



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DINÁMICA POR
PROPAGACIÓN DE ONDAS MEDIANTE EL MÉTODO DE
ELEMENTOS FINITOS ESPECTRALES DE ONDÍCULAS,
APLICADO A TERREMOTOS IMPULSIVOS**

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE
LA INGENIERÍA, MENCIÓN INGENIERÍA SÍSMICA

FERNANDO JAVIER MOREIRA LÓPEZ

PROFESOR GUÍA:

RODOLFO SARAGONI HUERTA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

FABIÁN ROJAS BARRALES

RODRIGO RETAMALES SAAVEDRA

RODRIGO ASTROZA EULUFÍ

SANTIAGO DE CHILE

2023

“ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DINÁMICA POR PROPAGACIÓN DE ONDAS MEDIANTE EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS ESPECTRALES DE ONDÍCULAS, APLICADO A TERREMOTOS IMPULSIVOS”

En terremotos que generan ondas impulsivas, se desarrollan grandes demandas en un periodo de tiempo muy acotado, al punto que, las metodologías convencionales no logran reproducir sus efectos. Producto de ello, en la historia sísmica mundial, es posible encontrar algunos ejemplos de respuestas dinámicas inesperadas, principalmente en terremotos de fuente cercana, que no son detectados por los métodos antes mencionados. Es por ello que en el presente trabajo se propone una metodología matricial de elementos finitos espectrales de ondículas o *Wavelet Spectral Finite Element Method (WSFEM)*, basada en la teoría de propagación de ondas en medios elásticos. La transformada *wavelet* o de ondículas, por su naturaleza causal, comparada con otras transformadas, permite una mejor identificación y representación de señales, tanto en espacio tiempo como en espacio frecuencia. Por otra parte, cuando las ondas ingresan a la estructura por la base, el supuesto de instantaneidad en la aplicación de cargas por cada nivel no aplica, ya que la demanda es ingresada desde la base transmitiéndose a cada punto de la estructura en un tiempo asociado a la velocidad de propagación de onda.

Para probar la efectividad de la metodología implementada se prueba con modelos simplificados, y un edificio instrumentado. De los resultados se observa que la respuesta dinámica además de depender de las propiedades mecánicas de los materiales y dinámicas del edificio, también está fuertemente relacionada con el contenido de frecuencias de la demanda, mostrando que en un régimen transitorio la estructura resulta gobernada principalmente por las propiedades de la demanda, y en un régimen vibratorio resulta gobernada por las propiedades de la estructura. En ello la velocidad de propagación de la onda juega un papel relevante, ya que tiene directa relación con el nivel de deformaciones que el edificio pueda experimentar a causa del pulso de onda que ingresa.

Se compara el método de propagación de ondas con un método tradicional de respuesta en el tiempo, aplicando un pulso sintético, y se aprecia que la metodología tradicional no logra captar el desfase de la onda en el momento en que esta se está aplicando en la base, mostrando una respuesta instantánea en todos los niveles, lo cual produce una subestimación de la amplitud en la respuesta. Esto muestra que un método de análisis vibratorio tradicional no logra captar los efectos de propagación de ondas, obteniendo demandas de desplazamiento subestimadas, que podrían conducir a diseños con una ductilidad insuficiente.

A Marisol.

*Gracias por una vida
dedicada a tus hijos.*

AGRADECIMIENTOS

Al profesor Rodolfo Saragoni, expresar mi agradecimiento por el tiempo dedicado, así como compartir sus ideas y recomendaciones, pero especialmente por ser un motivador. En mi opinión, un buen maestro no solo presenta desafíos, sino que también nos inspira a traspasar nuestras propias fronteras.

A la comisión revisora, conformada por los profesores Rodrigo Astroza, Rodrigo Retamales y Fabián Rojas, mi agradecimiento por sus comentarios, recomendaciones y dedicación, que han sido valiosos para mejorar y enriquecer este trabajo.

A mis profesores del magíster, gracias por el conocimiento compartido, y especialmente por la disposición a responder cualquier duda o inquietud siempre con la mejor disposición.

A mi familia por el apoyo siempre incondicional, a mi hermano Ignacio por su ayuda, y a Natalia, por “quererme en mi locura”, y aportar ideas con su “sensibilidad” característica.

3.6	Elementos finitos espectrales de ondículas (<i>WSFEM</i>) para bielas en espacio tiempo	44
3.7	Elementos finitos espectrales de ondículas (<i>WSFEM</i>) para vigas tipo Euler-Bernoulli en espacio tiempo.....	49
3.8	Elementos finitos espectrales de ondículas (<i>WSFEM</i>) para columnas en espacio tiempo	55
3.9	Procedimiento de cálculo	56
3.10	Conclusiones y comentarios	61
CAPÍTULO: 4 ANÁLISIS LINEAL DE ESTRUCTURAS CON DEMANDA SÍSMICA POR PROPAGACIÓN DE ONDAS		62
4.1	Introducción.....	62
4.2	Propagación de ondas en estructuras de dos dimensiones	64
4.3	Demanda sísmica basal.....	65
4.4	Respuesta en el dominio del tiempo para una viga tipo Euler-Bernoulli bajo cargas impulsivas.....	68
4.5	Respuesta lineal de una columna sometida a una demanda sísmica vertical impulsiva.....	70
4.6	Evaluación del método.....	76
4.7	Conclusiones y comentarios	80
CAPÍTULO: 5 ANÁLISIS DE EDIFICIOS TIPO POR PROPAGACIÓN DE ONDAS....		81
5.1	Introducción.....	81
5.2	Respuesta lineal de edificaciones tipo sometida a cargas sísmicas horizontales impulsivas	82
5.3	Deformación basal en régimen transitorio.....	82
5.3.1	Modelo de marco flexible (M5.1)	83
5.3.2	Modelo tipo muros rígidos (M5.2).....	86

5.3.3	Modelo tipo piso blando (M5.3).....	90
5.3.4	Comentarios.....	93
5.4	Amplificación de la deformación en función del contenido de frecuencias de la demanda	95
5.4.1	Modelo tipo marco flexible con pulso sinusoidal creciente (M5.4).....	97
5.4.2	Modelo tipo muros rígidos con pulso sinusoidal creciente (M5.6).....	99
5.4.3	Modelo tipo piso blando con pulso sinusoidal creciente (M5.8)	101
5.4.4	Comentarios casos con pulso sinusoidal creciente.....	102
5.4.5	Modelo tipo marco flexible con pulso sinusoidal completo (M5.5).....	106
5.4.6	Modelo tipo muros rígidos con pulso sinusoidal completo (M5.7)	107
5.4.7	Modelo tipo piso blando con pulso sinusoidal completo (M5.9)	109
5.4.8	Comentarios casos con pulso sinusoidal completo.....	110
5.5	Velocidad de propagación.....	111
5.6	Análisis comparativo de estructuras tipo	120
5.7	Conclusiones y comentarios	122
CAPÍTULO: 6 ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE MARCOS FLEXIBLES		125
6.1	Introducción.....	125
6.2	Caso analizado	127
6.3	Modelo de análisis	135
6.4	Propagación de ondas de corte	138
6.4.1	Deformación basal en régimen transitorio.....	138
6.4.2	Amplificación de la deformación en función de la frecuencia.....	142
6.4.3	Velocidad de propagación.....	148

6.5	Comparación de <i>WSFEM</i> con un análisis tradicional de respuesta en el tiempo	150
6.5.1	Análisis de marco longitudinal edificio Holiday Inn.....	150
6.5.2	Análisis de columna flexible	156
6.5.3	Análisis de los resultados.....	158
6.5.4	Evidencia previa.....	159
6.6	Análisis con registros sísmicos	161
6.6.1	Registros sísmicos	162
6.6.2	Propagación de registros sísmicos en el edificio.....	166
6.7	Análisis de resultados	180
6.7.1	Desplazamientos por propagación de ondas	181
6.7.2	Perfil Bio-Sísmico y velocidad de propagación de onda en edificios.....	184
6.8	Conclusiones y comentarios	186
CAPÍTULO: 7 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS		188
BIBLIOGRAFÍA		191
ANEXO		200

INDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Resultados del estudio de micro vibraciones en el Hotel Holiday Inn después de ocurrido el terremoto de Northridge 1994 (Ivanović y otros 1999).	13
Tabla 6-1 Elementos que forman la estructura resistente del Hotel Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys (Blume y Assoc. 1971).	128
Tabla 6-2 Propiedades del Hormigón utilizado en la construcción del Hotel Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys (Blume y Assoc. 1971).	129
Tabla 6-3 Propiedades del acero de refuerzo utilizado en la construcción del Hotel Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys (Blume y Assoc. 1971).	130
Tabla 6-4: Frecuencias modales de los modelos desarrollados vs las frecuencias modales medidas en el edificio.	137
Tabla 6-5 Comparación de la velocidad de propagación de onda de corte calculado por el método <i>WSFEM</i> , aproximado y medido mediante vibraciones ambientales.	150
Tabla 6-6 Comparación de desplazamientos relativos calculados por el método <i>WSFEM</i> y por TH, para el modelo de marco exterior longitudinal del edificio Holiday Inn Orión #8244 (M6.1)	154
Tabla 6-7 Comparación de desplazamientos relativos calculados por el método <i>WSFEM</i> y por TH, para el modelo de columna flexible (M5.1)	157
Tabla 6-8 Canales de registro para los sismos de Big Bear 1992 y Northridge 1994 en el Hotel Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys, indicando el canal, dirección y ubicación.	165
Tabla 6-9 Canales de registro para el sismo de San Fernando en 1971 en el Hotel Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys, indicando el canal, dirección y ubicación.	165
Tabla 6-10 Casos analizados en el edificio Holiday Inn Orión #8244 con registros de terremotos	167
Tabla 6-11 Desplazamientos totales máximos para el sismo de Big Bear 1992, para ambas direcciones, registros medidos, respuesta por propagación de ondas y por tiempo-historia tradicional.	168

Tabla 6-12 Desplazamientos totales máximos para el sismo de Northridge 1994, para ambas direcciones, registros medidos, respuesta por propagación de ondas y por tiempo-historia tradicional.	170
Tabla 6-13 Desplazamientos totales máximos para el sismo de San Fernando 1971, para ambas direcciones, registros medidos, respuesta por propagación de ondas y por tiempo-historia tradicional.	171

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Daños en la fachada del edificio Holiday Inn de Van Nuys para el terremoto de Northridge 1994 (Trifunac y otros 1999).....	9
Figura 2.2 Coeficiente de corte basal (V) normalizado por el peso total del edificio (W) versus, desplazamiento de techo EW del Hotel Holiday Inn de Van Nuys (Islam 1996 y otros 1998, Browning y otros 2000).....	11
Figura 2.3 Comparación de diferentes estimaciones de derivas de entrepiso en el Hotel Holiday Inn de Van Nuys durante el terremoto de Northridge (Gicev y Trifunac 2006).	12
Figura 2.4 Colapso de edificaciones en su primer piso, terremoto de Northridge 1994 (Astroza 2007).....	14
Figura 2.5 Colapso de edificio debido a la falla del primer nivel, durante el terremoto de Kobe 1995 (Astroza 2007).	14
Figura 2.6 Colapso del primer piso en edificio, Kobe 1995, fotografía de NOAA/NGDC Dr. Roger Hutchison (Mustain 2012).....	15
Figura 2.7 Colapso del piso #6 de un edificio de 8 pisos, de hormigón armado, construido en los años 60, fotografía de Christopher Rojahn (Holzer 1995).	15
Figura 2.8 Propagación de onda transitoria. Las ondas de corte y axiales se propagan en altura con una cierta velocidad perturbando la estructura hasta la altura que dicha velocidad se lo permita en un tiempo t_i , pudiendo diferenciar entre una zona dinámica (1) y una zona en reposo (2).	23
Figura 2.9 Deformada de un edificio con carga simultánea y por efectos de propagación de ondas. a) Se calcula el desplazamiento relativo aplicando la demanda sísmica en cada nivel de forma simultánea, exceptuando los nodos de la base. b) Se calcula el desplazamiento total directamente, comienza deformándose la base producto del desplazamiento del suelo, mientras que el edificio no ha reaccionado en toda su altura.	25
Figura 2.10 Deformada producida por el descenso de una onda sobrepuesta al ascenso de nuevas ondas.....	26
Figura 3.1 (a) Función de escala Haar ($D2$), (b) Ondículas Haar, (c) Función de escala Daubechies $D4$, (d) Ondículas tipo Daubechies $D4$, (e) Función de escala Daubechies $D12$, y (f) Ondículas tipo Daubechies $D12$ (Gopalakrishnan y Mitra 2010).	34

Figura 3.2 Modelo de biela con fuerzas nodales y desplazamientos (Gopalakrishnan y Mitra 2010).	46
Figura 3.3 Modelo de viga con fuerzas nodales y desplazamientos (Gopalakrishnan y Mitra 2010).	51
Figura 4.1 Modelo de columna vertical empotrada en la base.	67
Figura 4.2 Viga cantiléver de aluminio, cargada en el extremo por un pulso unitario horizontal (caso a) y vertical (caso b).	68
Figura 4.3 Pulso unitario.	69
Figura 4.4 Velocidad axial del nodo libre en una viga cantiléver de aluminio (caso a), producto del impacto de un pulso unitario en sentido longitudinal. Las unidades están en in/s para comparar directamente con la referencia (Mitra y Gopalakrishnan 2005).	69
Figura 4.5 Velocidad transversal del nodo libre en una viga cantiléver de aluminio (caso b), producto del impacto de un pulso unitario en dirección transversal a la viga. Las unidades están en in/s para comparar directamente con la referencia (Mitra y Gopalakrishnan 2005).	70
Figura 4.6 Modelo de columna empotrada en la base, altura de 20 m y discretizada en 5 niveles de 4 m. Los términos N_i representan cada nodo, E_i los elementos, y C_i representa los puntos en que se obtienen resultados.	71
Figura 4.7 Pulso unitario de desplazamiento vertical de forma Gaussiana parametrizado.	71
Figura 4.8 Desplazamiento vertical por cada nivel de la columna, producto de una demanda aplicada en la base. Análisis para $\Delta t=0,0001$ s, ancho de pulso 0,005 s, orden de Daubechies $L=18$ y resolución $m=10$.	74
Figura 4.9 Velocidad de propagación de onda axial en función de la frecuencia de la demanda, resulta ser de 2.381 m/s para el caso de columna de hormigón armado, incluida la sobrecarga.	75
Figura 4.10 Velocidad de propagación de la onda axial ante cambios de masa y áreas de la sección.	75
Figura 4.11 Desplazamiento vertical producto de la propagación de una onda de desplazamiento vertical, con un 20% de amortiguamiento. Análisis para $\Delta t=0,0001$ s, ancho de pulso 0,005 s, orden de Daubechies $L=18$ y resolución $m=13$.	77

Figura 5.1 Pulso unitario horizontal parametrizado.	83
Figura 5.2 Posición deformada de la columna (M5.1) en la aplicación del pulso de desplazamiento basal. Los números muestran el desplazamiento de cada punto de control. Análisis para $\Delta t=0,004$ s, ancho de pulso 0,15 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$. Unidades en metros.	84
Figura 5.3 Historial de deformación de la columna flexible en cada punto de control (M5.1). La línea azul continua muestra la deformación total (DT). La línea punteada muestra el desplazamiento relativo del punto de control respecto de la base (DR). Análisis para $\Delta t=0,004$ s, ancho de pulso 0,15 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$	85
Figura 5.4 Posición deformada de la columna flexible (M5.1), en negro la posición final del análisis, en gris las posiciones que generan los mayores desplazamientos de cada punto de control. A la derecha el mayor desplazamiento relativo del punto. A la izquierda la mayor deformación de entrepiso. Unidades en metros.	86
Figura 5.5 Historial de deformación de la columna rígida (M5.2) en cada punto de control. La línea azul continua muestra la deformación. La línea punteada muestra la deformación del punto de control respecto del punto base. Análisis para $\Delta t=0,004$ s, ancho de pulso 0,15 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$	87
Figura 5.6 Posición deformada de la columna rígida (M5.2) en la aplicación del pulso de desplazamiento basal. Los números muestran el desplazamiento de cada punto de control. Análisis para $\Delta t=0,004$ s, ancho de pulso 0,15 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$. Unidades en metros.	89
Figura 5.7 Posición deformada de la columna rígida (M5.2), en negro la posición final del análisis, en gris las posiciones que generan los mayores desplazamientos de cada punto de control. A la derecha el mayor desplazamiento relativo del punto. A la izquierda la mayor deformación de entrepiso. Unidades en metros.	90
Figura 5.8 Historial de deformación de la columna tipo piso blando (M5.3) en cada punto de control. La línea azul continua muestra la deformación. La línea punteada muestra la deformación del punto de control respecto del punto base. Análisis para $\Delta t=0,004$ s, ancho de pulso 0,15 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$	91
Figura 5.9 Posición deformada de la columna tipo piso blando (M5.3) en la aplicación del pulso de desplazamiento basal. Los números muestran el desplazamiento de cada	

punto de control. Análisis para $\Delta t=0,004$ s, ancho de pulso 0,15 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$. Unidades en metros.	92
Figura 5.10 Posición deformada de la columna rígida (M5.3), en negro la posición final del análisis, en gris las posiciones que generan los mayores desplazamientos de cada punto de control. A la derecha el mayor desplazamiento relativo del punto. A la izquierda la mayor deformación de entrepiso. Unidades en metros.	93
Figura 5.11 Pulso sinusoidal unitario creciente parametrizado.	96
Figura 5.12 Ejemplo de pulso sinusoidal unitario parametrizado, para un análisis de cuatro veces el periodo de la demanda.	96
Figura 5.13 Modelo de columna empotrada en la base, altura de 20 m y discretizada en 5 niveles de 4 m. Los términos N_i representan los nodos, E_i los elementos, y los C_i cada un metro, representan las ubicaciones en que se obtienen resultados. Unidades en metros.	97
Figura 5.14 Gráfico de desplazamiento relativo a la base versus frecuencia de la demanda, las líneas continuas presentan cada nivel de piso y las líneas punteadas una discretización cada 1 metro de entrepiso, para el caso de columna flexible con una demanda sinusoidal unitaria creciente (M5.4). Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.	98
Figura 5.15 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, en cada piso, para el caso de columna flexible (M5.4) con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.	99
Figura 5.16 Gráfico de desplazamiento versus frecuencia de la demanda, las líneas continuas presentan cada nivel de piso y las líneas punteadas una discretización cada 1 metro de entrepiso para el caso de columna rígida con una demanda sinusoidal unitaria creciente (M5.6). Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.	100
Figura 5.17 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, en cada piso, para el caso de columna rígida (M5.6) con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.	100

Figura 5.18 Gráfico de desplazamiento versus frecuencia de la demanda, las líneas continuas presentan cada nivel de piso y las líneas punteadas una discretización cada 1 metro de entrepiso para el caso de columna rígida con una demanda sinusoidal unitaria creciente (M5.8). Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.	101
Figura 5.19 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, en cada piso, para el caso de columna tipo piso blando (M5.8) con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.	102
Figura 5.20 Posición deformada de la columna rígida (M5.5) en la aplicación del pulso de desplazamiento basal creciente de frecuencia 25 Hz. Los números muestran el desplazamiento de cada punto de control. Unidades en metros.	104
Figura 5.21 Posición deformada de la columna rígida (M5.5) en la aplicación del pulso de desplazamiento basal creciente de frecuencia 5 Hz. Los números muestran el desplazamiento de cada punto de control. Unidades en metros.	105
Figura 5.22 Gráfico de desplazamiento relativo a la base versus frecuencia de la demanda, las líneas continuas presentan cada nivel de piso y las líneas punteadas una discretización cada 1 metro de entrepiso, para el caso de columna flexible con una demanda sinusoidal unitaria completa (M5.5). Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.	106
Figura 5.23 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, en cada piso, para el caso de columna flexible (M5.5) con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.	107
Figura 5.24 Gráfico de desplazamiento relativo a la base versus frecuencia de la demanda, las líneas continuas presentan cada nivel de piso y las líneas punteadas una discretización cada 1 metro de entrepiso, para el caso de columna flexible con una demanda sinusoidal unitaria completa (M5.7). Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.	108
Figura 5.25 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, en cada piso, para el caso de columna flexible (M5.7) con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.	108

Figura 5.26 Gráfico de desplazamiento relativo a la base versus frecuencia de la demanda, las líneas continuas presentan cada nivel de piso y las líneas punteadas una discretización cada 1 metro de entrepiso, para el caso de columna flexible con una sinusoidal unitaria completa (M5.9). Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.	109
Figura 5.27 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, en cada piso, para el caso de columna flexible (M5.9) con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.	110
Figura 5.28 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la frecuencia de la demanda de desplazamiento impuesta tipo sinusoidal en la base. Modelo de columna rígida M5.2.	112
Figura 5.29 Medición del tiempo de desfase en la respuesta del nivel superior del Modelo M5.2 de columna rígida, con respecto al desplazamiento impuesto en la base. Análisis para $\Delta t=0,002$ s, ancho de pulso 0,2 s, orden de Daubechies $L=18$ y resolución $m=8$	113
Figura 5.30 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la amplificación de la rigidez de la estructura, para diferentes niveles de frecuencia de la demanda sinusoidal de desplazamiento impuesta en la base. Modelo M5.10 de rigidez variable.	115
Figura 5.31 Desplazamiento de la estructura para cada nivel en la aplicación de una demanda de deformación basal de 0,25 Hz, en que la estructura M5.10 se mueve como cuerpo rígido, siguiendo el desplazamiento de la base.	116
Figura 5.32 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la amplificación de la masa de la estructura, para diferentes niveles de frecuencia de la demanda de desplazamiento impuesta en la base. Modelo 5.11 de columna rígida.	117
Figura 5.33 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la frecuencia de la demanda de desplazamiento impuesta en la base, para diferentes niveles de rigidez de la estructura. M representa la masa y K la rigidez, que se varía entre 0,25 a 8 veces la rigidez de referencia ($M=0.25K$ hasta $M=8K$). Modelo M5.10 de rigidez variable.	118
Figura 5.34 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la frecuencia de la demanda de desplazamiento impuesta en la base, para diferentes	

niveles de masa de la estructura. K representa la rigidez y M la masa, que se varía entre 0,25 a 8 veces la masa de referencia (0.25M-K hasta 8M-K) Modelo M5.11 de columna rígida.	119
Figura 5.35 Comparación del efecto de una onda ingresando a tres tipologías de edificaciones. a) edificio estructurado con marcos flexibles, b) edificio estructurado con muros de corte rígidos, y c) edificio tipo piso blando.....	121
Figura 6.1 Ubicación Hotel Holiday Inn #8244 Orion Avenue (<i>Google Map</i>).....	127
Figura 6.2 Vista nordeste del Hotel Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys (Gicev y Trifunac 2006).	128
Figura 6.3 Holiday Inn Orión #8244, Van Nuys, planta primer nivel (Blume y Assoc. 1971).	131
Figura 6.4 Holiday Inn Orión #8244, Van Nuys, planta típica de marcos, segundo a sexto piso (Blume y Assoc. 1971).....	132
Figura 6.5 Holiday Inn Orión #8244, Van Nuys, planta de techo (Blume y Assoc. 1971).	133
Figura 6.6 Holiday Inn Orión #8244, Van Nuys, planta tipo (Trifunac y otros 1999).	134
Figura 6.7 Holiday Inn Orión #8244, Van Nuys, secciones y detalles. La sección A-A se muestra en la Figura 6.3, y la sección B-B se muestra en la Figura 6.4 (Trifunac y otros 1999).	135
Figura 6.8 Idealización del edificio en dirección longitudinal (<i>EW</i>). Unidades en metros.	136
Figura 6.9 Idealización del edificio en dirección transversal (<i>NS</i>). Unidades en metros.	137
Figura 6.10 Deformada inicial del primer nivel del edificio Holiday Inn Orión #8244, producto de un pulso basal en el modelo M6.1 de marco longitudinal exterior. Análisis para un pulso de tipo Gaussiano, con $\Delta t=0,0025$ s, periodo del pulso 0,5 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$. Unidades en metros.	140
Figura 6.11 Deformada inicial de cada nivel del edificio Holiday Inn Orión #8244, producto de un pulso basal en el modelo M6.1 de marco longitudinal exterior. Análisis para un pulso de tipo Gaussiano, con $\Delta t=0,0025$ s, periodo del pulso 0,5 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$. Unidades en metros.	141

- Figura 6.12 Gráfico de desplazamiento total versus frecuencia de la demanda, para el marco longitudinal (*EW*) exterior del edificio (caso M6.1), con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores..... 145
- Figura 6.13 Gráfico de desplazamiento relativo (respecto a la base) versus frecuencia de la demanda, para el marco longitudinal (*EW*) exterior del edificio (caso M6.1), con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores. . 146
- Figura 6.14 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, para el marco longitudinal (*EW*) exterior del edificio (caso M6.1), con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores..... 146
- Figura 6.15 Gráfico de desplazamiento total versus frecuencia de la demanda, para el marco longitudinal (*EW*) exterior del edificio (caso M6.1), con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores..... 147
- Figura 6.16 Gráfico de desplazamiento relativo (respecto a la base) versus frecuencia de la demanda, para el marco longitudinal (*EW*) exterior del edificio (caso M6.1), con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores. . 147
- Figura 6.17 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, para el marco longitudinal (*EW*) exterior del edificio (caso M6.1), con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores..... 148
- Figura 6.18 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la frecuencia de la demanda de desplazamiento impuesta en la base, para modelo M6.1 de marco longitudinal (*EW*) exterior, con una demanda de desplazamiento unitario de tipo Gaussiano. 149
- Figura 6.19 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M6.1 de marco longitudinal (*EW*) exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal completa y frecuencia 8 Hz. La línea de color café es el desplazamiento calculado por *WSFEM* y de color amarillo el calculado con TH, en línea verde punteada el desplazamiento total calculado con *WSFEM*. Los rectángulos de color magenta y línea segmentada muestran el periodo en que la onda

pasa por el nivel observado. Y el punto azul señala la mayor diferencia observada entre ambos métodos en cada nivel.....	152
Figura 6.20 Registros sísmicos del terremoto de Landers 1992, registrados en la estación de Lucerne. A la izquierda los registros orientados perpendicular a la dirección de la falla, y a la derecha los registros orientados en forma paralela a la falla.	160
Figura 6.21 Ubicación y dirección de los canales con que se encuentra instrumentado el Hotel Holiday Inn Orión #8244, válido para los terremotos de Big Bear 1992 y Northridge 1994 (Trifunac y otros 2001).	166
Figura 6.22 Ubicación y dirección de los canales con que se encontraba instrumentado el Hotel Holiday Inn Orión #8244 para el terremoto de San Fernando 1974 (Trifunac y otros 2001).	166
Figura 6.23 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y registro real en sentido longitudinal (CHAN16 N1, CHAN12 N2, CHAN11 N3, CHAN10 N6, CHAN09 N8) para el terremoto de Big Bear 1992, modelo M6.1 de marco longitudinal exterior.	173
Figura 6.24 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y registro real en sentido transversal lado derecho (CHAN14 N1, CHAN08 N2, CHAN06 N3, CHAN04 N6, CHAN03 N8) para el terremoto de Big Bear 1992, modelo M6.2 de marco transversal exterior.	174
Figura 6.25 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y registro real en sentido longitudinal (CHAN16 N1, CHAN12 N2, CHAN11 N3, CHAN10 N6, CHAN09 N8) para el terremoto de Northridge 1994, modelo M6.1 de marco longitudinal exterior.	175
Figura 6.26 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y registro real en sentido transversal lado derecho (CHAN14 N1, CHAN08 N2, CHAN06 N3, CHAN04 N6, CHAN03 N8) para el terremoto de Northridge 1994, modelo M6.2 de marco transversal exterior.	176
Figura 6.27 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y registro real en sentido longitudinal (CHAN02 N1, CHAN05 N4, CHAN08 N8) para el terremoto de San Fernando 1971, modelo M6.1 de marco longitudinal exterior.	177
Figura 6.28 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y registro real en sentido transversal lado derecho (CHAN01 N1, CHAN04 N4, CHAN07	

N8) para el terremoto de San Fernando 1971, modelo M6.2 de marco transversal exterior.	178
Figura 6.29 Representación esquemática del daño en el Eje D del edificio Holiday Inn Orión #8244 durante el terremoto de Northridge 1994 (Ivanović y otros 1999).....	179
Figura 6.30 Identificación de los diferentes tramos en que se puede comparar las diferencias de respuesta calculadas mediante propagación de ondas (<i>WSFEM</i>) y Tiempo-Historia tradicional. Tramo (1) periodo en que se aplica el desplazamiento en la base, (2) periodo en que ambos métodos calculan desplazamientos equivalentes, y tramo (3) periodo en que la onda pasa por el nivel observado. Modelo M6.1 de marco longitudinal (<i>EW</i>) exterior, desplazamiento basal unitario tipo sinusoidal completo (8 Hz). Línea café: desplazamiento calculado por <i>WSFEM</i> , línea amarilla: desplazamiento calculado con TH.....	182
Figura 6.31 Comparación del desplazamiento relativo generado por una onda de desplazamiento aplicado en la base de un edificio, (b) calculado con tiempo-historia tradicional, y (c) con propagación de ondas.....	183
Figura 6.32 Índice de rigidez H/T para una base de datos de 2.622 edificios chilenos (Guendelman y Lindenberg 2010).....	184
Figura 6.33 Índice de comportamiento δ_w/H vs H/T para una base de datos de 2.622 edificios chilenos.	185
Figura A 1 Deformada inicial del primer nivel del edificio Holiday Inn Orión #8244, producto de un pulso basal en el modelo M6.2 de marco transversal exterior. Análisis para un pulso de tipo Gaussiano, con $\Delta t=0,0025$ s, periodo de 0,5 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$. Unidades en metros.	201
Figura A 2 Deformada inicial de cada nivel del edificio Holiday Inn Orión #8244, producto de un pulso basal en el modelo M6.2 de marco transversal exterior. Análisis para un pulso de tipo Gaussiano, con $\Delta t=0,0025$ s, periodo de 0,5 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$. Unidades en metros.	202
Figura A 3 Gráfico de desplazamiento total versus frecuencia de la demanda, para el marco transversal (<i>NS</i>) exterior del edificio (Modelo M6.2), con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.....	203

Figura A 4 Gráfico de desplazamiento relativo versus frecuencia de la demanda, para el marco transversal (<i>NS</i>) exterior del edificio (Modelo M6.2), con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.....	203
Figura A 5 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, para el marco transversal (<i>NS</i>) exterior del edificio (Modelo M6.2), con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.....	204
Figura A 6 Gráfico de desplazamiento total versus frecuencia de la demanda, para el marco transversal (<i>NS</i>) exterior del edificio (Modelo M6.2), con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.....	204
Figura A 7 Gráfico de desplazamiento relativo versus frecuencia de la demanda, para el marco transversal (<i>NS</i>) exterior del edificio (Modelo M6.2), con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.....	205
Figura A 8 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, para el marco transversal (<i>NS</i>) exterior del edificio (Modelo M6.2), con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.....	205
Figura A 9 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la frecuencia de la demanda de desplazamiento impuesta en la base, para el modelo M6.2, con una demanda de desplazamiento unitario de tipo Gaussiano.	206
Figura A 10 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y <i>TH</i> para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244) de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 0,25 Hz.	207
Figura A 11 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y <i>TH</i> para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244) de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 0,5 Hz.	208
Figura A 12 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y <i>TH</i> para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con	

una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 0,75 Hz.	209
Figura A 13 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 1 Hz.	210
Figura A 14 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 2 Hz.	211
Figura A 15 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 4 Hz.	212
Figura A 16 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 12 Hz.	213
Figura A 17 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 16 Hz.	214
Figura A 18 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 20 Hz.	215
Figura A 19 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 30 Hz.	216
Figura A 20 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 1 Hz.....	217

Figura A 21 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 2 Hz.....	218
Figura A 22 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 4 Hz.....	219
Figura A 23 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 8 Hz.....	220
Figura A 24 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 12 Hz.....	221
Figura A 25 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 16 Hz.....	222
Figura A 26 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 20 Hz.....	223
Figura A 27 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 30 Hz.....	224
Figura A 28 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y registro real en sentido transversal lado derecho (CHAN13 N1, CHAN08 N2, CHAN06 N3, CHAN04 N6, CHAN03 N8) para el terremoto de Big Bear 1992, modelo M6.2 de marco transversal exterior.....	225
Figura A 29 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y registro real en sentido transversal lado izquierdo (CHAN01 N1, CHAN07 N2, CHAN05 N3, CHAN02 N8) para el terremoto de Big Bear 1992, modelo M6.2 de marco transversal exterior.....	226
Figura A 30 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y registro real en sentido transversal lado derecho (CHAN13 N1, CHAN08 N2, CHAN06 N3, CHAN04 N6, CHAN03 N8) para el terremoto de Northridge 1994, modelo M6.2 de marco transversal exterior.....	227

Figura A 31 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método <i>WSFEM</i> y registro real en sentido transversal lado izquierdo (CHAN01 N1, CHAN07 N2, CHAN05 N3, CHAN02 N8) para el terremoto de Northridge 1994, modelo M6.2, de marco transversal exterior.....	228
Figura A 32: Registros de desplazamiento Big Bear 1992, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Longitudinal (<i>EW</i>).....	229
Figura A 33: Registros de desplazamiento Big Bear 1992, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Transversal (<i>NS</i>).....	230
Figura A 34: Registros de desplazamiento Big Bear 1992, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Transversal (<i>NS</i>).....	231
Figura A 35: Registros de desplazamiento Northridge 1994, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Longitudinal (<i>EW</i>).....	232
Figura A 36: Registros de desplazamiento Northridge 1994, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Transversal (<i>NS</i>).....	233
Figura A 37: Registros de desplazamiento Northridge 1994, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Transversal (<i>NS</i>).....	234
Figura A 38: Registros de desplazamiento San Fernando 1971, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Longitudinal (<i>EW</i>).....	235
Figura A 39: Registros de desplazamiento San Fernando 1971, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Transversal (<i>NS</i>).....	236

ÍNDICE DE ABREVIACIONES

DFT	: Transformada de Fourier discreta (<i>Discrete Fourier Transform</i>)
DR	: Desplazamiento relativo
DT	: Desplazamiento total
EW	: Dirección este – oeste (<i>East – West direction</i>)
FEM	: Método de Elementos Finitos (<i>Finite Elements Method</i>)
GDL	: Grados de libertad
LHS	: Lado izquierdo de la matriz (<i>Left hand side</i>)
RHS	: Lado derecho de la matriz (<i>Right hand side</i>)
MDOF	: Grados de libertad múltiples (<i>Multi degrees of freedom</i>)
NS	: Dirección Norte Sur (<i>North – South direction</i>)
PGA	: Aceleración máxima del suelo (<i>Peak ground acceleration</i>)
SDOF	: Grado de libertad simple (<i>Single degree of freedom</i>)
SFEM	: Método de Elementos Finitos Espectrales (<i>Spectral Finite Elements Method</i>)
SRV	: Velocidad de respuesta estructural (<i>Structural Response Velocity</i>)
STFT	: Transformada corta de Fourier (<i>Short-Time Fourier Transform</i>)
SVD	: Descomposición de valores singulares (<i>Singular value decomposition</i>)
TH	: Método de Tiempo-Historia (<i>Time-History Method</i>)
UBC	: Código de Construcción Uniforme de California Estados Unidos (<i>Uniform Building Code</i>)
WSFEM	: Método de Elementos Finitos Espectrales de Ondículas (<i>Wavelet Spectral Finite Elements Method</i>)

CAPÍTULO: 1 INTRODUCCIÓN

Hoy en día gracias al desarrollo de las tecnologías de construcción y de los códigos de diseño sísmico basados en experiencias pasadas, en general, los países con alta sismicidad, y un desarrollo adecuado en esta área, han tenido un desempeño satisfactorio desde el punto de vista de la baja cantidad de estructuras con daños severos y la baja cantidad de pérdidas de vidas humanas.

El criterio de diseño usado en Chile para edificaciones es prevenir el colapso frente a sismos severos, y en estructuras industriales lograr la continuidad de operación para el sismo de diseño. Para el terremoto del Maule 2010, en Concepción, de un total de 100 edificios de 10 o más pisos, 8 fueron declarados inhabitables por la ordenanza municipal, y solo uno colapsó completamente, el edificio Alto Rio (Sandoval y Saragoni 2015). A nivel de país, aproximadamente 9.970 edificios residenciales fueron construidos entre el terremoto de 1985 y del 2010, luego, para el terremoto del Maule 2010 se registraron solo 4 edificios colapsados, y cerca de 40 edificios con daño severo, que representan menos de un 1% del total de edificios residenciales construidos en este periodo, lo cual, desde un punto de vista estadístico, se puede considerar un exitoso desempeño por resiliencia (Lagos y otros 2020).

Sin embargo, aunque el desempeño general de las estructuras se considera aceptable, ya que gran parte de ellas no colapsan, cumpliendo con los requisitos normativos y de diseño, es significativa la cantidad de casos en que las estructuras no son reparables, y deben ser demolidas, o casos en que los costos de reparación son significativos, y/o generan pérdidas económicas por tiempos de paralización. En el caso de las edificaciones de uso habitacional, además generan problemas sociales asociados a la pérdida de viviendas. Motivos que impulsan la idea de desarrollar diseños sísmico más resilientes, que permitan evitar este tipo de inconvenientes, para lo cual se hace necesario estudiar más a fondo efectos que a la fecha no han sido ampliamente abordados, y así lograr un mejor entendimiento que permita prever y mitigar sus efectos por medio de un diseño adecuado.

Por otra parte, los terremotos en campo cercano históricamente han mostrado algunos efectos que no se logran explicar en su totalidad con el análisis estructural vibratorio tradicional. Principalmente por la acción de pulsos de gran amplitud, ya sean de alta o baja frecuencia, que pueden producir daños con registros que, según las estimaciones desarrolladas por medio de los métodos de análisis estructural tradicionales, no producirían las demandas observadas. Esto se ha evidenciado por ejemplo en los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995), en que los edificios experimentaron distorsiones mayores a las esperadas.

Se plantea que lo anterior se debe al fenómeno de propagación de ondas, y que estos desplazamientos serían subestimados usando modelos de elementos finitos, o modelos vibratorios simplificados (Roberts y Lutes 2001), por lo tanto, los edificios podrían ser inseguros frente a este tipo de demandas.

La existencia del fenómeno de propagación de ondas en estructuras ha sido evidenciado en el trabajo de Astroza (2007), donde se estudia el Hotel Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys, que cuenta con registros para los terremotos de San Fernando y Northridge, en que por medio de odogramas desarrollados en cada piso instrumentado, se ha observado que la onda pasa por cada nivel con una forma elíptica, y en un tiempo de desfase entre cada nivel, equivalente a la velocidad de propagación de las ondas, que ha sido evaluada por otros autores (Todorovska y otros 2001).

Para diseñar estructuras con un mayor entendimiento de los efectos que causa el movimiento sísmico en su respuesta dinámica, se hace necesario realizar diseños basados en el desempeño de la estructura, con el cual se advierten los desplazamientos que la estructura puede alcanzar en un sismo, y en base al desplazamiento y deformaciones asociadas, se diseñan elementos y uniones con una ductilidad suficiente para absorber dichas deformaciones. Sin embargo, producto del efecto de propagación de ondas, los desplazamientos podrían ser mayores a los que se pueden predecir con métodos tradicionales, lo que produciría una demanda de ductilidad mayor a la que se le ha suministrado a la estructura en el proceso de diseño. Y más aún, el efecto de propagación de ondas podría demandar una alta ductilidad en zonas de la estructura en que no se espera la formación de rótulas (Gincou y Mazzolani 2002, Gioncu y Mazzolani 2011).

Por los motivos antes indicados es que se hace necesario buscar un método adecuado para analizar las estructuras basados en la teoría de propagación de ondas. En el área de la Ingeniería Sísmica el problema ha sido tratado por algunos autores (Şafak 1999, Trifunac y otros 2001, Todorovska y otros 2001, Zhang y otros 2011) como propagación de ondas en medios continuos, discretizados en capas, que representan los niveles de un edificio, modelado al corte y axial. Esta metodología estudia parámetros como la velocidad a la que se propagan las ondas de corte en altura, que es mucho menor a la velocidad de propagación en el material (Todorovska y otros 2001), lo cual acrecienta el tiempo en que el efecto transitorio domina la respuesta dinámica de la estructura.

Otra teoría desarrollada en el ámbito de la Ingeniería Estructural son los métodos espectrales de propagación de ondas en elementos de una dimensión (1D) y dos dimensiones (2D) basados en transformadas de Fourier (Doyle 1989, Igawa y otros 2004, Zhang y otros 2009), que permiten desarrollar modelos matriciales de elementos finitos, para resolver en forma detallada los esfuerzos y desplazamientos a los que se somete

una estructura bajo un estado de cargas determinado. Sumado a esto, en la última década, en la Ingeniería Aeronáutica se han desarrollado métodos espectrales de elementos finitos resueltos mediante transformadas *wavelets* o de ondículas (Gopalakrishnan y Mitra 2010), conocido como *Wavelet Spectral Finite Element Method (WSFEM)*, o Método Espectral de Elementos Finitos basado en Ondículas, que permite una mayor precisión en los resultados.

Este método permite modelar los elementos con masa distribuida en su longitud, y, además, determinar los esfuerzos o desplazamientos en cualquier punto del elemento, sin necesidad de definir previamente un nodo en el punto en el que se requiere obtener información. Los elementos son considerados como un continuo, eliminando la limitación que tienen los métodos de elementos finitos tradicionales respecto al tamaño del elemento.

Por otra parte, el monitoreo instrumental es una poderosa herramienta que permite estudiar el comportamiento real de las estructuras, gracias al cual se ha podido observar cómo el efecto de propagación de ondas afecta su respuesta, ya sea que presenten daños o permanezcan elásticas. Esto ayuda a una mejor comprensión del fenómeno, y así lograr encontrar el modelo teórico adecuado para representar el efecto, permitiendo mejorar los diseños, ya que se puede comparar los resultados del método con las mediciones, usando los resultados instrumentales como un punto de referencia.

Este trabajo pretende desarrollar la teoría de propagación de ondas en medios 2D discretos, aplicado en el campo de la Ingeniería Sísmica, para determinar el comportamiento de una estructura lineal, basado en el Método de Elementos Finitos Espectrales de Ondículas (*WSFEM*), el cual será aplicado por primera vez en edificios, ya que hasta el momento solo ha sido usado en estructuras relacionadas con la Ingeniería Aeronáutica. De esta forma se espera obtener valores más ajustados a la realidad cuando se trata de efectos transitorios frente a demandas impulsivas, lo cual se comparará con resultados calculados por medio de análisis de respuesta lineal en el tiempo tradicionales. Finalmente se estudiarán los parámetros que afectan de forma más significativa la respuesta dinámica transitoria de edificaciones demandadas por pulsos de gran amplitud, ya sean de alta o baja frecuencia.

En el Capítulo 2 se hace una revisión de los casos observados en que los efectos de propagación de ondas podrían haber causado daños que no se explican directamente por la metodología tradicional de análisis vibratorio. Se muestra el estado del arte en el análisis de propagación de ondas, las dificultades que esto presenta, una descripción del fenómeno y se describe la dinámica producida por este efecto.

En el Capítulo 3 se describe el análisis de elementos finitos espectrales, la teoría de ondículas, y la combinación de ambos hasta llegar al Método de Elementos Finitos Espectrales de Ondículas (*WSFEM*), del cual se detalla la teoría que lo sustenta y el procedimiento de análisis.

En el Capítulo 4 se desarrolla el análisis lineal de estructuras con demanda sísmica implementando el método de elementos finitos espectrales de ondículas (*WSFEM*) para una demanda basal, y se aplica a modelos estructurales simplificados mostrando el comportamiento de estos en desplazamientos y velocidad de propagación de la onda de corte en dirección vertical.

En el Capítulo 5 se analiza el comportamiento de edificaciones con estructuraciones típicas, haciendo uso de un modelo simplificado de columna, a la que se le asignan las propiedades del sistema estructural estudiado. Los resultados muestran cómo se propaga la onda en los primeros instantes por el edificio, y sus principales efectos, como la velocidad de propagación de la onda de corte, la amplificación de desplazamientos y deriva de entrepiso.

En el Capítulo 6 se estudia el comportamiento del Hotel Holiday Inn ubicado en la Avenida Orion #8244, de la ciudad de Los Ángeles, mediante el método antes implementado, cuyos resultados se comparan con información real y estudios previamente realizados con registros de los sismos de San Fernando 1971 y Northridge 1994.

Finalmente, en el Capítulo 7 se resumen los principales resultados observados, se concluye respecto a las capacidades de la metodología implementada, y se mencionan los posibles pasos a seguir para continuar con este estudio.

CAPÍTULO: 2 DINÁMICA DE LA PROPAGACIÓN DE UNA ONDA TRANSITORIA EN ESTRUCTURAS

2.1 Introducción

En el presente capítulo se realiza una revisión exhaustiva de los principales efectos observados respecto a la propagación de ondas en estructuras, y se hace notar la necesidad de realizar este tipo de análisis, basado en estudios de diferentes autores y observaciones de daños en terremotos de fuente cercana. Además, se menciona las metodologías existentes para este tipo de análisis, y el comportamiento dinámico al que se ven sometidas las estructuras.

En la sección 2.2 se hace una revisión de los principales casos en que se evidencian daños que se han asociado al efecto de propagación de ondas, y las observaciones realizadas por otros autores respecto al comportamiento de este efecto.

En la sección 2.3 se describe el comportamiento dinámico del efecto de propagación de ondas que diferentes autores han observado basados en estudios teóricos y de daños en diferentes terremotos.

En la sección 2.4 se muestran las dificultades que tienen las metodologías de análisis tradicional para reproducir los efectos de propagación de ondas.

En la sección 2.5 se revisan los principales modelos matemáticos existentes, que reproducen el efecto de propagación de ondas.

En la sección 2.6 se muestra las ventajas y utilidad del análisis espectral en este tipo de estudios, y el uso que algunos autores han dado a este método.

En la sección 2.7 se expone el comportamiento que tiene la estructura en un tiempo inicial cuando las ondas comienzan a propagarse, y se hace notar las principales diferencias respecto a un análisis tradicional.

Y finalmente en la sección 2.8 se presentan las conclusiones y comentarios de este capítulo.

2.2 Eventos y daños observados

Los terremotos de fuente cercana han causado mayores niveles de daño en las cercanías de la fuente que los terremotos de fuente lejana en cualquier punto de dimensiones equivalentes, su movimiento viene en una gran variedad de amplitudes y frecuencias, e impone una alta demanda en estructuras. Diversos registros muestran que los terremotos de fuente cercana están caracterizados por un largo pulso de alta energía, este movimiento impulsivo que es particular de la dirección hacia donde rompe la falla, está principalmente orientado en una dirección perpendicular a la falla, provocando que los daños en dirección perpendiculares a la dirección de ruptura sean mayores que en dirección paralela (Alavi y Krawinkler 2001).

Los movimientos de fuente cercana que han causado gran parte del daño en sismos como Northridge 1994, Kobe 1995 y Chi-Chi 1999 se caracterizan por movimientos impulsivos que exponen la estructura a altos ingresos de energía, en intervalos cortos de tiempo, al comienzo del registro (Liao y otros 2001).

Los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995) causaron agrietamientos inesperados en las conexiones de edificios de marcos de acero. Este daño ocurrió en el campo cercano del terremoto, y se sugiere la explicación de que las fallas han sido causadas por desplazamientos y deformaciones más grandes que las esperadas, debido al fenómeno de propagación de ondas en estructuras ubicadas en el campo cercano (Iwan y Chen 1994).

Post terremoto de Northridge 1994, se introdujo en el UBC (1997) el efecto de campo cercano a la falla, amplificando en forma importante los espectros de respuesta, debido a los acontecimientos antes descritos.

El registro obtenido durante el terremoto del Puerto Hueneme del 18 de marzo de 1957 en California, mostró un único pulso de energía, con una magnitud de 4.7 y un *PGA* de 0.18 g, causando un daño excepcional para un terremoto de tan baja magnitud y *PGA* (Housner y Hudson 1958, Sasani y Bertero 2000). Este caso muestra la importancia de estudiar pulsos generados en fuente cercana que pueden demandar a la estructura principalmente por un efecto de desplazamiento en rango plástico que puede llevarla al colapso, en condiciones que para un sismo de fuente lejana de similares características no tiene la capacidad de generar esa demanda.

La presencia de pulsos de periodo largo en registros de fuente cercana, pueden ser considerados como un factor importante en la causa de daño debido a la transmisión de grandes cantidades de energía a la estructura en un periodo de tiempo muy acotado. Bajo ciertas circunstancias la disipación de la demanda probablemente se concentre en las partes más débiles de la estructura. La máxima respuesta no lineal, o el colapso en

la mayoría de los casos ocurre solo durante un pulso de gran amplitud de desplazamiento (Mollaioli y otros 2006).

Un pulso de periodo largo hace que la estructura sea cargada en una única dirección por un largo periodo de tiempo, por lo tanto, si producto de esa demanda la estructura genera rótulas plásticas, estas se mantendrán ampliando su deformación hasta que el impulso termine, y una fuerza en la dirección opuesta vuelva a reducir la deformación acumulada durante el pulso. De lo contrario, la estructura corre riesgo de colapso, o de desarrollar una deformación irreversible. Este efecto representa una de las causas clave en el colapso de estructuras, y una forma de medir la capacidad de generar daño de un sismo en estructuras es por medio del Potencial Destructivo (Araya y Saragoni 1984), que es la razón entre la Intensidad de Arias y la densidad de cruces por cero al cuadrado del registro de velocidades. Así, un sismo con impulsos de periodo largo será calificado con un alto Potencial Destructivo (Mollaioli y otros 2006).

Por otra parte, se ha mostrado que, para excitaciones de desplazamientos impulsivos de fuente cercana, la falla se puede producir en cualquier nivel de la estructura, antes que la onda incidente haya completado su primer recorrido desde la fundación a la cima, y vuelva a la fundación. Como ese tiempo de viaje es más corto que el periodo natural de la estructura, se muestra que el método de análisis basado en el espectro de respuesta no entrega detalles para el diseño de la estructura con estas sollicitaciones (Gicev y Trifunac 2007).

Anderson y Bertero (1987) estudiaron la correlación entre el ancho del pulso de aceleración y el periodo natural de la estructura, señalando que, si el ancho del pulso es mayor que el periodo natural de la estructura, esta puede recibir mucho más daño.

Hall y otros 1995 simularon el terremoto 7.0 M_w en una falla ciega y usaron un pulso artificial como demanda para estudiar las respuestas de los edificios. Como resultado indicaron que las demandas producidas por los movimientos de campo cercano pueden exceder con creces la capacidad de los edificios altos y edificios con aislación. Iwan (1997) afirmó que, para pulsos de baja frecuencia, estos se propagarán a través de la estructura como ondas, posiblemente causando grandes deformaciones o derivas de entrepiso causadas localmente.

Malhotra (1999) estudió las características de respuesta de pulsos de campo cercano y mostró que los movimientos del suelo con una alta relación PGV / PGA , lo cual está asociado a un alto Potencial Destructivo, tienen una amplia aceleración en regiones sensibles en sus espectros de respuesta. Este fenómeno aumenta el corte basal, la deformación de entrepiso y la demanda de ductilidad en edificios altos.

El registro de aceleración en sismos de fuente cercana puede contener un alto *PGA* que corresponde a un pulso de corta duración con poco o ningún efecto sobre la estructura, y, por el contrario, un *PGA* bajo con pulso de larga duración puede tener graves efectos. En el campo cercano, la propagación de la ruptura en la dirección del sitio a una velocidad muy cercana a la velocidad de propagación de ondas de corte en el medio, produce la mayor parte de la energía desde el proceso de ruptura llegando en un pulso de movimiento solitario y largo. Por lo tanto, se observa que las estructuras diseñadas para cumplir con los requisitos mínimos de los códigos experimentarán daños debido a las altas demandas de desplazamiento que imponen los registros de campo cercano.

