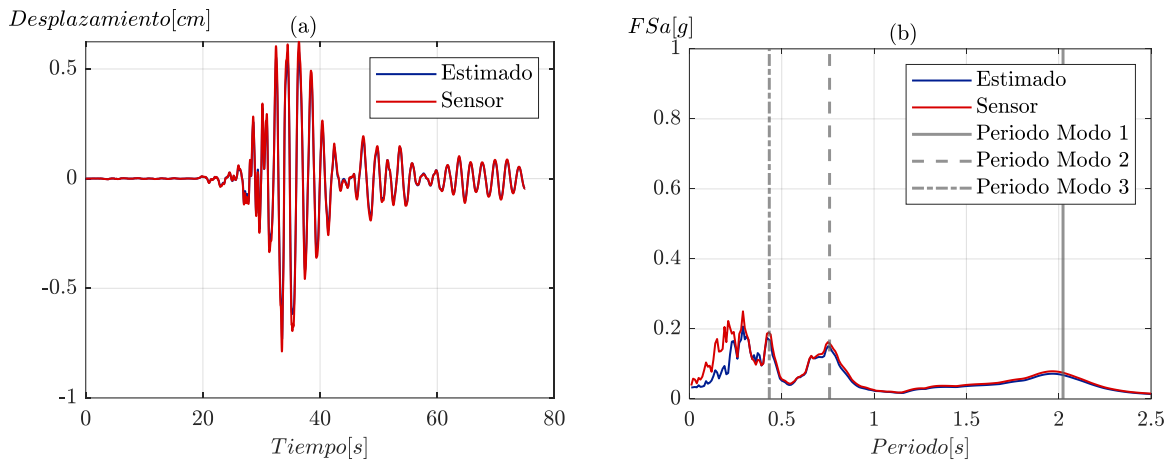


Figura A 33: Resultados piso 1 considerando tipo de tabique comercial: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

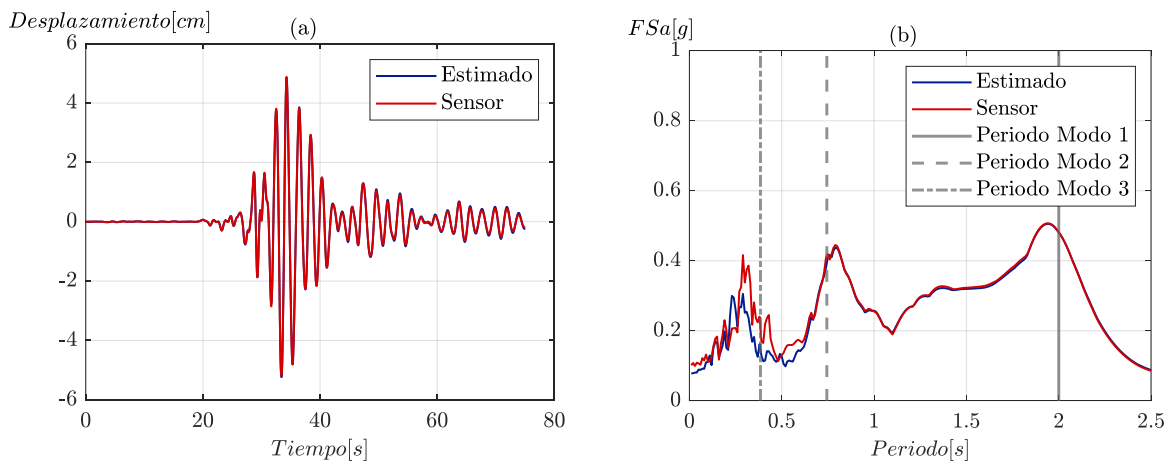


Figura A 34: Resultados piso 9 considerando tipo de tabique institucional: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