El terremoto de Northridge 1994 de magnitud Richter 6.8, causó graves daños en estructuras, 1.600 edificios dañados gravemente, 7.300 edificios con daños leves, y produjo distintos niveles de daño en 170 puentes. Uno de los edificios gravemente dañados fue el Hotel Holiday Inn Orion #8244, de Van Nuys, Los Ángeles, Estados Unidos (Figura 2.1), el cual ha sido ampliamente estudiado por ser de los pocos edificios con daños e instrumentado en un terremoto de fuente cercana a nivel mundial. Mismo edificio en el que para el terremoto de San Fernando en 1971, se observó que las respuestas obtenidas en los registros no guardaban relación con el nivel de daño, ya que durante el evento la estructura experimentó una degradación de rigidez importante, aumentando su periodo de 0.7 a 1.5 s. Posterior al terremoto solo se reportó la existencia de grietas en algunas conexiones viga-columna, las que posteriormente fueron reparadas con resina epóxica (Astroza 2007, Astroza y Saragoni 2008).



Figura 2.1 Daños en la fachada del edificio Holiday Inn de Van Nuys para el terremoto de Northridge 1994 (Trifunac y otros 1999).

Algunas de las principales conclusiones respecto a este edificio obtenidas a la fecha son:

- La empresa John Blume & Asociados el año 1973 realizó un análisis dinámico detallado de la respuesta para cada dirección del edificio. Los resultados indican que la variación del periodo del edificio había sido producto de la pérdida de rigidez, ya que en el proceso de diseño se habría subestimado la demanda sísmica y la estructura habría experimentado un comportamiento no lineal durante el terremoto. Sin embargo, no se logró reproducir de manera correcta las amplitudes de las aceleraciones medidas durante el terremoto. La diferencia entre los periodos medidos mediante micro vibraciones pre y post terremoto fue asociado a la disminución de rigidez debido a la falla de los elementos no estructurales (tabiquerías).
- Por medio de un análisis de propagación de ondas (Todorovska y otros 2001), se estimó que las ondas subieron por el edificio con una velocidad de 50-100 m/s, y que se observa un retraso en las ondas de corte a medida que se va perdiendo rigidez producto de los daños. Por esto se propuso una metodología teórica para estudiar

una estructura a través de la propagación de ondas de corte en ella, ya que el enfoque clásico de diseño basado en espectros de respuesta podría no ser conservador para las excitaciones de tipo pulso presentes en terremotos de fuente cercana.

- Se estudiaron los periodos aparentes de la estructura (Trifunac y otros 2001) considerando la interacción suelo–estructura del sistema, observan que a medida que aumentan las aceleraciones del sismo la frecuencia de la estructura baja, efecto que se asocia a la plastificación del suelo.
- Se realizó un estudio de vibraciones ambientales (Ivanović y otros 1999) después de ocurrido el terremoto de Northridge con la finalidad de obtener los periodos fundamentales de vibración del edificio post terremoto. El primer estudio fue realizado dos semanas después del terremoto (febrero 1994) y el segundo dos meses después del terremoto (abril 1994). Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 2-1.
- Se realizó un análisis elástico de respuesta en el tiempo de la estructura (Islam 1996) para un modelo con muros de albañilería y otro sin ellos, asumiendo el edificio empotrado en la base. Se realizó un análisis de respuesta en el tiempo suponiendo un modelo lineal de la estructura, y un *push-over* asumiendo una carga de distribución triangular, se determinó que a los 4 s se comenzó a superar el límite elástico, y que a los 9 s aproximadamente ocurre el daño severo, que coincide con el tiempo de aceleración máxima registrada en la dirección *EW*. Además, observa que con un patrón triangular de carga no podría predecir el daño observado en el edificio (Figura 2.2).
- Un estudio de la respuesta dinámica no lineal de la estructura (Ventura y otros 2002), hace un análisis de respuesta en el tiempo para los primeros 30 s de las tres componentes medidas durante el terremoto de Northridge. El estudio consideró la degradación de rigidez de los materiales con el fin de obtener una respuesta similar a la medida en los niveles superiores, con lo que se logra un buen ajuste en algunos pasajes de la respuesta.
- Li y Jirsa (1998) realizan un análisis no lineal de la estructura en dirección longitudinal (*EW*), dirección en la que ocurre la mayor parte del daño (Northridge 1994), modelaron sin interacción del suelo. El análisis *push-over* predijo con éxito que la estructura perdió casi por completo su capacidad de resistir cargas laterales, y que las fallas de corte de las columnas ocurrieron antes de que se alcanzara el desplazamiento máximo del techo durante el terremoto (Figura 2.2).

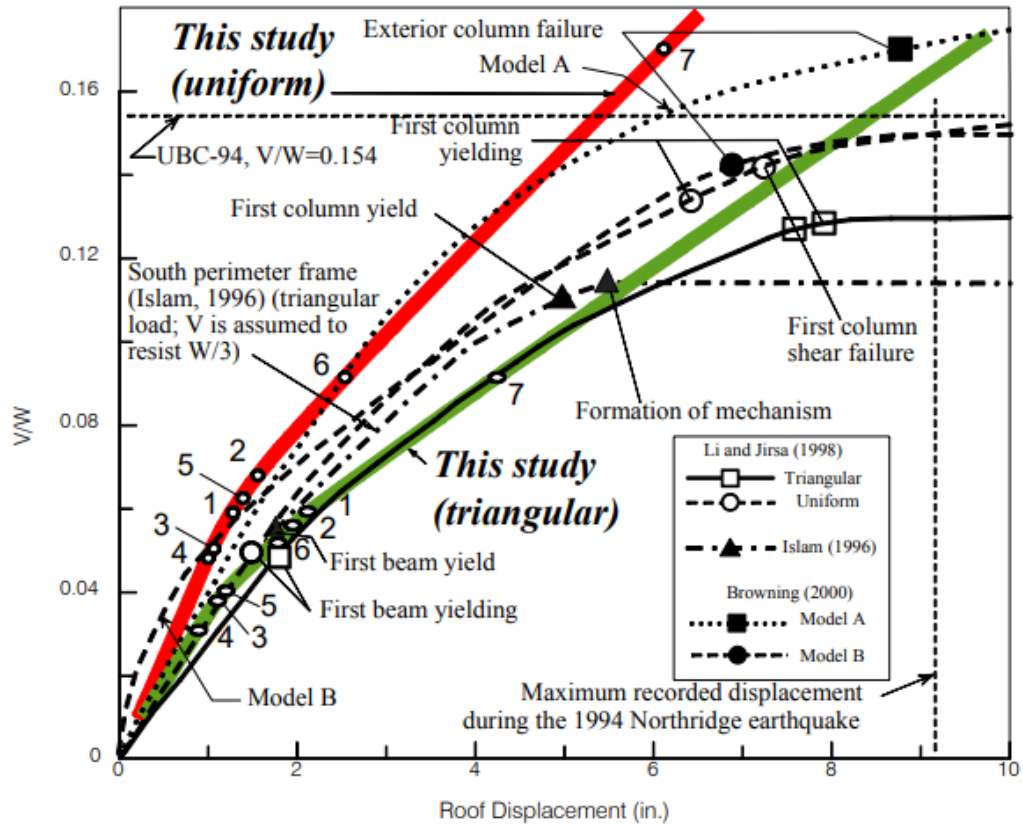


Figura 2.2 Coeficiente de corte basal (V) normalizado por el peso total del edificio (W) versus, desplazamiento de techo EW del Hotel Holiday Inn de Van Nuys (Islam 1996 y otros 1998, Browning y otros 2000).

Gicev y Trifunac (2006) estudian el edificio mediante propagación de ondas no lineales usando un modelo simple unidireccional de diferencias finitas, encontrando que la ocurrencia de derivas de entrepiso no lineales está gobernada por el paso de largos pulsos de movimiento fuerte que se propagan verticalmente en el edificio, y que los análisis de respuesta basados en el concepto del espectro de respuesta en análisis *push-over* no son capaces de reproducir las características de la respuesta de estructuras durante terremotos (Figura 2.3).

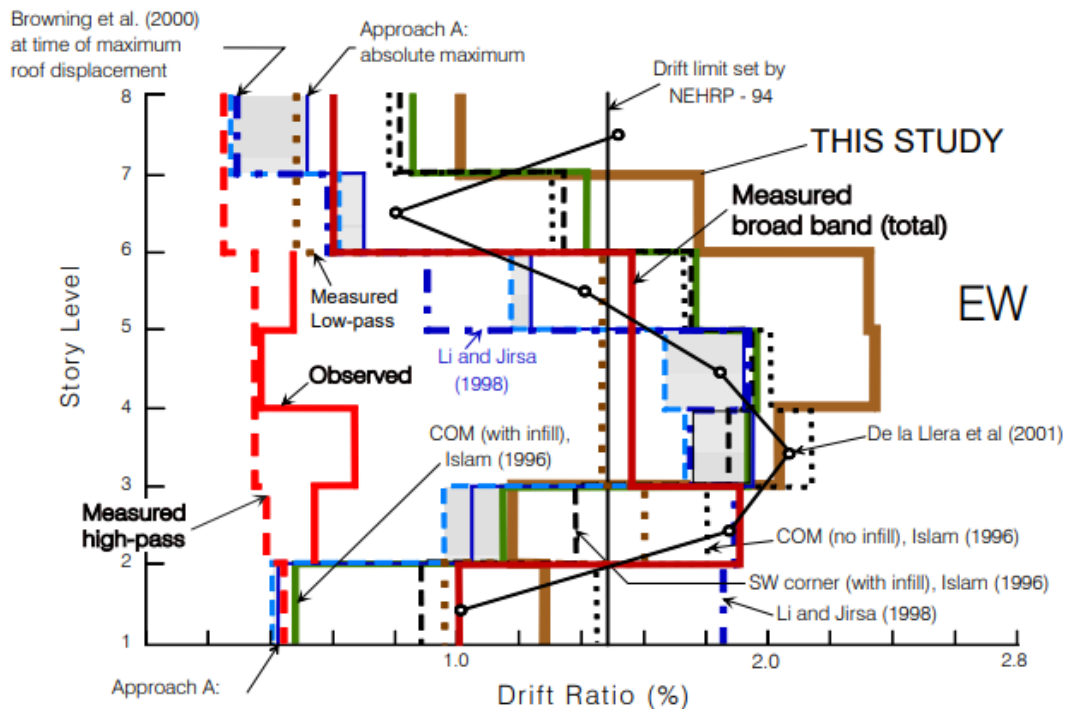










Figura 2.3 Comparación de diferentes estimaciones de derivas de entrepiso en el Hotel Holiday Inn de Van Nuys durante el terremoto de Northridge (Gicev y Trifunac 2006).

- El corte máximo en las columnas ocurrió antes que alcanzara el desplazamiento máximo del techo durante el terremoto.
- Se observó que los análisis planos son incapaces de reproducir la respuesta real del edificio (De la Llera y otros 2001) y concluyen que una parte importante de los desplazamientos generados era producto de la torsión, sin embargo, como la estructura es prácticamente simétrica, asocian esa torsión a un efecto de los daños producidos en los marcos exteriores.
- Astroza 2007 estudia la forma en que se propaga la onda de corte en vertical, filtrando las ondas Rayleigh, lo que le permite observar que en el momento en que entran pulsos con este tipo de ondas, la estructura es dominada por este movimiento, es decir el edificio no se comporta con sus formas modales, sino que mantiene el movimiento en la forma que impone la onda, en toda su altura.

Por otra parte, irregularidades en la rigidez de pisos como el efecto de “piso blando” (Figura 2.4, Figura 2.5 y Figura 2.6), en que la respuesta lateral del edificio se caracteriza por una gran demanda de ductilidad rotacional que se concentra en los extremos de las columnas del primer piso, mientras que la superestructura se comporta como un cuerpo quasi rígido (Mezzi y Parducci 2005). Todas las deformaciones se concentran en el piso

blando, esta es la causa de muchos edificios colapsados en el terremoto de Kocaeli 1999 en Turquía. El UBC (1997) define el “piso blando” cuando su rigidez es menor al 70% del piso superior, o menor al 80% de la rigidez promedio de los tres pisos superiores (Valmundsson y Nau 1997, Magliulo y otros 2012).

Tabla 2-1 Resultados del estudio de micro vibraciones en el Hotel Holiday Inn después de ocurrido el terremoto de Northridge 1994 (Ivanović y otros 1999).

Modos EW Longitudinal	Frecuencia [Hz]		Modos NS Transversales	Frecuencia [Hz]	
	Expl. I Feb. 94	Expl. II Abr. 94		Expl. I Feb. 94	Expl. II Abr. 94
	1,0	1,1		1,4	1,4
	3,5	3,7		1,6	1,6
	5,7	5,7		3,9	4,2
	8,1	8,5		4,9	4,9

Otro efecto importante de los sismos de fuente cercana es la influencia de los modos de vibrar superiores, especialmente para periodos cortos, que inducen irregularidades en el diagrama de momentos, especialmente en la mitad de la altura del elemento. Esto a su vez induce a una fuerte reducción de la ductilidad disponible en la mitad o la parte superior del elemento, haciendo que la ductilidad requerida en ese punto sea máxima, por lo tanto, la falla local ocurre por la falta de ductilidad (Gincou y Mazzolani 2011).

En la medida que la ubicación de las zonas de deformación plástica pueda ser controlada por el proceso de diseño, la absorción de la energía de la propagación de ondas incidentes en miembros estructurales puede convertirse en una nueva y poderosa herramienta para el diseño basado en el desempeño. Pero para tomar ventaja de tales posibilidades, las ecuaciones diferenciales que gobiernan el problema deben ser resueltas por métodos de propagación de ondas (Gicev y Trifunac 2007). De esta forma sería posible identificar puntos en que se pueden producir rótulas asociadas a este efecto.



Figura 2.4 Colapso de edificaciones en su primer piso, terremoto de Northridge 1994 (Astroza 2007).



Figura 2.5 Colapso de edificio debido a la falla del primer nivel, durante el terremoto de Kobe 1995 (Astroza 2007).



Figura 2.6 Colapso del primer piso en edificio, Kobe 1995, fotografía de NOAA/NGDC Dr. Roger Hutchison (Mustain 2012).



Figura 2.7 Colapso del piso #6 de un edificio de 8 pisos, de hormigón armado, construido en los años 60, fotografía de Christopher Rojahn (Holzer 1995).

Se ha expuesto evidencias del efecto que causa la propagación de ondas impulsivas en terremotos de fuente cercana, que es lo estudiado hasta la fecha por la mayoría de los autores antes citados, y tradicionalmente se espera que un sismo de tipo subductivo se comporte de forma principalmente vibratoria, ya que estos por lo general son de larga duración, y el movimiento va en aumento por un tiempo que le permite a la estructura desarrollar sus formas modales. Sin embargo, hay evidencia de que dentro del movimiento típico de un sismo subductivo, pueden existir pulsos con características similares a las de un sismo cortical.

El terremoto de El Maule del 27 de febrero de 2010, 8,8 M_w , causó daños severos en la zona centro-sur de Chile. En particular en la ciudad de Concepción, colapsó el edificio Alto Río, para el cual se estudió su mecanismo de falla, determinando que este cae en el transcurso del primer pulso generado por la aspereza sur, y se logra demostrar que se produce un desplazamiento en la base al momento de la falla, lo cual es consistente con el desplazamiento que se observa mediante mediciones con *GPS* (Sandoval y Saragoni 2015).

Además del edificio Alto Río, existe una estructura de hormigón armado que también colapsó en el terremoto del Maule 2010, 8,8 M_w , esta se encuentra en el mismo recinto del Colegio Inmaculada Concepción, donde se registró el acelerograma epicentral más importante de este terremoto, a 10 metros de esta estructura. Se muestra que esta colapsó en el mismo instante en que colapsa el edificio Alto Río, producto del mismo pulso registrado (Ramos y Saragoni 2019).

El hecho de que en ambos casos la falla coincide con el primer pulso muestra como los efectos de directividad pueden afectar indistintamente del tipo de estructuras y sus propiedades dinámicas. Además de otros múltiples edificios que presentan daños locales, todas en la misma dirección de falla de las estructuras antes mencionadas, sin importar si en esa dirección está orientado su eje fuerte o eje débil (Ramos 2020).

En sismos subductivos, el efecto principal está concentrado a una distancia de alrededor de 20-30 km desde el epicentro. Siendo muy difícil establecer la distancia exacta entre el sitio y la fuente, todas las áreas donde existe subducción deben ser consideradas potencialmente situadas en zonas de fuente cercana. Dentro de esta zona, el movimiento sísmico está influenciado significativamente por el mecanismo de ruptura (Gincou y Mazzolani 2011).

2.3 Dinámica de la propagación de ondas en una estructura

Veletsos et al (1965) realizaron investigaciones sobre las características de la respuesta de modelos vibratorios de un grado de libertad ante excitaciones impulsivas y concluyeron que, para el rango de periodos bajos a intermedios, la respuesta elástica está condicionada por los pulsos de aceleración y velocidad, mientras que para los periodos largos queda gobernada por el pulso de desplazamiento (Frau y Saragoni 2012).

Seneviratna y Krawinkler (1997) realizaron estudios de correlación estadística entre los desplazamientos de techo de estructuras elásticas de múltiples grados de libertad (*MDOF*) y el desplazamiento espectral del primer modo en un grado de libertad (*SDOF*). Su conclusión fue que, para las demandas de campo lejano utilizadas en su estudio, existe una fuerte correlación con una pequeña dispersión entre estas dos cantidades. Para todos los periodos, para marcos y sistemas de muros, el desplazamiento medio del techo es muy cercano, y por lo general, ligeramente mayor que el desplazamiento espectral multiplicado por el factor de participación del primer modo. Esto significa que el desplazamiento del techo está dominado por las vibraciones del primer modo. Sin embargo, indica que no se puede sacar la misma conclusión para las estructuras sujetas a demandas impulsivas, donde la deformación de techo es similar a la de campo lejano para estructuras de periodo (T) menor al periodo del pulso (T_p), y constantemente excede este valor en una cantidad significativa para grandes valores de T/T_p . Esto demuestra que para pulsos de campo cercano y T/T_p de proporciones, los efectos de modo más alto juegan un papel más importante que para los terremotos de campo lejano.

Los resultados de sistemas elásticos también proporcionan evidencia de que la respuesta de estructuras con $T > T_p$, para movimientos del suelo de tipo pulso, se caracteriza por un viaje con efecto de onda. Las combinaciones modales no pueden capturar todas las características importantes de respuesta elástica de estructuras sujetas a demandas de campo cercano, o de tipo pulso, cuando el período fundamental (T) es más largo que el período de pulso (T_p). Un viaje con efecto de onda, que es una característica fundamental de la respuesta de *MDOF* en estructuras de periodos largos, ante los movimientos del suelo de campo cercano, no se observa adecuadamente por medio de análisis espectrales (Alavi y Krawinkler 2001).

Para mejorar las estimaciones señaladas en el párrafo anterior, en el diseño de estructuras de periodo largo ubicadas en regiones de campo cercano se debe incorporar el efecto de onda viajera, que causa distribuciones de demanda de ductilidad altamente no uniformes en altura. Para estructuras de período corto ($T \leq T_p$) el efecto de onda viajera no es predominante y las demandas máximas de ductilidad del piso ocurren en la parte inferior incluso para estructuras rígidas (Alavi y Krawinkler 2001).

La respuesta de estructuras flexibles cuando se someten a registros filtrados de campo cercano es muy similar a la respuesta de los mismos registros sin filtrar, mientras que para estructuras rígidas la respuesta depende en gran medida del alto contenido de frecuencia del registro de campo cercano. Esto muestra que los pulsos de velocidad dominan la respuesta en demandas de fuente cercana para estructuras flexibles. Para este tipo de estructuras, las metodologías convencionales de diseño no satisfacen las demandas reales de los registros de fuentes cercanas. Se detecta que la respuesta de las estructuras al movimiento de campo cercano es sustancialmente diferente de las respuestas a los registros de terremotos de campo lejano (Elsheikh y Ghobarah 2004).

En un estudio de propagación no-lineal de ondas, en el Hotel Holiday Inn de Van Nuys, California, para registros de los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994 (Gicev y Trifunac 2007) modelan el edificio como una viga de corte solicitada por un corte causado por un fuerte movimiento impulsivo, de esta forma encontraron que para grandes pulsos de desplazamientos del suelo, las tensiones máximas permanentes en la viga ocurren principalmente en la interface de la viga con el suelo, mientras que las menores tensiones ocurren en la parte más alta de la viga. Ellos definen tres zonas de deformación permanente de la viga: (1) una zona de deformación permanente en la base; (2) una zona intermedia, que no está deformada en su base, pero si en su parte superior; y (3) una zona no deformada en el extremo superior de la viga. Ellos encontraron que la ocurrencia y el desarrollo de estas zonas depende de la amplitud de la excitación y frecuencia, ambos adimensionales, y en particular a las condiciones que llevan a la ocurrencia de la primera deformación permanente. Además, indican que, para pulsos de gran amplitud y duración, solo se desarrollan las zonas 1 y 3, para pulsos de gran amplitud y corta duración se desarrollan las 3 zonas, y para excitaciones de pequeña amplitud se desarrollan solo las zonas 2 y 3 (Gicev y Trifunac 2007).

2.4 Dificultades en la predicción de efectos producidos por la propagación de ondas.

Basado en el descubrimiento de Galileo Galilei, en que se demuestra que el periodo de oscilación de un péndulo es independiente de la amplitud de su movimiento, es posible analizar estructuras por cada modo de vibrar de forma independiente, y luego superponer los resultados de cada forma modal para obtener un comportamiento global. Sin embargo, para que el análisis anterior sea válido, la estructura debe moverse con sus modos naturales de vibración, para lo cual se requiere que toda la estructura haya experimentado previamente el efecto de las ondas (Astroza 2007). Crempien y Saragoni 1978 determinaron el tiempo que una estructura requiere para comenzar a vibrar con sus modos propios (Crempien 1977, Crempien y Saragoni 1978). Durante este tiempo, se

produce un estado transitorio en que las ondas se propagan por la estructura provocando movimientos de una forma “parcial” con grandes variaciones dentro de un mismo elemento, señal de esto es que en algunos casos las edificaciones fallan en pisos intermedios que no necesariamente corresponden a pisos blandos.

Por otra parte, los métodos de respuesta en el tiempo tradicionales, permiten modelar el paso de las ondas solo si el tiempo de muestreo del análisis es lo suficientemente corto para reproducir el pulso, y si la discretización de elementos también es lo suficientemente refinada como para reproducir el paso de ondas de baja longitud por cada elemento. Sin embargo, este nivel de refinamiento hace que los modelos sean más grandes y en consecuencia mucho más lentos de reproducir. Además, en ambos casos, estos modelos consideran la aplicación de cargas o desplazamientos en los distintos niveles al mismo instante, es decir no replican el efecto de propagación de ondas, en que la demanda tarda un tiempo en transmitirse por la estructura desde su base.

2.5 Estado del arte en el estudio de propagación de ondas sísmicas en estructuras

Producto de los motivos antes expuestos, las últimas tres décadas ha crecido el interés por el estudio de la propagación de ondas en estructuras tipo edificaciones, algunos autores han trabajado tanto en observar el efecto en mediciones reales, en edificaciones instrumentadas que han sufrido sismos de intensidad considerable, como también en reproducir analíticamente los efectos que esta produce. Sin embargo, hasta la fecha este tipo de análisis se ha usado solo en el plano de la investigación.

Los modelos desarrollados son para estructuras continuas, se basan principalmente en la propagación de ondas de corte y/o axiales en una dimensión (1D), propagados verticalmente por el edificio, ingresadas como desplazamiento en la base. La estructura se modela como una secuencia de láminas de corte, o axiales, emulando la teoría de propagación de ondas de corte en estratos de suelo (Şafak 1999, Trifunac y otros 2001, Todorovska y otros 2001, Gicev y Trifunac 2006, Gicev y Trifunac 2007, Zhang y otros 2011).

Şafak (1999) modela un edificio por el método de diferencias finitas, deformando solo a corte, sin rotaciones, en el cual incorpora los estratos de suelo hasta la roca basal, permitiendo que las ondas que ingresan puedan ser reflejadas al suelo, o las que bajan de la estructura puedan ser disipadas al suelo. En su modelo, la velocidad de propagación de ondas es un parámetro de entrada, tanto para el suelo, que es determinada a partir de ensayos de terreno, como para el edificio, que es estimado mediante la expresión de

Clough y Penzien, $v_s = \sqrt{Sh/\gamma}$, donde S , h y γ son la rigidez al corte, altura del edificio y la masa por unidad de longitud, respectivamente.

Todorovska y otros (2001) desarrollan un modelo continuo (2D) en base a láminas, el cual es apropiado para longitudes de ondas mayores que el tamaño del elemento constitutivo. Desarrollan cuatro modelos: 1) una placa homogénea isotrópica en la que una única lámina representa todo el edificio; 2) una única lámina anisotrópica que representa el edificio; 3) un sistema de múltiples láminas homogéneas e isotrópicas que representan las columnas y losas de cada piso; y 4) un sistema de láminas homogéneas y anisotrópicas que representan las columnas y losas del edificio. Cada capa está definida por la velocidad de propagación de la onda de corte y por el módulo de corte. El ingreso de la demanda sísmica se realiza desde la base con desplazamientos prescritos, la base se forma por una superficie flexible, que permite por ejemplo que una onda incidente refleje una parte de ella, y otra ingrese al edificio, y lo mismo para una onda que baja desde el edificio.

Roberts y Lutes (2001) desarrollan un modelo de viga vertical a corte continua, homogénea e isotrópica, empotrada en la base. El análisis es de tipo lineal, y la velocidad de propagación de ondas es un parámetro de entrada, que se asume cumple la relación $v_s = 4H/T$, donde H y T son la altura y el periodo, respectivamente, la que usan para definir el amortiguamiento de corte.

Gicev y Trifunac (2006) modelan el Hotel Holiday Inn de Van Nuys con catorce láminas de corte que representan 7 pisos, de columnas intercaladas con losas, representadas por la velocidad de propagación de onda vertical, y la densidad del material. Realizan un análisis no lineal asumiendo un comportamiento bilineal, por diferencias finitas.

Zhang y otros (2011) modelan un edificio con láminas de corte caracterizadas por la densidad del material y la velocidad de propagación de la onda de corte, tratando las ecuaciones diferenciales por medio de la transformada de Fourier, y asume que la velocidad de propagación de ondas cumple la relación $v_s = 4H/T$.

Aunque parece faltar un largo recorrido para que este tipo de análisis sean incluidos en la práctica del diseño de estructuras, estos trabajos han realizado una importante contribución a un mejor entendimiento del fenómeno y han permitido observar las diferencias respecto a las metodologías tradicionales y la necesidad de seguir avanzando en el entendimiento del fenómeno de propagación de ondas.

2.6 Métodos de análisis espectral para el estudio de propagación de ondas.

A través de los años diferentes técnicas analíticas han sido desarrolladas para tratar el problema de propagación de ondas, basados principalmente en análisis de Fourier, donde el comportamiento de una señal es visto como una superposición de muchos trenes de ondas infinitamente largos, de diferentes frecuencias. La respuesta actual es sintetizada por una combinación de esos trenes de ondas. Así, el problema de caracterizar una señal se transforma en determinar un set de coeficientes de combinación, estos coeficientes se llaman Transformada de Fourier de la señal. Si bien el problema que se aborda se simplifica invariablemente cuando se expresa en términos de la Transformada de Fourier (Sneddon 1951), el último paso en el análisis implica realizar una transformada inversa para reconstruir la señal, y esto, generalmente, es muy difícil de hacer de una forma analítica exacta. Consecuentemente, se ha recurrido a muchos esquemas aproximados y asintóticos, eso es adecuado para determinar el comportamiento remoto (como en el caso de la sismología) pero se puede perder mucha información cuando se aplica a problemas de impactos estructurales (Doyle 1997).

El Método de Elementos Finitos (*FEM*) es un método de solución en el dominio del tiempo, en el que las ecuaciones son formuladas en el dominio del tiempo y resuelta utilizando un método de integración numérica. Por otro lado, el método del elemento espectral (*SEM*) es un método de solución en que la ecuación del elemento espectral se formula en el dominio de la frecuencia y se resuelve utilizando el método de análisis espectral, basado en la transformada rápida de Fourier (*FFT*). En *SEM*, la matriz de dinámica exacta de rigidez, conocida como matriz de elementos espectrales, se formula en el dominio de la frecuencia y se resuelve usando *FFT* mediante el uso de soluciones de onda exactas para las ecuaciones diferenciales gobernantes. En consecuencia, en teoría, el *SEM* proporcionará soluciones exactas en el dominio de la frecuencia utilizando solo un número mínimo de grados de libertad (Lee 2009).

Igawa y otros (2004) desarrollaron el Método Espectral de Elementos Finitos para barras axiales y vigas tipo Bernoulli-Euler, aplicando la transformada de Laplace en vez de la transformada de Fourier, con el objetivo de mejorar la convergencia. El método es desarrollado de forma matricial para modelar estructuras en 3D. Luego, Lee 2009 desarrolla el método espectral de elementos finitos para diversos problemas de ingeniería, basado principalmente en elementos como barras, vigas y placas.

El Método Espectral de Elementos Finitos (*SFEM*) es un método de transformada en que se puede tener una variable alternativa para resolver problemas relacionados con excitaciones de altas frecuencias. Respecto a esto, *SFEM* basado en la transformada de Fourier que está bastante probado y resulta de utilidad en muchos análisis. Sin embargo,

tiene severas limitaciones al manejar estructuras finitas y especificando condiciones de borde iniciales distintas de cero, por lo tanto, tiene limitaciones al resolver problemas de la vida real relacionados con excitaciones de alta frecuencia (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

Las transformadas de ondículas son populares entre los Ingenieros Eléctricos y de comunicaciones para caracterizar y sintetizar las señales de tiempo. Gopalakrishna y Mitra 2010 sostienen que la propagación de onda es un fenómeno multimodal que envuelve modos de vibración de frecuencias muy altas, y muestran en su libro la utilidad de la transformada de ondículas abordando problemas que implican soluciones de ecuaciones diferenciales ordinarias y parciales encontradas en ecuaciones relacionadas con la dinámica de estructuras (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

La Ingeniería Estructural ha experimentado un rápido progreso, especialmente en el área de materiales avanzados como los nano-compuestos, monitoreo de salud estructural, y control activo de vibraciones, y todos estos problemas están asociados a excitaciones de alta frecuencia. Las herramientas de análisis convencional como elementos finitos (*FEM*) no pueden manejar estos problemas debido a limitaciones en la modelación y el alto costo computacional. La única alternativa en este tipo de problemas es usar métodos basados en transformadas (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

Por otra parte, el método de elementos finitos espectrales (*SFEM*) basado en la transformada de ondículas elimina todos esos defectos y tiene potencial para convertirse en una sofisticada herramienta de análisis para resolver problemas dinámicos en Ingeniería Estructural (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

2.7 Análisis de demanda sísmica por propagación de ondas

La propagación de ondas es el medio natural por el cual se transmiten las diversas manifestaciones de energía en la naturaleza, así es como en el área de la Geofísica se usan modelos que propagan las ondas sísmicas desde la zona de ruptura por un medio elástico, y se transmiten hacia los sitios de interés. Luego, en Geotécnica se propaga la onda a través de los estratos de suelo presentes en el área. Sin embargo, la Ingeniería Estructural, debido a la complejidad del fenómeno, cuando representa los efectos de las ondas que entran a la estructura, lo hace con metodologías simplificadas, basadas en el enfoque de vibraciones. Esto produce algunos supuestos, que si bien, en la práctica han funcionado para la mayoría de los casos, no representan la realidad del fenómeno físico que se produce, haciendo que, por ejemplo, cuando se trata de efectos transitorios, ocurran subestimaciones en la respuesta estructural.

El enfoque de análisis modal no es apropiado para representar una respuesta transitoria temprana, particularmente para pulsos de altas frecuencias, con una duración más corta que el tiempo de viaje de una onda incidente alcanza el punto más alto del edificio. Como los modos de vibración son ondas estacionarias por naturaleza, y resultan de la interferencia constructiva de la onda entrante y la onda reflejada desde la parte superior del edificio, éste comienza a vibrar en el primer modo solo después de que la onda sube y baja por el edificio (Todorovska y otros 2001). Según Crempien y Saragoni (1978) la respuesta clasifica como vibratoria si la duración del movimiento fuerte es mayor al tiempo en que la estructura desarrolla sus formas modales.

La primera ley de Newton, o principio de inercia, establece que un cuerpo no modifica su estado de reposo, o de movimiento, si no se aplica una fuerza sobre él, o si la resultante de aquellas fuerzas es nula, por lo tanto, si la onda que transmite el movimiento se propaga con una velocidad finita, la parte del cuerpo que no ha experimentado el paso de la onda permanecerá en reposo, mientras la zona basal se mueve producto del efecto que transmite la onda.

Cuando una onda se transmite desde el suelo a la estructura, esta se propaga en forma de ondas axiales (longitudinales) y de corte (transversales), por todos los elementos desde la base hasta la cima, que luego es reflejada en el coronamiento, y la onda baja sobreponiéndose a las nuevas ondas que están ingresando, causa que podría estar asociada a la falla que se muestra en la Figura 2.7.

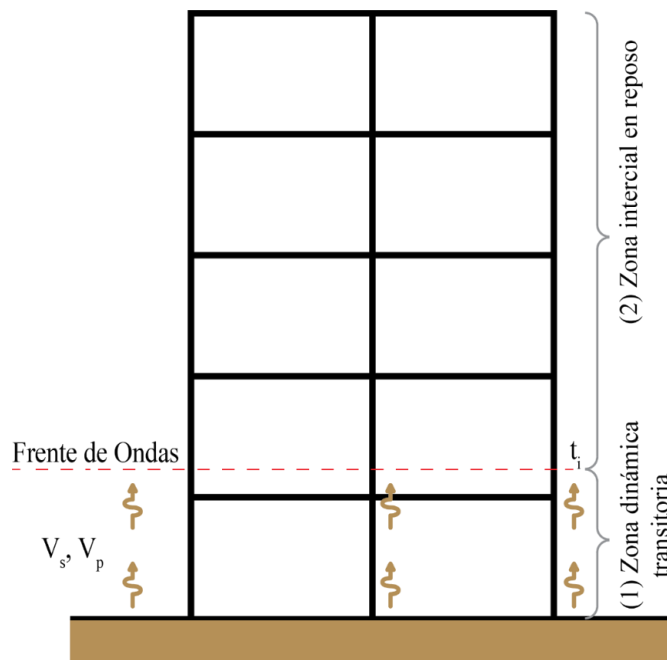


Figura 2.8 Propagación de onda transitoria. Las ondas de corte y axiales se propagan en altura con una cierta velocidad perturbando la estructura hasta la altura que dicha velocidad se lo permita en un tiempo t_i , pudiendo diferenciar entre una zona dinámica (1) y una zona en reposo (2).

Cuando ingresa el primer pulso, mientras este recorre la estructura, se pueden diferenciar dos zonas (Figura 2.8).

- Zona Dinámica Transitoria: Es la zona más próxima a la base, por donde ingresan las ondas sísmicas, hasta el nivel en donde se ha propagado la primera onda en un tiempo de propagación t_1 . En este tramo la estructura se comporta dinámicamente con todas sus propiedades, es decir todas las componentes de la ecuación dinámica pueden desarrollar un valor no nulo.
- Zona Inercial en Reposo: Es la zona a la que no ha llegado la primera onda, y responde al movimiento de la base resistiendo el desplazamiento por medio de la respuesta inercial. En esta zona no se han desarrollado las propiedades dinámicas de la estructura, solo responde como masa en reposo.

En la Figura 2.9a se observa la forma clásica en que se modela dinámicamente una estructura, asumiendo su base fija y aplicando la demanda en toda su altura, por lo tanto, el desplazamiento relativo es nulo en la base, y dependiendo de la forma modal dominante, el desplazamiento puede crecer en altura. Esto supone que las cargas se aplican instantáneamente en toda la altura de la estructura, es decir, una aceleración aplicada en la base en el tiempo t_i genera cargas en todos los nodos en el mismo instante t_i , sin tomar en cuenta el tiempo que ese efecto tarda en llegar desde la base al nodo en que se está aplicando la carga.

Luego, la Figura 2.9b muestra cómo se comportaría una estructura frente al ingreso inicial de una onda en su base, produciendo una deformación que se transmite en altura hasta el punto en que la velocidad de propagación de la onda ha permitido perturbar la estructura en un cierto instante t_i .

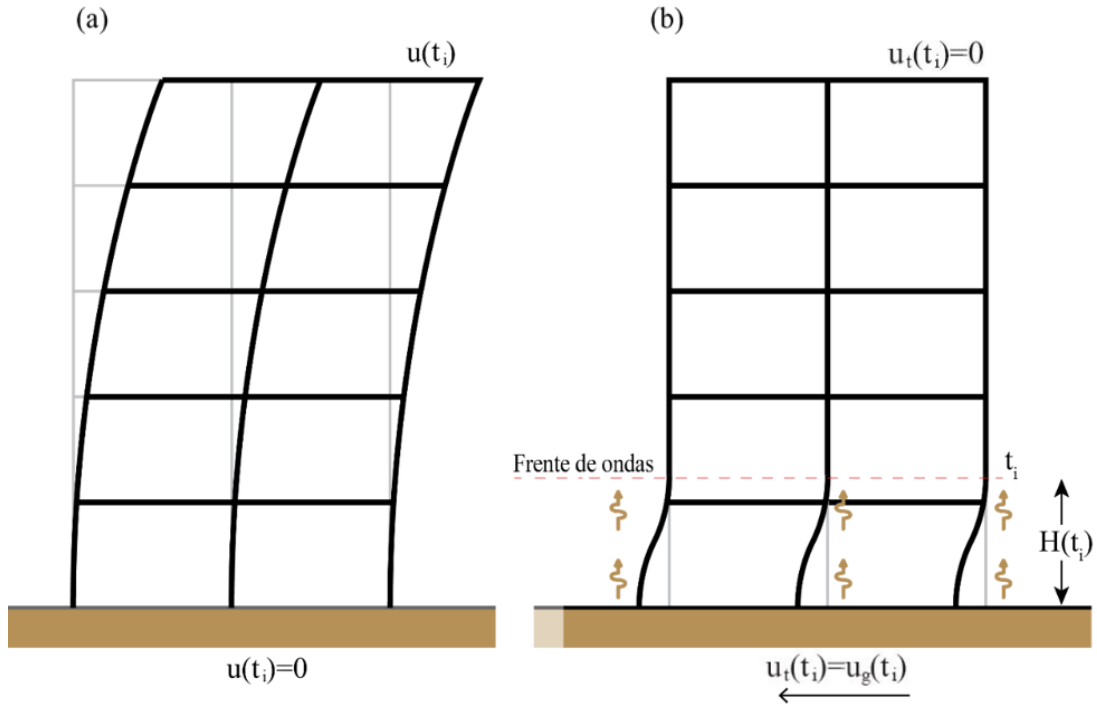


Figura 2.9 Deformada de un edificio con carga simultánea y por efectos de propagación de ondas. a) Se calcula el desplazamiento relativo aplicando la demanda sísmica en cada nivel de forma simultánea, exceptuando los nodos de la base. b) Se calcula el desplazamiento total directamente, comienza deformándose la base producto del desplazamiento del suelo, mientras que el edificio no ha reaccionado en toda su altura.

De la Figura 2.9 se puede observar que, en el primer caso (a) el desplazamiento máximo se produce desarrollando deformación en toda la altura de la estructura, mientras que en el segundo caso (b) dependiendo de la velocidad de propagación de onda y la duración del pulso, podría desarrollarse el mismo desplazamiento en una altura mucho menor, produciendo una alta demanda de rotación en la columna del primer nivel.

Luego, como se muestra en la Figura 2.10, una vez que la onda llega a la cima de la estructura, esta rebota y comienza su descenso con una velocidad equivalente a la de subida, por lo tanto, en su recorrido esta será sobrepuesta al efecto de las ondas que en ese momento estén subiendo, pudiendo producirse una superposición que puede aumentar drásticamente las derivas de entrepiso en uno o varios niveles del edificio, como se observa en el nivel en donde pasa el tren de ondas en el tiempo indicado.

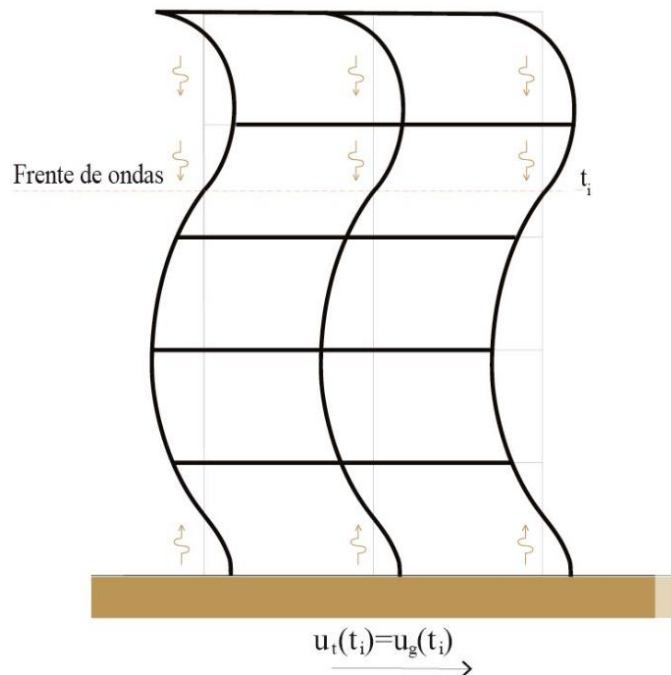


Figura 2.10 Deformada producida por el descenso de una onda sobrepuesta al ascenso de nuevas ondas.

Por otra parte, como se vio anteriormente que, para modelar mediante la propagación de ondas, no es posible suponer simultaneidad en la aplicación de la demanda en cada nivel de la estructura. La demanda provocada por las ondas se transmite con una velocidad de propagación asociada al tipo de onda (Todorovska y otros 2001, Kohler y otros 2007, Zhang y otros 2011), por lo tanto, se debe suponer que la estructura solo ha experimentado el efecto de la onda hasta el nivel en que ésta ha llegado en un determinado instante t_i (Figura 2.8), lo que produce dos cambios significativos respecto al análisis tradicional:

- El ingreso de la excitación debe ser solo desde la base, o en los apoyos en contacto con el terreno, a diferencia de como se hace tradicionalmente en que se aplican esfuerzos o deformaciones en los nodos de la estructura.
- Producto de lo anterior, si se aplica una excitación en la base, esta debe ser un registro de desplazamientos, ya que un registro de aceleraciones requiere estar asociado a una masa para producir una fuerza, pero la estructura no ha experimentado una aceleración en el instante en que se aplica la distorsión producto del movimiento sísmico, ya que las ondas no han entrado aún. Una forma simplificada sería considerar una fuerza en la base equivalente a la masa total de la estructura, pero en la medida que la onda va alcanzando a los distintos nodos, deberían redistribuirse los esfuerzos entre la base y los nodos involucrados, lo cual dificultaría innecesariamente el proceso.

2.8 Conclusiones y comentarios

Diversos estudios existentes muestran que los terremotos de fuente cercana generan grandes daños en estructuras, principalmente porque desarrollan pulsos de larga duración respecto al periodo fundamental de las estructuras, los que consideran el efecto de propagación de ondas. Y, por otra parte, pulsos de alta frecuencia generan ondas de corta longitud, cuyos efectos no logran ser replicados por modelos tradicionales.

Pulsos de larga duración, aun cuando tengan un bajo *PGA* pueden ser muy dañinos para las estructuras, ya que en un corto periodo de tiempo generan demandas con un gran nivel de desplazamiento producto del efecto de propagación de ondas, por el cual la estructura se deforma desde su base en un tiempo acotado en que la cima de la estructura aún no ha sentido los efectos de la perturbación, reduciendo significativamente el nivel de ductilidad esperado.

A su vez, pulsos de alta frecuencia modifican los diagramas de momento esperados en una viga o columna, ya que las ondas de corta longitud producen perturbaciones en uno y otro sentido para un mismo elemento, produciendo que las rótulas puedan aparecer en puntos que, por lo general, no son considerados en el proceso de diseño.

Tanto para el caso de pulsos de alta o baja frecuencia, aun cuando se diseñe con el criterio de columna fuerte viga débil, la rótula podría aparecer en la columna ya que la onda no se alcanza a propagar por la viga mientras esta no suba por la columna hasta la ubicación del nodo.

Los modelos tradicionales no logran replicar el efecto de propagación de ondas, y para ello algunos autores han desarrollado modelos basados principalmente en estructuras continuas modeladas con láminas tipo vigas de corte, logrando reproducir de forma simplificada el efecto de propagación en altura por el edificio, replicando lo que se observa en mediciones de terreno, esto ha permitido primero, verificar que el efecto obedece a la teoría de propagación de ondas existente en la literatura, y que el efecto requiere ser abordado en profundidad ya que detecta demandas que pueden llegar a estar muy por sobre lo esperado.

CAPÍTULO: 3 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS ESPECTRALES DE ONDÍCULAS

3.1 Introducción

Los métodos de análisis convencional como elementos finitos no pueden manejar problemas de alta frecuencia debido a limitaciones y su extenso costo computacional. La única alternativa para resolver estos problemas son los métodos basados en transformadas (Gopalakrishnan y Mitra 2010). Es por ello que en este capítulo se presenta un método nuevo, llamado Método de Elementos Finitos Espectrales de Ondículas (*WSFEM*), desarrollado por Mitra y Gopalakrishnan en el año 2005 (Mitra y Gopalakrishnan 2005), el cual se intenta aplicar por primera vez en Ingeniería Sísmica.

El Método de Elementos Finitos Espectrales (*SFEM*) es uno de los métodos de transformación, que puede ser una alternativa viable para resolver problemas que involucren excitaciones de alta frecuencia, como el *SFEM* basado en la transformada de Fourier, que es bien conocido en este campo de análisis. Sin embargo, este tiene importantes limitaciones al manejar estructuras finitas y especificando condiciones de borde iniciales distintas de cero, por lo tanto, su utilidad resolviendo problemas del mundo real que involucran excitaciones de alta frecuencia es limitado (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

El Método de Elementos Finitos tradicional (*FEM*) trata las cargas dinámicas a través de la masa e inercia rotacional como una carga concentrada y momento aplicado al comienzo y fin del elemento. Sin embargo, en muchos elementos la distribución de inercia debe ser modelada de forma precisa. Por lo tanto, el número de elementos requeridos para un problema dinámico es mucho mayor que la cantidad requerida para un análisis estático. Mientras que, los métodos de análisis espectral, al formular un elemento toman la distribución de masa e inercia de forma exacta, distribuida en toda su longitud. Por lo tanto, se requiere solo un elemento espectral para describir un elemento entre dos nodos, lo que reduce sustancialmente la cantidad de grados de libertad en el sistema (Gopalakrishnan, Martin y Doyle 1992).

Basado en la teoría de propagación de ondas en medios elásticos, y la transformada de ondículas tipo Daubechies (Daubechies 1988), Mitra y Gopalakrishnan desarrollaron el método para el análisis de estructuras por medio de la propagación de ondas en estructuras 1D y 2D, logrando mejorar la precisión, aprovechando que la transformada de ondículas puede trabajar en espacio tiempo y espacio frecuencia simultáneamente (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

En la sección 3.2 se resume brevemente la historia de la teoría de ondículas, y la teoría que respalda sus principios básicos.

En la sección 3.3 se desarrolla la respuesta de un oscilador de un grado de libertad haciendo uso de la transformada de ondículas.

En la sección 3.4 se muestra el método que permite eliminar la periodicidad en la solución del sistema, aplicando el método de extrapolación de ondículas.

En la sección 3.5 se ejemplifica el procedimiento a realizar para determinar la amplitud y el número de onda, que se requiere para desacoplar las ecuaciones parciales.

En las secciones 3.6, 3.7 y 3.8 se desarrolla la solución para elementos tipo biela, viga y columna, basado en el Método de Elementos Finitos Espectrales de Ondículas (*WSFEM*).

En la sección 3.9 se presenta a modo de ejemplo los pasos a seguir para calcular una columna.

Finalmente, en la sección 3.10 se exponen las principales conclusiones y comentarios del capítulo.

3.2 Teoría de ondículas

La primera referencia histórica que se tiene es de Alfred Haar que escribió su disertación titulada “*On the theory of the orthogonal function systems*” (Sobre la teoría de los sistemas de funciones ortogonales) en 1909 para su tesis doctoral en la Universidad de Göttingen. El desarrollo de funciones ortogonales implementó un grupo de funciones de base rectangular (Haar 1910), y más tarde una familia completa de funciones de ondículas, llamadas *Haar wavelets* (Gao y Yan 2011).

Básicamente estas consisten en un corto pulso positivo seguido de un corto pulso negativo, y se usó para representar un sistema ortogonal contable para el espacio de funciones integrales cuadráticas. Más tarde estas funciones fueron aplicadas para comprimir imágenes (Gao y Yan 2011).

Paul Levy investigando el movimiento Browniano en la década de los 30, descubrió que las *Haar wavelets*, de escala variable, eran más adecuadas que las funciones de Fourier para estudiar detalles sutiles en el movimiento Browniano. Además, éstas pueden ser escaladas en diferentes intervalos, proporcionando una mejor precisión que la proporcionada por una función de Fourier, que tiene solo un intervalo $[-\infty, \infty]$ (Amaratunga y Williams 1997). Esta propiedad es clave para el desarrollo posterior de las funciones de ondículas y el amplio uso de ellas en variadas disciplinas de la ciencia actual, ya que permiten el estudio simultaneo de problemas en el espacio del tiempo y de frecuencia, sin perder significativamente la resolución de estos, como si ocurre con un análisis de Fourier.

Aunque varios investigadores contribuyeron al desarrollo entre los años 1930 a 1970, en la investigación de las ondículas, los mayores avances son atribuidos a Jean Morlet, investigando el espesor de estratos de petróleo en los años 70, por medio de impulsos acústicos que transmitía al suelo, y analizando los ecos que recibía. Morlet diseñó e implementó la técnica de escalar y desplazar las funciones de la ventana de análisis, a las formas de ondas de diferentes anchos que resultaron, les llamó “*wavelets*”, dando comienzo a la era de investigación en este campo (Grossmann y Morlet 1984).

Sin embargo, el concepto de transformada de ondículas nace cuando Jean Morlet en conjunto con Alex Grossmann trabajan en la idea de que una señal podría ser transformada en forma de ondículas y luego ser transformada inversamente a su forma original sin perder información (Grossmann y Morlet 1984).

Otros avances en la teoría fueron hechos en 1985 por Stephane Mallat que relacionó sus propiedades con las de aproximaciones de multiresolución de $L^2(\mathbb{R})$. Esto más tarde motiva a Meyer a señalar que había una conexión entre las poderosas técnicas existentes en el estudio matemático de operadores integrales singulares con métodos de análisis

de señales. A partir de este momento el concepto captó la atención de otros físicos y matemáticos, incluyendo a Ingrid Daubechies (Musuva 2015).

Daubechies hizo un gran avance en el campo de las ondículas hacia finales de los 80 construyendo una familia de ondículas ortogonales de soporte compacto, logrando formular la familia de ondículas llamadas Daubechies, que forman la base del análisis de ondículas como lo conocemos en la actualidad (Musuva 2015).

A la fecha, el análisis de ondículas se ha diversificado en investigaciones para diferentes campos de la ciencia, como medicina, finanzas, procesamiento de señales, geofísica, astronomía, y química, por nombrar algunos (Musuva 2015). Entre ellos, y dado el enfoque del presente estudio, destaca el desarrollo de la Mecánica Aeronáutica y Aeroespacial, de donde provienen las teorías espectrales de elementos finitos aquí aplicadas (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

Debido a que los coeficientes de Fourier se obtienen promediando sobre la longitud total de una señal, el análisis de Fourier no entrega información acerca de cómo la frecuencia cambia en el tiempo. Para obtener frecuencias locales, el registro debe ser dividido en secciones, y cada segmento debe ser analizado de forma separada. La transformada corta de Fourier (*STFT*) hace esto, y es esencial si se va a analizar una señal transitoria. Los coeficientes de frecuencia calculados con *STFT* dependen del largo y tiempo (o posición) del registro corto que el proceso de cálculo asume en un periodo de una señal periódica. Los resultados calculados por la *STFT* dependen de cómo es subdividido el registro, por lo que hacer una buena elección será crucial. Usualmente es mejor emplear un conjunto de funciones cortas como las de ondículas de base para descomponer registros (Newland 2007).

En esta sección se presenta la teoría asociada a ondículas tipo Daubechies (Daubechies 1988) de forma resumida. Para mayor detalle se recomienda revisar el libro *Wavelet Methods for Dynamical Problems* (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

3.2.1 Transformada de ondículas

La palabra *wavelet* ha sido derivada de la palabra francesa *ondelette* que significa “pequeña onda” acuñada por Morlet y Grossmann (Grossmann y Morlet 1984), nombre que hace referencia a su forma no estacionaria, con un comienzo y un fin claramente definido. Esta forma le permite ser ubicada en el tiempo, y a la vez describir la frecuencia de la señal.

Daubechies describe la transformada de ondículas como, “la transformada *wavelet* es una herramienta que corta datos, funciones u operadores en diferentes componentes de

frecuencia, y luego estudia cada componente con una resolución asociada a esta escala” (Daubechies 1988). Por ejemplo, para el análisis de una señal dinámica de estructuras en el tiempo, la transformada de ondículas descompone la señal en cada uno de sus componentes de frecuencia, preservando la respuesta, pero con una cierta resolución en el tiempo que depende de la frecuencia (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

La transformada de ondículas (F^W) tiene la forma descrita en la ecuación (3.1) en que a representa el ancho, y b el desplazamiento de la onda.

$$F^W(a, b) = \int_{-\infty}^{\infty} F(t) \psi \left(\frac{t-b}{a} \right) dt \quad (3.1)$$

La base de la transformada de ondículas proviene de un conjunto de coeficientes asociados a una ubicación particular en el tiempo y existe en diferentes escalas de multiresolución. En relación con los datos y la frecuencia, los coeficientes en una escala de resolución gruesa están asociados con frecuencias bajas, si la escala se hace más fina, se obtiene información más detallada que proviene de coeficientes de resolución más altos (Musuva 2015).

Un análisis de multiresolución del Espacio Hilbert $L^2(\mathbb{R})$ consiste en una secuencia de sucesivos espacios de aproximación $\{V_j, j \in \mathbb{Z}\}$, donde j es la escala, y satisface las siguientes propiedades:

1. Cada subespacio $\{V_{j+1}, j \in \mathbb{Z}\}$ contiene al subespacio de escala de resolución más gruesa V_j .

$$V_j \subset V_{j+1}, \quad \forall \mathbb{Z}$$

$$\{0\} \cdots \subset V_{-2} \subset V_{-1} \subset V_0 \subset V_1 \subset V_2 \cdots \subset L^2(\mathbb{R})$$

2. El conjunto de todos los subespacios forma el espacio de Hilbert.

$$\cup_{j \in \mathbb{Z}} V_j = L^2(\mathbb{R}), \quad \cap_{j \in \mathbb{Z}} V_j = \{0\}$$

3. Los subespacios tienen una relación de escala

$$x(t) \in V_0 \Leftrightarrow x(2^j t) \in V_j$$

4. Cada subespacio es desplazado por una traslación entera de una función única.

$$F(t) \in V_j \Leftrightarrow F(t+1) \in V_j \quad \forall j \in \mathbb{Z}$$

5. Existe una función $\phi(t) = \phi(t-k)$, tal que, el producto interno de la misma función desfasada resulta en una Delta de Dirac.

$$\int_{\mathbb{R}} \phi(t-n)\phi(t-m)dt = \delta_{m,n}$$

La función de escala (3.2), de escala j y desfase k , cumple las condiciones de ortogonalidad para el subespacio de escala 0, V_0 , el que contiene a todos los subespacios de menor resolución.

$$\phi_{j,k} = 2^{j/2}\phi(2^j t - k) \tag{3.2}$$

Ya que $V_0 \in V_1$ las funciones base del espacio V_0 se pueden expresar en términos de las funciones base en V_1 .

$$\phi(t) = \sum_{-\infty}^{\infty} a_k \phi(2t - k) \tag{3.3}$$

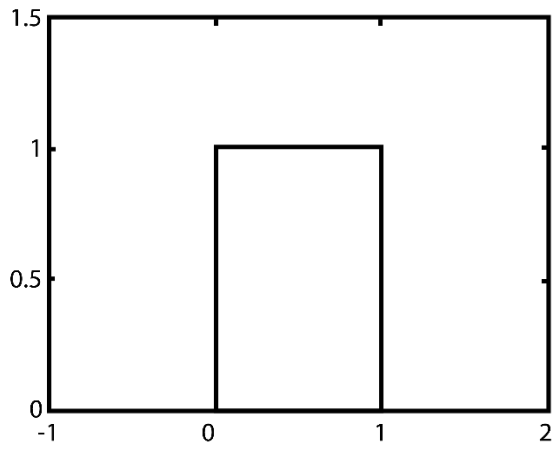
En la ecuación (3.3) a_k , con $k \in \mathbb{Z}$, son los coeficientes de filtro (Gopalakrishnan y Mitra 2010, Gao y Yan 2011).

3.2.2 Ondículas tipo Daubechies de soporte compacto

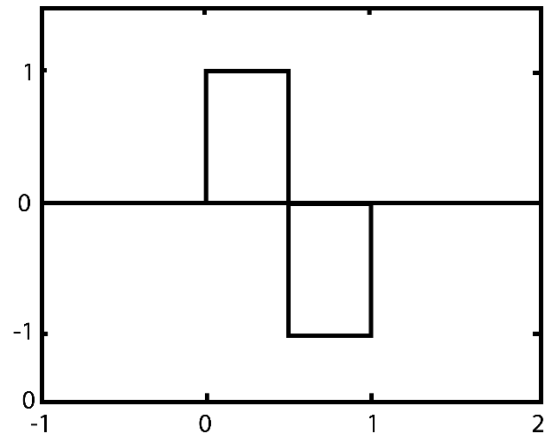
El primer paso para obtener estas ondículas es obtener las funciones de escala $\phi(t)$ de la función de escala o dilatación dada por la ecuación (3.1). Los coeficientes de filtro a_k determinan la naturaleza de la función de ondículas, y para ondículas tipo Daubechies de soporte compacto solo un número finito de coeficientes de filtro son distintos de cero (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

La Figura 3.1 muestra la forma de algunas funciones de escala y ondículas tipo Daubechies, comparadas con su equivalente en ondículas tipo Haar.

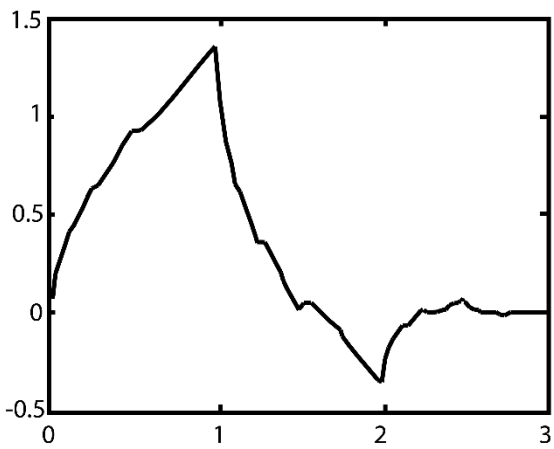
Los coeficientes de filtro a_k se calculan por medio del método de cascada (Gopalakrishnan y Mitra 2010). Estos coeficientes de filtro se pueden obtener en MATLAB por medio de la función *dbwavf*.



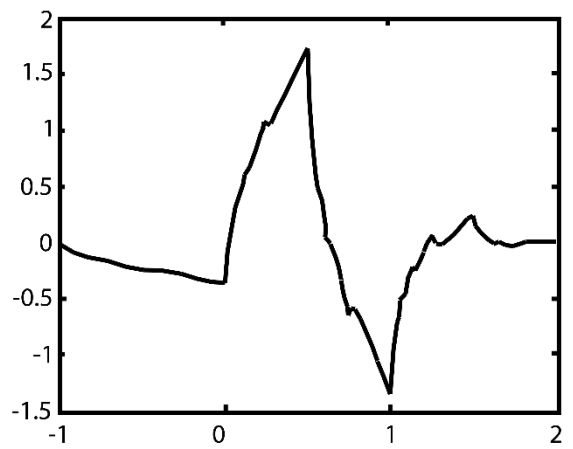
(a)



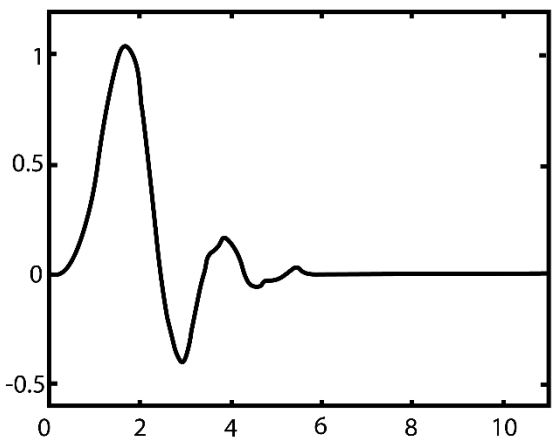
(b)



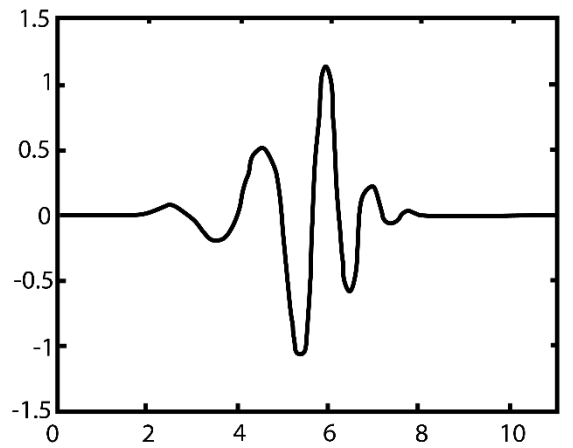
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 3.1 (a) Función de escala Haar (D2), (b) Ondículas Haar, (c) Función de escala Daubechies D4, (d) Ondículas tipo Daubechies D4, (e) Función de escala Daubechies D12, y (f) Ondículas tipo Daubechies D12 (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

Una vez que se tienen los términos a_k para valores enteros de t , de forma iterativa se puede obtener los valores para posiciones decimales de la ecuación.

$$\phi(t/2) = \sum_{-\infty}^{\infty} a_k \phi(t - k) \quad (3.4)$$

3.2.3 Momentos de las funciones de escala

El momento de la función de escala (3.5) está dado por el producto interno de las potencias del tiempo con las funciones de escala desfasada en k (Amaratunga y Williams 1995). Este será necesario para eliminar el efecto de periodicidad en los resultados del análisis dinámico, como se detalla en la sección 3.4.

$$\mu_j^l = \int_{-\infty}^{\infty} \tau^l \phi(\tau - j) d\tau \quad (3.5)$$

Los momentos de la función de escala se pueden calcular de forma recursiva con las ecuaciones (3.6), (3.7) y (3.8).

$$\mu_0^0 = \int_{-\infty}^{\infty} \phi(\tau) d\tau = 1 \quad (3.6)$$

$$\mu_0^l = \frac{1}{2(2^l - 1)} \sum_{i=0}^{l-1} \binom{l}{i} \left(\sum_{k=0}^{N-1} a_k k^{l-i} \right) \mu_0^i \quad (3.7)$$

$$\mu_k^l = \sum_{i=0}^l \binom{l}{i} k^{l-i} \mu_0^i \quad (3.8)$$

3.3 Respuesta para un oscilador de un grado de libertad por medio de la transformada de ondículas

El método basado en transformación de ondículas es un método de integración indirecta ya que las ecuaciones diferenciales son resueltas después de transformar a un dominio de ondículas. Así, a partir de la ecuación de movimiento dinámico para un grado de libertad (*GDL*) se resuelve transformando al espacio de ondículas (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) \quad (3.9)$$

Siendo, m , c , k y $F(t)$ la masa, amortiguamiento, rigidez y fuerza externa respectivamente. Luego, para realizar la transformación se requiere conocer los valores de $F(t)$ en forma discreta, ya que el Método de Elementos Finitos Espectrales de Ondículas (*WSFEM*) es un método numérico que entrega soluciones discretas de $u(t)$ en los tiempos de registros de la sollicitación.

Siendo $u(t)$ y $F(t)$ discretizados en n puntos en la ventana de tiempo $[0, t_f]$, y sea $t = \tau\Delta t$, con $\tau = 0, 1, 2, \dots, n-1$, se puede aproximar la función $u(t)$ por medio de las funciones de escala $\phi(\tau)$ de ondículas para una escala cualquiera:

$$u(t) = u(\tau) = \sum_k u_k \phi(\tau - k), \quad k \in \mathbb{Z} \quad (3.10)$$

Donde u_k son los coeficientes de aproximación de $u(t)$. De forma similar $F(t)$ puede ser aproximado como:

$$F(t) = F(\tau) = \sum_k F_k \phi(\tau - k), \quad k \in \mathbb{Z} \quad (3.11)$$

Donde F_k son los coeficientes de aproximación de $F(t)$. Reemplazando las ecuaciones (3.10) y (3.11) en la ecuación de equilibrio dinámico (3.9):

$$\frac{m}{\Delta t^2} \sum_k \mathbf{u}_k \ddot{\phi}(\tau - k) + \frac{c}{\Delta t} \sum_k \mathbf{u}_k \dot{\phi}(\tau - k) + k \sum_k \mathbf{u}_k \phi(\tau - k) = \sum_k \mathbf{F}_k \phi(\tau - k) \quad (3.12)$$

Multiplicando ambos lados por la función de escala $\phi(\tau - k)$, donde $j=0, 1, 2, \dots, n-1$ (n es el largo del registro de demanda), y aplicando producto interno:

$$\begin{aligned} & \frac{m}{\Delta t^2} \sum_k \mathbf{u}_k \int \ddot{\phi}(\tau - k) \phi(\tau - j) d\tau + \frac{c}{\Delta t} \sum_k \mathbf{u}_k \int \dot{\phi}(\tau - k) \phi(\tau - j) d\tau + \\ & k \sum_k \mathbf{u}_k \int \phi(\tau - k) \phi(\tau - j) d\tau = \sum_k \mathbf{F}_k \int \phi(\tau - k) \phi(\tau - j) d\tau \end{aligned} \quad (3.13)$$

De acuerdo a las propiedades del análisis multiresolución, las traslaciones de la función de escala son ortogonales, por lo tanto:

$$\int \phi(\tau - k)\phi(\tau - j)d\tau = 0, \quad \text{para } j \neq k \quad (3.14)$$

Usando las propiedades de ortogonalidad de las funciones de escala, en los términos que se tiene la ecuación (3.14), se mantienen solo los términos asociados al subíndice j :

$$\frac{m}{\Delta t^2} \sum_{k=j-N+2}^{j+N-2} \Omega_{j-k}^2 \mathbf{u}_k + \frac{c}{\Delta t} \sum_{k=j-N+2}^{j+N-2} \Omega_{j-k}^1 \mathbf{u}_k + k \mathbf{u}_j = \mathbf{F}_j \quad j = 0, 1, \dots, n-1 \quad (3.15)$$

Donde N es el orden de ondículas tipo Daubechies y los coeficientes de conexión:

$$\Omega_{j-k}^1 = \int \dot{\phi}(\tau - k)\phi(\tau - j)d\tau \quad (3.16)$$

$$\Omega_{j-k}^2 = \int \ddot{\phi}(\tau - k)\phi(\tau - j)d\tau \quad (3.17)$$

Para ondículas tipo Daubechies los coeficientes de conexión son distintos de cero solo en el intervalo entre $k = j - N + 2$ y $k = j + N - 2$. El cálculo de los coeficientes de conexión se encuentra en Beylkin 1992, y el código en MATLAB para el cálculo de estos coeficientes se puede ver en Gopalakrishnan y Mitra 2010.

Desarrollando la ecuación (3.15) en $j = 0$ y $j = 1$, para una fácil visualización:

$$j = 0$$

$$\frac{1}{\Delta t^2} m [\Omega_{N-2}^2 u_{-N+2} + \dots + \Omega_1^2 u_{-1} + \Omega_0^2 u_0 + \Omega_{-1}^2 u_1 + \dots + \Omega_{-N+2}^2 u_{N-2}] +$$

$$\frac{1}{\Delta t} c [\Omega_{N-2}^1 u_{-N+2} + \dots + \Omega_1^1 u_{-1} + \Omega_0^1 u_0 + \Omega_{-1}^1 u_1 + \dots + \Omega_{-N+2}^1 u_{N-2}] +$$

$$k u_0 = F_0 \quad (3.18)$$

$$j = 1$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\Delta t^2} m [\Omega_{N-2}^2 u_{-N+3} + \dots + \Omega_1^2 u_0 + \Omega_0^2 u_1 + \Omega_{-1}^2 u_2 + \dots + \Omega_{-N+2}^2 u_{N-1}] + \\ & \frac{1}{\Delta t} c [\Omega_{N-2}^1 u_{-N+3} + \dots + \Omega_1^1 u_0 + \Omega_0^1 u_1 + \Omega_{-1}^1 u_2 + \dots + \Omega_{-N+2}^1 u_{N-1}] + \\ & k u_1 = F_1 \end{aligned} \quad (3.19)$$

Se observa que las sumatorias se pueden expresar como multiplicación de matrices:

$$\frac{1}{\Delta t^2} m [\Omega^2] U_k + \frac{1}{\Delta t} c [\Omega^1] U_k + k u_j = F_j \quad (3.20)$$

Donde las matrices de conexión, de dimensiones $n \times n + 2(N - 2)$, los vectores de esfuerzo, de dimensiones $n \times 1$, y desplazamiento U_k de dimensiones $n + 2(N - 2) \times 1$ y u_i de dimensiones $n \times 1$, se definen como:

$$[\Omega^1] = \begin{pmatrix} \Omega_{N-2}^1 & \dots & \Omega_{-N+2}^1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \Omega_{N-2}^1 & \dots & \Omega_{-N+2}^1 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \Omega_{N-2}^1 & \dots & \Omega_{-N+2}^1 & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \Omega_{N-2}^1 & \dots & \Omega_{-N+2}^1 \end{pmatrix} \quad (3.21)$$

$$[\Omega^2] = \begin{pmatrix} \Omega_{N-2}^2 & \dots & \Omega_{-N+2}^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \Omega_{N-2}^2 & \dots & \Omega_{-N+2}^2 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \Omega_{N-2}^2 & \dots & \Omega_{-N+2}^2 & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \Omega_{N-2}^2 & \dots & \Omega_{-N+2}^2 \end{pmatrix} \quad (3.22)$$

$$u_j = \begin{pmatrix} u_0 \\ \dots \\ u_{n-1} \end{pmatrix} \quad (3.23)$$

$$U_k = \begin{pmatrix} u_{-N+2} \\ \dots \\ u_{n-1+N-2} \end{pmatrix} \quad (3.24)$$

$$F_j = \begin{pmatrix} F_0 \\ \dots \\ F_{n-1} \end{pmatrix} \quad (3.25)$$

De la ecuación (3.15) y el vector (3.24) se observa que para valores extremos de j ($j = 0$, $j = n - 1$) los subíndices quedan fuera del rango de la ventana de tiempo de análisis $[0, t_f]$ definida por $j = 0, 1, \dots, n - 1$. Para solucionar este problema se han desarrollado varios métodos como los de matriz de capacidades (Quian y Weiss 1993b). En este caso el problema se plantea resolver de dos formas, una es por el método de convolución circular, que permite considerar la periodicidad de la demanda, haciendo un análisis en espacio frecuencia, que no permite resolver el problema en espacio tiempo. El segundo método es un esquema de extrapolación basado ondículas propuesto por Amaratunga y Williams (Amaratunga y Williams 1995, Amaratunga y Williams 1997), implementado para transformar los valores fuera del rango de análisis en términos que están dentro de él, de esta forma se elimina el efecto de periodicidad.

3.4 Condiciones de borde no periódicas

Las condiciones de borde son tratadas usando el método de extrapolaciones de ondículas para Daubechies de soporte compacto (Amaratunga y Williams 1995, Gopalakrishnan y Mitra 2010). Este método consiste en un polinomio de orden $p - 1$, generalmente $p = L/2$, los coeficientes desconocidos en el lado izquierdo (*LHS*) se extrapolan de los valores iniciales. Los coeficientes del lado derecho (*RHS*) se extrapolan de los coeficientes conocidos $\mu_{(n-1)-p+1}, \mu_{(n-1)-p+2}, \dots, \mu_{n-1}$.

$$u_j = \sum_{l=0}^{p-1} c_l \mu_j^l \quad (3.26)$$

Donde μ_j^l son los momentos de la función de escala descritos en la sección 3.2.3.

Para los términos ubicados a la izquierda, de $-N + 2$ a -1 , primero se definen los polinomios en función de los valores de desplazamiento u que están dentro del rango del problema, de 0 a $p - 1$, ordenados de forma matricial.

$$\begin{pmatrix} u_{p-1} \\ \vdots \\ u_1 \\ u_0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mu_{p-1}^0 & \mu_{p-1}^1 & \cdots & \mu_{p-1}^{p-1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \mu_1^0 & \mu_1^1 & \cdots & \mu_1^{p-1} \\ \mu_0^0 & \mu_0^1 & \cdots & \mu_0^{p-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} c_0 \\ c_1 \\ \vdots \\ c_{p-1} \end{pmatrix} \quad (3.27)$$

Luego, de la misma forma se definen los polinomios con los desplazamientos que están fuera del rango de análisis, de $-N + 2$ a -1 .

$$\begin{pmatrix} u_{-N+2} \\ \vdots \\ u_{-2} \\ u_{-1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mu_{-N+2}^0 & \mu_{-N+2}^1 & \cdots & \mu_{-N+2}^{p-1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \mu_{-2}^0 & \mu_{-2}^1 & \cdots & \mu_{-2}^{p-1} \\ \mu_{-1}^0 & \mu_{-1}^1 & \cdots & \mu_{-1}^{p-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} c_0 \\ c_1 \\ \vdots \\ c_{p-1} \end{pmatrix} \quad (3.28)$$

Reemplazando el vector c de la ecuación (3.27) en (3.28) se obtienen los desplazamientos que están fuera del rango de análisis en función de los desplazamientos que están dentro del rango de análisis.

$$\begin{pmatrix} u_{-N+2} \\ \vdots \\ u_{-2} \\ u_{-1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mu_{-N+2}^0 & \mu_{-N+2}^1 & \cdots & \mu_{-N+2}^{p-1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \mu_{-2}^0 & \mu_{-2}^1 & \cdots & \mu_{-2}^{p-1} \\ \mu_{-1}^0 & \mu_{-1}^1 & \cdots & \mu_{-1}^{p-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mu_{p-1}^0 & \mu_{p-1}^1 & \cdots & \mu_{p-1}^{p-1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \mu_1^0 & \mu_1^1 & \cdots & \mu_1^{p-1} \\ \mu_0^0 & \mu_0^1 & \cdots & \mu_0^{p-1} \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} u_{p-1} \\ \vdots \\ u_1 \\ u_0 \end{pmatrix} \quad (3.29)$$

Para simplificar el reemplazo de los términos en el vector U_k de la ecuación (3.20), se define la matriz de coeficientes del polinomio formados por las matrices de momentos de las funciones de escala.

$$[M^-] = \begin{pmatrix} \mu_{-N+2}^0 & \mu_{-N+2}^1 & \cdots & \mu_{-N+2}^{p-1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \mu_{-2}^0 & \mu_{-2}^1 & \cdots & \mu_{-2}^{p-1} \\ \mu_{-1}^0 & \mu_{-1}^1 & \cdots & \mu_{-1}^{p-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mu_{p-1}^0 & \mu_{p-1}^1 & \cdots & \mu_{p-1}^{p-1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \mu_1^0 & \mu_1^1 & \cdots & \mu_1^{p-1} \\ \mu_0^0 & \mu_0^1 & \cdots & \mu_0^{p-1} \end{pmatrix}^{-1} \quad (3.30)$$

De igual forma para los términos ubicados a la derecha, de n a $n+N-2$.

$$\begin{pmatrix} u_{(n-1)-p+1} \\ u_{(n-1)-p+2} \\ \vdots \\ u_{(n-1)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mu_{-p}^0 & \mu_{-p}^1 & \cdots & \mu_{-p}^{p-1} \\ \mu_{-p+1}^0 & \mu_{-p+1}^1 & \cdots & \mu_{-p+1}^{p-1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \mu_{-1}^0 & \mu_{-1}^1 & \cdots & \mu_{-1}^{p-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} c_0 \\ c_1 \\ \vdots \\ c_{p-1} \end{pmatrix} \quad (3.31)$$

$$\begin{pmatrix} u_n \\ u_{n+1} \\ \vdots \\ u_{n-1+N-2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mu_0^0 & \mu_0^1 & \cdots & \mu_0^{p-1} \\ \mu_1^0 & \mu_1^1 & \cdots & \mu_1^{p-1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \mu_{N-3}^0 & \mu_{N-3}^1 & \cdots & \mu_{N-3}^{p-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} c_0 \\ c_1 \\ \vdots \\ c_{p-1} \end{pmatrix} \quad (3.32)$$

Reemplazando el vector c de la ecuación (3.31) en (3.32):

$$\begin{pmatrix} u_n \\ u_{n+1} \\ \vdots \\ u_{n-1+N-2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mu_0^0 & \mu_0^1 & \cdots & \mu_0^{p-1} \\ \mu_1^0 & \mu_1^1 & \cdots & \mu_1^{p-1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \mu_{N-3}^0 & \mu_{N-3}^1 & \cdots & \mu_{N-3}^{p-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mu_{-p}^0 & \mu_{-p}^1 & \cdots & \mu_{-p}^{p-1} \\ \mu_{-p+1}^0 & \mu_{-p+1}^1 & \cdots & \mu_{-p+1}^{p-1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \mu_{-1}^0 & \mu_{-1}^1 & \cdots & \mu_{-1}^{p-1} \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} u_{(n-1)-p+1} \\ u_{(n-1)-p+2} \\ \vdots \\ u_{(n-1)} \end{pmatrix} \quad (3.33)$$

Sea:

$$[M^+] = \begin{pmatrix} \mu_0^0 & \mu_0^1 & \cdots & \mu_0^{p-1} \\ \mu_1^0 & \mu_1^1 & \cdots & \mu_1^{p-1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \mu_{N-3}^0 & \mu_{N-3}^1 & \cdots & \mu_{N-3}^{p-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mu_{-p}^0 & \mu_{-p}^1 & \cdots & \mu_{-p}^{p-1} \\ \mu_{-p+1}^0 & \mu_{-p+1}^1 & \cdots & \mu_{-p+1}^{p-1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \mu_{-1}^0 & \mu_{-1}^1 & \cdots & \mu_{-1}^{p-1} \end{pmatrix}^{-1} \quad (3.34)$$

Así, teniendo los términos fuera del rango de datos extrapolados en función de los términos que están dentro del rango de datos, se forma la matriz $[M]$ (3.35) que multiplicando a las matrices de coeficientes de conexión $[\Omega]$, reemplaza estos términos en el vector U_k de la ecuación (3.20), y se obtiene la ecuación de equilibrio dinámico (3.36) en espacio de ondículas de tiempo.

$$[M] = \begin{pmatrix} [M^-] & [0] & [0] \\ [0] & [I] & [0] \\ [0] & [0] & [M^+] \end{pmatrix} \quad (3.35)$$

$$\frac{1}{\Delta t^2} m [\Omega^2] [M] u_j + \frac{1}{\Delta t} c [\Omega^1] [M] u_j + k u_j = F_j \quad (3.36)$$

Con el propósito de simplificar la ecuación de movimiento se definen las matrices $[\Gamma]$.

$$[\Gamma^1]_{n \times n} = \frac{1}{\Delta t} [\Omega^1] [M] \quad (3.37)$$

$$[\Gamma^2]_{n \times n} = \frac{1}{\Delta t^2} [\Omega^2] [M] \quad (3.38)$$

Finalmente, la ecuación de movimiento se transforma en:

$$\{m[\Gamma^2] + c[\Gamma^1] + k[I]\} \{\mathbf{u}_j\} = \{\mathbf{F}_j\} \quad (3.39)$$

La ecuación (3.39) puede ser resuelta matricialmente de forma lineal invirtiendo la matriz que acompaña al desplazamiento, ya que las matrices $[\Gamma]$ son conocidas e independientes del problema físico, solo dependen del grado de la ondícula que se use.

3.5 Cálculo de la amplitud y número de onda

Para obtener la amplitud y número de onda se usa el método del valor singular de descomposición (SVD), en esta sección se expone el método para el caso de una viga tipo Timoshenko, pero de igual forma puede ser implementada para cualquier elemento (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

Las ecuaciones dinámicas para una viga tipo Timoshenko son:

$$GA \left[\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - \frac{\partial \phi}{\partial x} \right] = \rho A \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (3.40)$$

$$EI \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + GA \left[\frac{\partial v}{\partial x} - \phi \right] = \rho I \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \quad (3.41)$$

Donde u y ϕ son los desplazamientos transversales y corte respectivamente, E , G son el módulo de Young y el módulo de corte, ρ es la densidad del material, A e I son el área de la sección transversal de la viga y el momento de inercia de la misma.

Las ecuaciones (3.40) y (3.41) se transforman a espacio frecuencia aplicando la transformada discreta de Fourier (*DFT*).

$$v(x, t) = \sum_{n=0}^{N-1} \widehat{u}_n(x, \omega_n) e^{i\omega_n t} \quad (3.42)$$

$$\phi(x, t) = \sum_{n=0}^{N-1} \widehat{\phi}_n(x, \omega_n) e^{i\omega_n t} \quad (3.43)$$

Reemplazando estos términos en las ecuaciones (3.40) y (3.41) se tienen las ecuaciones de equilibrio dinámico en espacio frecuencia.

$$GA \left[\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - \frac{\partial \phi}{\partial x} \right] = -\omega^2 \rho A \widehat{v} \quad (3.44)$$

$$EI \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + GA \left[\frac{\partial v}{\partial x} - \phi \right] = -\omega^2 \rho I \widehat{\phi} \quad (3.45)$$

Suponiendo para las ecuaciones anteriores una solución de la forma indicada en las ecuaciones (3.46) y (3.47) se obtienen los polinomios (3.48) y (3.49).

$$\widehat{v} = C_v e^{ikx} \quad (3.46)$$

$$\widehat{\phi} = C_\phi e^{ikx} \quad (3.47)$$

$$GA \left[-k^2 C_v - ik C_\phi \right] = -\omega^2 \rho A C_v \quad (3.48)$$

$$-k^2 E I C_\phi + GA \left[ik C_v - C_\phi \right] = -\omega^2 \rho I C_\phi \quad (3.49)$$

Luego, sobre este sistema de ecuaciones no lineales se puede aplicar el método del valor singular de descomposición (SVD), para eso se ordenan las ecuaciones anteriores en forma matricial y se resuelve la ecuación (3.50).

$$W(k)C = 0 \quad (3.50)$$

$$W(k) = \begin{pmatrix} -k^2GA + \omega^2\rho A & -ikGA \\ ikGA & -k^2EI - DA + \omega^2\rho I \end{pmatrix} \quad (3.51)$$

$$C = \begin{Bmatrix} C_v \\ C_\phi \end{Bmatrix} \quad (3.52)$$

Los valores de k se calculan resolviendo el polinomio formado al satisfacer la condición $\det(W(k)) = 0$. Además, para cada solución de k , hay al menos una solución no trivial para C determinado por el vector propio.

3.6 Elementos finitos espectrales de ondículas (WSFEM) para bielas en espacio tiempo

El Método de Elementos Finitos Espectrales de Ondículas (WSFEM) desarrollado para analizar la propagación de ondas en elementos estructurales permite reproducir la propagación de ondas axiales en un elemento tipo biela (Mitra y Gopalakrishnan 2005). La metodología se formula a partir de la ecuación de equilibrio dinámico para elementos unidireccionales (Doyle 1989).

$$EA \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \eta A \frac{\partial u}{\partial t} + \rho A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (3.53)$$

Donde E , A , η y ρ son el módulo de Young, área de la sección transversal, factor de amortiguamiento, y la densidad del material respectivamente. Y, $u(x, t)$ es la deformación axial de la barra.

Se discretiza $u(x, t)$ en n puntos en la ventana de tiempo $[0, t_f]$. Sean $\tau = 0, 1, \dots, n - 1$ los puntos de muestreo, entonces $t = \tau \Delta t$, donde Δt es el tiempo entre intervalos de muestreo. La función $u(x, t)$ puede ser aproximada por medio de la función de escala de igual forma que en la ecuación (3.10), reemplazando en la ecuación (3.53) se tiene:

$$EA \sum_k \frac{d^2 u_k}{dx^2} \phi(\tau - k) - \frac{\eta A}{\Delta t} \sum_k u_k \phi'(\tau - k) = \frac{\rho A}{\Delta t^2} \sum_k u_k \phi''(\tau - k) \quad (3.54)$$

De igual forma que en la ecuación (3.13), multiplicando ambos lados por la función de escala y aplicando la ortogonalidad de la ecuación (3.14), se tiene la ecuación de movimiento dinámico de la biela en espacio de ondículas.

$$EA \frac{d^2 u_j}{dx^2} = \sum_{k=j-N+2}^{j+N-2} \left(\frac{\eta A}{\Delta t} \Omega_{j-k}^1 + \frac{\rho A}{\Delta t^2} \Omega_{j-k}^2 \right) u_k, \quad j = 0, 1, 2, \dots, n-1 \quad (3.55)$$

Donde N es el orden de las Daubechies, Ω^1 y Ω^2 son los coeficientes de conexión de (3.16) y (3.17). Luego, aplicando la condición de borde no periódica de la sección 3.4 se puede reescribir la ecuación (3.55) como:

$$\left\{ \frac{d^2 u_j}{dx^2} \right\} = \left(\frac{\eta A}{EA} [\Gamma^1] + \frac{\rho A}{EA} [\Gamma^1]^2 \right) \{u_j\} \quad (3.56)$$

Las ecuaciones diferenciales ordinarias siguen acopladas, para desacoplar el sistema de ecuaciones se puede hacer diagonalizando la matriz de los coeficientes de conexión.

$$\Gamma^1 = \Phi \Pi \Phi^{-1} \quad (3.57)$$

$$\Gamma^2 = \Phi \Pi^2 \Phi^{-1} \quad (3.58)$$

Donde ϕ es el vector propio de la matriz $[\Gamma^1]$ y $[\Pi]$ es la matriz diagonal de los valores propios $-i \gamma_j$, y $[\Pi^2]$ es la matriz diagonal de los valores propios $-\gamma_j^2$ de $[\Gamma^2]$. De esta forma se desacopla la ecuación (3.56) reemplazando (3.57) y (3.58).

$$\frac{d^2 \hat{u}_j}{dx^2} = - \left(\frac{\eta A}{EA} i \gamma_j + \frac{\rho A}{EA} \gamma_j^2 \right) \hat{u}_j, \quad j = 0, 1, 2, \dots, n-1 \quad (3.59)$$

Donde,

$$\hat{u}_j = \Phi^{-1}u_j \quad (3.60)$$

Las condiciones de borde de esfuerzos asociada a la ecuación (3.53)

$$EA \frac{\partial u}{\partial x} = F \quad (3.61)$$

Donde F es la fuerza axial aplicada, que puede ser aproximada con la ecuación (3.11), luego sustituyendo (3.10) y (3.11) en (3.61) y aplicando el producto interno con $\phi(\tau - j)$ se tiene:

$$EA \frac{du_j}{dx} = F_j, \quad j = 0, 1, 2, \dots, n - 1 \quad (3.62)$$

Luego, se puede escribir como:

$$\frac{d\hat{u}_j}{dx} = \hat{F}_j, \quad j = 0, 1, 2, \dots, n - 1 \quad (3.63)$$

Donde

$$EA\hat{F}_j = \Phi^{-1}F_j \quad (3.64)$$

Para solucionar el sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias desacopladas de la ecuación (3.59) se adopta el método espectral de elementos finitos en el dominio de la transformada de ondículas. La Figura 3.2 muestra un elemento espectral tipo biela con dos nodos y un grado de libertad longitudinal \hat{u}_j y fuerza axial en los nodos \hat{F}_j en cada nodo.

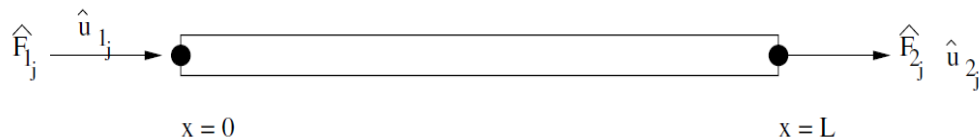


Figura 3.2 Modelo de biela con fuerzas nodales y desplazamientos (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

En adelante se detalla el procedimiento para formar la matriz de rigidez, los subíndices j serán omitidos para simplificar las ecuaciones. Se asume la solución de tipo exponencial.

$$\hat{u}(x) = C_1 e^{-ikx} + C_2 e^{-ik(L-x)} \quad (3.65)$$

Donde

$$k = \left(\frac{\eta A}{EA} i \gamma_j + \frac{\rho A}{EA} \gamma_j^2 \right)^{1/2} \quad (3.66)$$

Donde k es el número de onda correspondiente al modo de vibrar axial. La ecuación (3.65) puede escribirse de forma matricial.

$$\hat{u}(x) = \begin{bmatrix} 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e^{-ikx} & 0 \\ 0 & e^{-ik(L-x)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \end{Bmatrix} \quad (3.67)$$

$$\hat{u}(x) = [R][\Theta] \{a\}$$

El vector de constantes $\{a\}$ se obtienen de las condiciones de borde de los dos nodos como se muestra en la Figura 3.2. Las condiciones de borde en el desplazamiento se pueden escribir como:

$$\hat{u}(x)_{@x=0} = \hat{u}_1 = [R] \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & e^{-ikL} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \end{Bmatrix} \quad (3.68)$$

$$= [T_{11}] \{a\}$$

$$\hat{u}(x)_{@x=L} = \hat{u}_2 = [R] \begin{bmatrix} e^{-ikL} & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \end{Bmatrix} \quad (3.69)$$

$$= [T_{12}] \{a\}$$

Combinando las ecuaciones (3.68) y (3.69) se pueden describir los desplazamientos nodales como:

$$\{\hat{u}^e\} = \begin{Bmatrix} \hat{u}_1 \\ \hat{u}_2 \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} T_{11} \\ T_{12} \end{bmatrix} \{a\} = [T_1] \{a\} \quad (3.70)$$

De forma equivalente, a partir de la ecuación (3.64) se puede describir las condiciones de esfuerzos de borde.

$$\hat{F}(x) = EA(-ikC_1e^{-ikx} + ikC_2e^{-ik(L-x)}) \quad (3.71)$$

En forma matricial:

$$\hat{F}(x) = EA \begin{bmatrix} -ik & ik \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e^{-ikx} & 0 \\ 0 & e^{-ik(L-x)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \end{Bmatrix} \quad (3.72)$$

Luego, aplicando las condiciones de borde en ambos nodos.

$$\begin{aligned} \hat{F}(x) &= EA \begin{bmatrix} -ik & ik \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e^{-ikx} & 0 \\ 0 & e^{-ik(L-x)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \end{Bmatrix} \\ &= [\hat{R}][\Theta] \{a\} \end{aligned} \quad (3.73)$$

Aplicando las condiciones de borde a cada nodo.

$$\begin{aligned} \hat{F}(x)_{@x=0} &= \hat{F}_1 = [\hat{R}] \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & e^{-ikL} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \end{Bmatrix} \\ &= [T_{21}] \{a\} \end{aligned} \quad (3.74)$$

$$\begin{aligned} \hat{F}(x)_{@x=L} &= \hat{F}_2 = [R] \begin{bmatrix} e^{-ikL} & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \end{Bmatrix} \\ &= [T_{22}] \{a\} \end{aligned} \quad (3.75)$$

Combinando las ecuaciones (3.74) y (3.75) se puede escribir el vector de fuerzas nodales.

$$\{\hat{F}^e\} = \begin{Bmatrix} \hat{F}_1 \\ \hat{F}_2 \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} T_{21} \\ T_{22} \end{bmatrix} \{a\} = [T_2] \{a\} \quad (3.76)$$

Eliminando $\{a\}$ de las ecuaciones (3.70) y (3.76), se relaciona el vector de desplazamientos nodales con el vector de esfuerzos.

$$\{\hat{F}^e\} = [T_2] [T_1]^{-1} \{\hat{u}^e\} = [\hat{K}^e] [\hat{u}^e] \quad (3.77)$$

Donde $[\hat{K}^e]$ es la matriz de rigidez dinámica. El cálculo de las matrices para $j=1, 2, \dots, n-1$ se hace en forma numérica. La ecuación (3.77) se puede resolver para obtener el desplazamiento nodal $\{\hat{u}^e\}$ a partir de los esfuerzos nodales $\{\hat{F}^e\}$ después de imponer las condiciones de borde. Las constantes $\{a\}$ se pueden obtener de la ecuación (3.70).

$$\{a\} = [T_1]^{-1} \{\hat{u}^e\} \quad (3.78)$$

Reemplazando $\{a\}$ en la ecuación (3.67) se puede obtener la respuesta $\hat{u}(x)$ en cualquier punto de la biela. El cálculo de la tensión y deformación unitaria se obtiene usando los procedimientos de elementos finitos estándar.

3.7 Elementos finitos espectrales de ondículas (WSFEM) para vigas tipo Euler-Bernoulli en espacio tiempo

De igual forma que en la sección anterior, en esta sección se desarrolla el procedimiento para una viga tipo Euler-Bernoulli, gobernada por la ecuación (3.79) (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

$$EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \eta A \frac{\partial w}{\partial t} + \rho A \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = 0 \quad (3.79)$$

Donde $w(x, t)$ es el desplazamiento transversal, I , E , A , η y ρ son el momento de inercia de la sección transversal, el Módulo de Young, área de la sección transversal, factor de amortiguamiento, y la densidad del material respectivamente.

La función $w(x, t)$ puede ser aproximada por medio de la función de escala de igual forma que en la ecuación (3.10), reemplazando en la ecuación (3.79) se tiene:

$$EI \frac{d^4 w_j}{dx^4} + \sum_{k=j-N+2}^{j+N-2} \left(\frac{\eta A}{\Delta t} \Omega_{j-k}^1 + \frac{\rho A}{\Delta t^2} \Omega_{j-k}^2 \right) w_k = 0, \quad j = 0, 1, \dots, n-1 \quad (3.80)$$

Donde N es el orden de las Daubechies, Ω^1 y Ω^2 son los coeficientes de conexión de (3.16) y (3.17).

Los esfuerzos de condiciones de borde asociados con la ecuación (3.79) son:

$$EI \frac{\partial^2 w_j}{\partial x^2} = M \quad (3.81)$$

$$EI \frac{\partial^3 w_j}{\partial x^3} = -V \quad (3.82)$$

Donde M y V son el momento y la fuerza transversal aplicados respectivamente. Equivalente a la ecuación (3.10) el momento y fuerza de corte se pueden aproximar como:

$$M(x, t) = M(x, \tau) = \sum_k M_k(x) \phi(\tau - k), \quad k \in \mathbb{Z} \quad (3.83)$$

$$V(x, t) = V(x, \tau) = \sum_k V_k(x) \phi(\tau - k), \quad k \in \mathbb{Z} \quad (3.84)$$

Entonces, reemplazando las ecuaciones (3.83) y (3.84) en (3.81) y (3.82) se tiene:

$$EI \frac{\partial^2 w_j}{\partial x^2} = M_j, \quad j = 0, 1, \dots, n-1 \quad (3.85)$$

$$EI \frac{\partial^3 w_j}{\partial x^3} = -V_j, \quad j = 0, 1, \dots, n-1 \quad (3.86)$$

Los elementos espectrales para vigas se formulan usando las ecuaciones diferenciales ordinarias (3.80), (3.85) y (3.86).

Luego, aplicando la condición de borde no periódica de la sección 3.4 se puede reescribir la ecuación (3.80) como:

$$\left\{ \frac{d^4 w_j}{dx^4} \right\} + \left(\frac{\eta A}{EI} [\Gamma^1] + \frac{\rho A}{EI} [\Gamma^1]^2 \right) \{w_j\} = 0 \quad (3.87)$$

Para desacoplar esta ecuación se hace por medio del análisis de valores propios:

$$\frac{d^4 \hat{w}_j}{dx^4} + \left(\frac{\eta A}{EI} \gamma_j + \frac{\rho A}{EI} \gamma_j^2 \right) \hat{w}_j = 0, \quad j = 0, 1, \dots, n - 1 \quad (3.88)$$

Donde:

$$\hat{w}_j = \Phi^{-1} w_j \quad (3.89)$$

Donde ϕ es el vector propio, e $i \gamma_j$ son los valores propios de la matriz $[\Gamma^1]$.

De igual forma, las condiciones de borde de esfuerzos se transforman como:

$$EI \frac{\partial^2 \hat{w}_j}{\partial x^2} = \hat{M}_j, \quad j = 0, 1, \dots, n - 1 \quad (3.90)$$

$$EI \frac{\partial^3 \hat{w}_j}{\partial x^3} = -\hat{V}_j, \quad j = 0, 1, \dots, n - 1 \quad (3.91)$$

La Figura 3.3 muestra el modelo de elemento finito de viga espectral con dos grados de libertad, \hat{w} y $\partial \hat{w} / \partial x$ representado como θ , en cada nodo.



Figura 3.3 Modelo de viga con fuerzas nodales y desplazamientos (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

La solución a la ecuación (3.88) es:

$$\hat{w}(x) = C_1 e^{-ikx} + C_2 e^{-ik(L-x)} + C_3 e^{-kx} + C_4 e^{-k(L-x)} \quad (3.92)$$

Donde:

$$k = \left(\frac{\eta A}{EI} i \gamma_j + \frac{\rho A}{EI} \gamma_j^2 \right)^{\frac{1}{4}} \quad (3.93)$$

k son los números de onda y $\{a\}$ son las constantes a obtener de las condiciones de borde en ambos nodos.

Escribiendo la ecuación (3.92) en forma matricial:

$$\begin{aligned} \hat{w}(x) &= [1 \quad 1 \quad 1 \quad 1] \begin{bmatrix} e^{-ikx} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & e^{-ik(L-x)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & e^{-kx} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & e^{-k(L-x)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} \\ &= [R_1][\theta] \{a\} \end{aligned} \quad (3.94)$$

Luego, el grado de libertad rotacional puede ser escrito como:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \hat{w}(x)}{\partial x} &= [-ik \quad ik \quad -k \quad k] \begin{bmatrix} e^{-ikx} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & e^{-ik(L-x)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & e^{-kx} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & e^{-k(L-x)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} \\ &= [R_2][\theta] \{a\} \end{aligned} \quad (3.95)$$

Aplicando las condiciones de borde en los dos nodos se tiene:

$$\begin{aligned} \hat{w}(x)|_{@x=0} = \hat{w}_1 &= [R_1] \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & e^{-ikL} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & e^{-kL} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} \\ &= [T_{11}] \{a\} \end{aligned} \quad (3.96)$$

$$\frac{\partial \hat{w}(x)}{\partial x} \Big|_{@x=0} = \hat{\theta}_1 = [R_2] \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & e^{-ikL} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & e^{-kL} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} \quad (3.97)$$

$$= [T_{12}] \{a\}$$

$$\hat{w}(x) \Big|_{@x=0} = \hat{w}_2 = [R_1] \begin{bmatrix} e^{-ikL} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & e^{-kL} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} \quad (3.98)$$

$$= [T_{13}] \{a\}$$

$$\frac{\partial \hat{w}(x)}{\partial x} \Big|_{@x=L} = \hat{\theta}_2 = [R_2] \begin{bmatrix} e^{-ikL} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & e^{-kL} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} \quad (3.99)$$

$$= [T_{14}] \{a\}$$

Combinando las ecuaciones (3.96) a (3.99), el vector de desplazamiento modal se puede escribir como:

$$\{\hat{u}^e\} = \begin{Bmatrix} \hat{w}_1 \\ \hat{\theta}_1 \\ \hat{w}_2 \\ \hat{\theta}_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} T_{11} \\ T_{12} \\ T_{13} \\ T_{14} \end{bmatrix} \{a\} \quad (3.100)$$

$$\{\hat{u}^e\} = [T_1] \{a\}$$

De igual forma se puede aplicar la solución a las fuerzas de corte y momento en las ecuaciones (3.90) y (3.91).

$$\hat{V}(x) = -EI(ik^3 C_1 e^{-ikx} - ik^3 C_2 e^{-ik(L-x)} - k^3 C_3 e^{-kx} + k^3 C_4 e^{-k(L-x)}) \quad (3.101)$$

$$\hat{V}(x) = -EI \begin{bmatrix} ik^3 & -ik^3 & -k^3 & k^3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e^{-ikx} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & e^{-ik(L-x)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & e^{-kx} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & e^{-k(L-x)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} \quad (3.102)$$

$$= [\hat{R}_1] [\Theta] \{a\}$$

$$\hat{M}(x) = EI(-k^2 C_1 e^{-ikx} + k^2 C_2 e^{-ik(L-x)} + k^2 C_3 e^{-kx} + k^2 C_4 e^{-k(L-x)}) \quad (3.103)$$

$$\hat{M}(x) = EI \begin{bmatrix} k^2 & k^2 & k^2 & k^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e^{-ikx} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & e^{-ik(L-x)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & e^{-kx} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & e^{-k(L-x)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} \quad (3.104)$$

$$= [\hat{R}_2] [\Theta] \{a\}$$

Las condiciones de borde pueden ser aplicadas en los dos nodos como:

$$\hat{V}(x)|_{@x=L} = \hat{V}_2 = [\hat{R}_1] \begin{bmatrix} e^{-ikL} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & e^{-kL} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \{a\} \quad (3.105)$$

$$\hat{V}_2 = [T_{23}] \{a\}$$

$$\hat{M}(x)|_{@x=L} = \hat{M}_2 = [\hat{R}_2] \begin{bmatrix} e^{-ikL} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & e^{-kL} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \{a\} \quad (3.106)$$

$$\hat{V}_1 = [T_{24}] \{a\}$$

Combinando las ecuaciones (3.102) a (3.106), el vector de desplazamiento modal se puede escribir como:

$$\{\hat{F}^e\} = \begin{Bmatrix} \hat{V}_1 \\ \hat{M}_1 \\ \hat{V}_2 \\ \hat{M}_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} T_{21} \\ T_{22} \\ T_{23} \\ T_{24} \end{bmatrix} \{a\} \quad (3.107)$$

$$\{\hat{F}^e\} = [T_2] \{a\}$$

Finalmente eliminando $\{a\}$ de las ecuaciones (3.100) y (3.107) el desplazamiento nodal se puede relacionar con las fuerzas nodales.

$$\{\hat{F}^e\} = [T_2] [T_1]^{-1} \{\hat{u}^e\} = [\hat{K}^e] \{\hat{u}^e\} \quad (3.108)$$

Esta ecuación puede ser resuelta para obtener el vector de desplazamiento nodal $\{\hat{u}^e\}$ para conocer las fuerzas nodales. Luego, con la ecuación (3.100) se puede obtener $\{a\}$ como:

$$\{a\} = [T_1]^{-1} \{\hat{u}^e\} \quad (3.109)$$

Así, conociendo $\{a\}$ se puede reemplazar en la ecuación (3.94) para obtener el desplazamiento nodal $w(x)$ y θ en un punto arbitrario de la viga.

3.8 Elementos finitos espectrales de ondículas (WSFEM) para columnas en espacio tiempo

Para el caso de columnas, estas están compuestas por una viga tipo Euler-Bernoulli más el modelo de bielas, por lo tanto, el procedimiento es equivalente a los casos anteriores, pero para ambas ecuaciones (3.53) y (3.79) (Mallikarjun 2012).