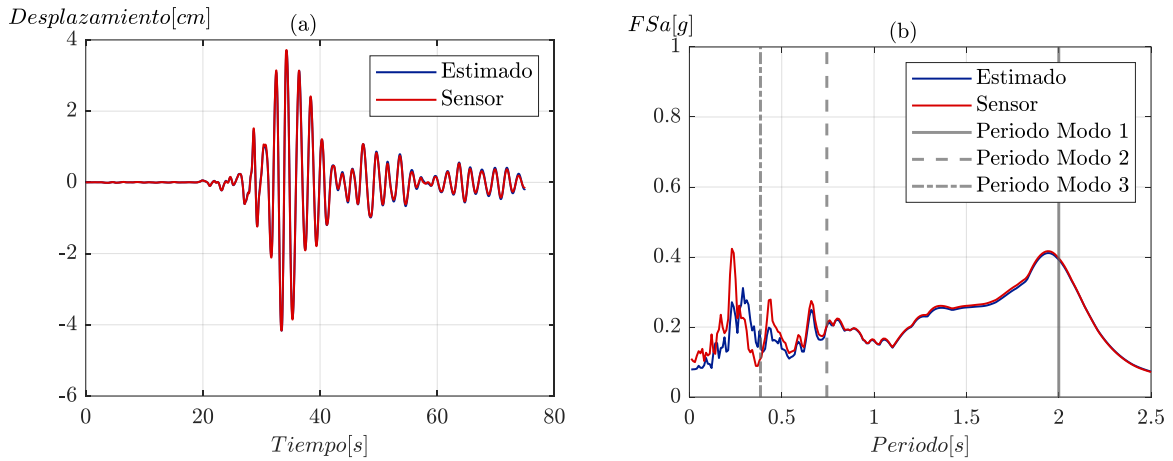


Figura A 35: Resultados piso 7 considerando tipo de tabique institucional: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

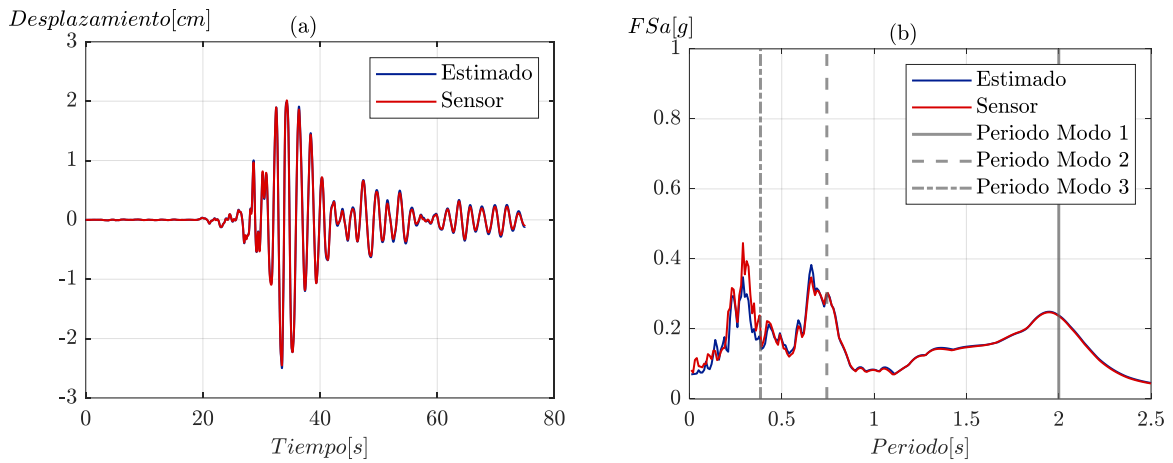


Figura A 36: Resultados piso 4 considerando tipo de tabique institucional: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