La solución de ambas ecuaciones es de la forma:

$$\hat{u}(x) = c_1 e^{-ik_1 x} + c_2 e^{-ik_1(L-x)} \quad (3.110)$$

$$\hat{w}(x) = c_3 e^{-ik_2 x} + c_4 e^{-ik_2(L-x)} + c_5 e^{-ik_3 x} + c_6 e^{-ik_3(L-x)} \quad (3.111)$$

$$\frac{\partial \hat{w}(x)}{\partial x} = \hat{\theta}(x) = -ik_2 c_3 e^{-ik_2 x} + ik_2 c_4 e^{-ik_2(L-x)} - ik_3 c_5 e^{-ik_3 x} + ik_3 c_6 e^{-ik_3(L-x)} \quad (3.112)$$

Estas se pueden representar matricialmente como:

$$\begin{Bmatrix} \hat{u}(x) \\ \hat{w}(x) \\ \hat{\theta}(x) \end{Bmatrix} = [R] \begin{bmatrix} e^{-ik_1x} & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & e^{-ik_1(L-x)} & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & e^{-ik_2x} & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & e^{-ik_2(L-x)} & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & e^{-ik_3x} & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & e^{-ik_3(L-x)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} c_1 \\ c_2 \\ c_3 \\ c_4 \\ c_5 \\ c_6 \end{Bmatrix} \quad (3.113)$$

$$= [R] [\Theta] \{c\}$$

Donde $[R]$ se obtiene resolviendo la descomposición de valores singulares (SVD) y los números de onda.

$$[R] = \begin{bmatrix} R_{11} & R_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & R_{21} & R_{22} & R_{23} & R_{24} \\ 0 & 0 & R_{31} & R_{32} & R_{33} & R_{34} \end{bmatrix} \quad (3.114)$$

La teoría se desarrolla de forma equivalente a los casos de biela y viga anteriores, en la siguiente sección se muestra el análisis paso a paso de este tipo de elementos.

3.9 Procedimiento de cálculo

En esta sección se detalla paso a paso el procedimiento para realizar el análisis de elementos finitos espectrales basado en la transformada de ondículas, para un único elemento. Se desarrollará el procedimiento basado en una columna, con una viga tipo Euler-Bernoulli incluyendo esfuerzos axiales (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

El nivel de resolución m de las ondículas tipo Daubechies debe ser suficiente para que 2^m sea mayor o igual a la longitud del registro a ingresar como demanda, de otra forma el análisis se debe hacer con el registro de esa longitud.

El procedimiento comienza obteniendo los coeficientes de conexión, a través de la técnica de extrapolación expuesta en la sección 3.4, para ello primero se determinan los coeficientes de filtro a_k asociados al grado de la ondícula tipo Daubechies a usar, en MATLAB se pueden obtener por medio de la función *dbwavf*. Luego se obtienen los momentos de la función de escala según la sección 3.2.3, de esta forma es posible armar la matriz (3.35), para multiplicar con la matriz de conexión (3.21), de la cual finalmente se obtienen las matrices de valores $[\Pi]$ y vectores propios $[\Phi]$.

Luego se transforman los esfuerzos externos al espacio de ondículas.

$$\hat{F}_j = \Phi^{-1} F_j \quad (3.115)$$

Se calcula la matriz de rigidez del elemento, para ello se usan los eigenvalores.

$$\lambda = -\frac{i\gamma_j}{\Delta t} \quad (3.116)$$

Se obtiene el número de ondas para el elemento, en este caso según la ecuación:

$$c_1 k^6 + c_3 k^4 + c_5 k^2 + c_7 = 0$$

$$c_1 = EAEI \quad (3.117)$$

$$c_3 = -\lambda^2 \rho AEI$$

$$c_5 = -\lambda^2 \rho AEA$$

$$c_7 = \lambda^4 (\rho A)^2$$

Se forma la matriz $X(i)$ para cada número de onda que se obtiene:

$$X(i) = \begin{pmatrix} -\lambda^2 \rho A + k_i^2 EA & 0 \\ 0 & -\lambda^2 \rho A + k_i^4 EI \end{pmatrix} \quad (3.118)$$

Se aplica descomposición de valores singulares (SVD) a cada $X(i)$, luego, de las matrices que se obtienen para cada número de onda, se toman los valores de la segunda columna de la última matriz ($D(i)$), y se arma la matriz $[R]$. La siguiente matriz muestra cómo se ordenan los términos antes indicados.

$$[R] = \begin{bmatrix} D(1)_{1,2} & D(2)_{1,2} & D(3)_{1,2} & D(4)_{1,2} & D(5)_{1,2} & D(6)_{1,2} \\ D(1)_{2,2} & D(2)_{2,2} & D(3)_{2,2} & D(4)_{2,2} & D(5)_{2,2} & D(6)_{2,2} \end{bmatrix} \quad (3.119)$$

Se obtienen los índices para reordenar los números de onda k de menor a mayor respecto al término real en valor absoluto. Y siguiendo este orden, se reordena la matriz $[R]$ por

columna, es decir se mueven solo las columnas a la posición que corresponda, sin reordenar valores de la columna. Además, se reordenan los números de onda completos (sin absoluto y con ambos términos, real e imaginario) y según el mismo orden antes indicado.

Luego se reordena $[R]$ y los números de onda según el signo del término imaginario de estos últimos, dejando primero al par que tiene el imaginario negativo. Par se refiere a tomar los dos primeros y ordenar, luego el tercero y cuarto y ordenar, etc.

Se completa la matriz $[R]$ agregando una tercera fila:

$$R_{3,j} = -ik_j R_{2,j} \quad (3.120)$$

La matriz de rigidez se obtiene formando las matrices $[T_1]$ y $[T_2]$.

$$\hat{K}^e = [T_2][T_1]^{-1} \quad (3.121)$$

La matriz $[T_1]$ se forma a partir de las condiciones de borde de desplazamientos.

$$T_1 = \begin{pmatrix} [R] [\Theta_1] \\ [R] [\Theta_2] \end{pmatrix} \quad (3.122)$$

$$\Theta_1 = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & e^{-ik_1 L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & e^{-ik_3 L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & e^{-ik_5 L} \end{pmatrix} \quad (3.123)$$

$$\Theta_2 = \begin{pmatrix} e^{-ik_1L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & e^{-ik_3L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & e^{-ik_5L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (3.124)$$

La matriz $[T_2]$ de dimensiones 6x6, se forma a partir de las condiciones de borde de esfuerzos.

$$T_2 = \begin{bmatrix} P\Theta_1 \\ V\Theta_1 \\ M\Theta_1 \\ -P\Theta_2 \\ -V\Theta_2 \\ -M\Theta_2 \end{bmatrix} \quad (3.125)$$

$$\begin{aligned} P &= -iEA (k_1R_{1,1} \quad k_2R_{1,2} \quad k_3R_{1,3} \quad k_4R_{1,4} \quad k_5R_{1,5} \quad k_6R_{1,6}) \\ V &= -iEI (k_1^3R_{1,1} \quad k_2^3R_{1,2} \quad k_3^3R_{1,3} \quad k_4^3R_{1,4} \quad k_5^3R_{1,5} \quad k_6^3R_{1,6}) \\ M &= -EI (k_1^2R_{1,1} \quad k_2^2R_{1,2} \quad k_3^2R_{1,3} \quad k_4^2R_{1,4} \quad k_5^2R_{1,5} \quad k_6^2R_{1,6}) \end{aligned} \quad (3.126)$$

Una vez que se tiene la matriz de rigidez en espacio de ondículas se soluciona el sistema obteniendo los coeficientes de ondículas asociados al desplazamiento.

$$u_a = (F \quad 0 \quad 0) [\hat{K}^e]^{-1} \quad (3.127)$$

$$u_b = (0 \quad F \quad 0) [\hat{K}^e]^{-1}$$

Luego, para obtener los desplazamientos en espacio de ondículas, se usan las ecuaciones equivalentes a (3.67) y (3.78).

$$S_A = i\lambda [R_1] [\Theta] [T_1]^{-1} \quad (3.128)$$

$$S_B = i\lambda [R_2] [\Theta] [T_1]^{-1}$$

$$\Theta = \begin{pmatrix} e^{-ik_1x} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & e^{-ik_1(L-x)} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & e^{-ik_3x} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & e^{-ik_3(L-x)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & e^{-ik_5x} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & e^{-ik_5(L-x)} \end{pmatrix} \quad (3.129)$$

Que luego, multiplicando por los desplazamientos coeficientes de ondículas asociados a los desplazamientos, ordenados en sus grados de libertad correspondientes, entregan los desplazamientos axiales y transversales.

$$v_a = [S_A] \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ u_a \end{pmatrix} \quad (3.130)$$

$$v_b = [S_B] \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ u_b \end{pmatrix}$$

Y así finalmente se obtienen los desplazamientos en espacio tiempo multiplicando por la matriz de vectores propios:

$$[V_a] = v_a [\Phi] \quad (3.131)$$

$$[V_b] = v_b [\Phi]$$

Para ver el código MATLAB de este procedimiento se puede consultar el libro *Wavelet Methods for Dynamical Problems* (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

3.10 Conclusiones y comentarios

La transformada de ondículas ha sido estudiada y usada en diversas áreas, mostrando ser muy efectiva en el tratamiento de señales, principalmente por la ventaja que representa el poder trabajar en forma simultánea con espacio tiempo y espacio frecuencia sin perder información.

Gracias al trabajo de Daubechies, se cuenta con un grupo de transformadas de ondículas ortogonales de soporte compacto que permiten desacoplar las ecuaciones diferenciales parciales, logrando resolver el problema para las diferentes escalas de ondículas, y luego invertir a espacio tiempo.

En el presente capítulo se expuso la teoría de ondículas, necesaria para el desarrollo del método de elementos finitos espectrales basado en esta transformada. Además, se expone el desarrollo del Método de Elementos Finitos Espectrales de Ondículas (*WSFEM*) para los principales elementos estructurales, con los que luego se puede formar estructuras de mayor complejidad.

Respecto a los métodos basados en otras transformadas, al usar transformadas de ondículas se puede trabajar con condiciones de borde no periódicas, por lo tanto, se eliminan las incertezas al respecto, permitiendo modelar situaciones reales, que entreguen resultados físicamente coherentes. Además, otra de las ventajas que presenta este método en comparación a los métodos de elementos finitos tradicionales, es que se puede modelar cada elemento en toda su extensión definiendo solo los nodos de inicio y fin, es decir, se puede obtener información de puntos intermedios del elemento solo con estos nodos inicial y final, a diferencia de los métodos tradicionales en que, si se quiere conseguir mayor información en puntos intermedios de un elemento, se debe definir nodos en cada punto de interés, aumentando el costo computacional del método.

CAPÍTULO: 4 ANÁLISIS LINEAL DE ESTRUCTURAS CON DEMANDA SÍSMICA POR PROPAGACIÓN DE ONDAS

4.1 Introducción

Para aplicar el método desarrollado en el capítulo anterior a estructuras sometidas a demandas sísmicas, se requiere generalizar las expresiones para modelar marcos en dos dimensiones, que permitan representar el comportamiento de estructuras al menos en una dirección de análisis, para ello se desacopla la ecuación de equilibrio dinámico transformada a funciones de ondículas, de forma que sea posible resolver el problema en cada paso de tiempo, equivalente a un análisis de respuesta en el tiempo tradicional, pero en espacio de ondículas.

Además, para representar correctamente el ingreso de la demanda sísmica sobre la estructura, y considerar el hecho de que su aplicación no es instantánea en cada punto de esta, se modifican las matrices que permiten resolver el sistema, para aplicar una demanda de desplazamiento en la base, haciendo que la transmisión de la energía en altura sea producto del modelo de propagación de ondas.

En este capítulo se prueba el método con modelos simplificados primero para corroborar que los resultados corresponden a la literatura existente, y luego se revisa un caso de columna simple con las que se logra observar los principales efectos que produce la propagación de ondas de desplazamiento vertical, como la velocidad de propagación de las ondas axiales, se mostrará que presentan variaciones dependiendo de las propiedades de la estructura.

En la sección 4.2 se desacopla la ecuación de equilibrio dinámico gracias a los valores y vectores propios de la matriz de coeficientes de conexión, de esta forma se logra generalizar el método desarrollado en la sección anterior para estructuras de dos dimensiones (2D) con n grados de libertad, estructuradas en base a bielas, vigas y columnas.

En la sección 4.3 basado en las observaciones realizadas en la sección 2.7, se adapta el método *WSFEM* para ingresar una demanda en los nodos basales, permitiendo representar el ingreso de ondas que transmite el movimiento del sitio a la estructura.

En la sección 4.4, con el propósito de mostrar que el método entrega resultados acordes con la literatura existente, se modela una viga en voladizo con cargas axiales y transversales, mostrando que los resultados son equivalentes a las referencias.

En la sección 4.5 se modela una columna que representa un marco de edificio, en la cual se aplica una demanda de desplazamientos verticales para observar los efectos de la propagación de ondas axiales, del cual se estima la velocidad de propagación, y se compara con la formulación existente para el cálculo de velocidad de propagación de ondas axiales.

En la sección 4.6 se hace una evaluación descriptiva del método propuesto, señalando las principales ventajas, fortalezas, desventajas y posibles puntos a mejorar, que se han detectado en el análisis de los distintos casos analizados en este estudio.

En la sección 4.7 se exponen las principales conclusiones y comentarios.

4.2 Propagación de ondas en estructuras de dos dimensiones

En el capítulo anterior se desarrolla la metodología para analizar la propagación de ondas en elementos individuales, sin embargo, para estudiar estructuras más complejas se hace necesario generalizar la metodología para n grados de libertad, permitiendo ensamblar un conjunto de elementos que den forma a marcos 2D que representen estructuras formadas por bielas, vigas y columnas.

Para ello se hará uso de la teoría de análisis matricial de estructuras, que permite definir todos los grados de libertad globales que se requiera, y luego ensamblar las matrices y vectores que intervienen en el modelo dinámico, con los términos asociados a cada grado de libertad local de los elementos en la posición que corresponda.

Equivalente al caso de un grado de libertad (GDL), donde a partir de la ecuación (3.9) en que los términos representan una única dirección de movimiento, la ecuación (3.39) permite resolver directamente el problema, sin embargo, para casos que involucran más de un grado de libertad, en espacio tiempo, se requiere desacoplar el problema para cada tiempo j .

$$\{ [m] [\Gamma^2] + [c] [\Gamma^1] + [k] [I] \} \{ \mathbf{u}_j \} = \{ \mathbf{F}_j \} \quad (4.1)$$

En la ecuación (4.1) se observa que, las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, además de los vectores de desplazamiento y fuerza para cada paso de tiempo j tienen un tamaño asociado a los grados de libertad de la estructura, mientras que la matriz $[\Gamma]$ está formada para todos los tiempos asociados a $j = 0, 1, \dots, n - 1$, por lo tanto, no son multiplicables entre sí.

Del problema de vectores y valores propios, dada una matriz cuadrada A se dice que λ es el valor propio de A si existe un vector ϕ no nulo tal que:

$$A\phi = \lambda\phi \quad (4.2)$$

Por lo tanto, haciendo uso de esta propiedad es posible desacoplar las ecuaciones de (4.1). Para ello, de la matriz $[\Gamma]$ se desprenden los valores y vectores propios que permiten desacoplar la ecuación (4.1) con respecto al subíndice j . Los valores propios y la matriz de vectores propios de la matriz de coeficientes de conexión son λ_j para $j = 0, 1, \dots, n - 1$ y ϕ_i respectivamente.

Por lo tanto, multiplicando la ecuación (4.1) por el vector propio ϕ_i es posible reemplazar la matriz $[\Gamma]$ por los valores propios $-i\lambda_j$, donde $i = \sqrt{-1}$. Además, los coeficientes de aproximación se pueden representar como se muestra en la ecuación (3.60) por medio del vector propio ϕ_i .

Así, la ecuación desacoplada, en espacio frecuencia, se puede representar como:

$$\{-\lambda^2 [m] - i\lambda^1 [c] + [k]\} \{\hat{u}_j\} = \{\hat{F}_j\} \quad (4.3)$$

Ahora, la ecuación (4.3) puede ser resuelta para obtener cada vector $u_j, j = 0, 1, \dots, n - 1$, de tamaño igual a la cantidad de grados de libertad. La respuesta en el espacio del tiempo se obtiene realizando la transformada inversa de \hat{u}_j (Gopalakrishnan y Mitra 2010).

El procedimiento es equivalente a la sección 3.9, se deben armar las matrices y vectores locales para cada elemento, y luego ensamblar los grados de libertad locales en las matrices y vectores globales, esto puede ser por medio del método indicial o el de compatibilidad (McGuire y otros 2014).

4.3 Demanda sísmica basal

Como se indica en la sección 2.7, la demanda sísmica será ingresada en los nodos basales de la estructura, aplicando el desplazamiento impuesto por el sitio, lo cual hace que los grados de libertad de la base participen en el análisis, a diferencia de la metodología clásica en que estos grados de libertad pueden ser condensados por tener desplazamientos o giros nulos.

Para esto se reordenan los grados de libertad, dejando los grados asociados a la base al final de la numeración, de esta forma las matrices y vectores se pueden ordenar como indica la ecuación (4.4).

$$\begin{Bmatrix} \{P_a\} \\ \{P_b\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{aa}] & [K_{ab}] \\ [K_{ba}] & [K_{bb}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_a\} \\ \{u_b\} \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

Donde:

- $\{P_a\}$: Fuerza sobre los grados de libertad libres.
- $\{P_b\}$: Fuerza sobre los grados de libertad restringidos (incógnita).
- $\{u_a\}$: Desplazamiento de los grados de libertad libres (incógnita).
- $\{u_b\}$: Desplazamiento de los nodos restringidos. Definido por el registro sísmico de desplazamientos.

Por lo tanto, para ordenar las incógnitas se requiere reestructurar las matrices de rigidez, vectores de fuerza y desplazamiento como se indica en la ecuación (4.5).

$$\begin{Bmatrix} \{P_a\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \{K_{ab}\} \\ \{K_{bb}\} \end{Bmatrix} \{u_b\} = \begin{bmatrix} [K_{aa}] & [0] \\ [K_{ba}] & -[I] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_a\} \\ \{P_b\} \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

Sin embargo, la demanda proviene sólo desde la base, no existen esfuerzos externos en los grados de libertad libres, por lo tanto, $\{P_a\}$ es un vector nulo.

Luego, el desplazamiento en cada grado de libertad se puede obtener del vector $\{u^*\}$, que contiene la deformación de los grados de libertad libres, y el esfuerzo en los grados de libertad de la base.

$$\{P^*\} = - \begin{Bmatrix} \{K_{ab}\} \\ \{K_{bb}\} \end{Bmatrix} \{u_b\} \quad (4.6)$$

$$[K^*] = \begin{bmatrix} [K_{aa}] & [0] \\ [K_{ba}] & -[I] \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

$$\{u^*\} = \begin{Bmatrix} \{u_a\} \\ \{P_b\} \end{Bmatrix} \quad (4.8)$$

$$\{u^*\} = \{K^*\}^{-1} \{P^*\} \quad (4.9)$$

Un ejemplo de aplicación es una columna empotrada, en que se aplica la demanda de desplazamiento horizontal en la base, como muestra la Figura 4.1.

Los grados de libertad del nodo superior no tienen cargas externas, y la demanda de desplazamiento u_g se aplica en el grado de libertad horizontal de la base, por ejemplo, como muestra el vector de desplazamientos de la ecuación (4.10), solo un

desplazamiento horizontal que corresponde al movimiento del suelo, sin rotaciones ni desplazamiento vertical.

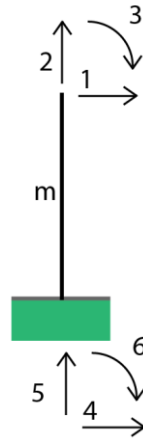


Figura 4.1 Modelo de columna vertical empotrada en la base.

$$\begin{Bmatrix} P_1^0 \\ P_2^0 \\ P_3^0 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{aa}] & [K_{ab}] \\ [K_{ba}] & [K_{bb}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4^{u_g} \\ u_5^0 \\ u_6^0 \end{Bmatrix} \quad (4.10)$$

$$\{P^*\} = - \begin{bmatrix} \{K_{ab}\} \\ \{K_{bb}\} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_g \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

$$[K^*] = \begin{bmatrix} [K_{aa}] & [0] \\ [K_{ba}] & -[I] \end{bmatrix} \quad (4.12)$$

$$\{u^*\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{Bmatrix} \quad (4.13)$$

Así, finalmente se puede obtener la respuesta de los grados de libertad superiores (u_1 , u_2 , u_3) en función del desplazamiento basal impuesto (u_g).

4.4 Respuesta en el dominio del tiempo para una viga tipo Euler-Bernoulli bajo cargas impulsivas

Para probar el método *WSFEM* antes descrito, y corroborar que el modelo desarrollado entregue soluciones acordes con la literatura existente, en esta sección se desarrolla el modelo de viga cantiléver de aluminio, desarrollado en el libro de Gopalakrishnan y Mitra 2010 y publicado por Mitra y Gopalakrishnan el año 2005.

Se modela la propagación de ondas axiales en una viga de material isotrópico, de largo 508 mm, ancho de 25,4 mm y altura 0,254 mm, elasticidad 70 GPa y peso específico de 2.700 kgf/m^3 . Se analiza para una señal de $2.048 \mu\text{s}$ de longitud, con un tiempo de muestreo de $1 \mu\text{s}$ (caso a, F_h - Figura 4.2).

Luego, se modela la propagación de ondas de flexión en una viga de material isotrópico usando la teoría de Euler-Bernoulli, con las mismas propiedades del caso anterior, pero para un largo de 254 mm (caso b, F_v - Figura 4.2).

La demanda de amplitud unitaria que se muestra en la Figura 4.3, es aplicada en el extremo libre de forma longitudinal (F_h) y transversal (F_v) en casos independientes para estudiar la velocidad del extremo de la viga.

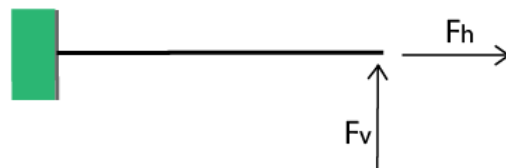


Figura 4.2 Viga cantiléver de aluminio, cargada en el extremo por un pulso unitario horizontal (caso a) y vertical (caso b).

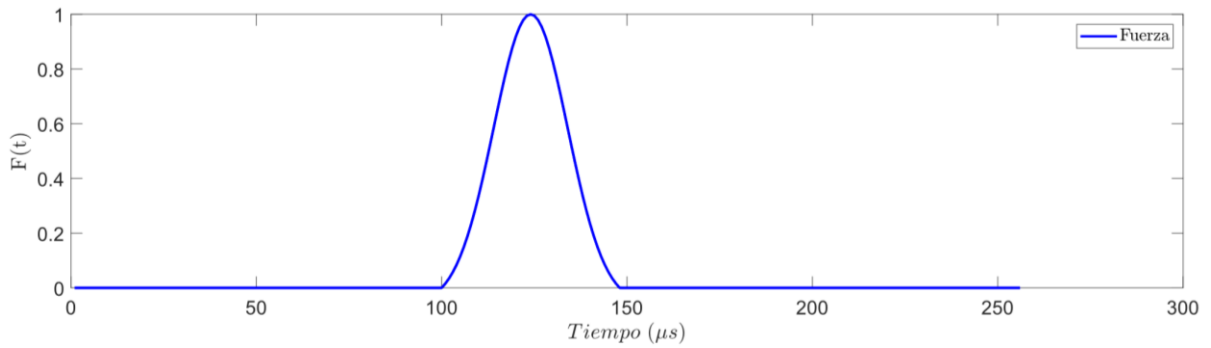


Figura 4.3 Pulso unitario.

Se observa que los resultados coinciden con lo entregado por las referencias (Mitra y Gopalakrishnan 2005), la Figura 4.4 muestra cómo el pulso axial es aplicado a los 100 μs en el extremo, luego la perturbación vuelve al mismo punto aproximadamente a los 300 μs , amplificada por el doble producto del rebote con el apoyo. Considerando que la viga mide 508 mm resulta que, al recorrer dos veces esa longitud, lo hace con una velocidad de aprox. 5.091 m/s, que es la velocidad de propagación de ondas en el aluminio.

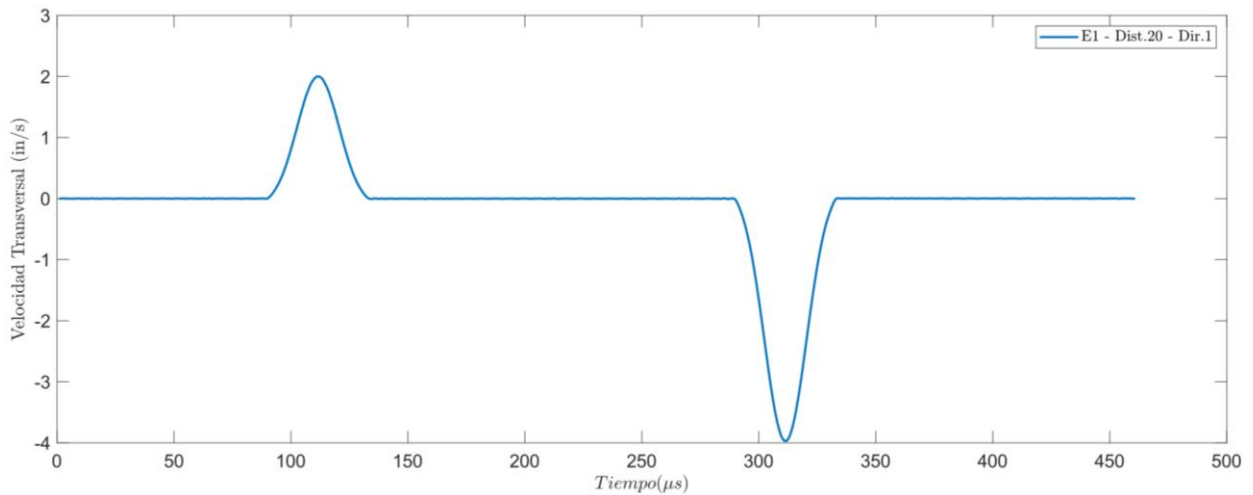


Figura 4.4 Velocidad axial del nodo libre en una viga cantiléver de aluminio (caso a), producto del impacto de un pulso unitario en sentido longitudinal. Las unidades están en in/s para comparar directamente con la referencia (Mitra y Gopalakrishnan 2005).

La Figura 4.5 muestra la velocidad en el extremo de la viga producto de la aplicación de la carga transversal a los 100 μs , y luego cuando la onda vuelve al extremo responde con una vibración libre.

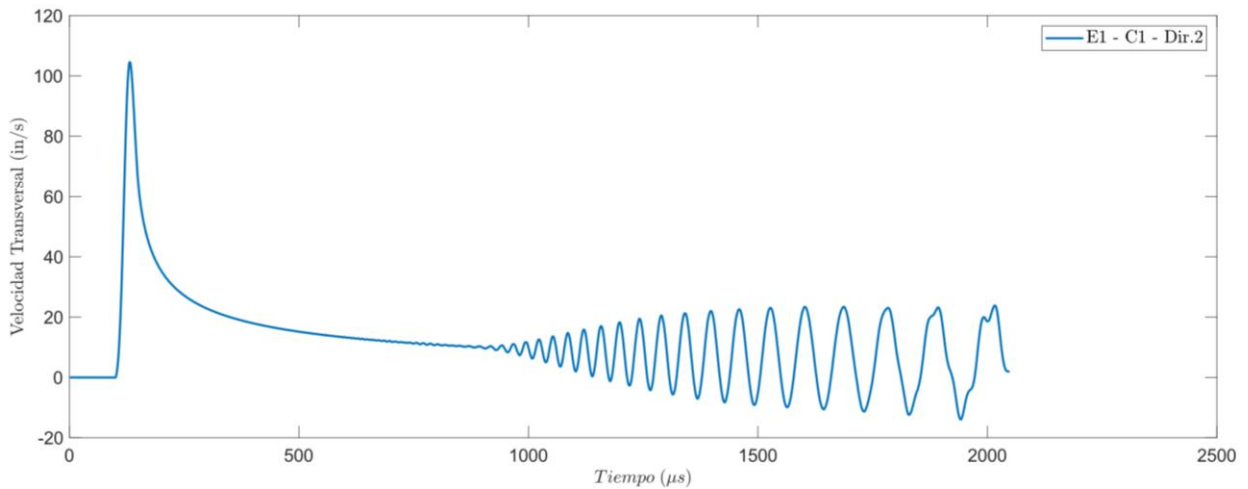


Figura 4.5 Velocidad transversal del nodo libre en una viga cantiléver de aluminio (caso b), producto del impacto de un pulso unitario en dirección transversal a la viga. Las unidades están en in/s para comparar directamente con la referencia (Mitra y Gopalakrishnan 2005).

4.5 Respuesta lineal de una columna sometida a una demanda sísmica vertical impulsiva

Cómo se ha mostrado en trabajos previos y con mediciones reales (Şafak 1999, Todorovska y otros 2001, Kohler y otros 2007, Zhang y otros 2011), cuando una onda vertical entra a la estructura esta rebota en el coronamiento y la base hasta que se disipa por amortiguamiento de la propia estructura y el suelo. Observando los tiempos de salida desde la base, y arriba al coronamiento, es posible determinar una velocidad de propagación de la onda.

Para verificar este efecto se modela una columna empotrada en la base (Figura 4.6), en la cual se obtendrá información de nodos intermedios, la columna representará el comportamiento de un edificio, y los puntos intermedios entregarán la información de cada piso, además para observar la deformación inicial se agregan puntos de control cada un metro en el primer nivel.

La columna modelada es de hormigón armado, con un peso específico de 2.500 kgf/m^3 , elasticidad 27.806 MPa , altura de 20 m , la sección y la masa serán modificadas según el análisis que se realice. A la densidad de las columnas se agregará una masa asociada a un peso de 16 tonf distribuidas en cada sección para simular el peso de otros elementos y la sobrecarga.

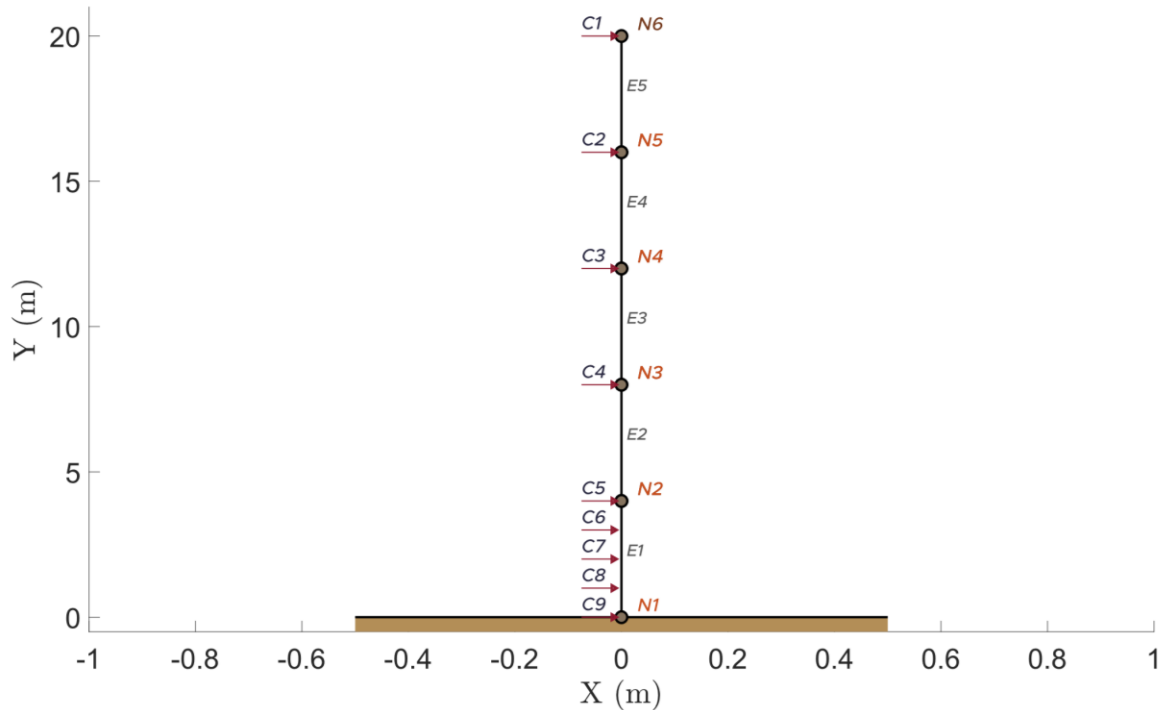


Figura 4.6 Modelo de columna empotrada en la base, altura de 20 m y discretizada en 5 niveles de 4 m. Los términos Ni representan cada nodo, Ei los elementos, y Ci representa los puntos en que se obtienen resultados.

La demanda basal será un desplazamiento vertical sintético de forma Gaussiana como muestra la Figura 4.7, el ancho del pulso (T) será modificado según se requiera para el análisis.

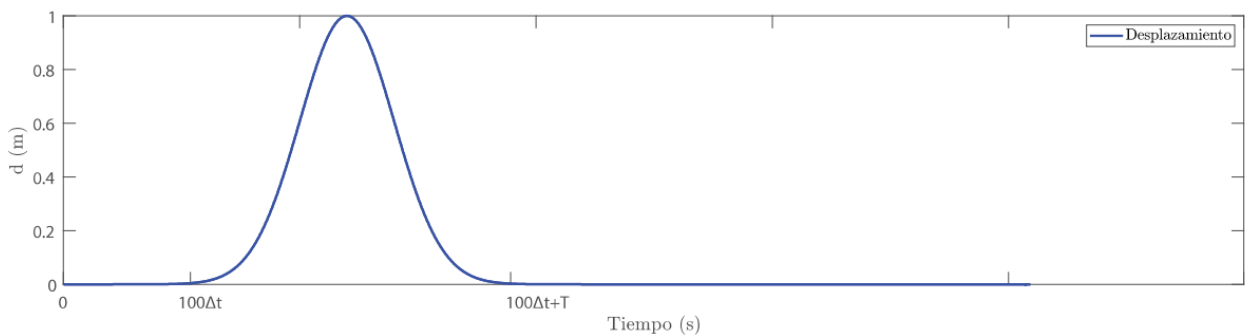


Figura 4.7 Pulso unitario de desplazamiento vertical de forma Gaussiana parametrizado.

En la Figura 4.8 se observa cómo la onda de desplazamiento vertical sube por la estructura y rebota en el coronamiento amplificando al doble el desplazamiento respecto al impuesto en la base, luego baja y repite el ciclo. Inicialmente, producto del desplazamiento vertical positivo, la columna se deforma en compresión y propaga esta deformación en vertical, hasta llegar al coronamiento dónde duplica la deformación, la

mitad de esa deformación es producto de la compresión propagada, y la otra mitad es producto de la tracción que se genera al seguir subiendo, como reacción a la onda compresiva, entonces, se produce un remanente de tracción que se propaga hacia la base. Luego, al impactar esta tracción con la base rígida el esfuerzo se invierte, propagando hacia arriba una onda compresiva, y así sucesivamente, cuando llega al coronamiento libre, la onda rebota con el mismo sentido de deformación (apuntando hacia arriba o abajo), y cuando rebota en la base invierte el sentido de la deformación.

Entre el desplazamiento de la demanda basal y del coronamiento de la estructura se puede medir la diferencia en los tiempos de salida y llegada de la onda para estimar la velocidad promedio con la que se propaga, que en este caso específico resulta ser de 2.381 m/s.

La velocidad de propagación de una onda p se puede estimar como muestra la ecuación (4.14), para las propiedades de la columna resulta una velocidad de 3.368 m/s, sin embargo, ese valor considera la densidad del hormigón, y el modelo desarrollado incluye un aumento de la densidad producto de las sobrecargas que podría presentar una edificación, así, el peso específico equivalente usado en este caso es de 4.870 kgf/m³. Considerando la densidad asociada a este peso, la velocidad de propagación de ondas resulta ser 2.390 m/s, valor muy cercano a los 2.381 m/s obtenidos anteriormente, midiendo el tiempo de desfase de la deformación en los resultados de desplazamiento.

$$v_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (4.14)$$

La Figura 4.8 muestra que el pulso aplicado en la base (E1-C6) está desfasado al menos en todo el ancho del pulso con respecto a la respuesta del coronamiento (E5-C1), esto significa que la columna efectivamente se deforma axialmente el doble del desplazamiento basal ya que cuando el coronamiento llega a su deformación máxima la base se encuentra en su posición no deformada. Este efecto de elongación puede observarse en edificios altos, en donde en algunos casos han ocurrido caídas de puertas producto de la liberación de bisagras.

Cabe mencionar que el análisis debe ser realizado con un muestreo de tiempo menor que el tiempo en que la onda recorre toda la altura de la estructura, de otra forma no se podrá apreciar el movimiento en detalle, solo se visualizaría una aproximación imprecisa del movimiento.

En la Figura 4.9 se estudia el efecto que produce la frecuencia de la demanda de desplazamiento vertical en la velocidad de propagación de ondas axiales, sin embargo,

se observa que independiente de la frecuencia, la velocidad de propagación se mantiene constante, esto muestra que la propagación de ondas axiales no es dispersiva, lo cual concuerda con lo indicado por Gopalakrishnan y Mitra (2010). Los dos puntos que se escapan a la tendencia se deben al método manual con que se determinó la velocidad de propagación de ondas.

Para frecuencias menores la columna se comporta como elemento rígido, por lo tanto, no es posible determinar una velocidad de propagación de onda, ya que tiende al infinito.

Luego, para estudiar el efecto de la masa y del área de la sección en la velocidad de propagación de onda axial, se modifican ambos términos entre 0,1 a 16 veces, la Figura 4.10 muestra cómo al aumentar la masa la velocidad se reduce de forma exponencial, y, por el contrario, al aumentar el área la velocidad aumenta.

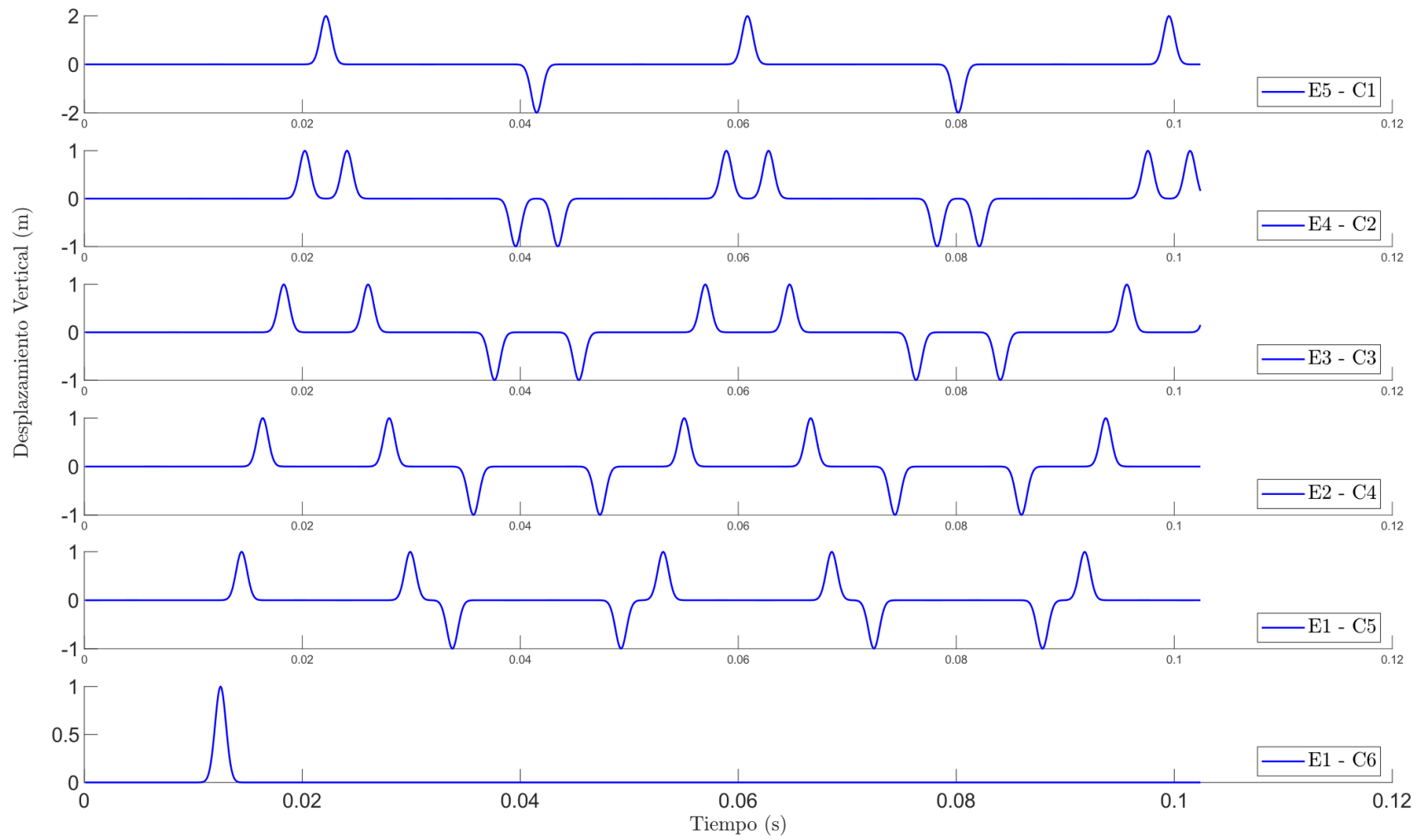


Figura 4.8 Desplazamiento vertical por cada nivel de la columna, producto de una demanda aplicada en la base. Análisis para $\Delta t=0,0001$ s, ancho de pulso 0,005 s, orden de Daubechies $L=18$ y resolución $m=10$.

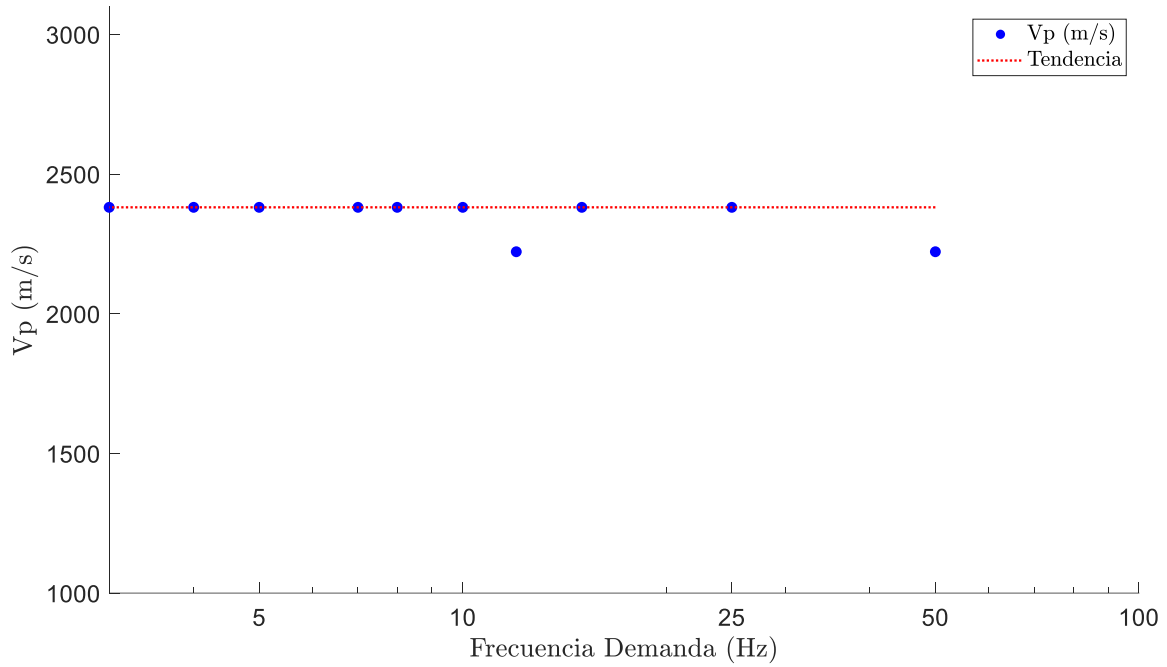


Figura 4.9 Velocidad de propagación de onda axial en función de la frecuencia de la demanda, resulta ser de 2.381 m/s para el caso de columna de hormigón armado, incluida la sobrecarga.

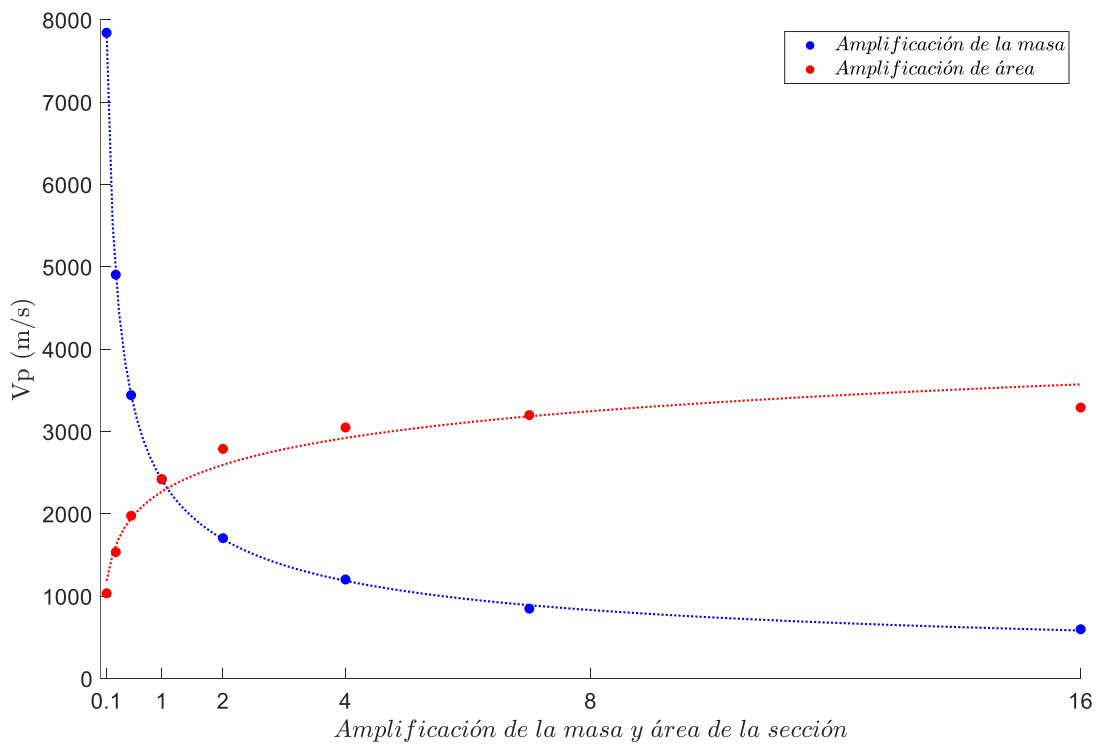


Figura 4.10 Velocidad de propagación de la onda axial ante cambios de masa y áreas de la sección.

Por otra parte, para probar el efecto de amortiguamiento que se produce en el desplazamiento vertical, se modela para un mayor largo de registro, y con un amortiguamiento del 20%, muy lejos de un amortiguamiento esperado, pero el propósito de este ejercicio es mostrar que se produce un decaimiento de la deformación, ya que para valores reducidos de amortiguamiento el decaimiento no es perceptible en la longitud de registro analizada. La Figura 4.11 muestra cómo el desplazamiento vertical comienza siendo unitario, y se duplica en el coronamiento para el primer recorrido de la onda, y al final del análisis el desplazamiento se reduce a 0,85 m en cada nivel y a 1,7 m en el coronamiento.

Respecto al reducido efecto que produce el amortiguamiento, comparado con un análisis tradicional, se debe tener en cuenta que, al propagar ondas en un medio, esta continuará rebotando hasta que se disipe por el propio amortiguamiento del elemento, y como ya vimos, no produce una reducción significativa en un corto periodo de tiempo. En los modelos tradicionales no se considera este efecto de propagación, por lo tanto, una vez que desaparece la excitación que produce el movimiento, la estructura decae rápidamente en su respuesta dependiendo de su nivel de amortiguamiento, por lo tanto, para que el modelo de propagación de ondas reproduzca el movimiento real más allá de un tiempo transitorio, es necesario representar la disipación que produce el suelo por efectos de radiación, permitiendo disipar las ondas por este medio.

4.6 Evaluación del método

El método *WSFEM* implementado para demandas sísmicas permite reproducir el efecto de propagación de ondas tomando en cuenta el efecto transitorio que se produce al aplicar una demanda impulsiva, esto permite avanzar en el entendimiento de los efectos de propagación de ondas en estructuras, para poder anticipar posibles problemas que se generen en sismos de tipo impulsivos.

El método *WSFEM* implementado es de tipo lineal, permite modelar estructuras discretas, a diferencia de los modelos de propagación de ondas existentes que modelan estructuras continuas. Se implementa para estructuras en 2D, permitiendo modelar marcos formados por elementos 1D, como vigas y columnas. Al trabajar con transformadas de ondículas se elimina el problema que tiene la transformada de Fourier al modelar condiciones de borde no periódicas, lo cual permite modelar situaciones reales y obtener una respuesta físicamente coherente. Además, el modelo no requiere ingresar la velocidad de propagación de onda como un parámetro de entrada, lo cual simplifica la elaboración de los modelos ya que este es un parámetro complejo de obtener en estructuras, salvo que se estime con formulaciones teóricas aproximadas como lo hacen algunos autores.

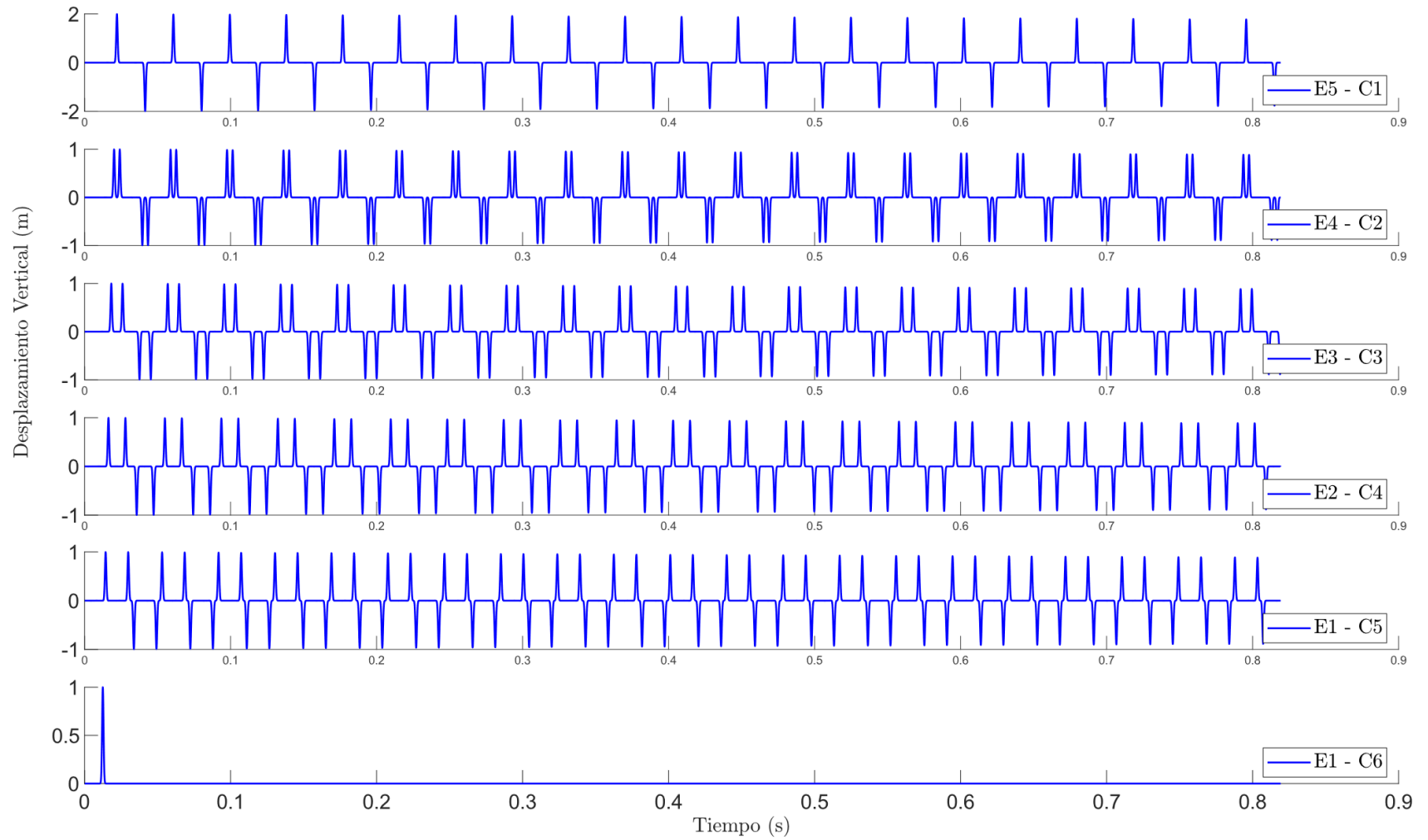


Figura 4.11 Desplazamiento vertical producto de la propagación de una onda de desplazamiento vertical, con un 20% de amortiguamiento. Análisis para $\Delta t=0,0001$ s, ancho de pulso 0,005 s, orden de Daubechies $L=18$ y resolución $m=13$.