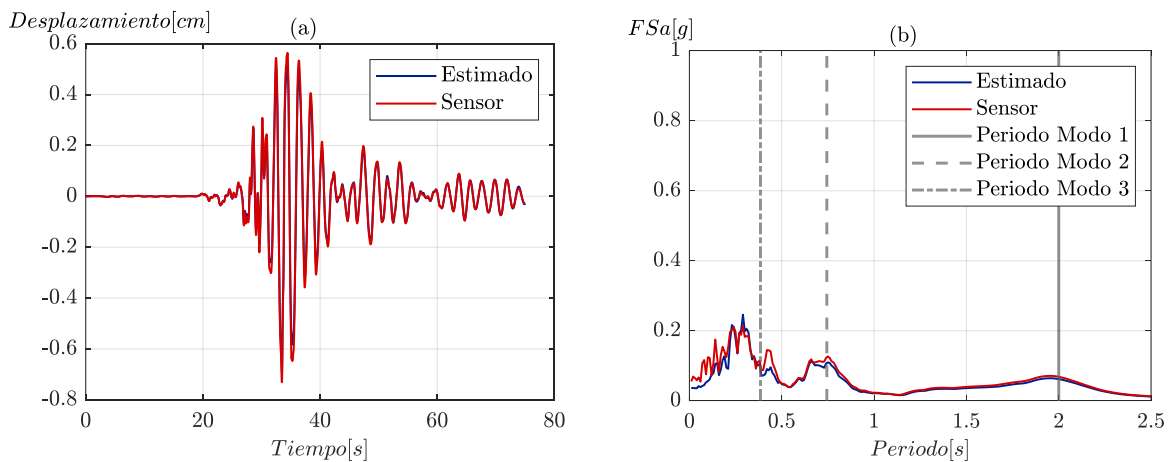


Figura A 37: Resultados piso 1 considerando tipo de tabique institucional: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

### A.0.4 Edificio 20 pisos

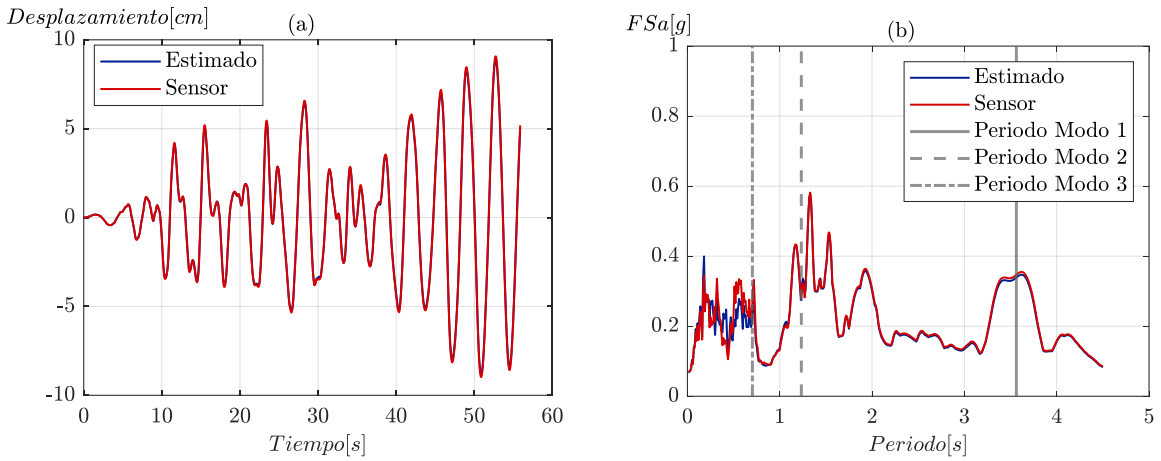


Figura A 38: Resultados piso 20: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

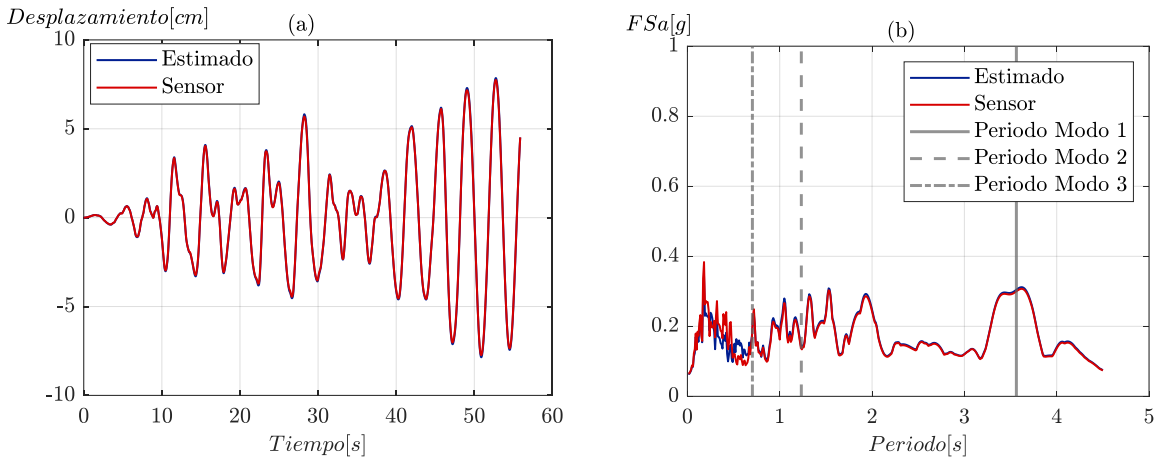


Figura A 39: Resultados piso 15: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