Además, a diferencia de otros métodos, permite observar y determinar manualmente la velocidad de propagación de las ondas axiales y de corte, ya que los modelos de vigas y bielas reproducen la velocidad de onda de forma dispersiva y no dispersiva respectivamente.

El hecho de implementar el método basado en la forma de armado y ensamblaje de los métodos matriciales usados actualmente, le permite ser un método versátil, con el que se pueden estudiar las mismas tipologías estructurales que actualmente se analizan con métodos tradicionales, pero basados en la teoría de propagación de ondas. Sin embargo, para esto queda camino por recorrer, ya que, por ejemplo, queda pendiente implementar elementos tipo vigas de corte, placas de dos dimensiones (2D), u otros.

Para lograr reproducir ondas de longitud corta, o la respuesta en posiciones intermedias de un elemento, con métodos tradicionales se hace necesario discretizar la estructura en una gran cantidad de elementos, dividiendo cada uno de ellos en sub-segmentos, lo cual produce grandes matrices de rigidez que se transforman en un alto costo computacional. Sin embargo, con el método estudiado es posible obtener la respuesta en posiciones intermedias de los elementos sin definir nodos en dichas posiciones, lo cual reduce significativamente el tiempo de cálculo. Por otra parte, el tiempo de cálculo de este método en buena parte se produce al ensamblar y obtener los valores y vectores propios de la matriz de coeficientes de conexión $[\Gamma^1]$, ecuación (3.57), la cual depende del grado de resolución m que está directamente relacionado con la longitud del registro a ingresar como demanda, sin embargo esta matriz solo depende de las propiedades de ondículas tipo Daubechies que se elija para resolver, es independiente del problema físico, por lo tanto, esta matriz se puede calcular previamente con sus valores y vectores propios, y almacenar para ser usada en futuros análisis, lo que permite reducir significativamente el tiempo de cálculo.

Como se indica en el párrafo anterior, el tamaño de la matriz de coeficientes de conexión depende de la longitud del registro, por lo tanto, se produce una combinación entre el largo del registro y el tiempo de muestreo, que tiene limitaciones para evitar tiempos significativos de cálculo de los valores y vectores propios. Sin embargo, como se menciona anteriormente en caso de ser matrices de gran tamaño, se pueden armar y calcular sus valores y vectores propios para ser almacenados y usados posteriormente. Por otra parte, el tamaño de la estructura y la cantidad de nodos definidos también influye en el tamaño de la matriz de coeficientes de conexión, pero en menor medida.

En este trabajo no se está mostrando ejemplos de modelos que consideren el recorrido horizontal que debe hacer la onda para pasar por diferentes apoyos basales, sin embargo, el método tiene la capacidad de realizar este análisis. Para hacerlo se puede ingresar un registro en cada apoyo, desfasando el paso de la onda en el tiempo que tarda la onda en llegar a cada uno, y la metodología de propagación de ondas se encarga de redistribuir la energía por la estructura.

Respecto al tiempo de muestreo de un registro, se debe poner especial atención para asegurar que el viaje en altura de las ondas sea captado en varios instantes mientras sube, es decir, por ejemplo si un edificio rígido, formado por muros, tiene una velocidad de propagación de ondas de 1.000 m/s, y tiene 20 m de alto, en 0,02 s la onda recorre todo el edificio, por lo tanto, para tener una buena descripción del movimiento en cada piso el tiempo de muestreo debería ser al menos la décima parte de este tiempo, es decir con una frecuencia de muestreo de 500 Hz, y deseable una frecuencia mayor, lo cual para el monitoreo actual es perfectamente posible, pero probablemente la mayor parte de los instrumentos actualmente instalados tienen una tasa de muestreo menor a esa.

Dependiendo del problema y el tipo de demanda ingresada, el método puede producir ruidos numéricos, que se manifiestan como pequeñas perturbaciones de movimiento en las respuestas de desplazamiento, y que se pueden acrecentar significativamente en los registros de velocidad y aceleración ya que estos son resultado de la derivada de la respuesta de desplazamiento. Este ruido puede ser eliminado o reducido cambiando el orden de ondículas tipo Daubechies (L), el tiempo de muestreo (Δt), y/o el nivel de resolución (m) usado para el análisis, sin embargo, en algunos casos este persiste con una amplitud que no es significativa para el nivel de deformaciones del problema analizado.

Por lo anterior, es recomendable probar agregando un tramo inicial de desplazamiento nulo en la demanda, para verificar que este tramo se mantenga nulo en el resultado, así se puede confirmar que no existe un nivel de ruido significativo, ya que, de forma similar a la transformada de Fourier, la transformada de ondículas al pasar de espacio de ondículas a espacio tiempo, disminuye el error en toda la longitud de la respuesta. Sin embargo, en general para la mayoría de los análisis existe un ruido que puede ser de una amplitud imperceptible.

Los registros con puntos “no derivables”, o con cambios de pendiente instantáneos, producen distorsiones en la respuesta en el tiempo, generan ruido que se reparte en la respuesta. Para detectar esto se puede aplicar una demanda inicial nula, se hace notorio el ruido en este tramo, lo que permite calibrar los parámetros para reducir este efecto. Para registros reales, por tener una baja frecuencia de muestreo, se produce una gran cantidad de vértices en registros de aceleración, pero estos se ven reducidos al integrar los registros a desplazamiento, sin embargo, como se menciona anteriormente, de todas formas, se pueden producir ruidos numéricos menores.

El modelo considera que la base de la estructura es fija y rígida, por lo tanto, no permite la disipación de ondas hacia el suelo, haciendo que las ondas reboten en la base y se mantengan en la estructura por un largo tiempo, hasta que el amortiguamiento propio de la estructura la disipe, sin embargo, esto no refleja el efecto real que produce el suelo, ya que este permite disipar parte de la energía de las ondas por radiación. Para considerar este efecto se debería hacer un modelo que incluya los estratos de suelo bajo la estructura.

4.7 Conclusiones y comentarios

Por medio de los vectores y valores propios de la matriz de coeficientes de conexión se logra desacoplar la ecuación de propagación de ondas para resolver en cada instante de tiempo. Además, permite armar el sistema de ecuaciones para resolver estructuras formadas por un conjunto de elementos en dos dimensiones.

El método expuesto en este capítulo permite modelar estructuras de marcos en dos dimensiones formados por elementos tipo barras, sometidos a demandas sísmicas, logrando reproducir el efecto de propagación de ondas, y el efecto transitorio que se produce al aplicar una demanda de desplazamientos en la base, esto permite avanzar en el entendimiento de los efectos que produce la propagación de ondas en estructuras, para poder anticipar posibles problemas que se generen en sismos de tipo impulsivos.

Se muestra que la velocidad de propagación de las ondas axiales cambia con las propiedades del elemento, aumentando en la medida que el elemento tiene mayor rigidez, y disminuyendo en la medida que tiene mayor masa, lo que es equivalente al comportamiento de la velocidad de propagación de ondas en medios continuos. Además, se muestra que las ondas que se propagan axialmente por el elemento no son dispersivas, e independiente de la frecuencia, mantiene la misma velocidad de propagación de ondas.

El método propuesto no permite reproducir la transferencia de energía de las ondas que vuelven al suelo, por lo tanto, las ondas permanecen rebotando dentro de la estructura hasta que se disipan.

CAPÍTULO: 5 ANÁLISIS DE EDIFICIOS TIPO POR PROPAGACIÓN DE ONDAS

5.1 Introducción

En este capítulo se prueba el método con modelos simplificados de estructuraciones típicas, en los que se logra observar los principales efectos que produce la propagación de ondas, como desplazamientos relativos y derivas de entrepiso significativos en régimen transitorio, los cuales veremos que no obedecen a un comportamiento normalmente aceptado, en que las amplificaciones se debieran producir en las zonas de frecuencias modales.

Respecto a las velocidades de propagación de las ondas de corte, se mostrará que presentan variaciones dependiendo de las propiedades de la estructura, pero además cambian respecto a la frecuencia de excitación de la demanda, principalmente cuando se trata de un régimen transitorio, mostrando que esta no es una propiedad asociada solo a la estructura.

Se aplica una demanda de un pulso sintético de desplazamiento, que cuenta solo con una rama creciente, para estudiar el efecto que se produce en un tiempo transitorio, de esta forma se observa la respuesta inicial de la estructura mientras el pulso llega a su desplazamiento máximo.

Luego, para observar si la estructura amplifica en sus frecuencias modales, se aplica una demanda de desplazamiento sintético de tipo sinusoidal completa, seguido de una extensión nula hasta completar una duración de registro de cuatro veces el periodo de la demanda.

Además, se estudia la velocidad de propagación de onda, para diferentes masas, rigideces, y frecuencias del pulso de desplazamiento aplicado, con el propósito de observar si se cumple una tendencia similar a la observada en el capítulo anterior para propagación de ondas axiales.

En la sección 5.2 se modelan tres columnas que representan marcos de un edificio flexible, otro rígido y uno de tipo piso blando, aplicando una demanda de deformación horizontal en los cuales se observan los efectos de deformación relativa, deriva de entrepiso y velocidad de propagación de ondas.

En la sección 5.3 se muestra cómo se produce la deformación de los primeros niveles del edificio durante la aplicación del desplazamiento impulsivo en la base de la estructura.

En la sección 5.4 se realiza un análisis del efecto que produce el contenido de frecuencias de la demanda en la amplificación de las deformaciones del edificio, tanto en el tiempo transitorio en que se desarrolla el desplazamiento máximo del pulso, como en un tiempo de mayor extensión que permite ver los efectos de la respuesta.

En la sección 5.5 se muestra cómo la velocidad de propagación de la onda de corte en altura cambia con respecto a las propiedades de la estructura, y cuando se trata de ondas impulsivas esta varía principalmente con el contenido de frecuencias de la demanda.

En la sección 5.6 se exponen las principales conclusiones y comentarios del capítulo.

5.2 Respuesta lineal de edificaciones tipo sometida a cargas sísmicas horizontales impulsivas

En esta sección se aplica el modelo *WSFEM* implementado para demanda sísmica, con el cual se propaga ondas artificiales de desplazamiento horizontal desde la base, con el propósito de estudiar las principales propiedades y efectos que se producen. Para comenzar con un caso simple, se trabaja como base con el modelo del capítulo anterior (Figura 4.6).

Los modelos a estudiar serán:

- Modelo M5.1: Tipo marcos flexible, columna con una sección equivalente a cuatro columnas de hormigón armado de 50 x 50 cm.
- Modelo M5.2: Tipo muros rígidos, columna con una sección equivalente a tres muros de hormigón armado de 25 x 300 cm.
- Modelo M5.3: Tipo piso blando, columna con una sección equivalente a cuatro columnas de hormigón armado de 50 x 50 cm en el primer nivel, y equivalente a tres muros de hormigón armado de 25 x 300 cm en los niveles superiores.

5.3 Deformación basal en régimen transitorio

Como se mencionó en la sección 2.7, la deformación inicial producto de un pulso ingresado en la base de la estructura genera un desplazamiento concentrado en el primer nivel, por un tiempo que depende de las propiedades de la estructura y del pulso. En esta sección se muestra este efecto usando los ejemplos antes mencionados, para tres niveles de rigidez, primero una rigidez baja, simulando un edificio formado por marcos (M5.1), luego una rigidez alta (M5.2), simulando un edificio en base a muros, y finalmente una combinación de ellos representando un edificio de tipo piso blando (M5.3).

Se aplica como desplazamiento basal el pulso sintético unitario de la Figura 5.1, parametrizado con el tiempo de muestreo (Δt) y el ancho del pulso (T), en este caso se aplicará el mismo pulso a las tres estructuras para comparar su comportamiento en las mismas condiciones.

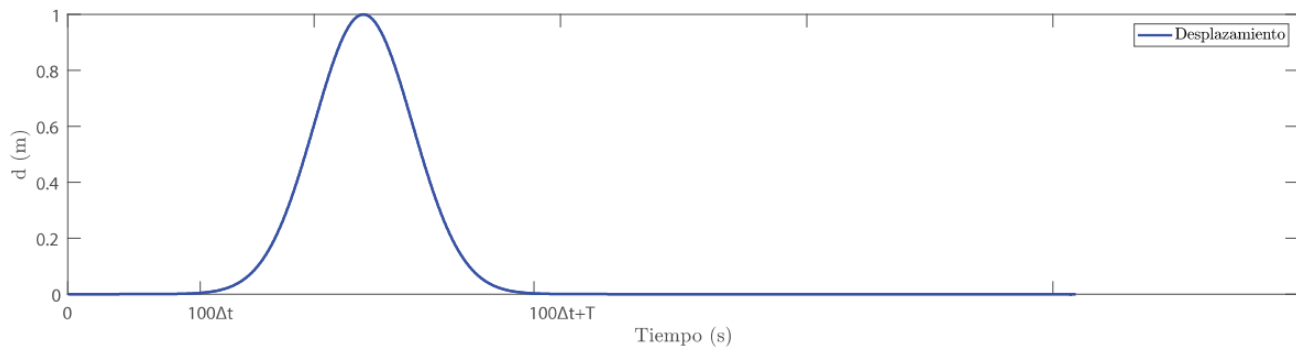


Figura 5.1 Pulso unitario horizontal parametrizado.

5.3.1 Modelo de marco flexible (M5.1)

Como resultado de este análisis para el modelo M5.1, en la Figura 5.2 se puede ver los primeros instantes (figura superior izquierda) en que se aplica el desplazamiento de la base hacia la derecha, y como se va transmitiendo la onda en altura, manifestándose con la deformación lateral, que, en el último recuadro (figura inferior derecha), cuando la onda aún no ha llegado al coronamiento, muestra un desplazamiento relativo entre la base y el coronamiento de 70 cm, pero concentrado principalmente en los dos primeros niveles.

La Figura 5.3 muestra el desplazamiento total de cada punto de control marcado en la Figura 4.6, donde los cinco registros de abajo pertenecen al tramo que representa la columna del primer nivel, y los superiores para los niveles restantes. Además, la línea punteada muestra el desplazamiento relativo del punto de control respecto a la base.

Se observa que el pulso se propaga en vertical, con un leve desfase de tiempo en los puntos de control de la columna del primer nivel, y para los niveles superiores se hace más notorio, ya que están a mayor distancia. Esto se puede ver al comparar la línea continua de desplazamiento total (DT) con la línea punteada de desplazamiento (DR), siendo la línea punteada de desplazamiento relativo respecto a la base, la que comienza a moverse antes que la línea continua azul. La deformación respecto a la base muestra cómo durante la aplicación del pulso con desplazamiento máximo en la base de 100 cm, se produce una deformación relativa aproximada de 77 cm, 97 cm, 114 cm, 100 cm y 165 cm, desde el primer al último nivel respectivamente, esto ya que cuando comienza el movimiento en la base, los pisos superiores no han reaccionado al movimiento.

La Figura 5.4 muestra en color gris las posiciones deformadas en que se producen los mayores desplazamientos de cada punto de control. Se observa que, por la flexibilidad de la columna, en algunos casos estas deformaciones ocurren posteriores a la aplicación del pulso, ya que la base se encuentra en el punto de origen. Además, se observan las derivas de entrepiso, a la izquierda, siendo la máxima 104 cm.

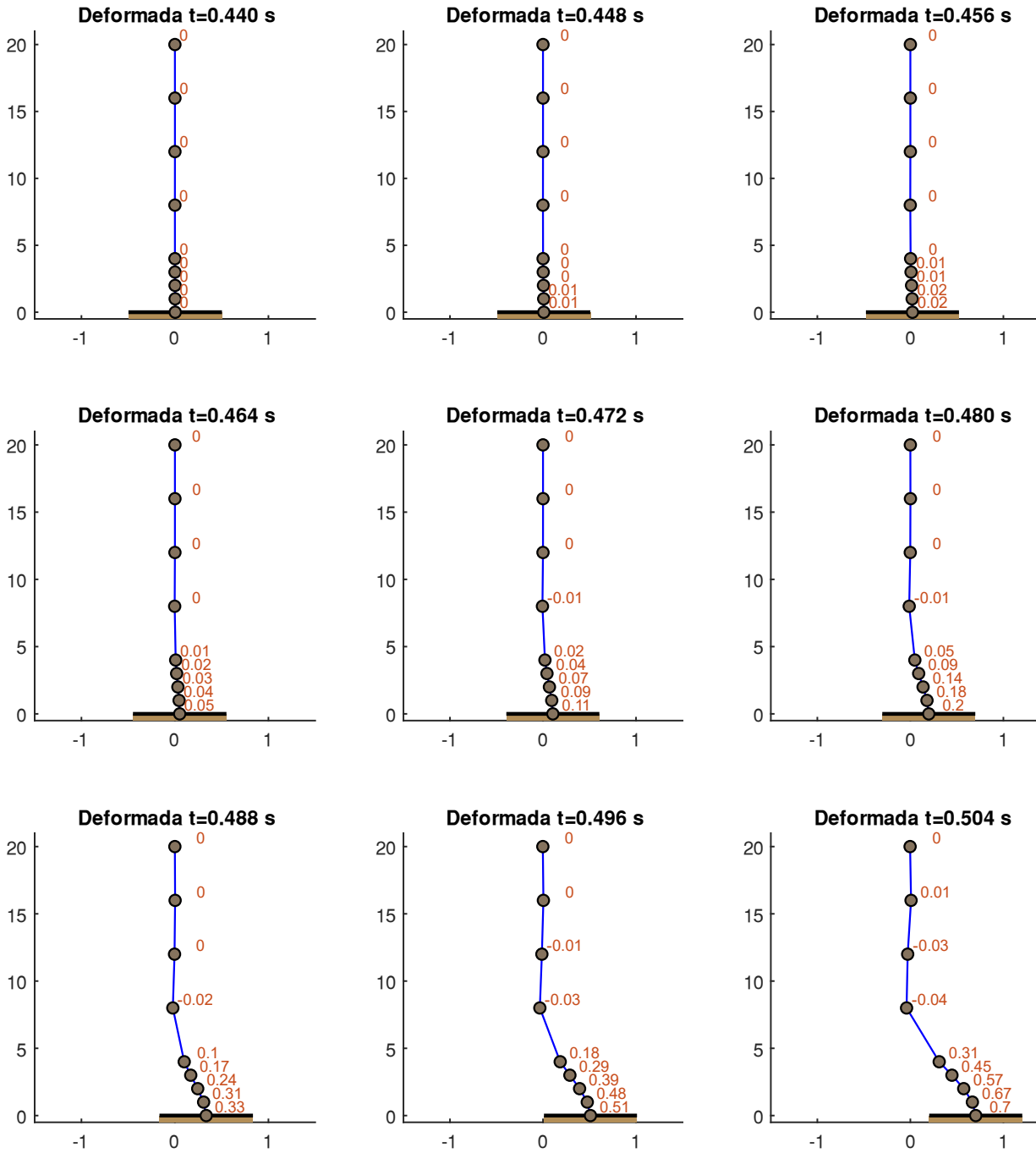


Figura 5.2 Posición deformada de la columna (M5.1) en la aplicación del pulso de desplazamiento basal. Los números muestran el desplazamiento de cada punto de control. Análisis para $\Delta t=0,004$ s, ancho de pulso 0,15 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$. Unidades en metros.

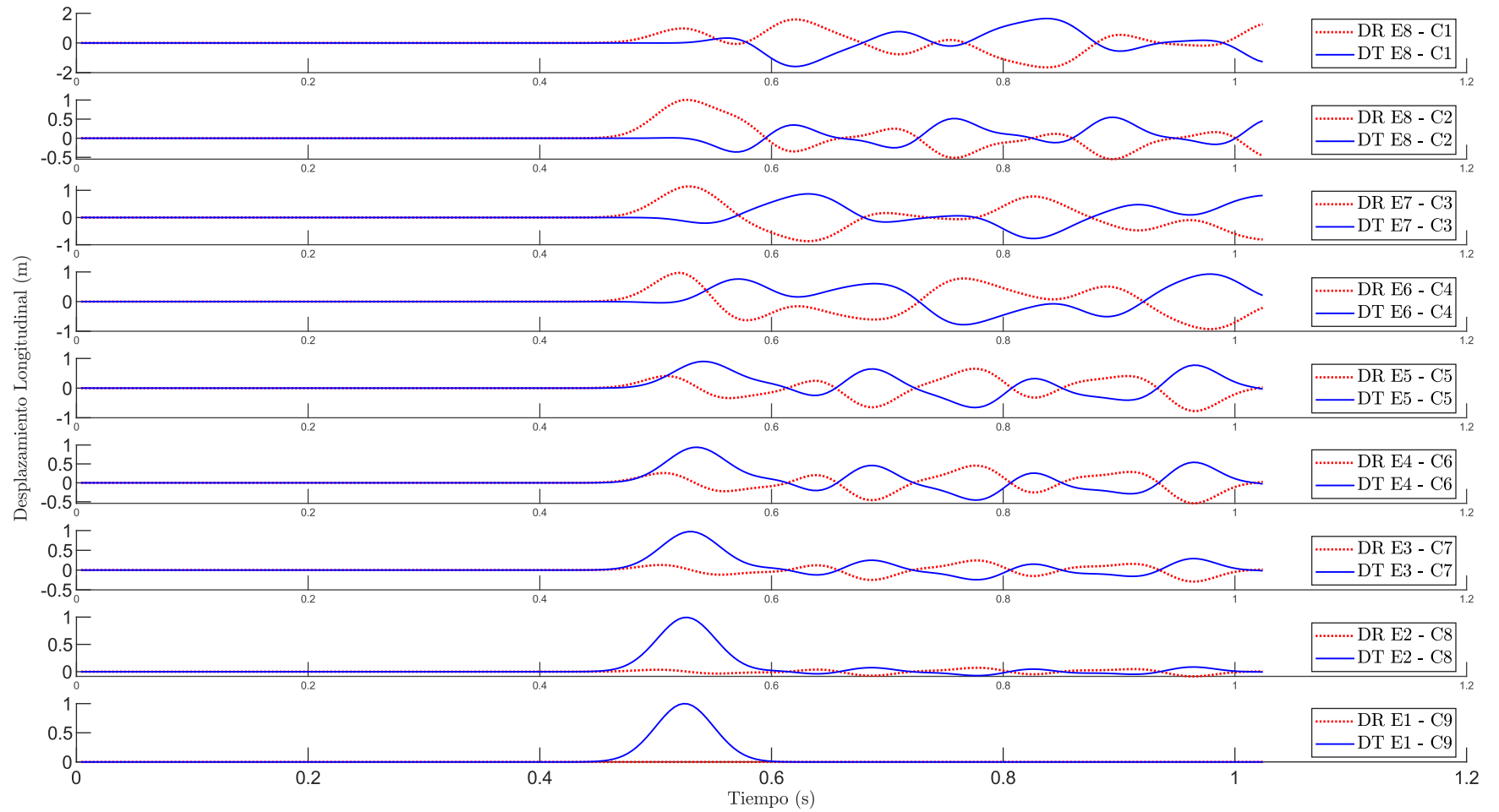


Figura 5.3 Historial de deformación de la columna flexible en cada punto de control (M5.1). La línea azul continua muestra la deformación total (DT). La línea punteada muestra el desplazamiento relativo del punto de control respecto de la base (DR). Análisis para $\Delta t=0,004$ s, ancho de pulso 0,15 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$.

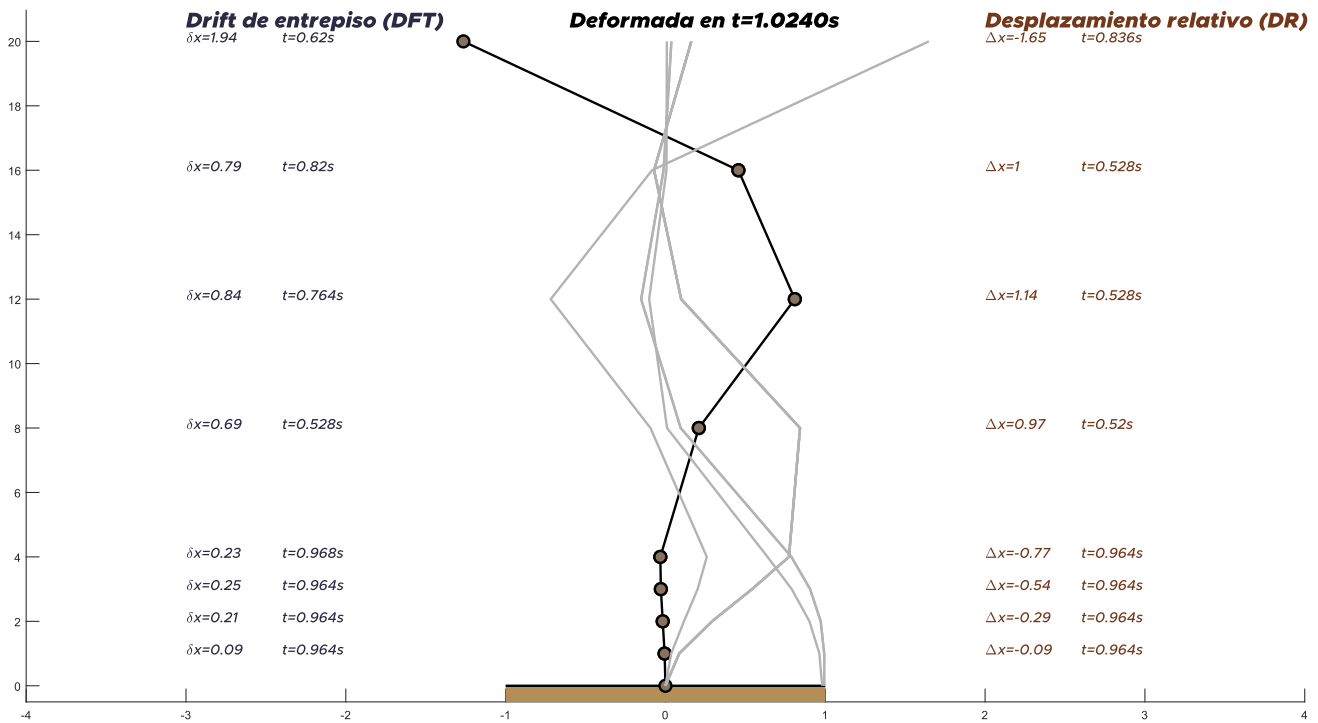


Figura 5.4 Posición deformada de la columna flexible (M5.1), en negro la posición final del análisis, en gris las posiciones que generan los mayores desplazamientos de cada punto de control. A la derecha el mayor desplazamiento relativo del punto. A la izquierda la mayor deformación de entrepiso. Unidades en metros.

En la Figura 5.4 se puede ver que no se mueve con la primera forma modal, sin embargo, las formas de las deformadas se podrían asociar a formas modales de orden 3 o superior, en que la masa se distribuye hacia ambos lados, lo cual evita tener grandes deformaciones laterales, pero si tiene derivas de entrepiso considerables ya que en algunos casos los pisos contiguos van en direcciones opuestas.

5.3.2 Modelo tipo muros rígidos (M5.2)

El segundo modelo (M5.2), de muros rígidos, es igual al anterior, pero con una sección equivalente a tres muros de hormigón armado de 300 x 25cm.

En la Figura 5.5 se muestra el desplazamiento de cada punto de control marcado en la Figura 4.6, al aplicar el pulso unitario de la Figura 5.1, donde los cinco registros inferiores pertenecen al tramo que representa la columna del primer nivel, y los superiores para los niveles restantes. Además, la línea punteada muestra la deformación del punto de control respecto a la base.

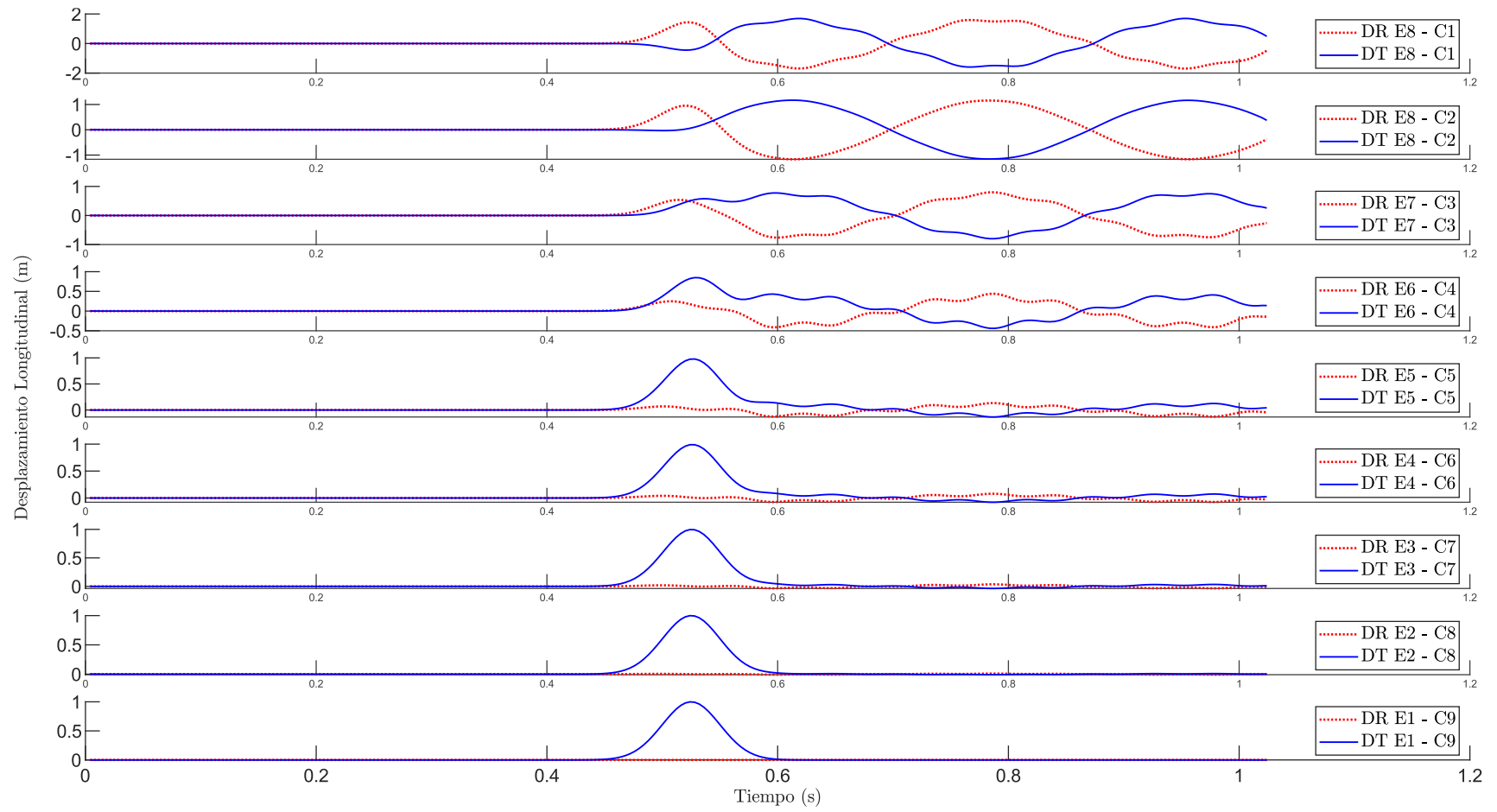


Figura 5.5 Historial de deformación de la columna rígida (M5.2) en cada punto de control. La línea azul continua muestra la deformación. La línea punteada muestra la deformación del punto de control respecto del punto base. Análisis para $\Delta t=0,004$ s, ancho de pulso 0,15 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$.

Se observa que el pulso se propaga en vertical, con un desfase casi imperceptible en la columna del primer nivel (cuatro gráficos inferiores), y para los niveles superiores se observa un desfase ya que están a mayor distancia. La deformación respecto a la base muestra cómo durante la aplicación del pulso con desplazamiento máximo en la base de 100 cm, se produce un desplazamiento relativo aproximado de 12 cm, 44 cm, 80 cm, 117 cm y 170 cm, desde el primer al último nivel respectivamente.

En la Figura 5.6 se muestra cómo se deforma la base en los primeros instantes de la aplicación del pulso de desplazamiento basal, que, por la rigidez de la estructura, cuando en la base se ha movido 3 cm, el coronamiento ya comienza a experimentar un movimiento, alcanzando un desplazamiento relativo respecto a la base de 4 cm.

La Figura 5.7 muestra en color gris las posiciones deformadas en que se producen los mayores desplazamientos de cada punto de control, se observa que, en la mayor parte de los casos estas deformaciones se producen posteriores a la aplicación del pulso, ya que la base se encuentra en el punto de origen. La mayor deriva de entrepiso, a la izquierda, es de 54 cm, mientras que el mayor desplazamiento relativo es de 170 cm.

En la Figura 5.7 se puede ver que todo su movimiento se asemeja al de una primera forma modal, sin observarse alguna forma de orden superior. La masa se distribuye toda hacia un lado u otro al mismo tiempo, lo cual evita tener grandes derivas de entrepiso, pero si muestra deformaciones relativas considerables.

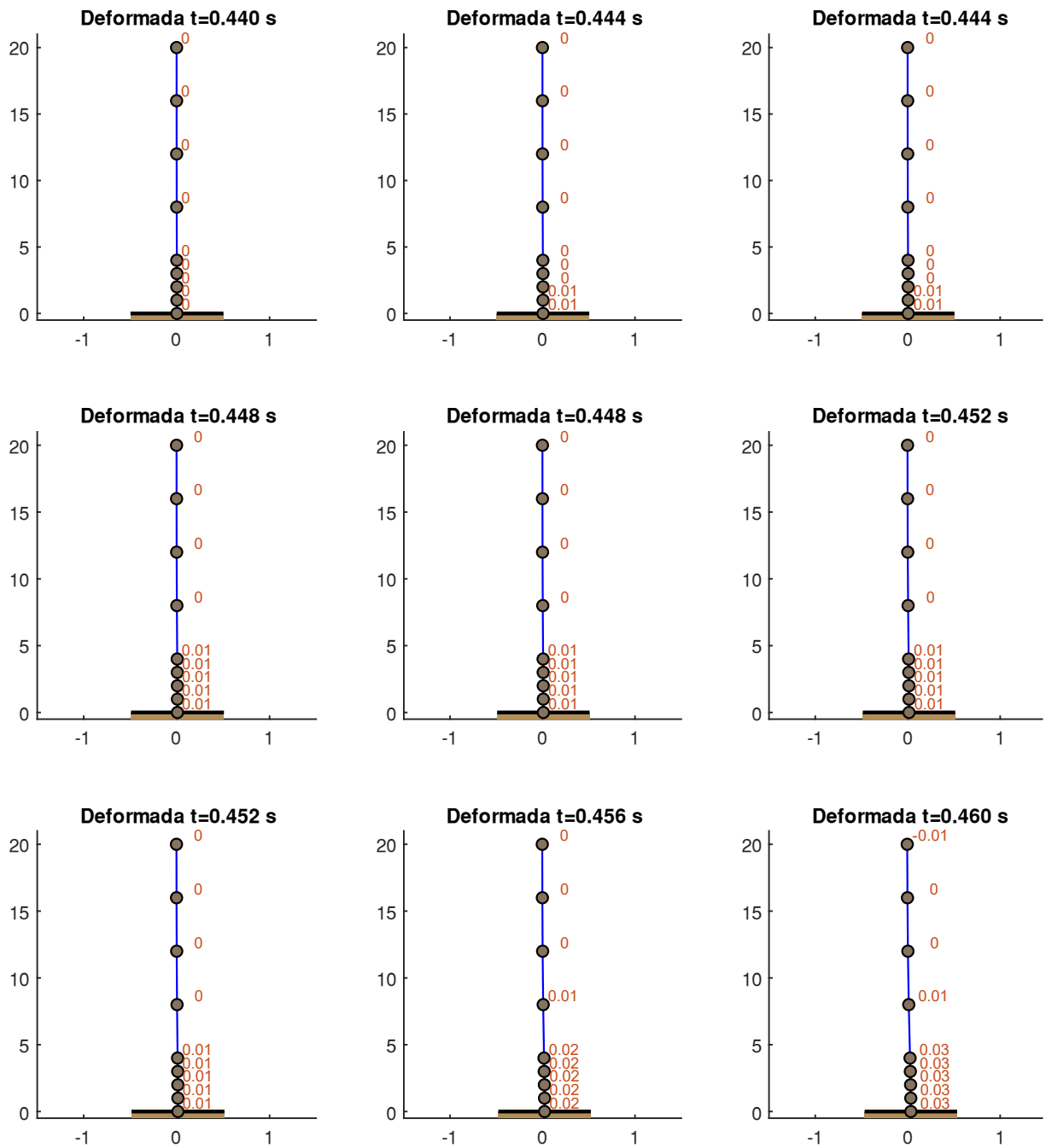


Figura 5.6 Posición deformada de la columna rígida (M5.2) en la aplicación del pulso de desplazamiento basal. Los números muestran el desplazamiento de cada punto de control. Análisis para $\Delta t=0,004$ s, ancho de pulso 0,15 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$. Unidades en metros.

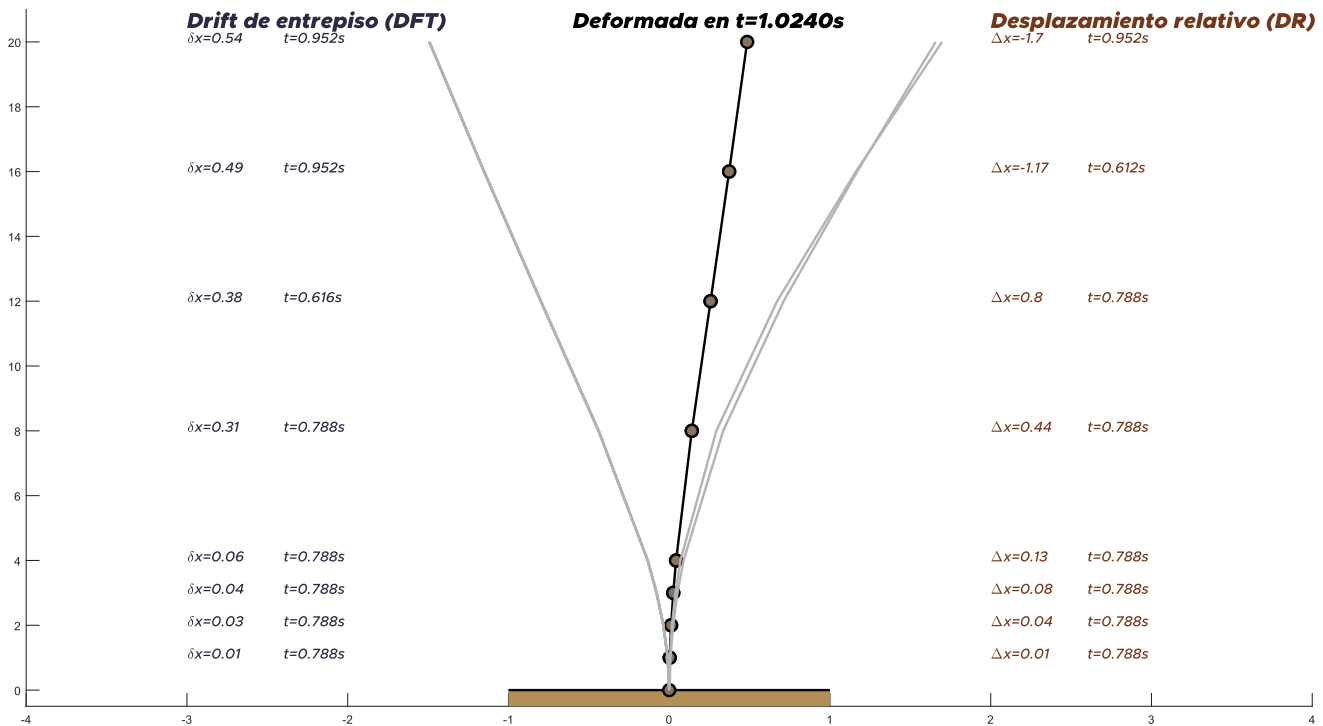


Figura 5.7 Posición deformada de la columna rígida (M5.2), en negro la posición final del análisis, en gris las posiciones que generan los mayores desplazamientos de cada punto de control. A la derecha el mayor desplazamiento relativo del punto. A la izquierda la mayor deformación de entrepiso. Unidades en metros.

5.3.3 Modelo tipo piso blando (M5.3)

El tercer modelo (M5.3) que representa un edificio de tipo piso blando. La Figura 5.8 muestra el desplazamiento de cada punto de control marcado en la Figura 4.6, donde los cinco registros inferiores pertenecen al tramo que representa la columna del primer nivel, y los superiores para los niveles restantes. Además, la línea punteada muestra la deformación del punto de control respecto a la base.

En la Figura 5.9 se muestra cómo se deforma la base en los primeros instantes de la aplicación del pulso de desplazamiento basal, que para los 20 cm de deformación que muestra el último recuadro, 16 cm de ese desplazamiento se producen en el primer nivel, mientras los niveles superiores tienen un movimiento casi nulo.

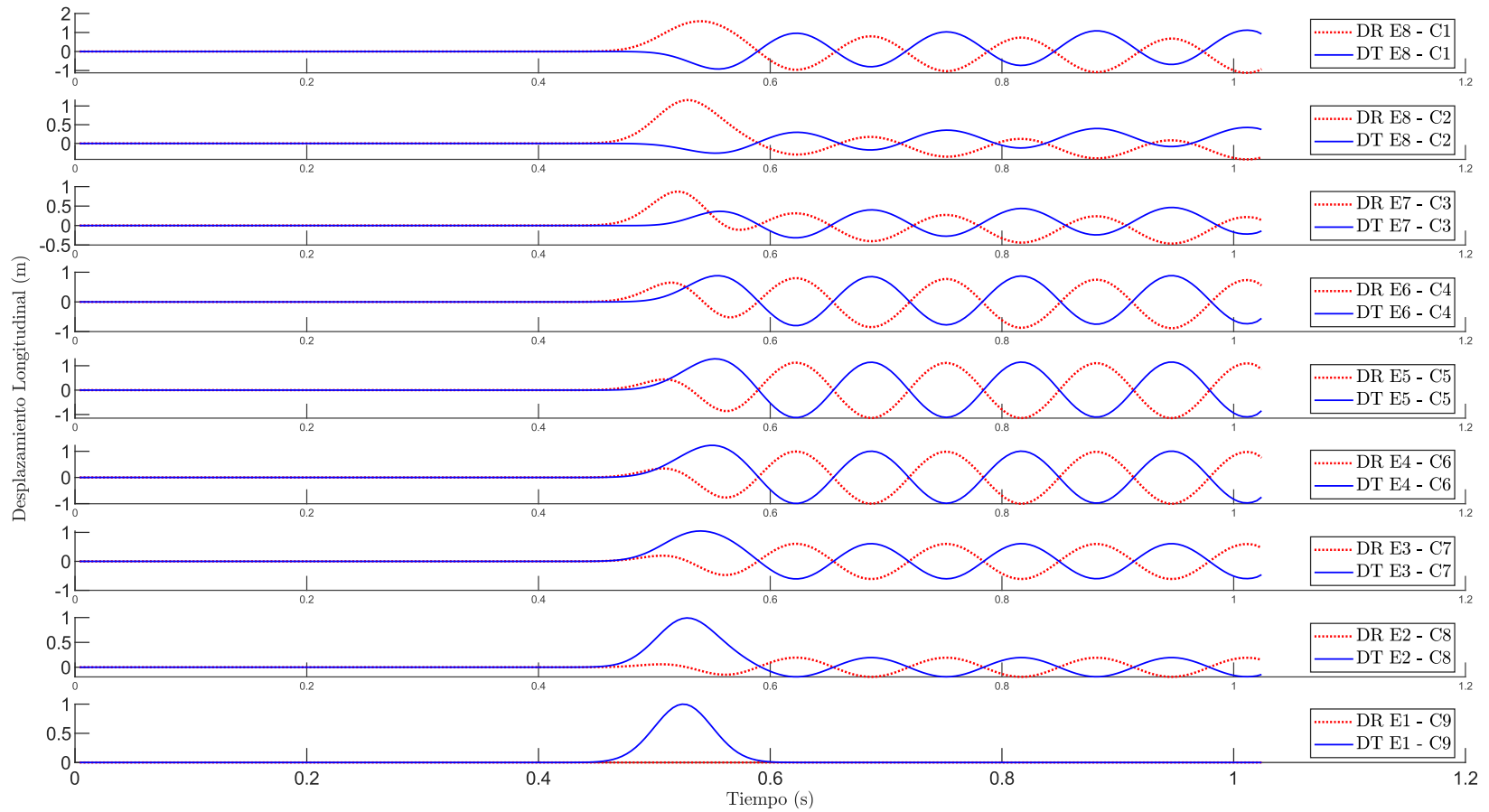


Figura 5.8 Historial de deformación de la columna tipo piso blando (M5.3) en cada punto de control. La línea azul continua muestra la deformación. La línea punteada muestra la deformación del punto de control respecto del punto base. Análisis para $\Delta t=0,004$ s, ancho de pulso 0,15 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$.

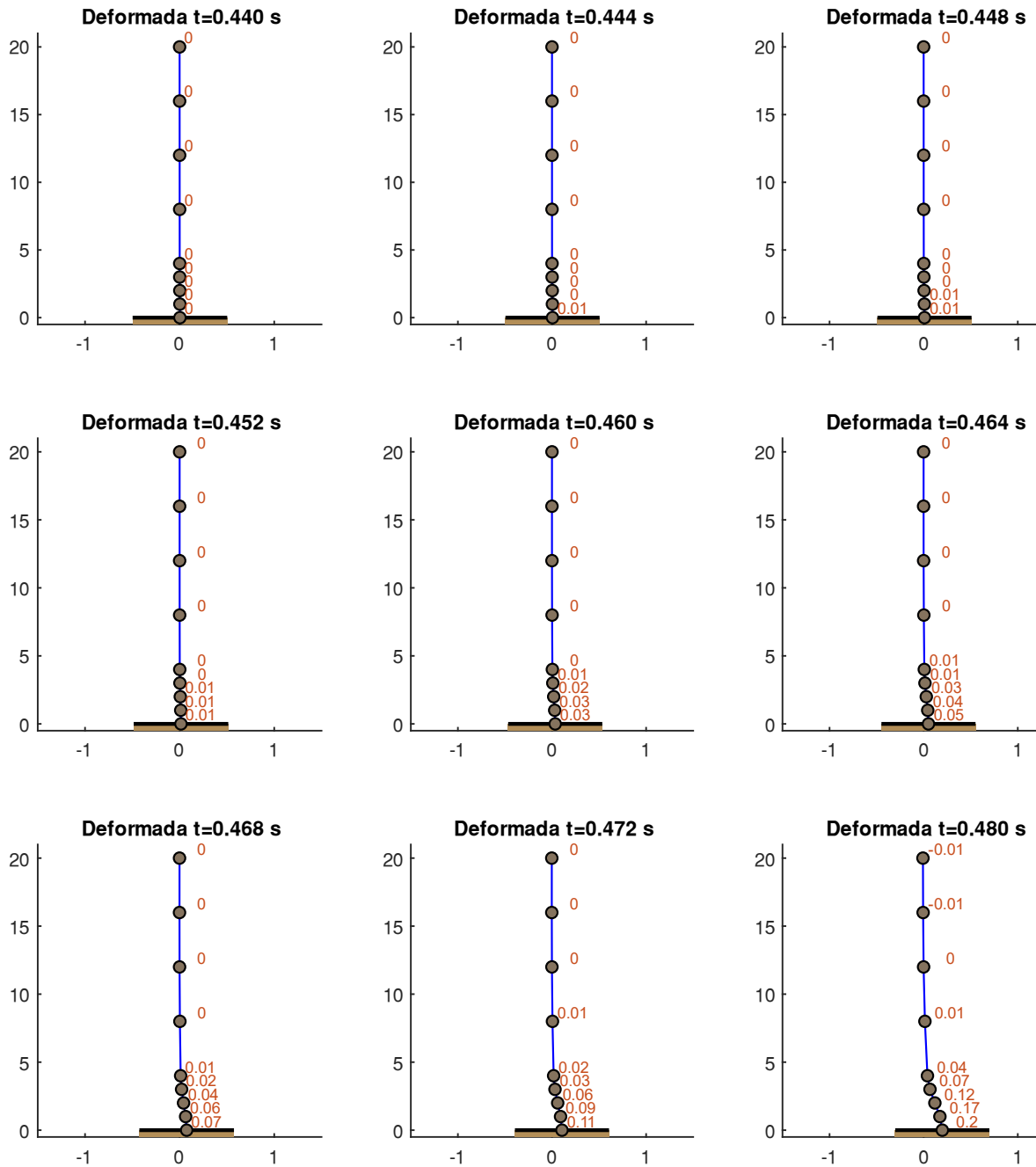


Figura 5.9 Posición deformada de la columna tipo piso blando (M5.3) en la aplicación del pulso de desplazamiento basal. Los números muestran el desplazamiento de cada punto de control. Análisis para $\Delta t=0,004$ s, ancho de pulso 0,15 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$. Unidades en metros.

La Figura 5.10 muestra en color gris las posiciones deformadas en que se producen los mayores desplazamientos de cada piso respecto a la base, donde se observa nuevamente cómo se concentran las deformaciones en el primer nivel. Además, se muestran las derivas de

entrepiso, a la izquierda, siendo el máximo 114 cm en el primer nivel (suma de los cuatro puntos inferiores)

Las deformadas de la Figura 5.10 no se asemeja al de una primera forma modal, sino más bien a algo más parecido a una segunda forma modal, en que la base se deforma fuertemente, y los niveles superiores tienden a moverse hacia el lado opuesto de la base, lo cual genera importantes valores de deriva de entrepiso.