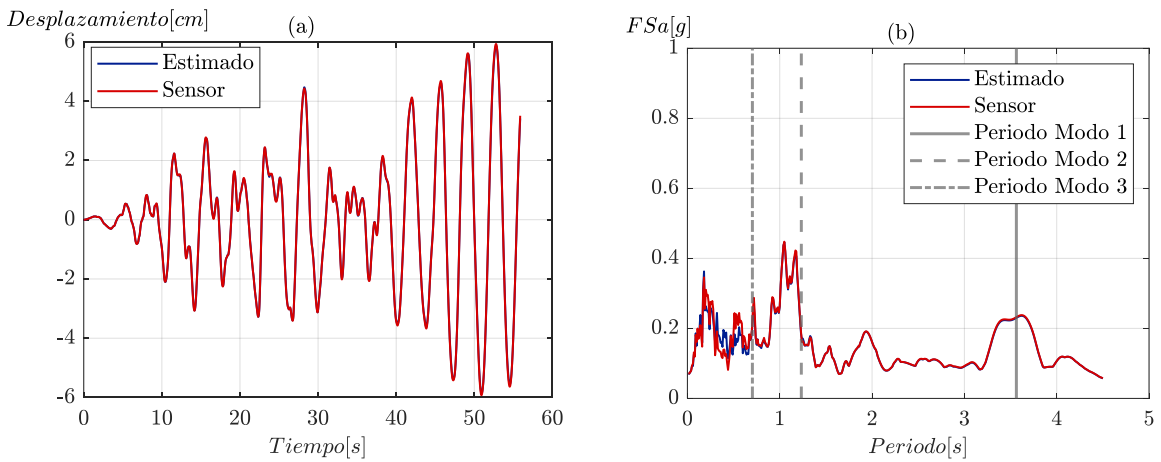


Figura A 40: Resultados piso 10: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

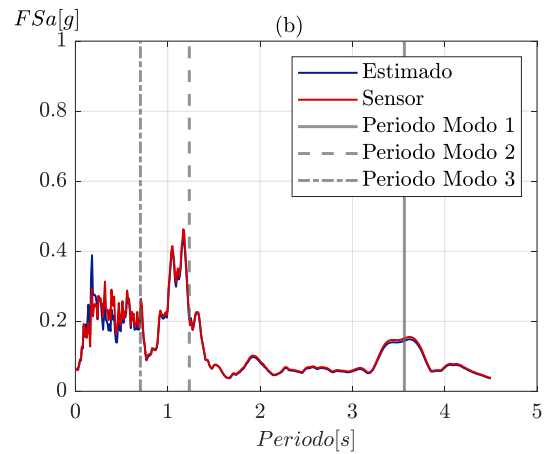
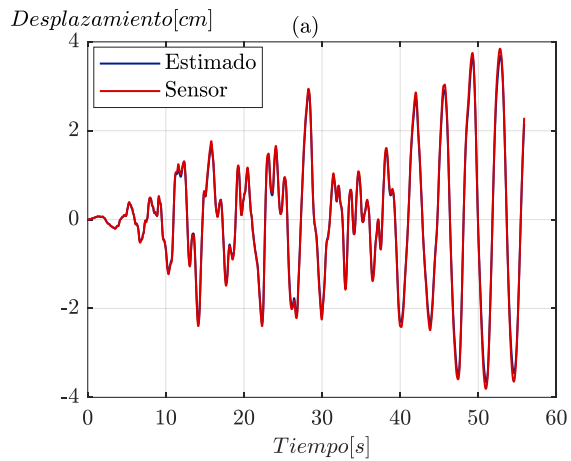


Figura A 41: Resultados piso 5: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