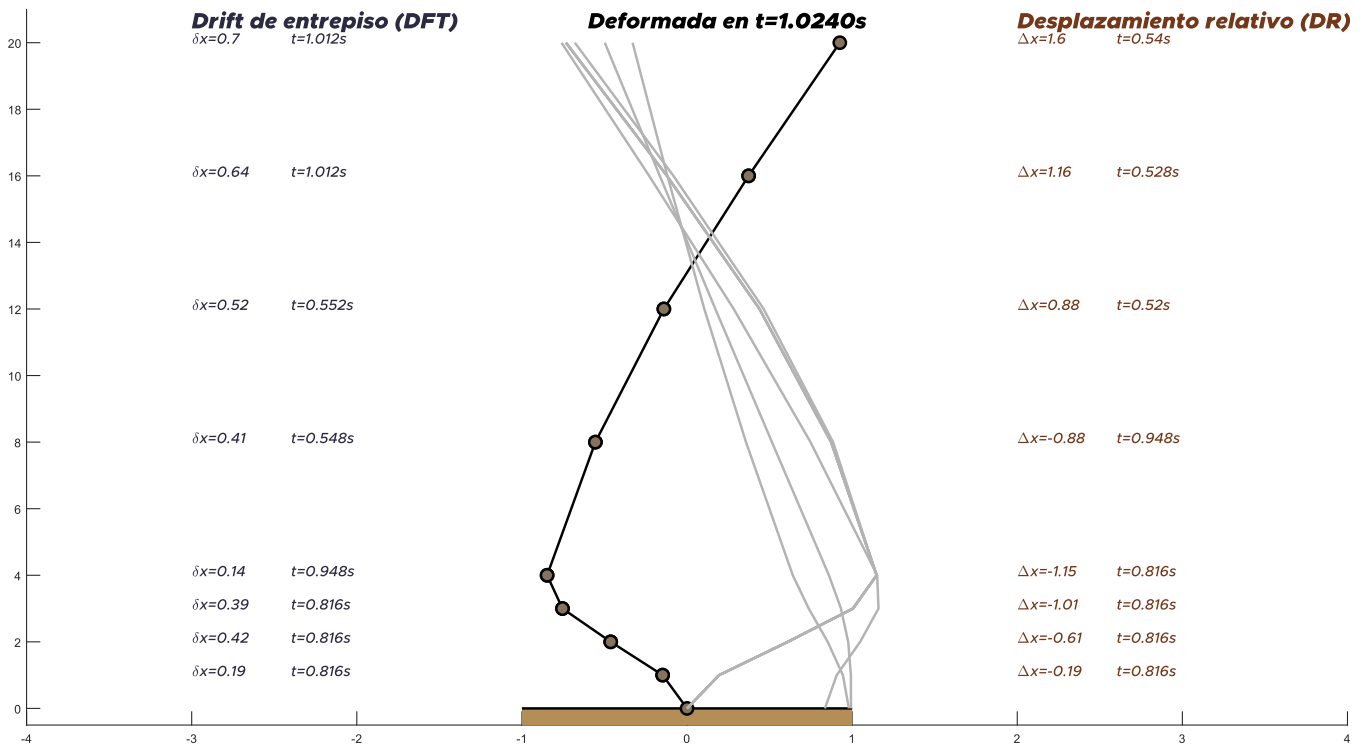


Figura 5.10 Posición deformada de la columna rígida (M5.3), en negro la posición final del análisis, en gris las posiciones que generan los mayores desplazamientos de cada punto de control. A la derecha el mayor desplazamiento relativo del punto. A la izquierda la mayor deformación de entrepiso. Unidades en metros.

En las figuras anteriores se muestran grandes niveles de desplazamiento en los pisos superiores, sin embargo, en la Figura 5.10 se observa que este gran desplazamiento y alta deriva en los pisos superiores no se debe a una deformación importante de entrepiso, sino a la rotación que se produce en la columna rígida (segundo piso hacia arriba) producto de las deformaciones que sufre en el primer nivel.

5.3.4 Comentarios

El análisis realizado solo tiene el objetivo de mostrar cómo se deforman las edificaciones tipo seleccionadas, principalmente en el periodo inicial de aplicación del desplazamiento, y los

diferentes comportamientos vibratorios que tienen según su distribución de masa y rigidez, para lo cual se analizaron los tres casos con una única demanda de desplazamiento, y así, poder comparar directamente las diferencias.

Comparando los dos primeros modelos se observa cómo el aumento de rigidez permite reducir las deformaciones relativas durante los primeros momentos de la aplicación del desplazamiento en la base. Para el caso de columna flexible, la Figura 5.2 muestra un desplazamiento relativo de aproximadamente 70 cm concentrado principalmente en los dos primeros niveles, antes de que el movimiento llegue al coronamiento, mientras que, en el caso de columna rígida, cuando apenas se tiene un desplazamiento relativo de 3 cm respecto a la base, el coronamiento ya comienza a experimentar desplazamientos.

Sin embargo, cuando la estructura ya ha tenido tiempo de reaccionar a la aplicación total del desplazamiento en la base, el modelo de columna flexible (M5.1) comienza a comportarse con un movimiento que se podría asociar a formas modales superiores, en que la columna vibra con un par de puntos que actúan como pivote a media altura, haciendo que los pisos se muevan en direcciones opuestas, lo cual aumenta la deriva de entre pisos. Caso opuesto es el de la columna rígida (M5.2) que vibra con una forma más parecida a una primera forma modal, desplazando todos los niveles hacia una misma dirección, lo cual produce menores derivas de entre piso, pero mayores desplazamientos relativos.

Aun cuando la deformación inicial en el primer nivel del edificio tipo blando (M5.3) que se aprecia en la Figura 5.9, es menor que la del caso de columna flexible (M5.1), la deformación en la base se ve acentuada considerablemente respecto a los niveles superiores, como se muestra en la Figura 5.10, en que casi la totalidad del desplazamiento aplicado en la base se transforma en deriva de entrepiso para el primer nivel del edificio. Este efecto de desplazamiento en la base, mientras el resto de la estructura trabaja como una masa inercial en los primeros instantes, explica el fenómeno que ocurre con las estructuras de piso blando, en que una gran deformación en la base flexible produce colapsos del nivel completo, como los casos mostrados en la Figura 2.4, Figura 2.5 y Figura 2.6.

El análisis fue realizado para una única frecuencia de demanda, con el propósito de comparar entre los modelos tipo y mostrar su comportamiento típico, pero, como se verá en las siguientes secciones, cada estructura puede tener un comportamiento muy diferente según el contenido de frecuencias de la demanda.

Se observa que en los dos primeros casos se producen formas de vibrar que podrían ser asociadas a formas modales, en el caso de columna flexible (M5.1) a formas modales superiores, y en el caso de la columna rígida (M5.2), a una primera forma modal, sin embargo, como se verá en las siguientes secciones, esas formas no necesariamente corresponden a modos de la estructura, ya que pueden estar vibrando con una frecuencia muy diferente a la

asociada a la forma modal observada. Mas bien, al momento de aplicar la deformación en la base, estas vibran con una frecuencia que impone la demanda.

5.4 Amplificación de la deformación en función del contenido de frecuencias de la demanda

Así como en la sección anterior se muestra que una menor rigidez induce mayores deformaciones producto de la aplicación de un pulso basal, siendo que la rigidez está asociada a la frecuencia modal o periodo natural de una estructura, entonces al variar la frecuencia debería cambiar también el nivel de deformaciones. En esta sección se estudian los tres casos anteriores, sin cambiar su rigidez, es decir su periodo natural se mantiene, pero se modificará la frecuencia del pulso.

Para simplificar el problema se aplica un pulso sinusoidal, de esta forma se tiene una demanda con una única frecuencia, que se ha suavizado en sus extremos aplicando una ventana tipo *turkeywin* a una función sinusoidal, para reducir efectos de alta frecuencia.

Se estudian los siguientes casos:

- M5.4: Equivalente al modelo M5.1, aplicando la demanda indicada en la Figura 5.11.
- M5.5: Equivalente al modelo M5.1, aplicando la demanda indicada en la Figura 5.12.
- M5.6: Equivalente al modelo M5.2, aplicando la demanda indicada en la Figura 5.11.
- M5.7: Equivalente al modelo M5.2, aplicando la demanda indicada en la Figura 5.12.
- M5.8: Equivalente al modelo M5.3, aplicando la demanda indicada en la Figura 5.11.
- M5.9: Equivalente al modelo M5.3, aplicando la demanda indicada en la Figura 5.12.

En los casos M5.4, M5.6 y M5.8 para observar el efecto transitorio de la aplicación del pulso, se aplica solo en el primer tramo creciente de la demanda sinusoidal (Figura 5.11), parametrizado para aplicar la frecuencia ($1/T$) del pulso que sea requerida, de esta forma se puede observar cómo se transmite la deformada en altura en función de la frecuencia de la demanda.

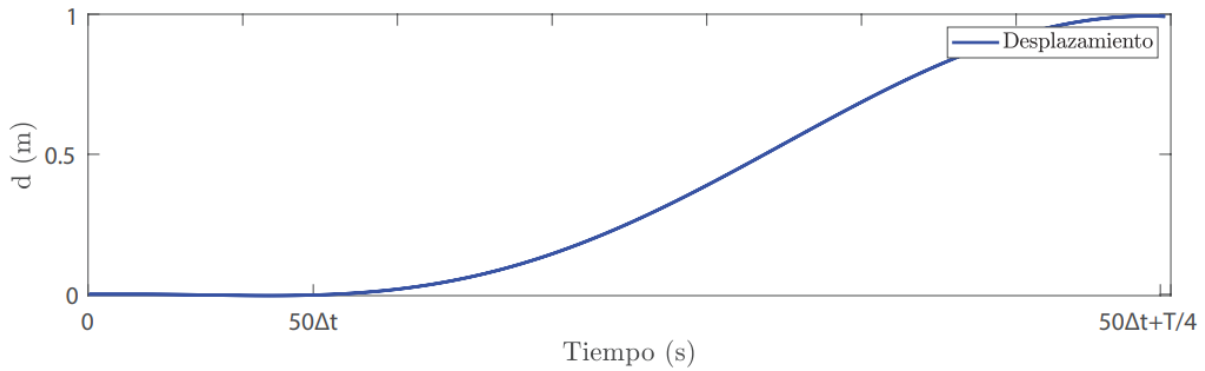


Figura 5.11 Pulso sinusoidal unitario creciente parametrizado.

Además, en los modelos M5.5, M5.7 y M5.9 se aplica un registro sinusoidal con una longitud aproximada de cuatro veces el periodo (T) de la demanda (Figura 5.12), también parametrizado según la frecuencia a aplicar ($1/T$), para observar el efecto dinámico, y posibles amplificaciones que se producen posteriores a la aplicación del pulso.

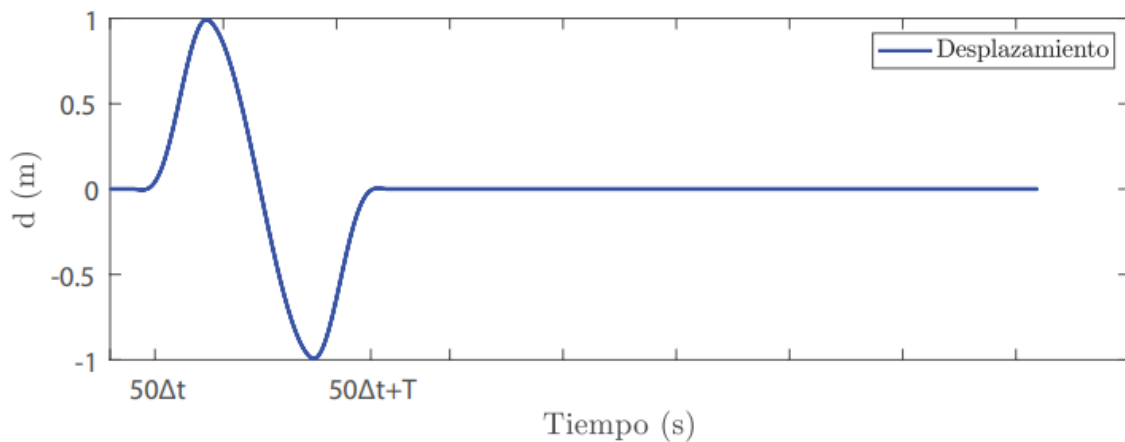


Figura 5.12 Ejemplo de pulso sinusoidal unitario parametrizado, para un análisis de cuatro veces el periodo de la demanda.

La Figura 5.13 muestra el modelo usado, que se divide en elementos de 4 m de altura, con puntos de control cada 1 m.

En los siguientes ítems se analizan las amplificaciones de movimiento producto de la frecuencia en la demanda, aplicada como pulsos de movimientos en la base de cada modelo, y los resultados se muestran en gráficos de desplazamiento relativo vs frecuencia de la demanda, y deriva de entre piso (*drift*) vs frecuencia de la demanda, mostrando para cada frecuencia analizada, el desplazamiento relativo y/o deriva de entre piso máxima que se produce en la aplicación de todo el registro del pulso. Así, para el caso del pulso sinusoidal creciente (Figura 5.11) los gráficos muestran movimientos que se producen solo durante la aplicación del pulso, a diferencia del pulso sinusoidal completo (Figura 5.12), la estructura

quedará vibrando posterior a la aplicación del pulso, pudiendo aparecer movimientos mayores cuando la base ya no esté en movimiento, que serán registrados en los gráficos.

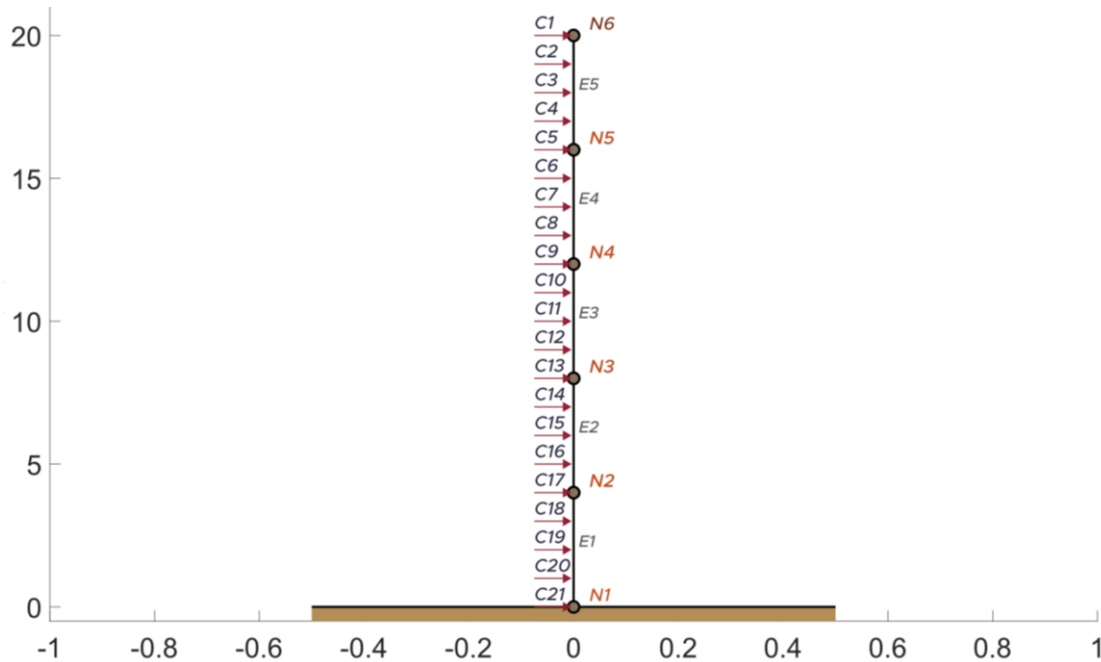


Figura 5.13 Modelo de columna empotrada en la base, altura de 20 m y discretizada en 5 niveles de 4 m. Los términos Ni representan los nodos, Ei los elementos, y los Ci cada un metro, representan las ubicaciones en que se obtienen resultados. Unidades en metros.

5.4.1 Modelo tipo marco flexible con pulso sinusoidal creciente (M5.4)

En los resultados del modelo M5.4, Figura 5.14, se aprecia que para todos los casos la respuesta de la estructura se ve fuertemente condicionada por la frecuencia de la excitación, que para el desplazamiento relativo en general es baja para frecuencias muy bajas, y comienza a crecer rápidamente hasta frecuencias de demandas de aproximadamente 0,8 Hz. Luego, para frecuencias más altas desciende y la estructura comienza a moverse con formas similares a modos de vibrar superiores, con una deformación que tiende a ser equivalente al desplazamiento basal, salvo los puntos más bajos que tienen mayor rigidez y solo crecen, sin llegar al desplazamiento máximo aplicado en la base.

Cabe señalar que para describir el tipo de movimiento que se produce se habla de las formas modales ya que están bien establecidas en la literatura existente, sin embargo, estas no se producen en régimen transitorio, solo se mencionan de forma referencial.

La columna flexible (M5.1) tiene frecuencias modales de 0,4, 2,6, 7,6, 14,5, 24,1, 26,0, 40,0, 58,6, 80,5 y 85,0 Hz, que posicionándolas en la Figura 5.14 y Figura 5.15 (líneas verticales grises) se puede ver que los puntos en que se producen ampliificaciones no coinciden con las frecuencias propias de la estructura, lo cual comprueba que los efectos dinámicos propios de las formas modales no se producen en el régimen transitorio.

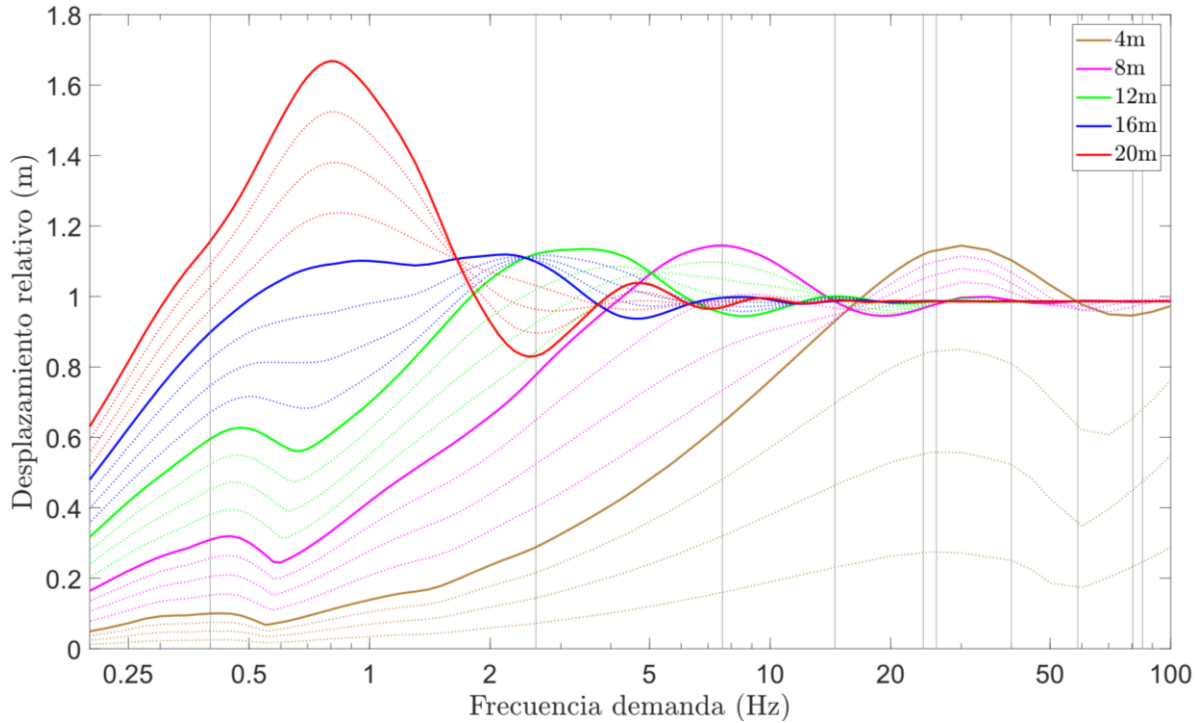


Figura 5.14 Gráfico de desplazamiento relativo a la base versus frecuencia de la demanda, las líneas continuas presentan cada nivel de piso y las líneas punteadas una discretización cada 1 metro de entrepiso, para el caso de columna flexible con una demanda sinusoidal unitaria creciente (M5.4). Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

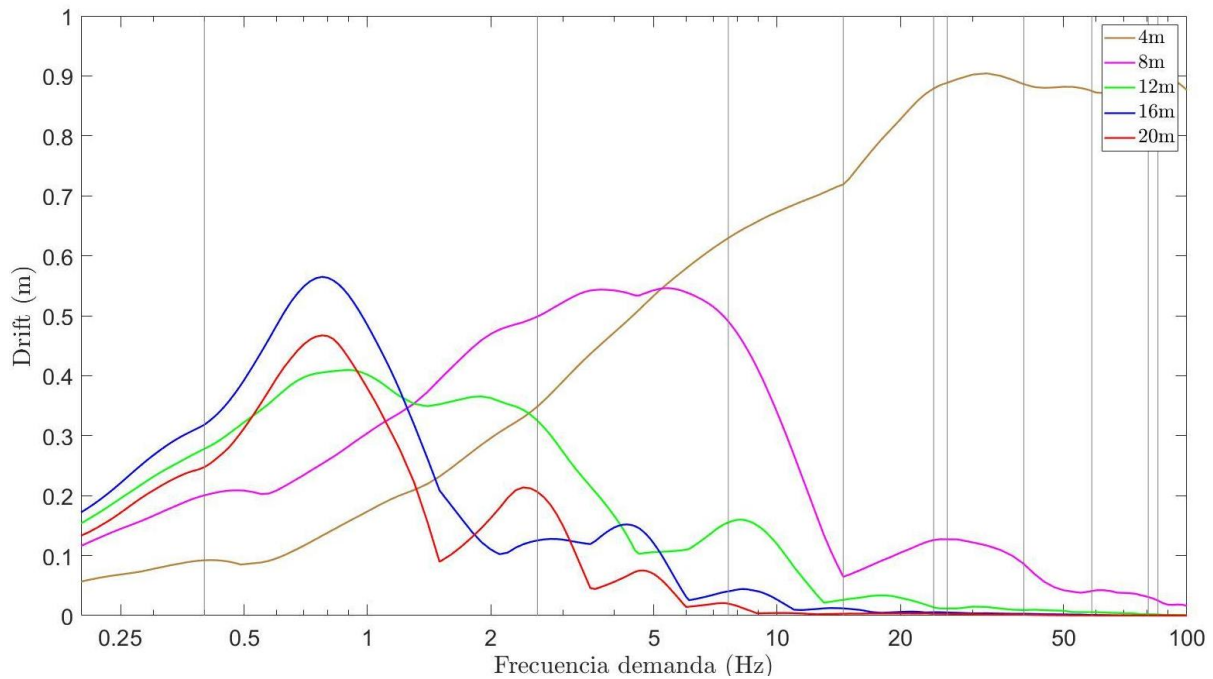


Figura 5.15 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, en cada piso, para el caso de columna flexible (M5.4) con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

5.4.2 Modelo tipo muros rígidos con pulso sinusoidal creciente (M5.6)

La columna rígida (M5.2) tiene frecuencias modales de 2,9, 18,1, 29,9, 50,9, 92,6 y 100,6 Hz, que al posicionarlas en la Figura 5.16 y Figura 5.17, no coinciden con los puntos en que el desplazamiento y derivas de entrepiso se ven amplificadas, por lo tanto, igual que el caso anterior se prueba que los efectos dinámicos propios de las formas modales no se producen en régimen transitorio.

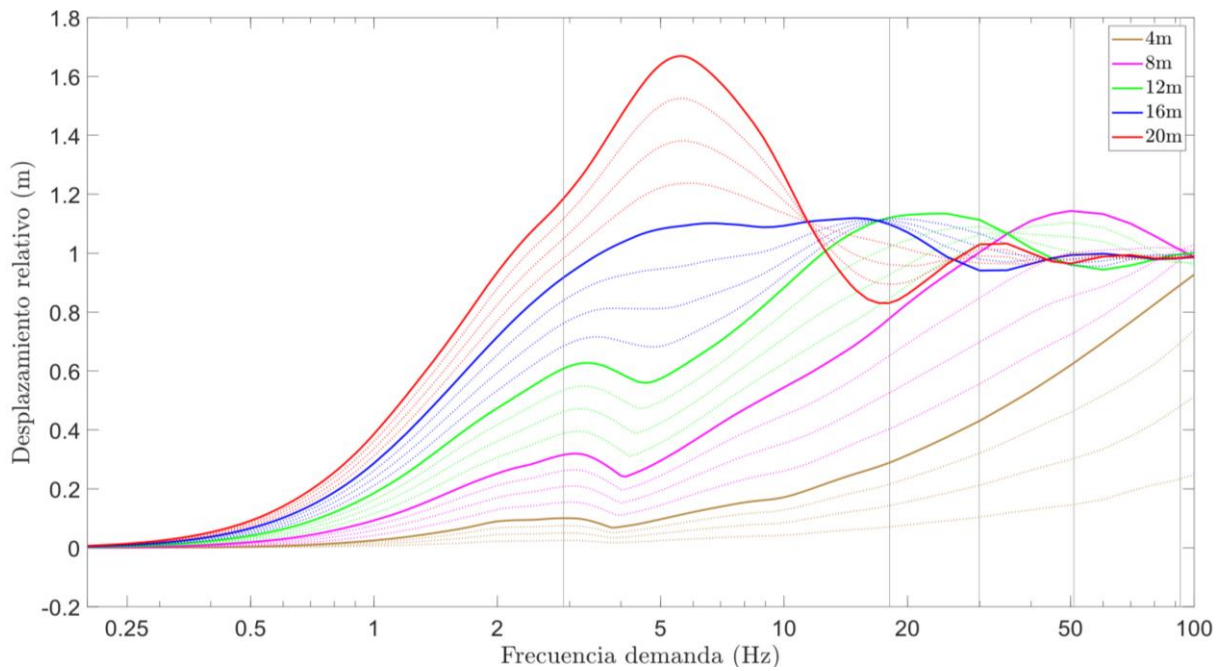


Figura 5.16 Gráfico de desplazamiento versus frecuencia de la demanda, las líneas continuas presentan cada nivel de piso y las líneas punteadas una discretización cada 1 metro de entrepiso para el caso de columna rígida con una demanda sinusoidal unitaria creciente (M5.6). Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

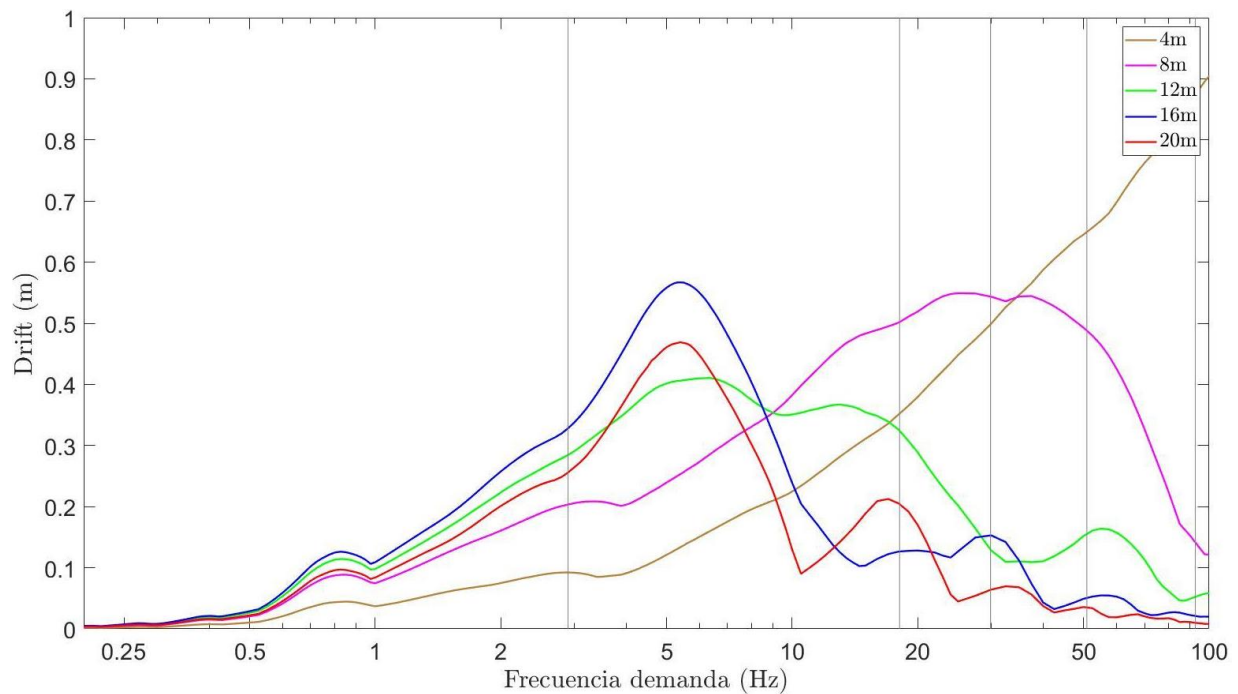


Figura 5.17 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, en cada piso, para el caso de columna rígida (M5.6) con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

5.4.3 Modelo tipo piso blando con pulso sinusoidal creciente (M5.8)

La Figura 5.18 muestra que el modelo de tipo piso blando es más rígido que el modelo de columna flexible (M5.4), ya que tiene un máximo de deformación en frecuencias cercanas a 3 Hz, a diferencia de la columna flexible que tiene un máximo cercano a los 0,8 Hz, sin embargo, para frecuencias menores a la frecuencia máxima, la amplificación del desplazamiento relativo es mayor que para la columna flexible, esto se debe a que el modelo de piso blando tiene una mayor masa, eso disminuye la velocidad de propagación de las ondas de corte y permite que el desplazamiento basal se concentre por un tiempo mayor en el primer nivel.

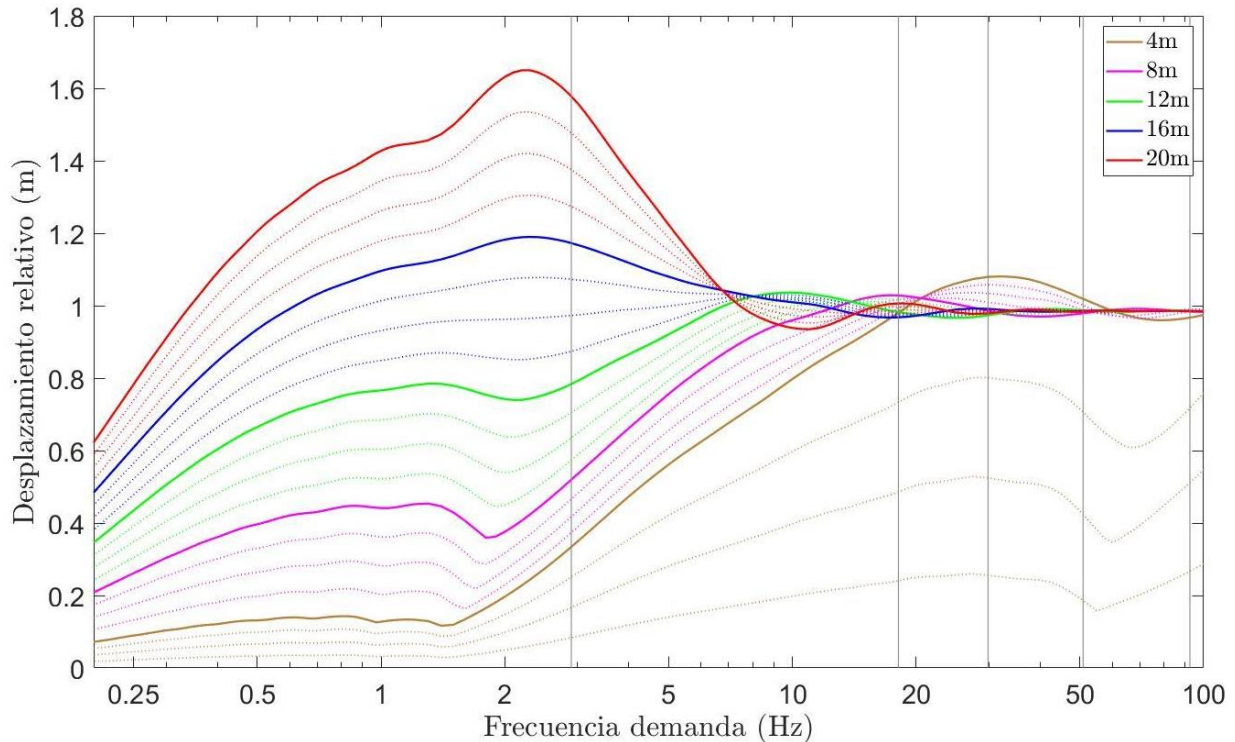


Figura 5.18 Gráfico de desplazamiento versus frecuencia de la demanda, las líneas continuas presentan cada nivel de piso y las líneas punteadas una discretización cada 1 metro de entrepiso para el caso de columna rígida con una demanda sinusoidal unitaria creciente (M5.8). Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

La Figura 5.19 muestra que para una columna de tipo piso blando se generan amplificaciones en las derivas de entrepiso máximas, y se producen en una misma frecuencia, cercana a 2 Hz, y, por lo tanto, en una misma forma de vibrar. Luego, para frecuencias más altas, sobre 3 Hz, comienza a concentrar casi la totalidad de la deriva en el primer nivel, tendiendo al desplazamiento aplicado en la base.

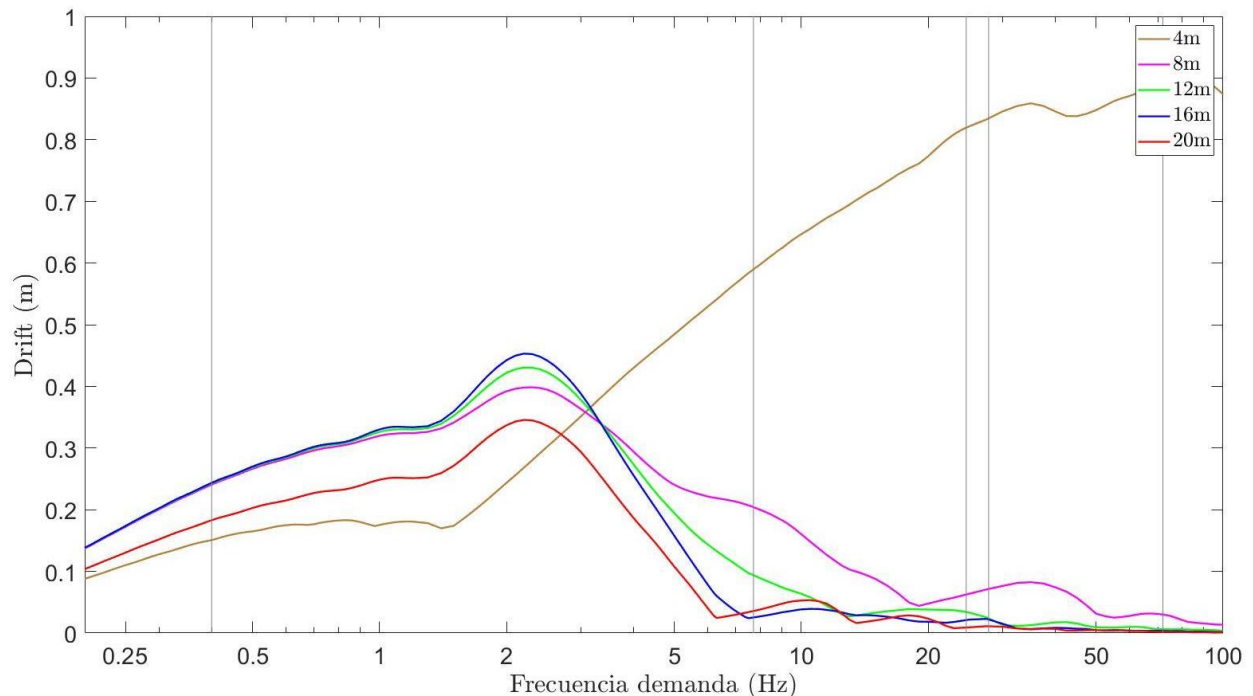


Figura 5.19 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, en cada piso, para el caso de columna tipo piso blando (M5.8) con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

5.4.4 Comentarios casos con pulso sinusoidal creciente

La deformación inicial transitoria se muestra en la Figura 5.14 para el caso de la estructura flexible, y para el segundo caso en la Figura 5.16, los gráficos describen cómo la estructura amplifica su deformación en función de la frecuencia de la demanda de desplazamiento basal, para frecuencias mayores se producen deformaciones similares en ambos casos, pero en diferentes rangos. En frecuencias bajas el caso más rígido se comporta casi como un elemento rígido en que la deformación relativa tiende a ser nula en todos los niveles. En frecuencias altas, todas estas deformaciones finalmente tienden a ser iguales a la excitación basal, llegando a este punto para frecuencias menores en la estructura más flexible, esto ya que la flexibilidad permite que se desarrollen deformaciones con menor longitud de onda que deforman la estructura en ambos sentidos, mientras que, para estructuras más rígidas, la longitud de onda de la deformada es mayor y la estructura tiende a deformar solo en un sentido, amplificando en frecuencias mayores.

Por otra parte, en la Figura 5.15 se aprecia que cada piso tiene una amplificación de la deriva de entrepiso en diferentes niveles de frecuencia de la demanda, lo cual muestra que, por ser una columna flexible, al deformar en ambos sentidos las mayores derivas de entrepiso no ocurren simultáneamente, sino que dependen de la forma de vibrar, como un equivalente a la forma de un segundo o tercer modo de vibrar. La deriva de entrepiso en el primer nivel aumenta

significativamente con la frecuencia del movimiento basal, en la medida que la frecuencia aumenta esta deriva tiende a acercarse al desplazamiento impuesto en la base, lo cual significa que para altas frecuencias prácticamente solo se mueve el primer nivel. En cambio, la Figura 5.17 muestra que para una columna más rígida el movimiento que genera amplificaciones en las derivas de entrepiso máximas se produce en una misma frecuencia, cercana a las 6 Hz para los últimos niveles, por lo tanto, en una misma deformada, más parecido a una primera forma modal. Luego, para frecuencias más altas comienza a ocurrir el mismo efecto que la columna flexible, en que las derivas de entrepiso ocurren para diferentes frecuencias, y para frecuencias muy altas, la deriva del primer nivel aumenta significativamente tendiendo al desplazamiento aplicado en la base.

Para mostrar cómo se producen las deformadas en un caso de alta frecuencia, en que la estructura se deforma en zonas localizadas, a diferencia de una demanda de baja frecuencia en que la estructura se ordena vibrando su totalidad en un sentido u otro, para el modelo M5.4, en la Figura 5.20 se muestra una secuencia de deformadas para los primeros instantes de aplicación de la demanda, hasta llegar al máximo desplazamiento de la base para una excitación de 25 Hz, mientras la Figura 5.21 muestra la misma situación para una excitación basal de 5 Hz, en estas figuras se observa cómo para frecuencias más altas la estructura se deforma concentrando prácticamente toda la deformación en la base, mientras que para frecuencias menores la distribución de deformaciones se produce en toda su extensión, lo cual muestra cómo la deriva de entrepiso se amplifica fuertemente para frecuencias altas.

En la Figura 5.14 y Figura 5.16 se aprecia que para ambas estructuras se puede alcanzar el mismo nivel de deformación, pero en distintas frecuencias, esto muestra que incluso en un régimen transitorio las propiedades de la estructura juegan un rol importante en la respuesta sísmica, pero para sismos con un variado contenido de frecuencia, podría de todas formas ocurrir los mismos niveles de desplazamiento. En todo caso la demanda de desplazamiento por lo general no tiene un contenido de frecuencias significativamente alto, por lo tanto, las estructuras más rígidas representan una ventaja, siempre y cuando estén diseñadas acorde a los niveles de desplazamiento que deben resistir.

En ambas columnas (M5.1 y M5.2) se observa que el máximo desplazamiento relativo coincide con la mínima derivas de entrepiso, ya que cuando la estructura se mueve en un solo sentido a la vez, la diferencia de desplazamiento entre cada piso es mínima, pero cuando el movimiento se asemeja a formas modales superiores, si bien el desplazamiento relativo disminuye, la deriva de entrepiso aumenta significativamente.

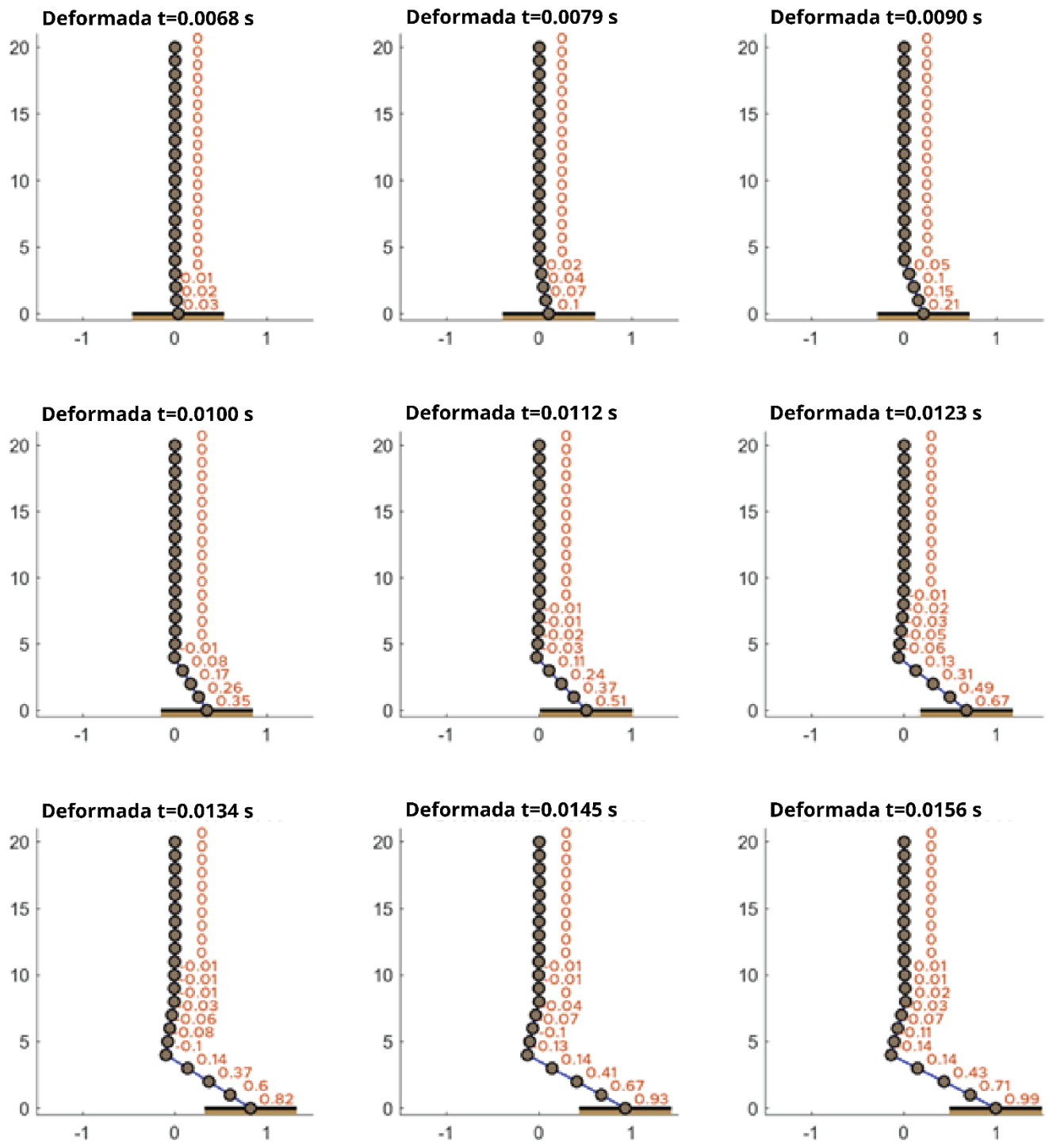


Figura 5.20 Posición deformada de la columna rígida (M5.5) en la aplicación del pulso de desplazamiento basal creciente de frecuencia 25 Hz. Los números muestran el desplazamiento de cada punto de control. Unidades en metros.

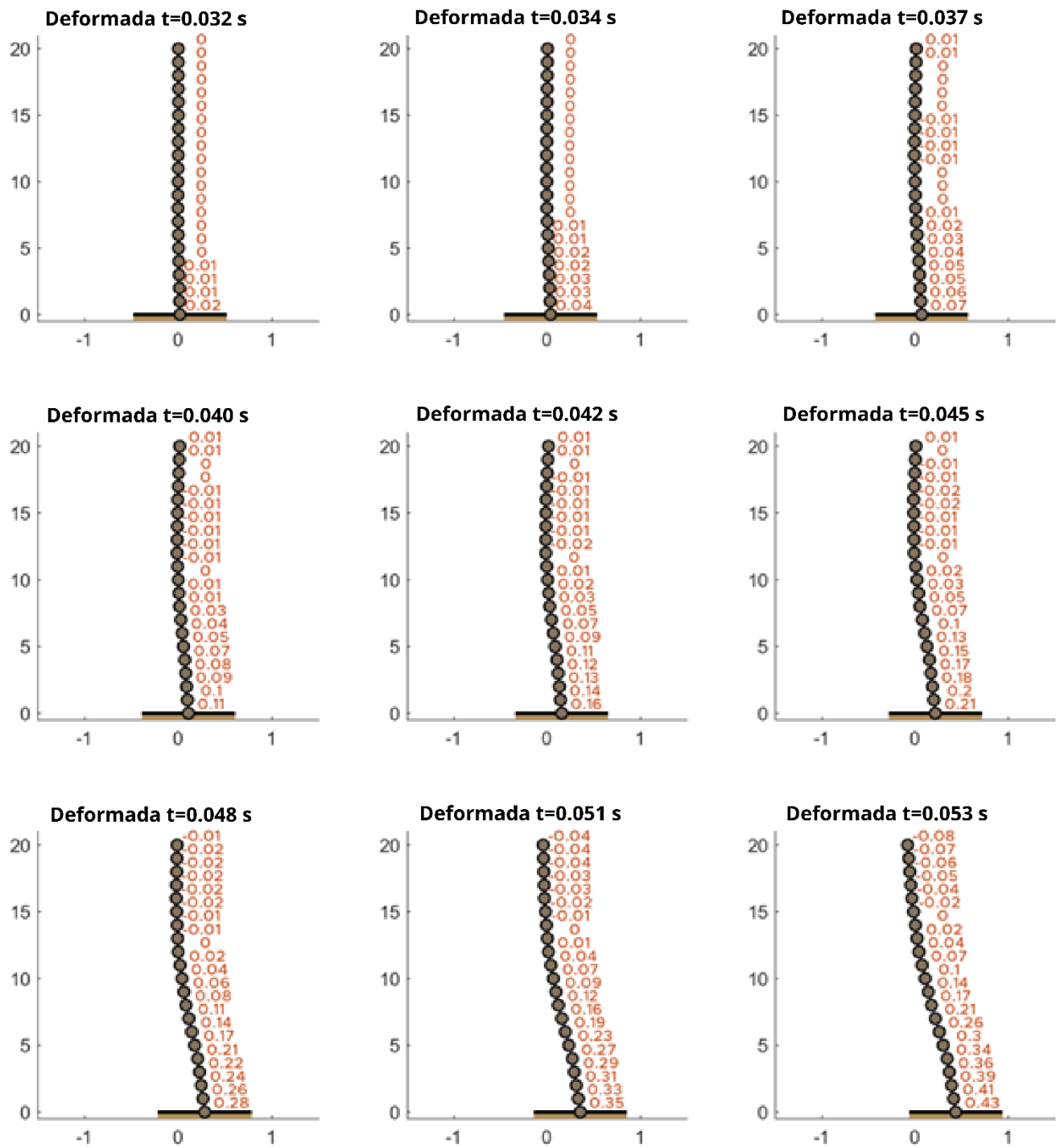


Figura 5.21 Posición deformada de la columna rígida (M5.5) en la aplicación del pulso de desplazamiento basal creciente de frecuencia 5 Hz. Los números muestran el desplazamiento de cada punto de control. Unidades en metros.

5.4.5 Modelo tipo marco flexible con pulso sinusoidal completo (M5.5)

Las Figura 5.22 y Figura 5.23 contienen la deformación en función de la frecuencia para el caso M5.5 de la estructura más flexible. Al registrar la deformación que se produce en forma posterior a la aplicación del pulso, se detectan amplificaciones dinámicas que podrían estar asociadas a la forma propia de vibrar de la estructura, a diferencia de los casos anteriores, en que los desplazamientos dependen mayormente del contenido de frecuencias de la demanda, y la rigidez de la estructura. Sin embargo, en la Figura 5.22 se puede apreciar que, para la estructura flexible, las amplificaciones tienden a acercarse a las frecuencias modales (líneas verticales grises), sin estar ubicadas exactamente en ellas, como en 0,4, 2,6 y 14,5 Hz, que corresponden a la primera, segunda y cuarta forma modal, para frecuencias mayores no se observan amplificaciones significativas, pero principalmente puede deberse a que el tiempo transcurrido es insuficiente para que se desarrollen todas las formas modales.

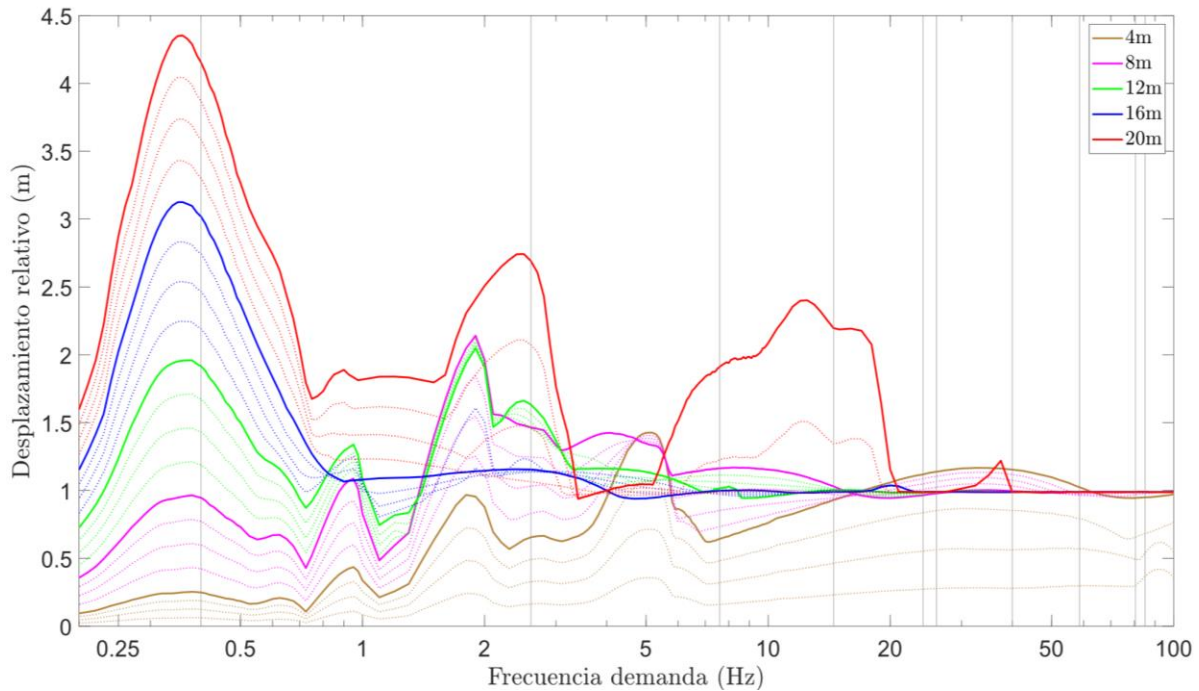


Figura 5.22 Gráfico de desplazamiento relativo a la base versus frecuencia de la demanda, las líneas continuas presentan cada nivel de piso y las líneas punteadas una discretización cada 1 metro de entrepiso, para el caso de columna flexible con una demanda sinusoidal unitaria completa (M5.5). Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

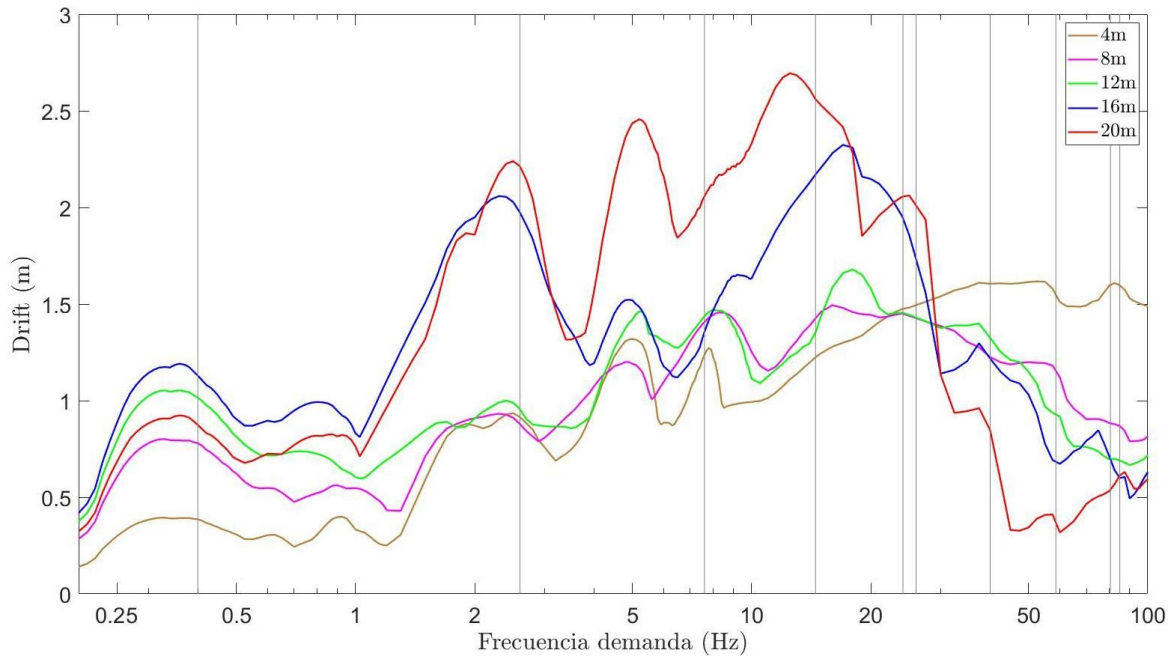


Figura 5.23 Gráfico de derivas de entepiso versus frecuencia de la demanda, en cada piso, para el caso de columna flexible (M5.5) con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

5.4.6 Modelo tipo muros rígidos con pulso sinusoidal completo (M5.7)

La Figura 5.24 y Figura 5.25 muestran una situación similar al ítem anterior, para el caso M5.7 de la estructura más rígida, en la Figura 5.24 se observa que la primera y segunda frecuencia modal de 2,9 y 18,1 Hz respectivamente, también son cercanas a las amplificaciones en el desplazamiento.