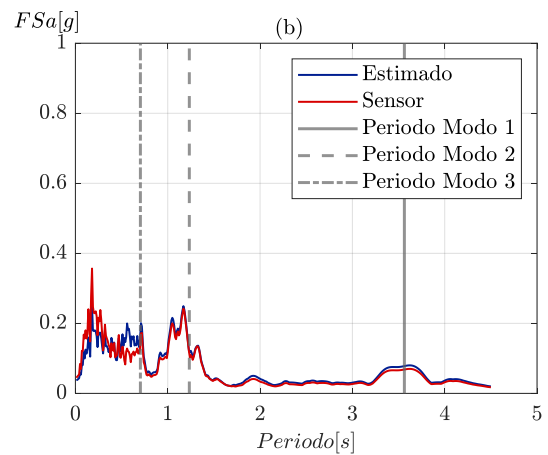
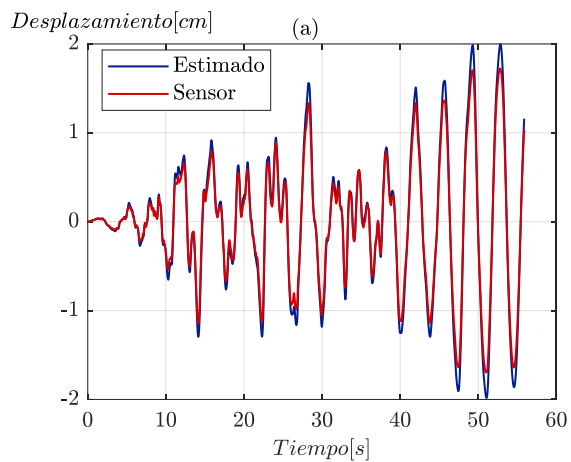


Figura A 42: Resultados piso 1: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

### A.0.5 Edificio 50 pisos

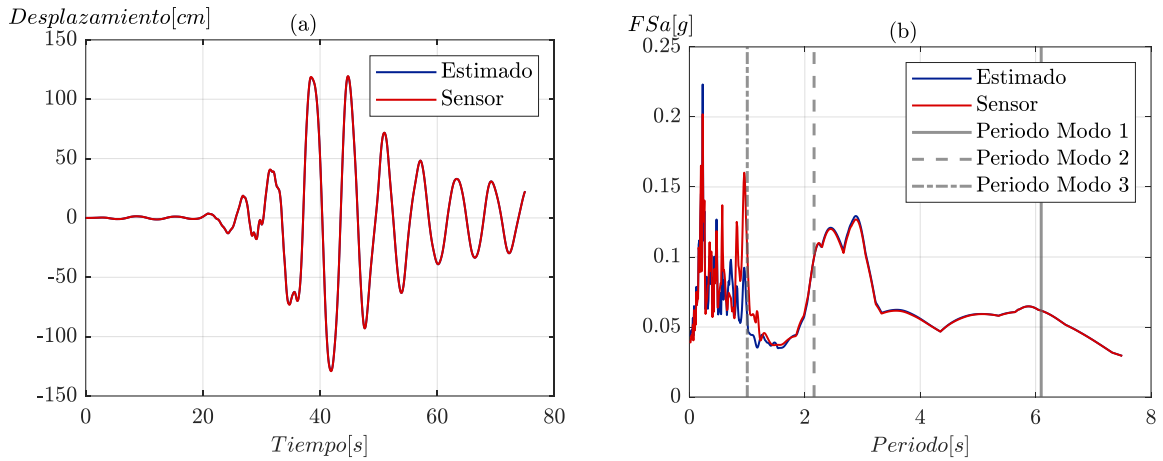


Figura A 43: Resultados piso 50: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

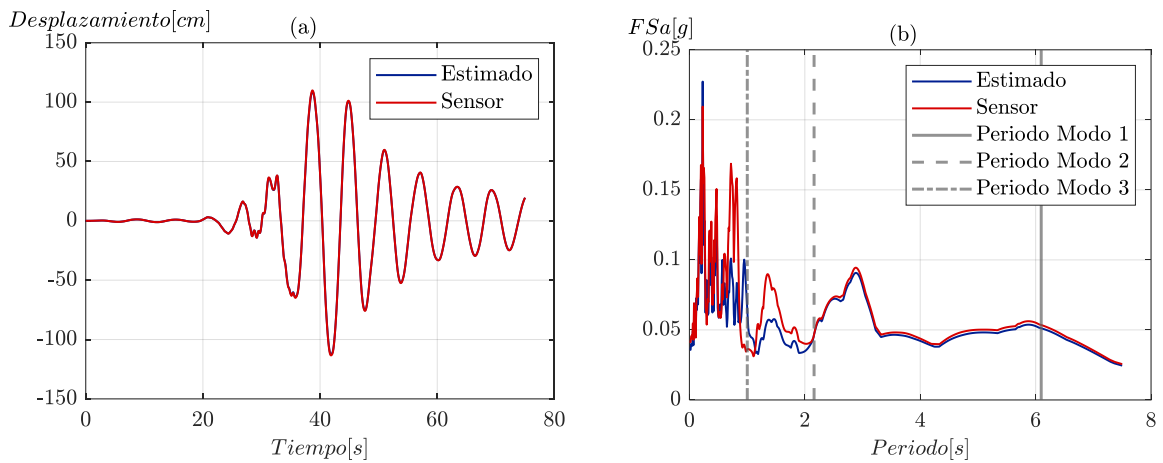


Figura A 44: Resultados piso 39: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

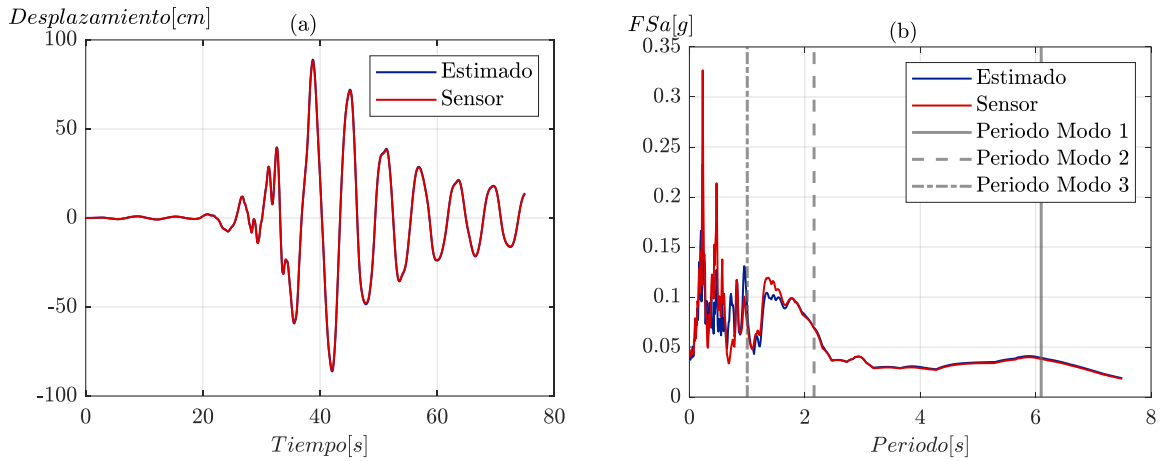


Figura A 45: Resultados piso 29: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

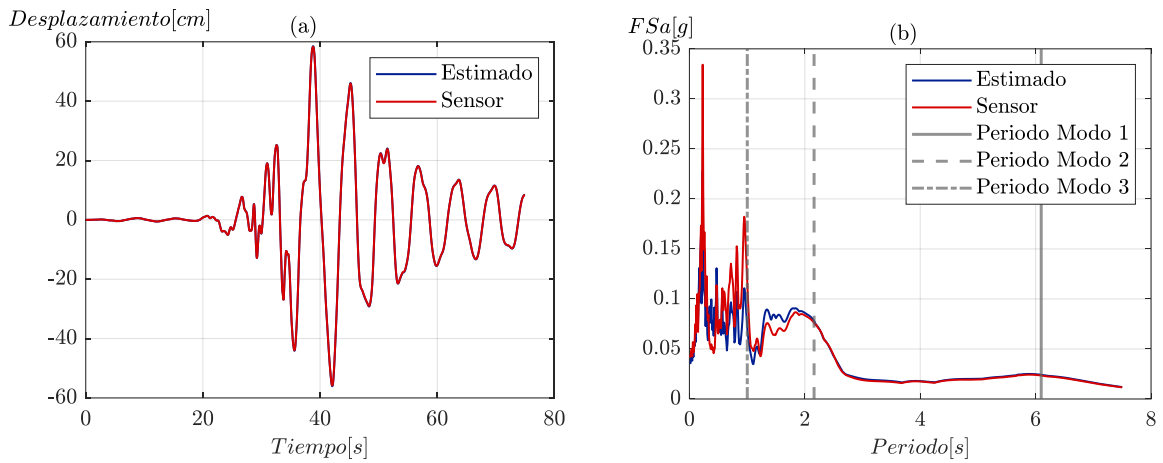


Figura A 46: Resultados piso 19: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