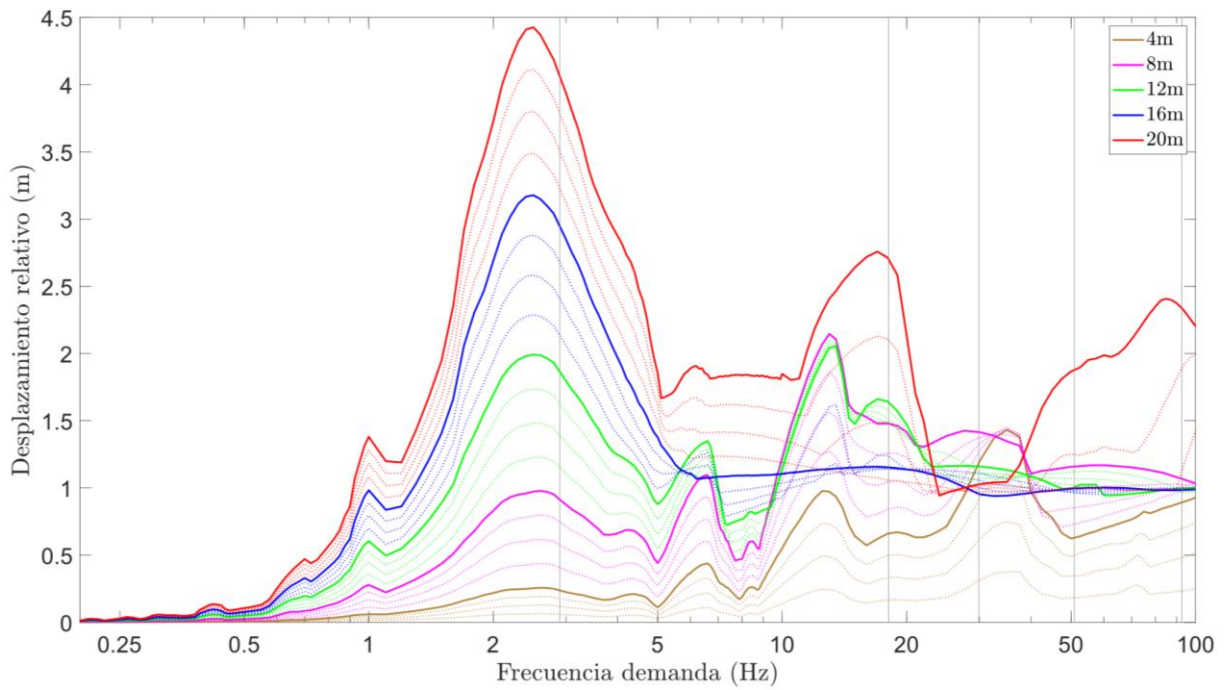


Figura 5.24 Gráfico de desplazamiento relativo a la base versus frecuencia de la demanda, las líneas continuas presentan cada nivel de piso y las líneas punteadas una discretización cada 1 metro de entrepiso, para el caso de columna flexible con una demanda sinusoidal unitaria completa (M5.7). Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

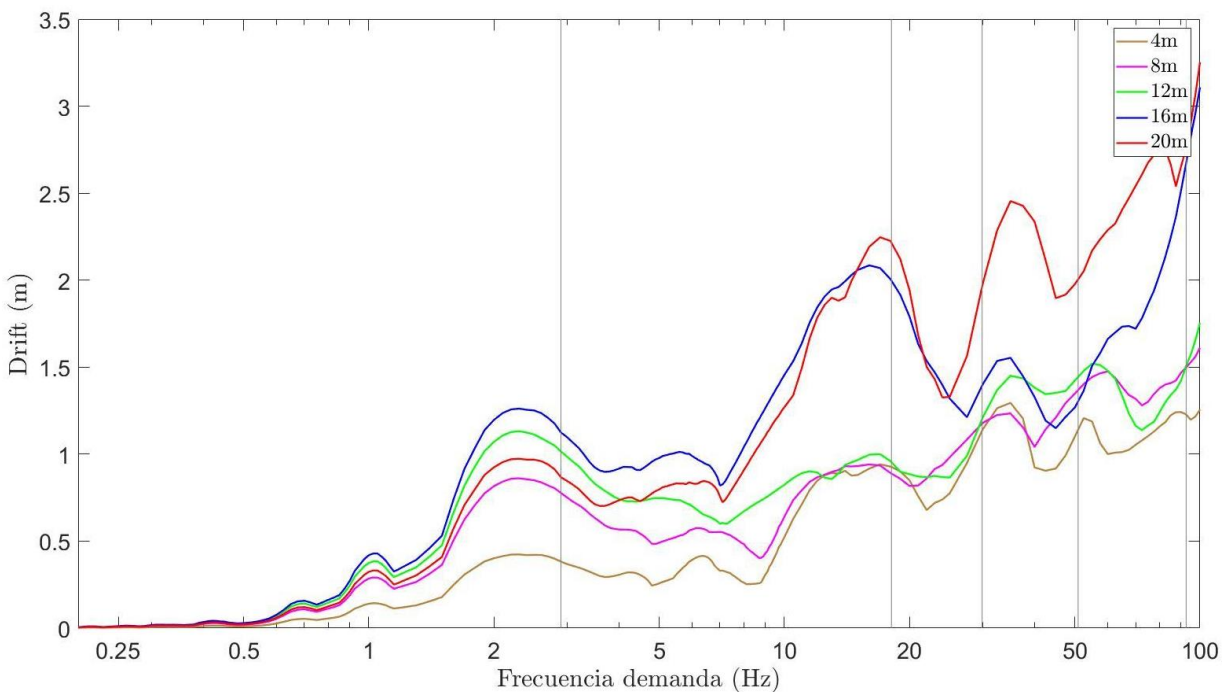


Figura 5.25 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, en cada piso, para el caso de columna flexible (M5.7) con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

5.4.7 Modelo tipo piso blando con pulso sinusoidal completo (M5.9)

La Figura 5.26 y Figura 5.27 nuevamente muestran una situación similar al ítem anterior, para el caso M5.9 de la estructura tipo piso blando, en la Figura 5.26 se observa que la primera y segunda frecuencia modal de 0,4 y 7,7 Hz respectivamente, también son cercanas a las amplificaciones en el desplazamiento.

Sin embargo, en este caso se observa de forma más clara y ordenada cómo para frecuencias de la demanda sobre 2 Hz, la estructura comienza a concentrar su desplazamiento en el primer nivel, esto se observa en la Figura 5.26 para las curvas de los niveles inferiores, que comienzan a amplificar su desplazamiento, llegando a una amplificación máxima cerca de los 5 Hz, en que el desplazamiento relativo en el primer nivel incluso supera al desplazamiento relativo del coronamiento. Luego, para frecuencias mayores esta amplificación disminuye, hasta que todas las curvas se concentran en 1 m de desplazamiento relativo, lo cual significa que, para frecuencias altas, prácticamente el único movimiento que sufre la estructura es en el primer nivel, sin que los pisos superiores sientan el movimiento.

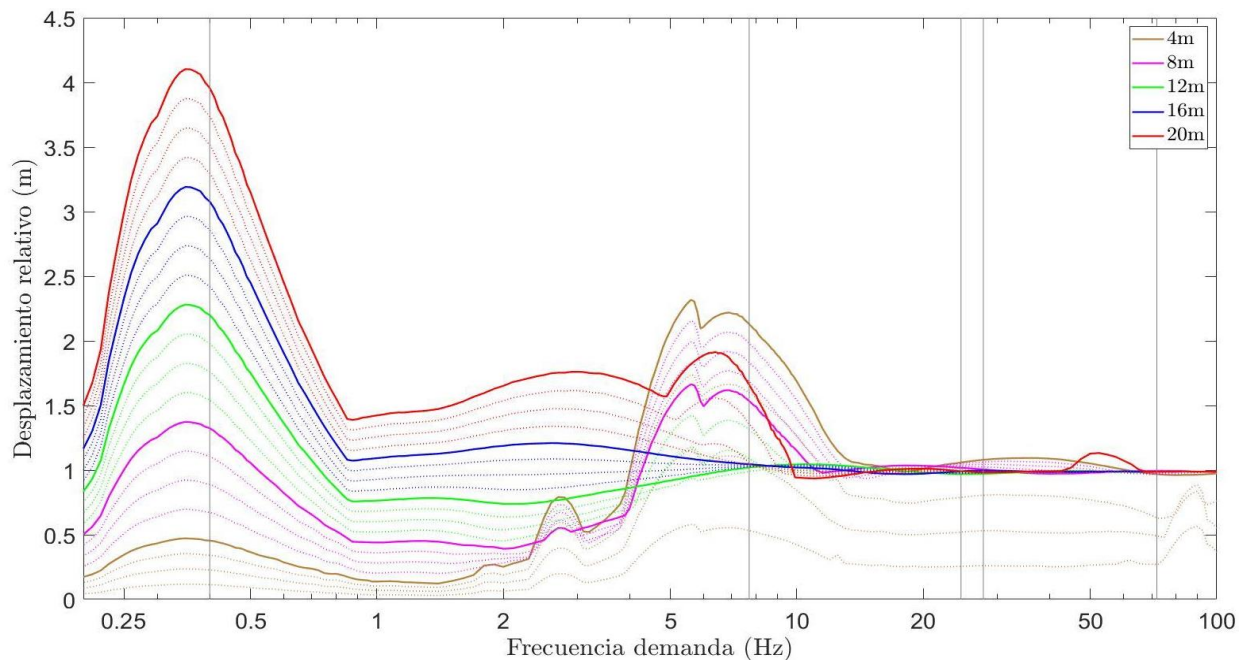


Figura 5.26 Gráfico de desplazamiento relativo a la base versus frecuencia de la demanda, las líneas continuas presentan cada nivel de piso y las líneas punteadas una discretización cada 1 metro de entrepiso, para el caso de columna flexible con una sinusoidal unitaria completa (M5.9). Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

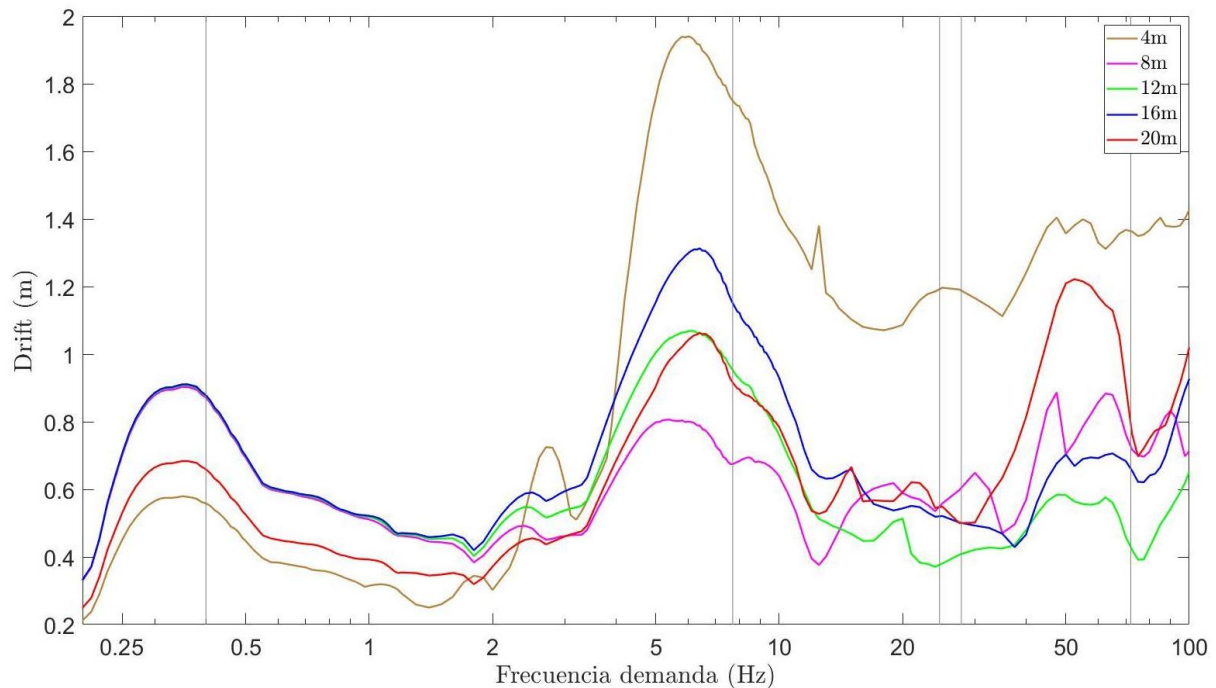


Figura 5.27 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, en cada piso, para el caso de columna flexible (M5.9) con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

5.4.8 Comentarios casos con pulso sinusoidal completo

Cuando se compara cada gráfico del caso flexible (Figura 5.14 y Figura 5.15) con los del caso más rígido (Figura 5.16 y Figura 5.17), se aprecia que ambos son prácticamente iguales, pero están desfasado una frecuencia equivalente a la diferencia entre las frecuencias del primer modo de cada estructura, esto muestra que la masa y la rigidez juegan un rol importante en el desempeño ante la propagación de ondas, sin embargo, las formas modales, que también dependen de las propiedades mecánicas, no participan en la respuesta para un régimen transitorio.

Por otra parte, estas gráficas muy similares para estructuras de diferentes características mecánicas, tanto en su forma como en su amplitud de desplazamiento, muestran que la frecuencia de la onda sísmica que ingresa juega también un rol fundamental en la respuesta de la estructura, haciendo que esta responda de una forma dominada por el contenido de frecuencias de la demanda. Esto se observa ya que en los gráficos para régimen transitorio, las amplificaciones de desplazamientos no coinciden con las frecuencias de las formas modales, a diferencia de un régimen vibratorio en que lo hace moviéndose con sus formas modales.

Se observa que las estructuras más rígidas pueden deformar a niveles similares que estructuras flexibles, sin embargo, las estructuras rígidas lo hacen para frecuencias de demanda de desplazamientos más altas, las que podrían no ocurrir para algunos tipos de sismos, por lo tanto, en la práctica es probable que una estructura rígida sufra de menores deformaciones, siempre y cuando esta no tenga puntos débiles que liberen la energía y produzcan grandes deformaciones.

Finalmente, se puede apreciar que las diferentes frecuencias hacen que el efecto de la deformación basal cambie la velocidad en que se propaga en altura, de la Figura 5.18 y Figura 5.19 se observa como la deformación de la base se mantiene más o menos tiempo concentrado solo en los primeros niveles.

Tal como indica Seneviratna y Krawinkler (1997), para pulsos de campo cercano, refiriéndose a demandas impulsivas, con periodos de estructura mayores al periodo de la excitación, la respuesta aumenta considerablemente en comparación a los resultados que entregan métodos asociados a formas modales. Esto se observa en la mayoría de los gráficos (por ejemplo Figura 5.14 a Figura 5.17) de desplazamiento relativo y deriva de entrepiso, en que para frecuencias de la demanda mayores a la frecuencia de la primera forma modal de la estructura (líneas grises), la deformación o desplazamiento se ve fuertemente aumentado. No ocurre lo mismo para los casos en que se aplica la demanda sinusoidal completa y se le da tiempo a la estructura de reaccionar, lo que se asemeja más a la demanda de un sismo de campo lejano, en que se observa que se producen amplificaciones importantes en frecuencias cercanas a la frecuencia del primer modo de la estructura.

Cabe señalar que todos los gráficos de deformación relativa y deriva de entrepiso debiesen caer hasta una deformación nula para frecuencias cercanas a cero, debido al movimiento de cuerpo rígido que se produce para frecuencias muy bajas. Esto no se observa en los gráficos presentados, ya que no se analizó para frecuencias tan bajas, debido a que no es el objetivo de este análisis.

5.5 Velocidad de propagación

Los estudios previos, señalados en el capítulo 2 muestran que la estructura tiene una velocidad de propagación de ondas de corte característica, que depende de sus propiedades mecánicas, sin embargo, como se indica en el ítem anterior, las deformadas para demandas de desplazamiento basal con diferentes frecuencias muestran que la velocidad con la que se transmite la deformación en altura también cambia con el contenido de frecuencias de la demanda.

Para verificar esta observación, se usa el modelo de columna rígida M5.2 usado en el ítem anterior, al cual se le aplican demandas de desplazamiento basal tipo sinusoidal (Figura 5.12) con diferentes niveles de frecuencia.

La Figura 5.28 muestra cómo la velocidad de propagación está fuertemente relacionada con la frecuencia de la demanda impuesta, aumentando la velocidad con la que la onda de corte sube por la estructura, esta se comporta de forma similar a una raíz de la frecuencia de la demanda basal. El gráfico muestra los puntos obtenidos del análisis, y una curva de tendencia de tipo exponencial para representar su comportamiento.

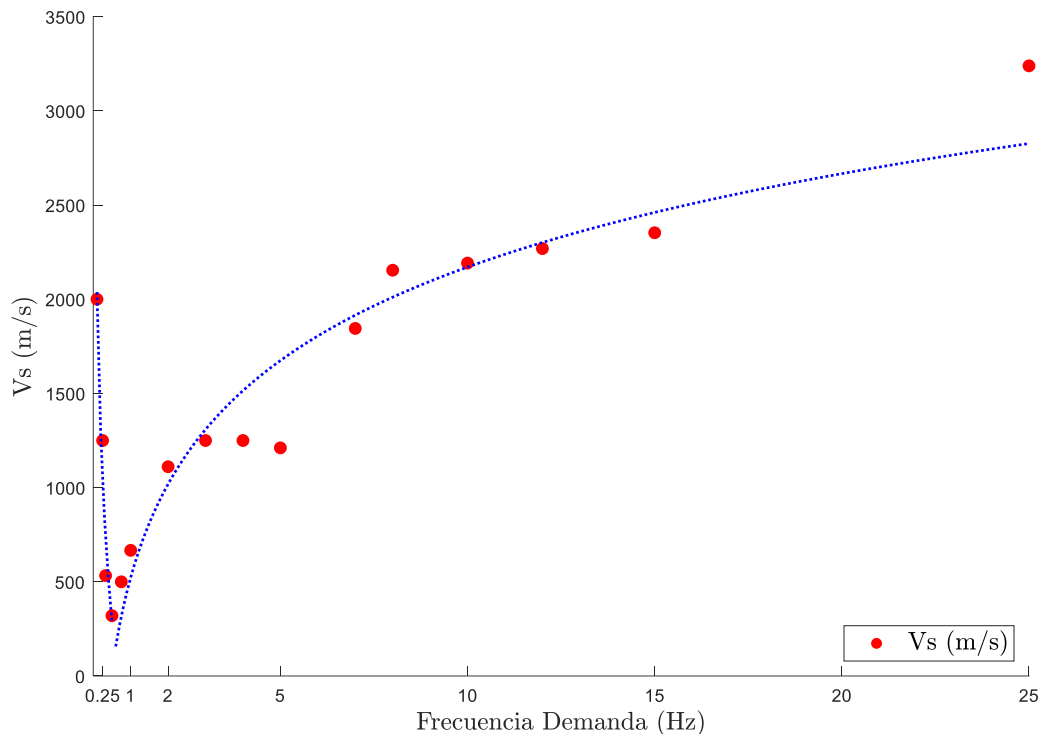


Figura 5.28 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la frecuencia de la demanda de desplazamiento impuesta tipo sinusoidal en la base. Modelo de columna rígida M5.2.

La dispersión de los puntos que muestran la velocidad de onda de corte para cada frecuencia de la demanda, en la Figura 5.28 se deben a que la forma de medir la velocidad no es exacta, se realizó detectando en los gráficos de desplazamiento por cada nivel, el tiempo en que se produce el inicio del desplazamiento en la base y el tiempo en que inicia el desplazamiento en el coronamiento de la estructura (Figura 5.29), así se obtiene la velocidad dividiendo la altura de la estructura por la diferencia entre los tiempos antes indicados.

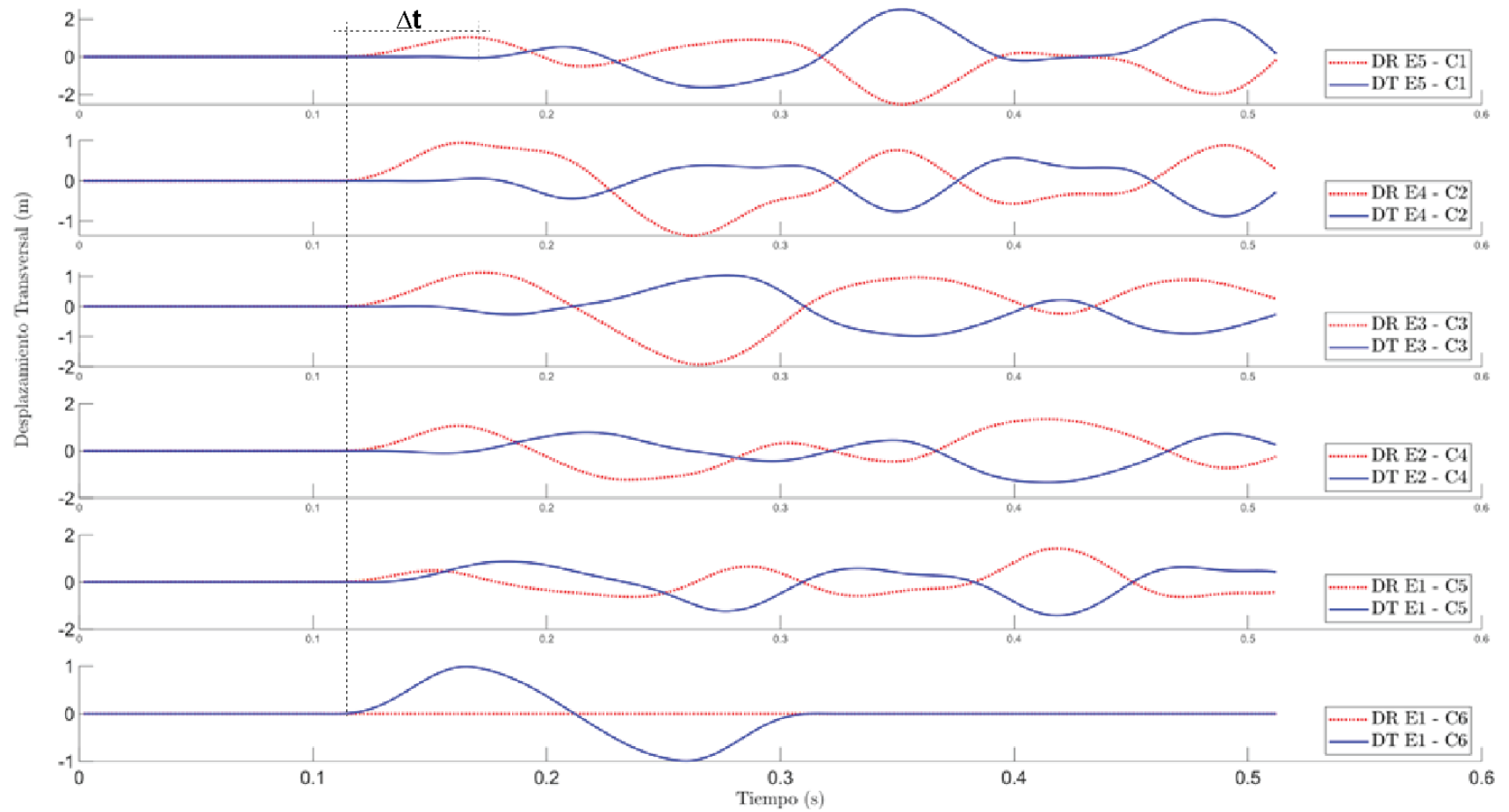


Figura 5.29 Medición del tiempo de desfase en la respuesta del nivel superior del Modelo M5.2 de columna rígida, con respecto al desplazamiento impuesto en la base. Análisis para $\Delta t=0,002$ s, ancho de pulso 0,2 s, orden de Daubechies $L=18$ y resolución $m=8$.

Por otra parte, la teoría clásica para la propagación de ondas de corte en medios continuos permite calcular su velocidad de propagación por medio del módulo de corte y densidad según la ecuación (5.1), de lo cual se puede esperar que, en el caso estudiado se tenga un comportamiento similar.

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (5.1)$$

Para verificar este efecto, primero se usa el siguiente modelo:

- M5.10: Basado en el modelo M5.2 de columna rígida, pero variando su rigidez entre 0,25 a 8 veces su valor original, y aplicando la demanda sinusoidal indicada en la Figura 5.12 con diferentes niveles de frecuencia.

Se realiza el análisis con el modelo M5.10, basado solo en el Modelo M5.2, ya que, hacerlo para los tres casos sería redundante, se elige este modelo principalmente porque es el que puede mostrar más fácilmente el efecto de cuerpo rígido en sus resultados para el rango de frecuencia seleccionado.

La Figura 5.30 muestra cómo en general la velocidad de propagación de la onda de corte aumenta a medida que aumenta la rigidez, en un ritmo que parece tener la forma de la raíz de la rigidez, aunque esto último es solo una observación cualitativa, no se confirma que así sea. El gráfico de la Figura 5.30 muestra los puntos obtenidos del análisis y las curvas de tendencia de tipo exponencial que se han incluido para mostrar el comportamiento de los resultados.

Además, se observa cómo la velocidad de la onda de corte aumenta con la frecuencia de la demanda, y solo en las curvas con menor frecuencia se producen comportamientos planos respecto a la variación de la rigidez, lo que se produce porque en bajas frecuencias la estructura tiende a moverse de forma similar a un cuerpo rígido, y la estimación de la velocidad de propagación se vuelve inestable.

La forma natural en que la propagación de ondas proveniente desde la fuente sísmica transmite la energía que demanda a la estructura es con el desplazamiento que se aplica en la base, este desplazamiento induce velocidades y aceleraciones que activan las propiedades dinámicas en la estructura produciendo la deformación de esta última. Sin embargo, cuando la frecuencia del desplazamiento impuesto en la base es de una frecuencia muy baja, esta no logra producir energía necesaria para deformar la estructura, por lo tanto, ella se desplaza siguiendo al mismo instante el desplazamiento de la base en cada punto, entonces no se produce un efecto de propagación de ondas. Esto se puede observar en la Figura 5.31, que muestra cómo todos los niveles se deforman de igual forma que la base, y al mismo instante.

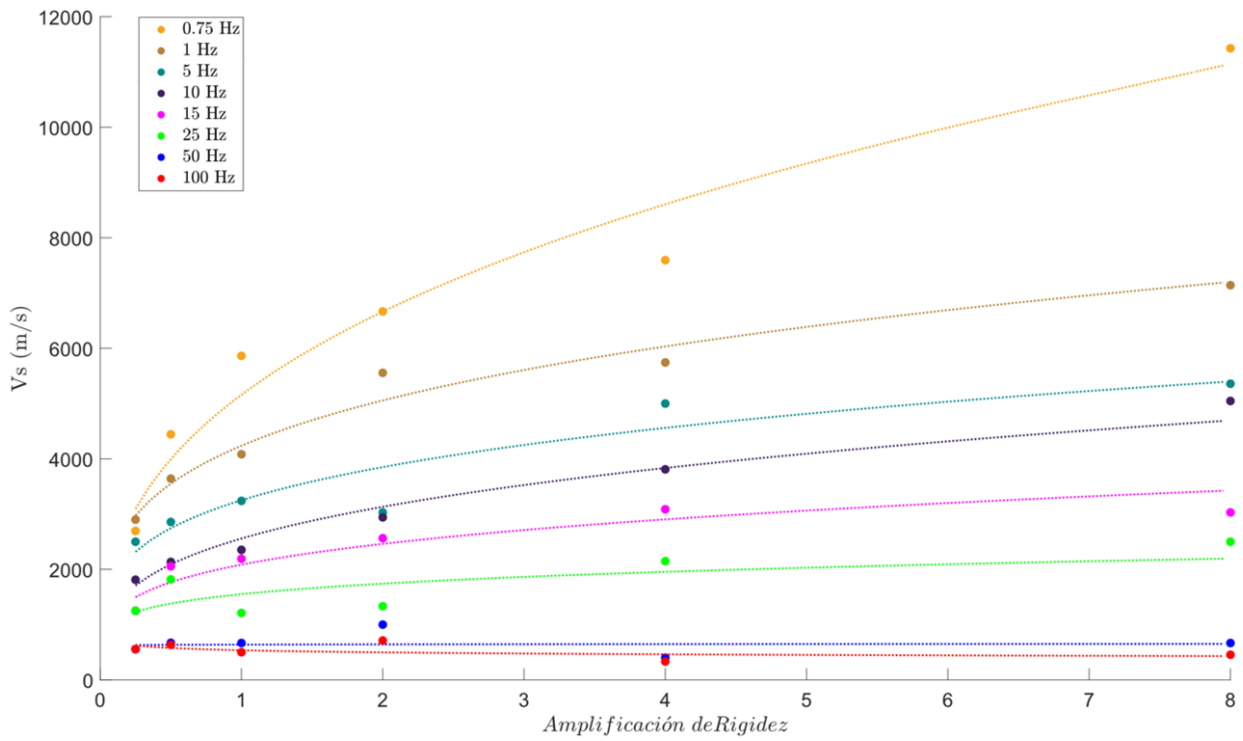


Figura 5.30 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la amplificación de la rigidez de la estructura, para diferentes niveles de frecuencia de la demanda sinusoidal de desplazamiento impuesta en la base. Modelo M5.10 de rigidez variable.

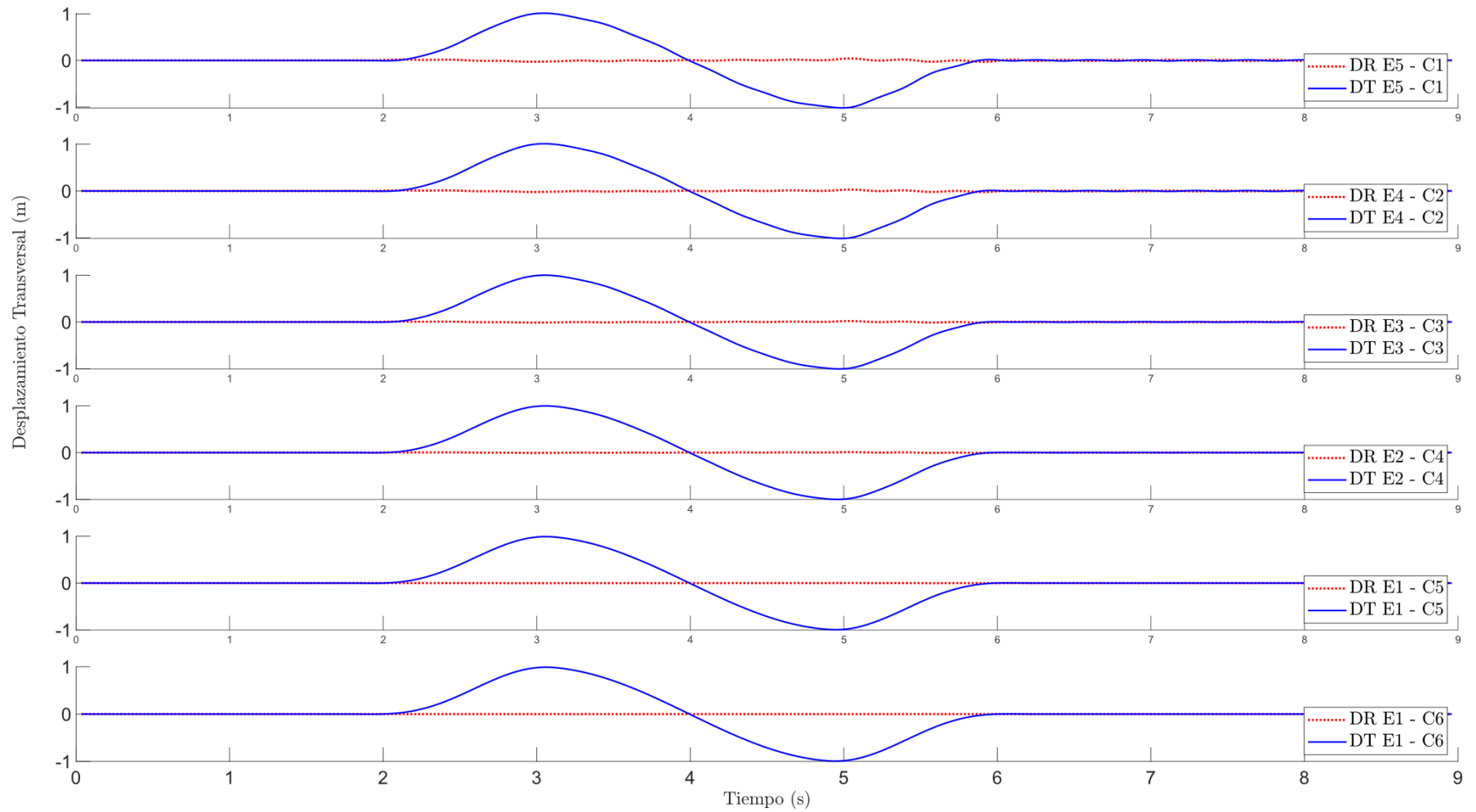


Figura 5.31 Desplazamiento de la estructura para cada nivel en la aplicación de una demanda de deformación basal de 0,25 Hz, en que la estructura M5.10 se mueve como cuerpo rígido, siguiendo el desplazamiento de la base.

Luego, para estudiar el comportamiento al variar la masa, se usa el siguiente modelo:

- M5.11: Basado en el modelo M5.2 de columna rígida, pero variando su masa entre 0,25 a 8 veces su valor original, y aplicando la demanda sinusoidal indicada en la Figura 5.12 con diferentes niveles de frecuencia.

La Figura 5.32 muestra cómo la velocidad de onda de corte disminuye a medida que la masa aumenta, en un ritmo inversamente proporcional, el gráfico muestra los puntos que se obtienen del análisis y las curvas de tendencia para mostrar el comportamiento de los resultados.

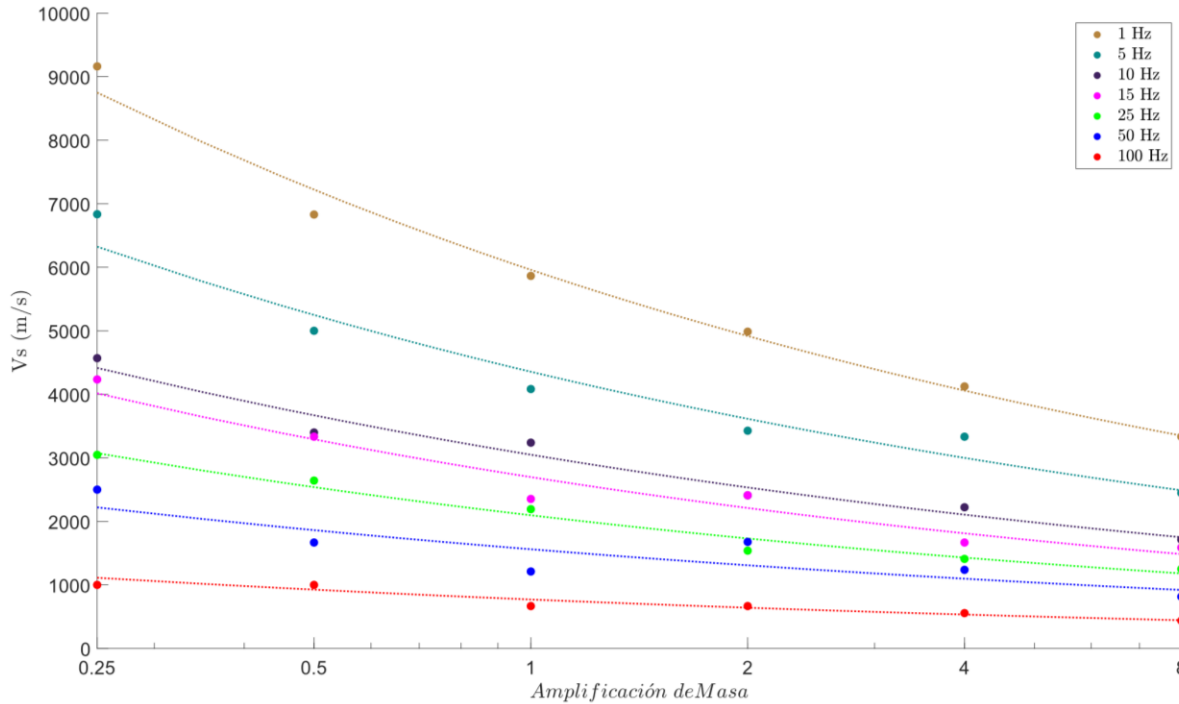


Figura 5.32 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la amplificación de la masa de la estructura, para diferentes niveles de frecuencia de la demanda de desplazamiento impuesta en la base. Modelo 5.11 de columna rígida.

Como ya se ha mostrado anteriormente, la velocidad de propagación de ondas de corte en altura cambia según el contenido de frecuencias de la demanda basal, las Figura 5.33 y Figura 5.34 muestran cómo, para diferentes niveles de masa y rigidez, en los cuales se observa el mismo efecto, en que:

- Independiente de la masa o la rigidez, aumenta la velocidad de propagación de las ondas de corte al aumentar la frecuencia de la demanda.
- al aumentar la rigidez aumenta la velocidad de propagación de ondas de corte. Esto se aprecia en la Figura 5.33 en que para todas las curvas se mantiene la masa constante

(M) y la rigidez varía entre 0,25 a 8 veces la rigidez base (K), entonces las curvas se representan como M-0.25K hasta M-8K.

- al aumentar la masa, disminuye la velocidad de corte. Esto se aprecia en la Figura 5.34 en que para todas las curvas se mantiene la rigidez constante (K) y la masa varía entre 0,25 a 8 veces la masa base (M), entonces las curvas se representan como 0.25M-K hasta 8M-K.

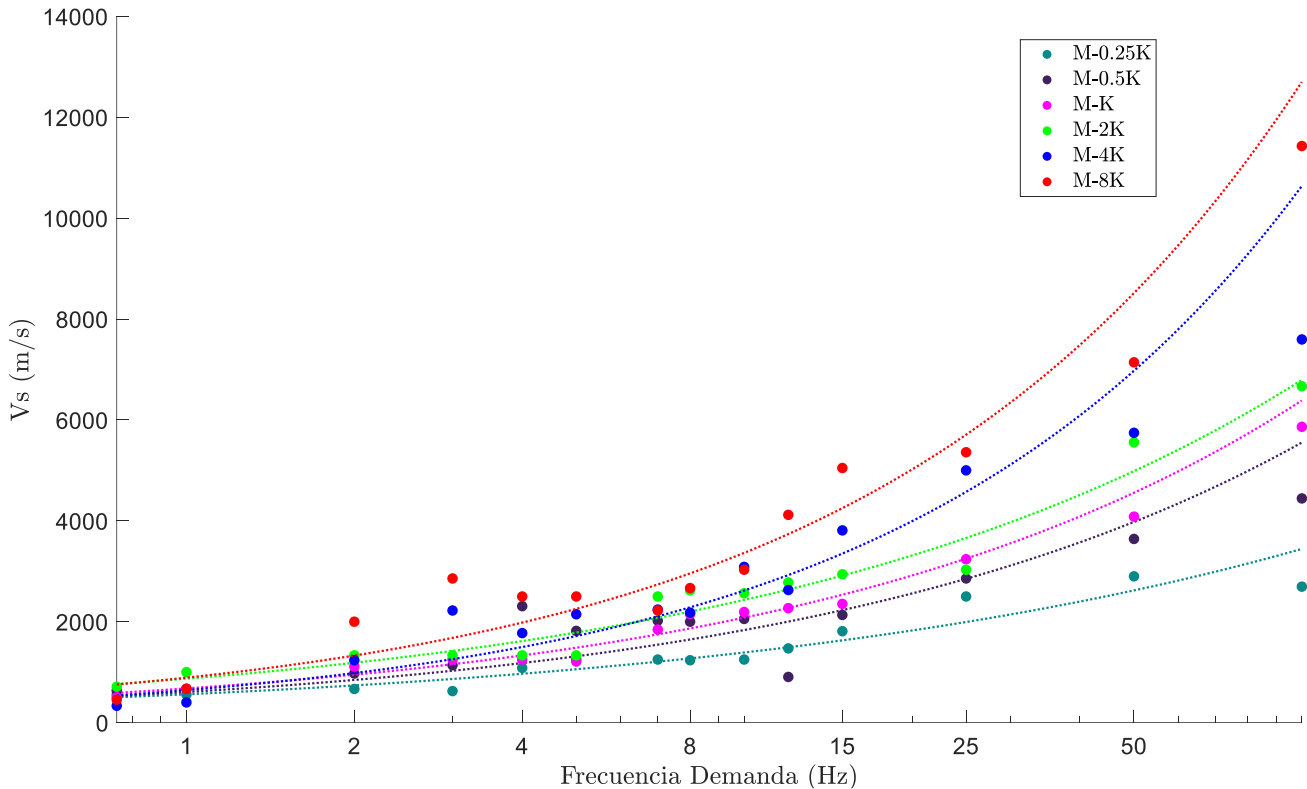


Figura 5.33 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la frecuencia de la demanda de desplazamiento impuesta en la base, para diferentes niveles de rigidez de la estructura. M representa la masa y K la rigidez, que se varía entre 0,25 a 8 veces la rigidez de referencia (M-0.25K hasta M-8K). Modelo M5.10 de rigidez variable.

En la práctica de la Ingeniería Estructural se tiene el concepto de que las estructuras responden con frecuencias asociadas a sus formas modales, y que esta filtra las frecuencias que ingresan, dominando el movimiento con sus formas modales propias, que están asociadas a las propiedades mecánicas de la estructura. Lo mismo se dice que ocurre con el suelo, que filtra las frecuencias de las ondas provenientes de la fuente sísmica, excitando el estrato de suelo que vibra dominado por sus propiedades físicas. Sin embargo, en este capítulo se muestra que en un régimen transitorio la estructura no logra filtrar las frecuencias provenientes del suelo, siendo dominada por el contenido de frecuencias de la demanda. Este resultado concuerda con lo detectado por otros autores, como Ruiz y Saragoni (2009), donde por medio de autocorrelaciones y espectros de Fourier logran detectar durante un sismo los tiempos en que el suelo vibra libremente, y en los cuales lo hace dominado por el movimiento de la fuente,

o la tesis de Ramos (2020), donde muestra que para el terremoto de Maule 2010, para dos zonas con suelos muy diferentes se producen respuestas muy similares durante la llegada de los pulsos provenientes de la fuente, determinando que buena parte de los daños observados en la ciudad de Concepción fueron causa de los efectos provenientes de la fuente sísmica, y no del efecto del suelo.

Cabe señalar que estudiar la velocidad de propagación de ondas en edificaciones puede resultar de utilidad para estimar la demanda de desplazamiento o deriva de entrepiso por ejemplo de un primer nivel del edificio, lo que puede servir para verificar si las columnas cuentan con la ductilidad necesaria. Para ello, teniendo la velocidad de propagación de onda de corte, y un pulso de desplazamiento que pudiese generar un sismo, se puede estimar el tiempo que la onda toma en recorrer el primer nivel del edificio, y en la forma de la onda ver cuanto desplazamiento logra aplicar en dicho tiempo, ya que, ese primer desplazamiento se transformará inicialmente en una deriva del primer piso. Luego de este instante se podrían producir amplificaciones, o sufrir mayores derivas en otros niveles, pero de esta forma al menos se puede tener una idea del nivel de demanda inicial que va a sufrir la estructura.

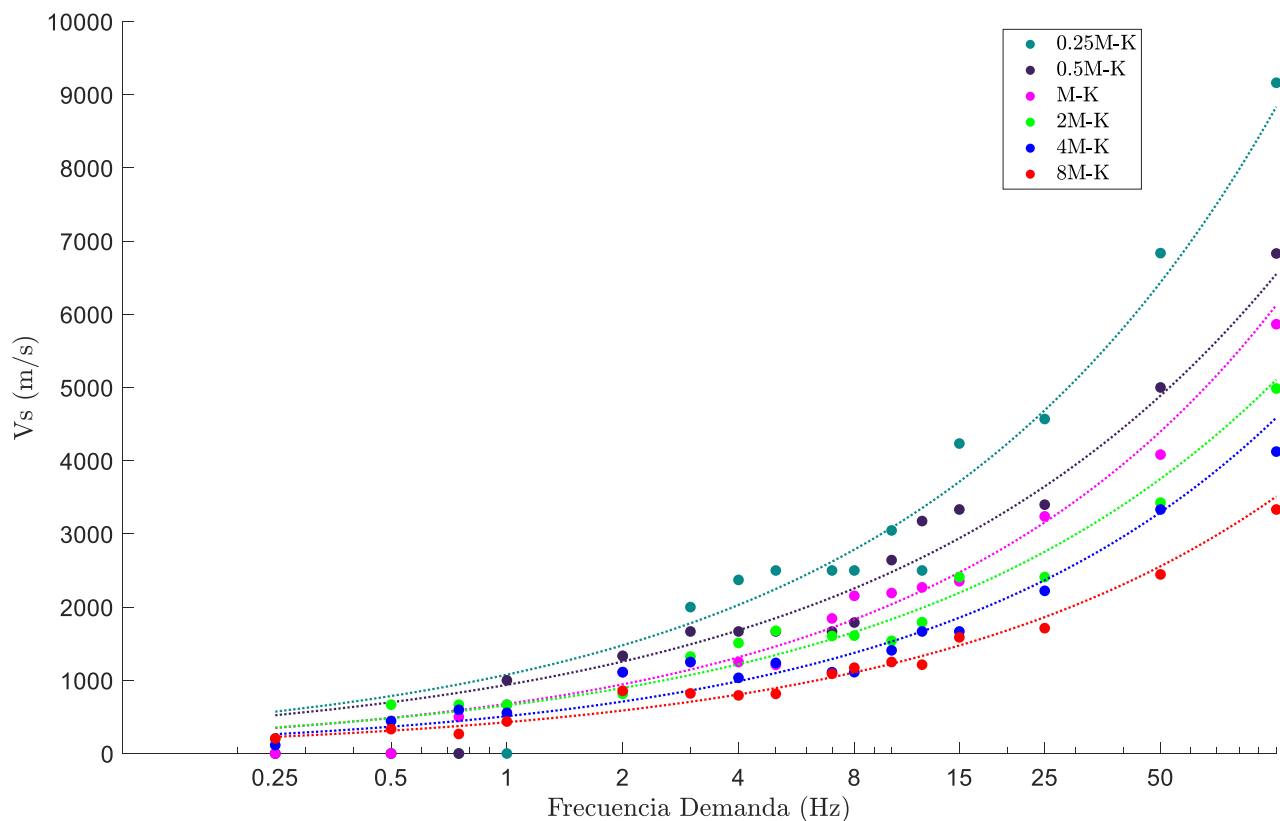


Figura 5.34 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la frecuencia de la demanda de desplazamiento impuesta en la base, para diferentes niveles de masa de la estructura. K representa la rigidez y M la masa, que se varía entre 0,25 a 8 veces la masa de referencia (0.25M-K hasta 8M-K) Modelo M5.11 de columna rígida.

En resumen, se observa que la velocidad de propagación de la onda de corte no depende únicamente de las propiedades de la estructura como su masa y rigidez, sino también del contenido de frecuencias de la demanda impuesta, ya que, como se expone en la sección 2.4, la frecuencia de la demanda transitoria, por su corta duración, no le da el tiempo suficiente a la estructura para reaccionar con sus propiedades vibratorias durante la aplicación del desplazamiento basal.

5.6 Análisis comparativo de estructuras tipo

Producto del análisis realizado en este capítulo, es posible identificar el comportamiento estructural para los diferentes tipos de edificaciones que se muestran en la Figura 5.35, respecto a la forma en que estas tipologías estructurales responden a la entrada de una onda de desplazamiento proveniente del suelo.

El primer caso corresponde a una edificación estructurada con marcos flexibles, formados por columnas y vigas (Figura 5.35a), con un nivel de flexibilidad similar en todos sus pisos, y producto de su baja rigidez, como se vio en el ítem 5.5, la velocidad de propagación de la onda de corte es baja, por lo tanto, el tiempo (t_1) que la onda toma en recorrer toda la altura del edificio, podría permitir aplicar la totalidad del desplazamiento del pulso (Δ_1) antes que el efecto de la onda llegue hasta el coronamiento de la estructura, así, la onda podría tener el tiempo suficiente para que totalidad del desplazamiento aplicado en la base se transforme en movimiento relativo, distribuido en toda la altura del edificio, o hasta el nivel que haya recorrido en dicho tiempo.

El segundo caso corresponde a una edificación estructurada con muros de corte (Figura 5.35b), en la que su alta rigidez produce que la velocidad de propagación de la onda sea alta, por lo tanto, el tiempo (t_2) en que la onda recorre toda la altura del edificio es menor. Así, la onda probablemente no tendrá el tiempo suficiente para desarrollar toda su amplitud antes de que esta llegue al coronamiento del edificio, haciendo que solo una parte menor del desplazamiento aplicado en la base se transforme en desplazamiento relativo en la estructura (Δ_2).

El tercer caso corresponde a una edificación tipo piso blando, estructurada en el primer nivel con marcos flexibles, y en los niveles superiores con muros de corte u otros elementos notoriamente más rígidos que los del primer nivel (Figura 5.35c), en este caso la estructura tiene un comportamiento similar al del primer caso en el primer nivel respecto a su rigidez, y similar a la estructura rígida en los niveles superiores respecto a su masa y rigidez. Entonces, como se observa en la Figura 5.30, cuando la rigidez es baja, la velocidad de propagación de las ondas de corte (v_s) es baja, y cuando la masa es alta, v_s es baja (Figura 5.32), por lo tanto, se conjugan dos características que hacen que v_s sea aún más baja que el primer caso. De

esta forma esa baja velocidad de propagación de la onda de corte le da tiempo (t_3) a la onda de aplicar buena parte de su desplazamiento (Δ_2) antes de que esta llegue al coronamiento del edificio, transformándolo en desplazamiento relativo, que, a su vez por la flexibilidad del primer nivel, se concentra casi en su totalidad en las columnas del primer piso, produciendo una alta demanda de ductilidad en ellas.