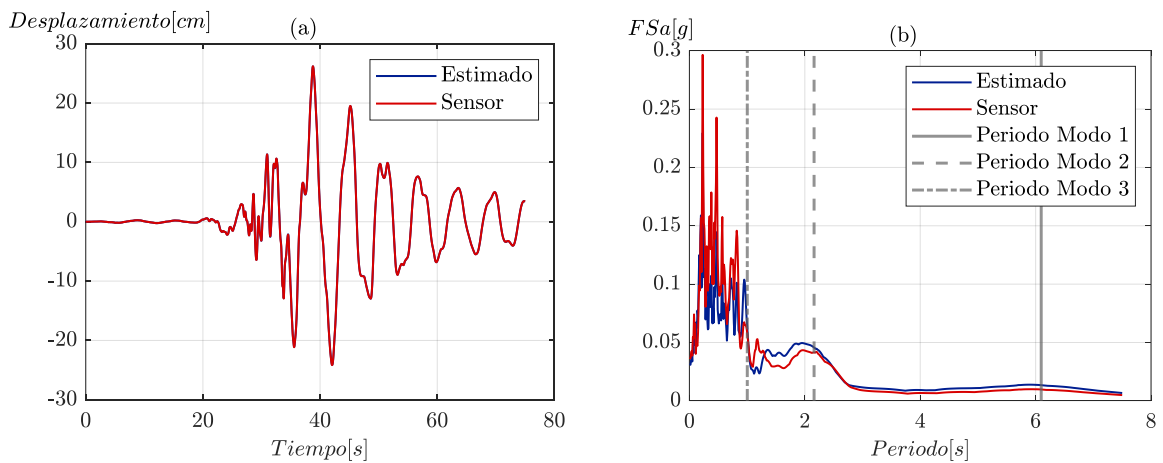


Figura A 47: Resultados piso 9: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.

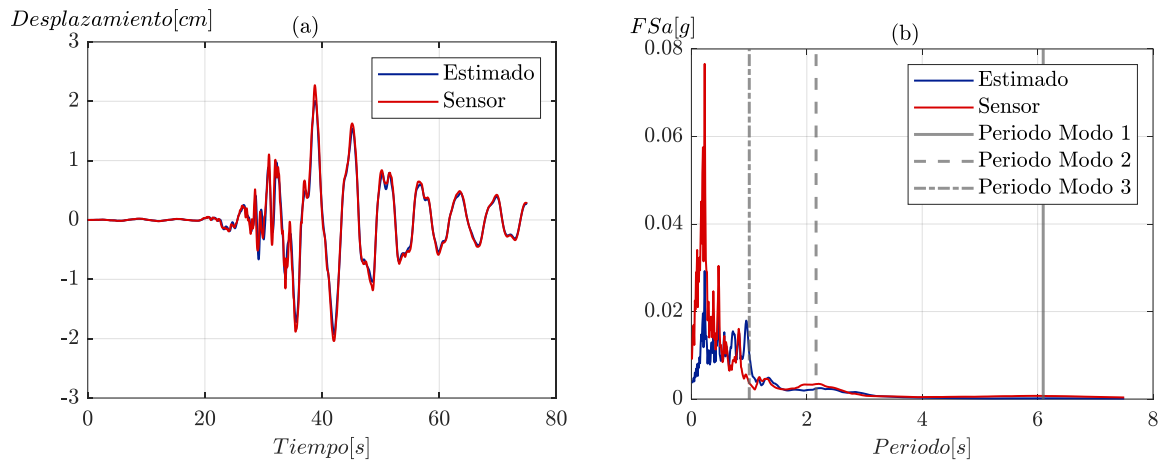


Figura A 48: Resultados piso 1: (a) Tiempo historia de desplazamientos estimados y predichos (sensor); (b) Espectro de aceleración de piso.