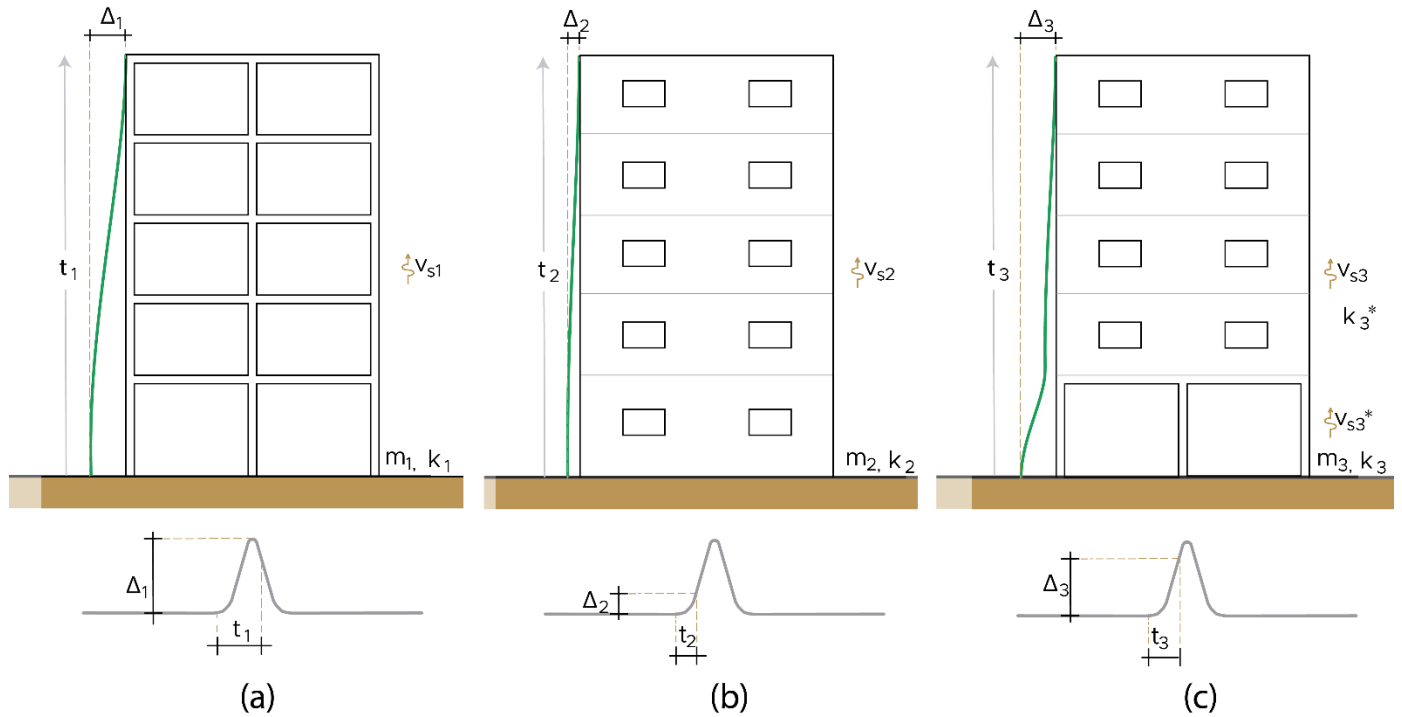


Figura 5.35 Comparación del efecto de una onda ingresando a tres tipologías de edificaciones. a) edificio estructurado con marcos flexibles, b) edificio estructurado con muros de corte rígidos, y c) edificio tipo piso blando.

5.7 Conclusiones y comentarios

En este capítulo se muestra que en un régimen transitorio la estructura no logra filtrar las frecuencias provenientes del suelo, siendo dominada por el contenido de frecuencias de la demanda. Esto se observa al estudiar la amplificación de desplazamiento que se produce en un tiempo transitorio (función sinusoidal creciente) en que, la estructura no muestra amplificaciones en las frecuencias modales, y otro caso extendido (función sinusoidal completa), permitiéndole a la estructura vibrar libremente por un tiempo, esta tiende a desarrollar amplificaciones en frecuencias cercanas a las modales, mostrando que la estructura requiere de un tiempo para vibrar dominada únicamente por sus propiedades mecánicas.

Por otra parte, y relacionado con lo anterior, en este capítulo se observa que la velocidad de propagación de la onda de corte no depende únicamente de las propiedades de la estructura, como su masa y rigidez, sino también del contenido de frecuencias de la demanda impuesta, ya que, como se expone en la sección 2.4, la frecuencia de la demanda transitoria, por su corta duración, no le da tiempo suficiente a la estructura para reaccionar con sus propiedades vibratorias durante la aplicación del desplazamiento basal.

Si bien en algunos casos la forma del movimiento desarrollado por los modelos se puede asociar a una forma modal, en la sección 5.4 se muestra que un tiempo transitorio en que la carga está siendo aplicada no se desarrollan los modos de vibrar de la estructura, sino más bien, esta se ve dominada por los efectos de la fuente sísmica, representado por la frecuencia del pulso de desplazamiento que demanda a la estructura desde la base. Y las formas modales comienzan a aparecer luego de un tiempo en que la estructura queda vibrando libremente sin demanda sísmica.

Para demandas impulsivas, con periodos de estructura mayores al periodo de la excitación, la respuesta aumenta considerablemente en comparación a los resultados que entregan métodos asociados a formas modales. Esto se observa en la mayoría de los gráficos (por ejemplo Figura 5.14 a Figura 5.17) de desplazamiento relativo y deriva de entrepiso, en que para frecuencias de la demanda mayores a la frecuencia de la primera forma modal de la estructura (líneas grises), la deformación o desplazamiento se ve fuertemente amplificado. Y no ocurre lo mismo para los casos en que se aplica la demanda sinusoidal completa y se le da tiempo a la estructura de reaccionar, lo que se asemeja más a la demanda de un sismo de campo lejano, en que se observa que se producen amplificaciones importantes en frecuencias cercanas a la frecuencia del primer modo de la estructura.

Se observa que las estructuras más rígidas pueden deformar a niveles similares que estructuras flexibles, sin embargo, las estructuras rígidas lo hacen para frecuencias de demanda de desplazamientos más altas, las que podrían no producirse en algunos tipos de

sismos reales, por lo tanto, en la práctica es probable que una estructura rígida sufra de menores deformaciones, siempre y cuando esta no tenga puntos débiles que liberen la energía y produzcan grandes deformaciones. Además, se aprecia que los gráficos de desplazamiento relativo, y de derivas de entrepiso tienen formas muy similares, pero se desfazan en frecuencia dependiendo de la rigidez de la estructura, lo cual demuestra que, si bien las propiedades mecánicas de la estructura juegan un rol importante en la respuesta estructural, también es relevante la frecuencia de la demanda impuesta por el sismo, que domina la respuesta estructural durante el régimen transitorio de movimiento.

Las estructuras de piso blando concentran gran parte de su deformación relativa en el primer nivel, ya sea en un tiempo transitorio como en vibración libre, demandando fuertemente a las columnas del primer nivel que deben absorber prácticamente todo el desplazamiento impuesto en la base. Esto se produce ya que, por la baja rigidez del primer nivel, y la mayor masa de los niveles superiores, se genera una baja velocidad de propagación de onda en el primer piso, concentrándose la onda un tiempo más prolongado que le permite aplicar buena parte de la deformación impuesta por la demanda.

Como se indica anteriormente, del análisis realizado se observa que la deformación de la estructura depende fuertemente de la frecuencia de la excitación, pero esta no coincide con la frecuencia modal de la estructura, lo cual amplía el rango de frecuencias en que una estructura puede sufrir amplificaciones significativas de desplazamientos que generen daños. Esto influye en la estrategia de evitar amplificaciones generadas por el movimiento del suelo, al diseñar estructuras con frecuencias naturales alejadas de las frecuencias modales del suelo, si bien es un buen ejercicio, no asegura que se eviten amplificaciones de desplazamiento, ya que en este análisis se muestra que también puede amplificar en otras frecuencias.

En este capítulo se ha demostrado que la velocidad de propagación de las ondas de corte depende de la frecuencia de la onda, ya que se propagan de forma dispersiva, y la velocidad de grupo cambia según su frecuencia, que es impuesta por la frecuencia del pulso que entra desde el suelo, es decir, esta depende de las propiedades de la fuente sísmica. Otros autores también señalan que la velocidad de propagación de la onda de corte depende del tipo de onda (Todorovska y otros 2001, Kohler y otros 2007, Zhang y otros 2011) sin ser específicos en qué características de la onda lo modifican.

El modelo desarrollado no permite propagar las ondas hacia el suelo, como ocurre en la realidad, ya que las ondas rebotan en la base fija y vuelven a subir con toda su energía, que se logra disipar solo por el amortiguamiento propio de la estructura, lo cual puede producir algunas amplificaciones ficticias en la respuesta fuera del régimen transitorio. Sin embargo, como se ha visto en otras publicaciones, la falla del edificio por lo general ocurre en la primera subida de la onda, es por ello el interés en este trabajo de analizar el comportamiento

transitorio, y el efecto que causa la velocidad con que la onda sube por primera vez en la estructura, ya que cuando la onda vuelve a la base, la estructura podría ya estar dañada.

CAPÍTULO: 6 ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE MARCOS FLEXIBLES

6.1 Introducción

En el presente capítulo se modela un caso real con la metodología implementada previamente, que corresponde al edificio del Hotel Holiday Inn, Orión #8244 en Van Nuys, Los Ángeles, California, que se encuentra instrumentado, y en zona epicentral de sismos de fuente cercana. Para ello se realizan modelos simplificados que puedan ser modelados con los elementos desarrollados en este trabajo, con el propósito de estudiar la respuesta ante pulsos sintéticos y registros reales, y finalmente comparar con resultados de la literatura existente y registros obtenidos de terremotos destructivos importantes en el edificio.

Además, se muestran las principales observaciones que se pueden rescatar del análisis realizado, y que puedan aportar a la mejor comprensión conceptual del fenómeno físico real de propagación de ondas en edificaciones.

En la sección 6.2 se describe el edificio a estudiar, su geometría, materiales, estructuración, y sus planos.

En la sección 6.3 se describen los modelos a usar para el análisis, que serán de tipo marcos planos, con base fija, y que representan ambas direcciones horizontales de análisis.

En la sección 6.4, imponiendo en la base pulsos sintéticos se muestra el comportamiento de la estructura respecto a la deformación basal en los primeros instantes de la aplicación del movimiento, la amplificación de los desplazamientos y deformaciones que sufre la estructura durante la aplicación de la demanda en la base, mostrando que esta responde de diferente forma cuando cambia la frecuencia del desplazamiento que aplica el sismo. Y, además, se muestra cómo se comporta la velocidad de propagación de onda cuando cambia la frecuencia de la demanda impuesta en la base, lo que será comparado con mediciones reales realizadas en el edificio.

En la sección 6.5 se hace una comparación entre los resultados que se obtienen para un pulso sintético con un análisis de respuesta en el tiempo tradicional, con uno realizado por medio de propagación de ondas (*WSFEM*), mostrando que existen diferencias significativas para algunos pasajes de la respuesta dinámica.

En la sección 6.6 se realizan análisis del edificio con registros sísmicos reales, registrados en el mismo edificio, ingresando la demanda de desplazamiento a nivel del suelo. Luego se

comparan los resultados de la respuesta que se obtiene en los diferentes niveles por propagación de ondas (*WSFEM*), con los registros que se obtuvieron en cada piso registrado.

En la sección 6.7 se hace un análisis conceptual basado en la observación de resultados de los análisis realizados, como el efecto que produce las características del edificio y su velocidad de propagación en la respuesta sísmica. Además, se muestra una clasificación estructural basada en la velocidad de propagación de la onda de corte, mediante el perfil bio-sísmico, considerado en la norma NCh 433 Diseño Sísmico de Edificios.

Finalmente, en la sección 6.8 se entregan los comentarios y conclusiones de este capítulo.

6.2 Caso analizado

Dentro de los ejemplos nombrados en la sección 2.2, se encuentra el edificio del Hotel Holiday Inn #8244, de Orion Avenue, Van Nuys, Los Ángeles, California (Figura 6.1). En el presente capítulo se estudiará para observar su comportamiento ante pulsos sintéticos de ondas y registros reales, además de comparar con resultados disponibles de otros autores. Se trabaja con este edificio debido a la cantidad de estudios realizados sobre él, y a las mediciones disponibles, ya que es de los únicos edificios a nivel mundial que existen instrumentados, y que hayan sufrido daños en la zona epicentral de un sismo de fuente cercana. Además, por su estructuración, al ser un edificio formado por marcos, elementos que pueden ser modelados con la metodología desarrollada en este estudio.

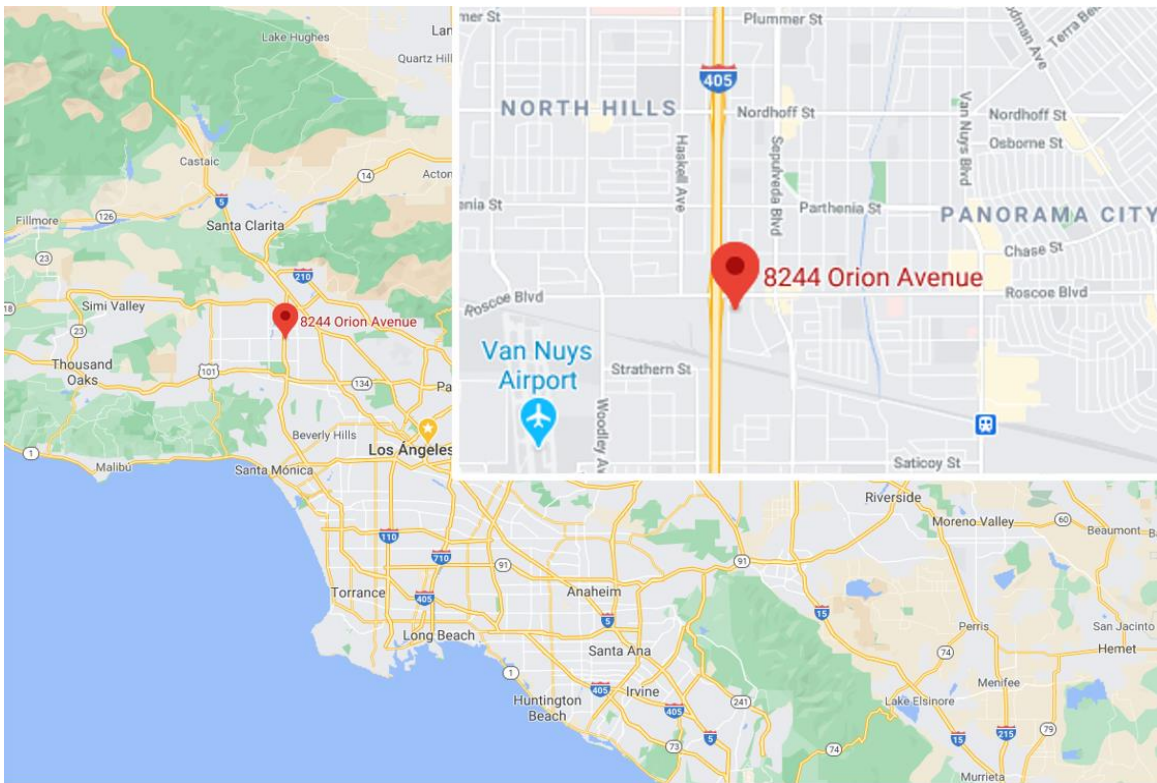


Figura 6.1 Ubicación Hotel Holiday Inn #8244 Orion Avenue (Google Map).

El edificio se muestra en la Figura 6.2, construido en hormigón armado, de 7 pisos, con 18,9 m de largo por 48,8 m de base y una altura de 21 m, fue diseñado en 1965 por *Rissman and Rissman Associates* y construido en 1966. La estructura consiste en columnas espaciadas cada 6 m en la dirección transversal y a 5,8 m en la dirección longitudinal. El sistema de piso está formado por losas de hormigón armado de 25 cm de espesor en el segundo piso, de 21 cm entre el tercer al séptimo piso y de 20 cm a nivel de techo. El sistema resistente a cargas

laterales de cada dirección está formado por losa-columnas para los marcos interiores y por viga-columna para los marcos exteriores (Rojas 2004).



Figura 6.2 Vista nordeste del Hotel Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys (Gicev y Trifunac 2006).

La Tabla 6-1 muestra los elementos que conforman la estructura de hormigón armado del hotel, las Tabla 6-2 y Tabla 6-3 muestran las propiedades de los materiales utilizados. Los muros perimetrales fueron rellenos con albañilería dilatada del sistema estructural resistente, por lo cual esos muros no serán contabilizados como elementos resistentes.

Tabla 6-1 Elementos que forman la estructura resistente del Hotel Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys (Blume y Assoc. 1971).

Elemento	Ubicación	Dimensiones
		(mm)
Columnas exteriores 14"x20" (CE14x20)	Todos los niveles, en marcos exteriores de las 4 caras.	356 x 508
Columnas interiores 20"x20" (CI20x20)	Primer nivel en columnas interiores.	508 x 508

Elemento	Ubicación	Dimensiones
Columnas interiores 18"x18"	Segundo a último nivel en columnas interiores.	457 x 457
Vigas exteriores 16"x22" (VE16x20)	A nivel de techo, en las caras exteriores longitudinales.	406 x 559
Vigas exteriores 16"x22½" (VE16x22½)	Desde el tercer al séptimo nivel, en las caras exteriores longitudinales.	406 x 572
Vigas exteriores 16"x30" (VE16x30)	En el segundo nivel, en las caras exteriores longitudinales.	406 x 762
Vigas exteriores 14"x22" ⁽¹⁾	A nivel de techo, en las caras exteriores transversales.	356 x 559
Vigas exteriores 14"x22½" ⁽¹⁾	Desde el tercer al séptimo nivel, en las caras exteriores transversales.	346 x 572
Vigas exteriores 14"x30" ⁽¹⁾	En el segundo nivel, en las caras exteriores transversales.	346 x 762
Losa 10"	En el segundo nivel.	254 (espesor)
Losa 8½"	Desde el tercer al séptimo nivel.	216 (espesor)
Losa 8"	En el techo.	203 (espesor)
Notas:		
⁽¹⁾ Supuesto, basado en el corte B-B de la Figura 6.4 y Figura 6.6.		
⁽²⁾ Entre columnas interiores se considera el aporte de la losa como viga del ancho de las columnas.		

Tabla 6-2 Propiedades del Hormigón utilizado en la construcción del Hotel Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys (Blume y Assoc. 1971).

Ubicación	Resistencia a la compresión mínima del hormigón f_c'	Módulo de elasticidad E_c
	(psi)	(psi)
Columnas, primer nivel	5.000	4,2x10 ⁶
Columnas, segundo nivel	4.000	3,7x10 ⁶
Vigas y losas, segundo nivel	4.000	3,7x10 ⁶
Todo otro hormigón, desde el tercer nivel al techo	3.000	3,3x10 ⁶

Tabla 6-3 Propiedades del acero de refuerzo utilizado en la construcción del Hotel Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys (Blume y Assoc. 1971).

Ubicación	Grado del Refuerzo	Tensión de fluencia mínima f_y	Módulo de elasticidad E_c
		(ksi)	(psi)
Vigas y losas	ASTM A-15 y A305	40	29×10^6
Columnas	ASTM A 432	60	29×10^6

La estructura está fundada sobre grupos de dos a cuatro pilotes de hormigón armado de 24" de diámetro y 35 pies de largo, hincados en suelo principalmente de arenas limosas, cada pilote ha sido diseñado para una resistencia de 100 kips verticales y 20 kips horizontales. Aun cuando el sistema de fundación puede ser determinante para demanda de grandes deformaciones laterales, en esta sección el efecto del suelo será omitido, con el propósito de desarrollar un modelo simplificado que permita observar solo el comportamiento de la superestructura. Esto debido a las limitaciones del modelo implementado.

Desde la Figura 6.3 a la Figura 6.7 muestran las plantas tipo de cada nivel del edificio, elevaciones y principales detalles, que serán considerados en el análisis.

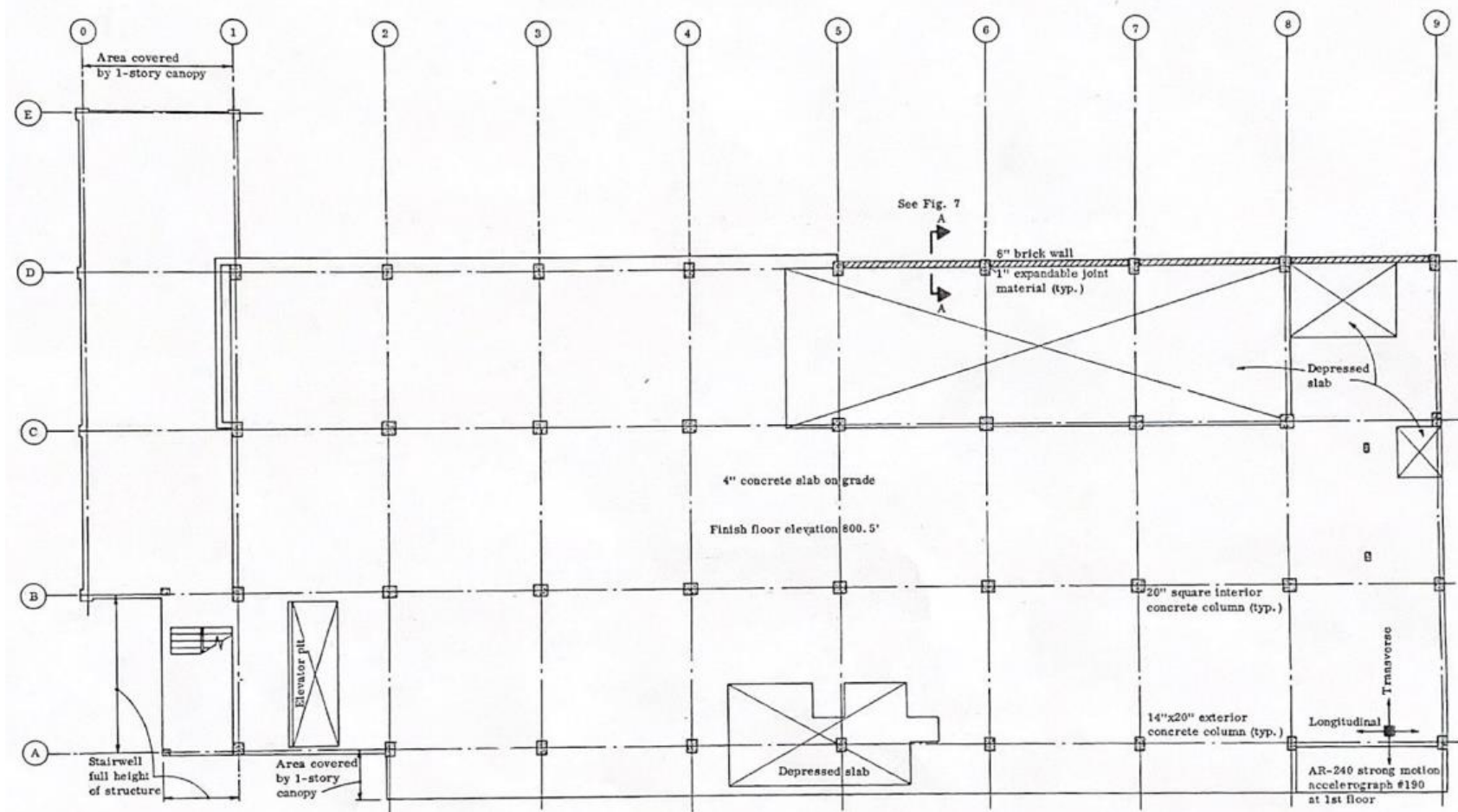


Figura 6.3 Holiday Inn Orión #8244, Van Nuys, planta primer nivel (Blume y Assoc. 1971).

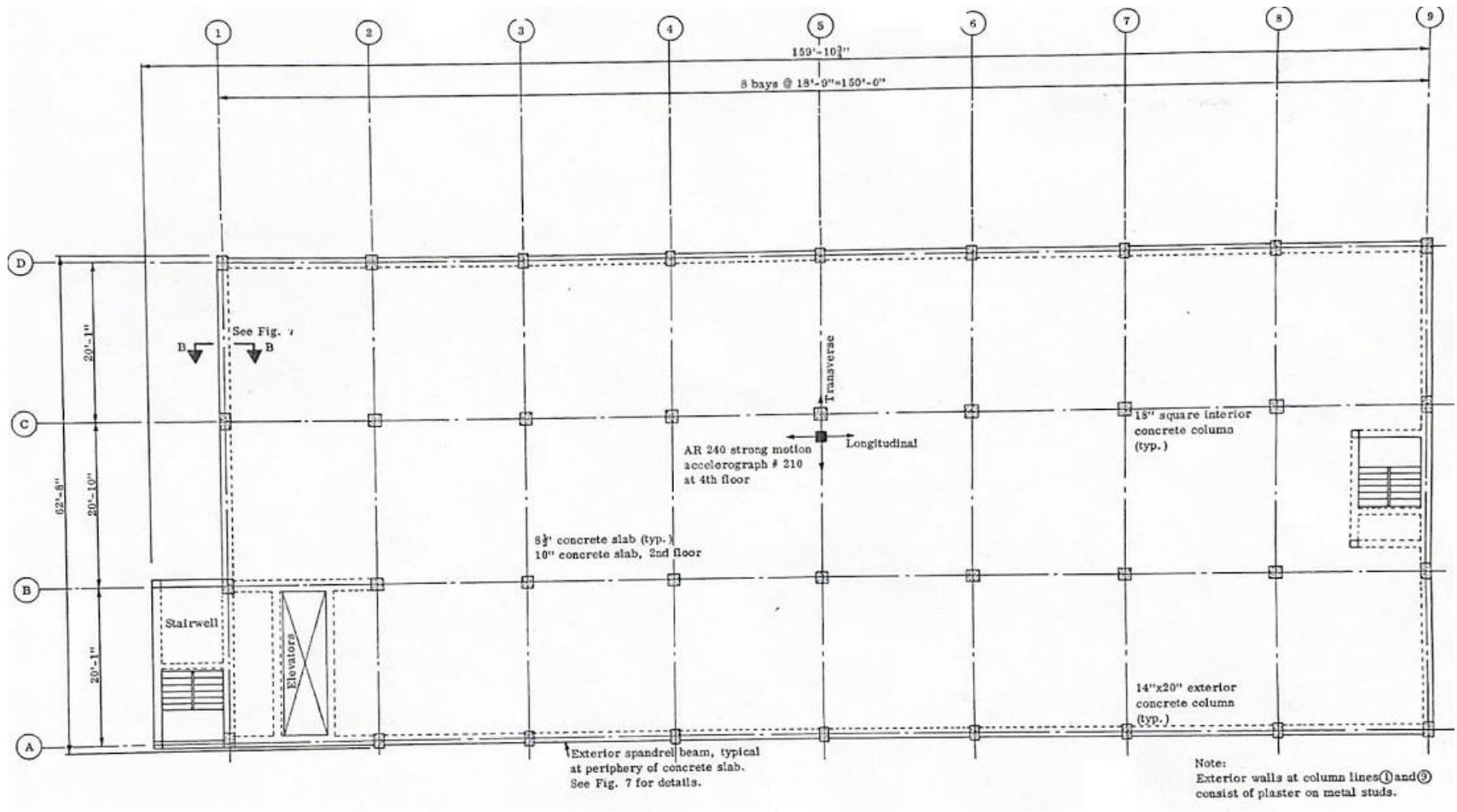


Figura 6.4 Holiday Inn Orión #8244, Van Nuys, planta típica de marcos, segundo a sexto piso (Blume y Assoc. 1971).

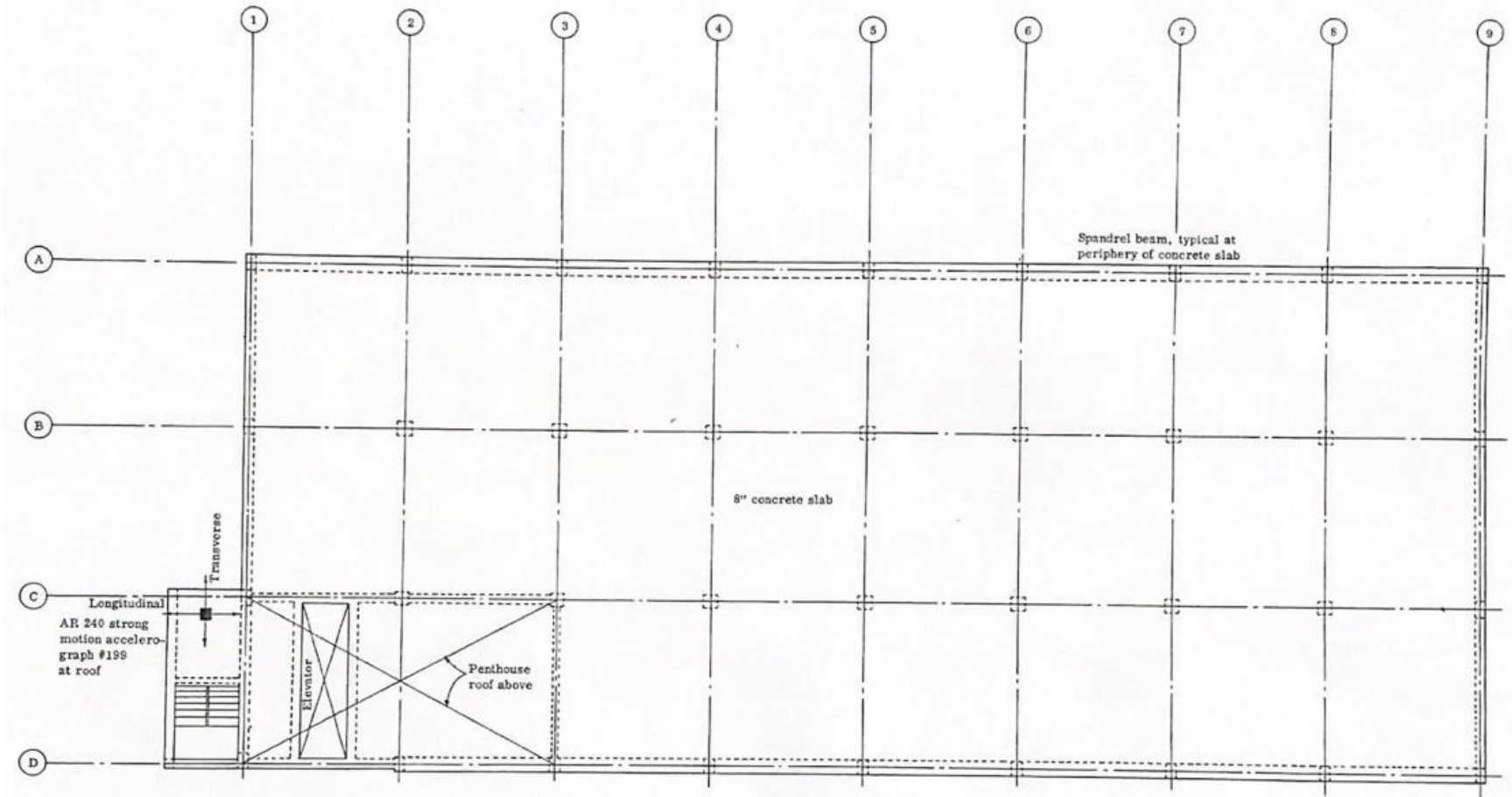


Figura 6.5 Holiday Inn Orión #8244, Van Nuys, planta de techo (Blume y Assoc. 1971).

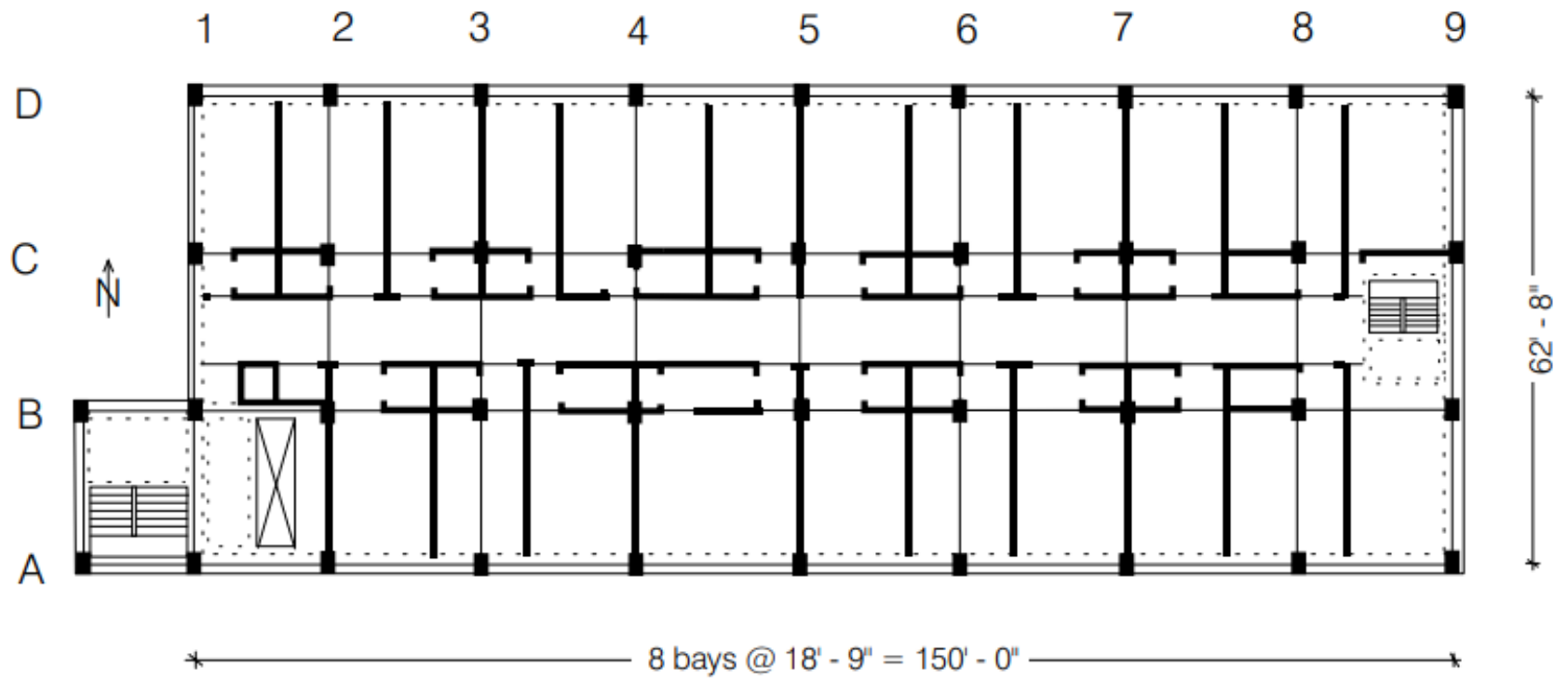


Figura 6.6 Holiday Inn Orión #8244, Van Nuys, planta tipo (Trifunac y otros 1999).

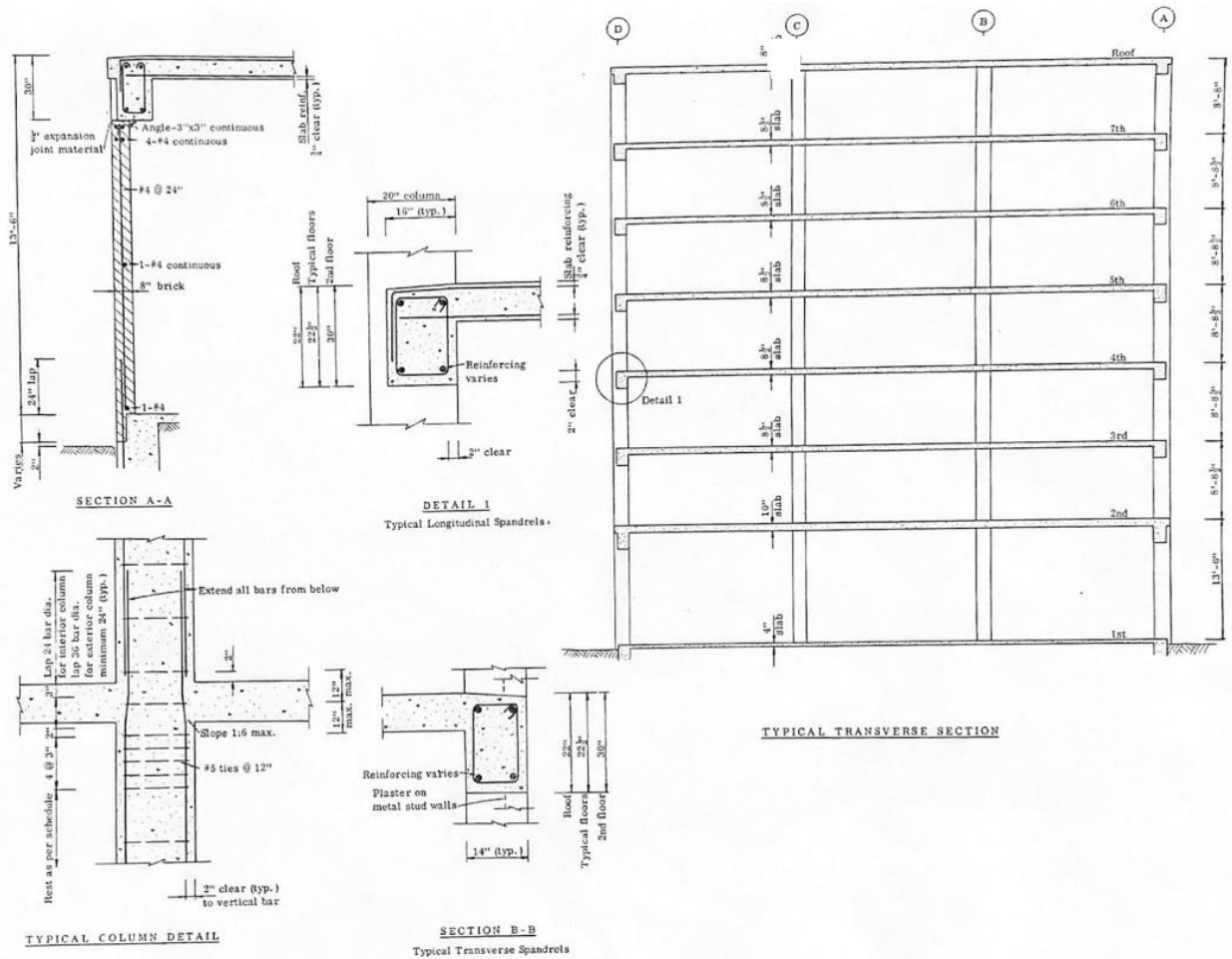


Figura 6.7 Holiday Inn Orión #8244, Van Nuys, secciones y detalles. La sección A-A se muestra en la Figura 6.3, y la sección B-B se muestra en la Figura 6.4 (Trifunac y otros 1999).

6.3 Modelo de análisis

La metodología desarrollada permite estudiar estructuras de dos dimensiones (2D), por lo tanto, se analizarán marcos en ambas direcciones, longitudinal y transversal. Por otra parte, el edificio solo cuenta con vigas perimetrales, entonces, modelar un marco intermedio donde los pilares se unen solo por losas, no es representativo de la rigidez global del edificio. Por lo anterior, se representará de dos formas, primero se modelarán marcos de un eje exterior, y luego se hará un modelo que represente el edificio completo, en el que se usan vigas y pilares equivalentes a la suma de todos los elementos en dirección transversal al eje del modelo. Los muros de albañilería del primer nivel están dilatados de los marcos, por lo tanto, no se consideran dentro del modelo,

Se estudian los siguientes casos:

- M6.1: Hotel Holiday Inn Orión #8244. Marco longitudinal (*EW*) representado por el marco exterior del eje D (Figura 6.3), y tributando la masa correspondiente al marco.
- M6.2: Hotel Holiday Inn Orión #8244. Marco transversal (*NS*) representado por el marco exterior del eje 1 (Figura 6.3), y tributando la masa correspondiente al marco.

La Figura 6.8 muestra la idealización del edificio en su eje longitudinal, a cada elemento se le asigna las propiedades indicadas en la Tabla 6-1, Tabla 6-2 y Tabla 6-3.

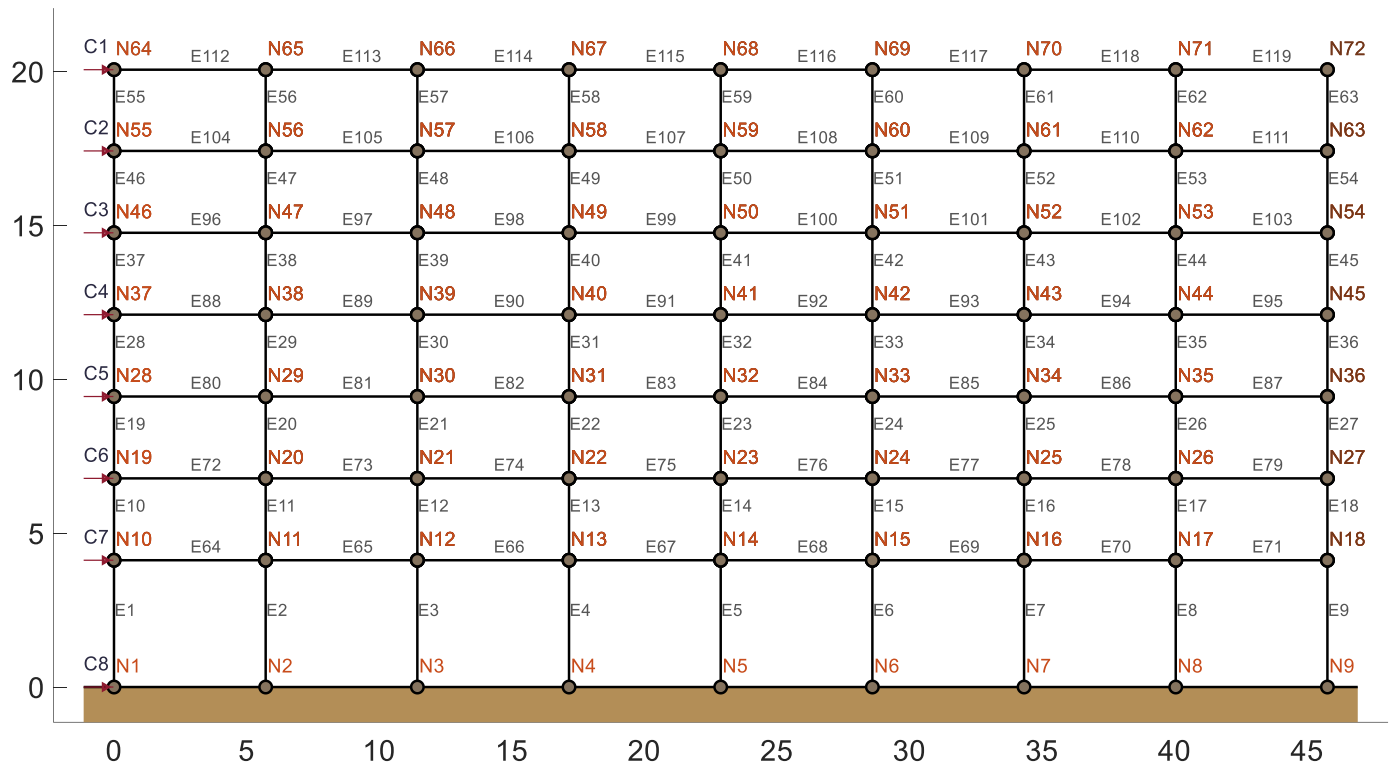


Figura 6.8 Idealización del edificio en dirección longitudinal (*EW*). Unidades en metros.

La Figura 6.9 muestra la idealización del edificio en su eje transversal, a cada elemento se le asigna las propiedades indicadas en la Tabla 6-1, Tabla 6-2 y Tabla 6-3.

La masa de cada elemento se considera en la densidad del material, y para agregar la masa de elementos no estructurales u otros elementos que tributan al marco estudiado, se distribuye la masa de estos elementos como una densidad extra del elemento estructural más cercano, lo mismo con las sobrecargas de uso, en este caso se considera una sobrecarga de 30 kgf/m² para representar una carga producto de tabiquerías menores, mobiliario y otros. Se considera esta sobrecarga ya que para el terremoto de Northridge 1994 el edificio se encontraba desocupado.

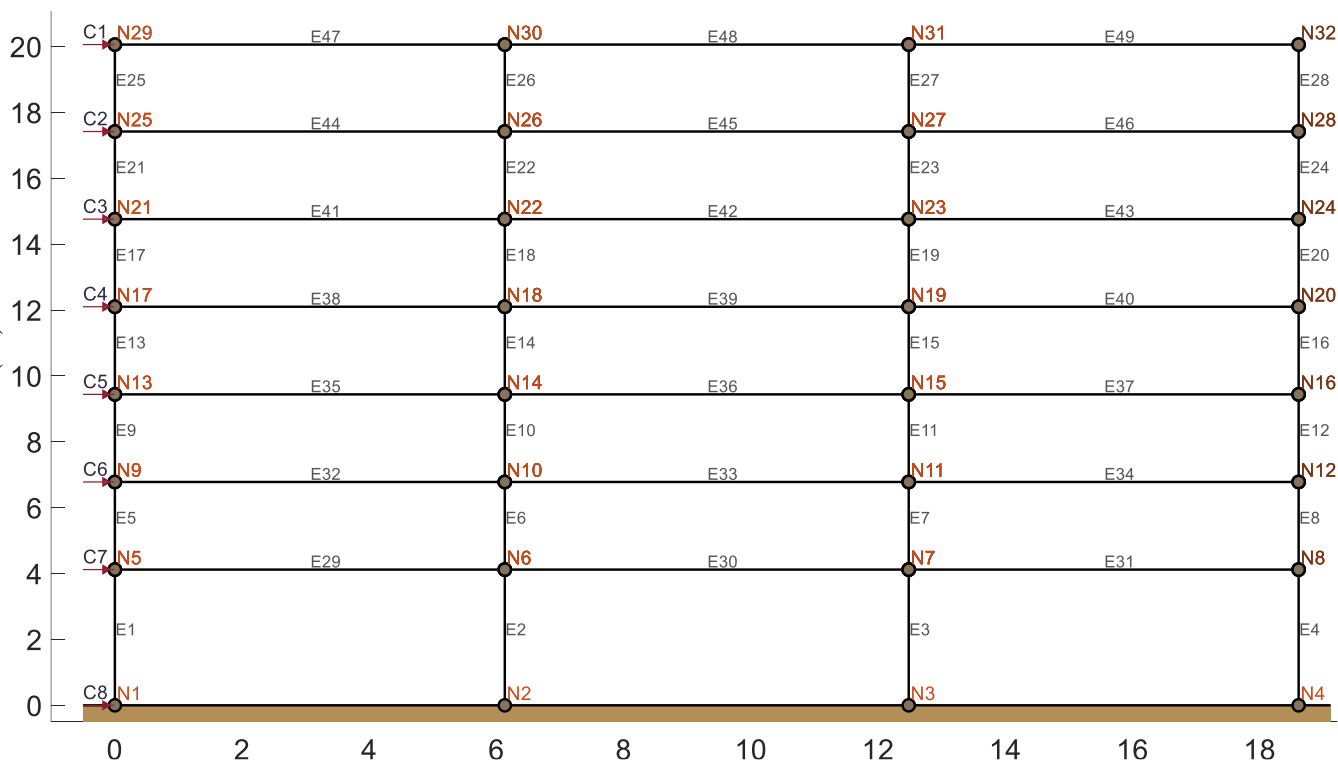


Figura 6.9 Idealización del edificio en dirección transversal (NS). Unidades en metros.

La Tabla 6-4 muestra las frecuencias modales de cada modelo, tanto calculadas con los modelos M6.1 (longitudinal), M6.2 (transversal), como las frecuencias modales medidas en el edificio (Ivanović y otros 1999). En la tabla se aprecia que las primeras frecuencias modales medidas son similares a las frecuencias calculadas con los modelos desarrollados, por lo tanto, se estima que los modelos implementados son adecuados para representar el edificio.

Tabla 6-4: Frecuencias modales de los modelos desarrollados vs las frecuencias modales medidas en el edificio.

Dirección	Modelo	Modo	Frecuencia medida Feb. '94 ⁽¹⁾	Frecuencia medida Abr. '94 ⁽¹⁾	Frecuencia Calculada ⁽²⁾
			(Hz)	(Hz)	(Hz)
Longitudinal (EW)	M6.1	1°	1,0	1,1	1,05
		2°	3,5	3,7	3,10
		3°	5,7	5,7	5,40
		4°	8,1	8,5	7,90
Transversal (NS)	M6.2	1°	1,4	1,4	1,30
		2°	1,6	1,6	- ⁽³⁾

Dirección	Modelo	Modo	Frecuencia medida Feb. '94 ⁽¹⁾	Frecuencia medida Abr. '94 ⁽¹⁾	Frecuencia Calculada ⁽²⁾
		3°	3,9	4,2	4,0
		4°	4,9	4,9	- ⁽³⁾

Notas:

(1) Frecuencias modales medidas (Ivanović y otros 1999).

(2) Frecuencias modales calculadas de los modelos desarrollados.

(3) Los modelos 2D desarrollados no permiten evaluar modos rotacionales como los descritos en la Tabla 2-1.

6.4 Propagación de ondas de corte

En esta sección se aplica el método *WSFEM* desarrollado para demanda sísmica, propagando ondas artificiales de desplazamiento desde la base, con el propósito de estudiar las principales propiedades y efectos que se producen en los modelos antes nombrados del edificio Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys.

6.4.1 Deformación basal en régimen transitorio

En esta sección se muestra el efecto que causa un pulso sintético de tipo Gaussiano, como el de la Figura 4.7 al deformar inicialmente el edificio, tal como se mencionó en la sección 2.7 y se mostró en la sección 5.3, se genera un desplazamiento concentrado en el primer nivel por un tiempo que depende de las propiedades de la estructura y del pulso.

Se analiza primero el marco longitudinal (*EW*) de la Figura 6.8 aplicando el pulso antes mencionado para observar la deformada que se produce inicialmente en la base del edificio, y lo mismo se aplica para la sección transversal del edificio, en el marco transversal (*NS*) de la Figura 6.9.

Los resultados de la Figura 6.10 muestran cómo se inicia la deformación en los primeros instantes de la aplicación del pulso en la base, para simplificar la gráfica se muestra solo la columna de lado izquierdo, ya que, al aplicar la misma demanda en todos los apoyos, la deformación resultante es igual para todas las columnas. La misma figura muestra la deformación del primer piso, de 4 m de altura, dividida en 8 puntos para mostrar como avanza la deformación en la columna con el tiempo, en ella se observan las primeras deformaciones a los 0,16 s y se propaga en vertical hasta alcanzar toda la altura del primer piso a los 0,175 s (imagen central), donde se observa que el desplazamiento relativo entre la base y el extremo superior del piso es de 4 cm. La figura además muestra el segundo piso del edificio a los 7 m

de altura, para hacer notar que el segundo piso no se ha deformado al momento en que el primer piso ya presenta deformaciones laterales.

Luego, la Figura 6.11 muestra cómo se propaga la deformación en la totalidad de la altura del edificio de 20 m, se observa una deformación relativa máxima en el primer nivel de 99 cm a los 0,288 s, mientras que el coronamiento del edificio aún no ha experimentado desplazamiento, por lo tanto, la totalidad de la demanda de desplazamiento, de 99 cm, se ha transformado en desplazamiento relativo entre la base y el coronamiento del edificio.

El mismo análisis en la dirección transversal, para el modelo M6.2, se muestra en las figuras A 1 y A 2 del Anexo, donde se puede ver cómo se inicia la deformación en los primeros instantes de la aplicación del pulso en la base. La Figura A 1 muestra la deformación del primer piso, de 4 m de altura, dividida en 8 puntos para mostrar como avanza la deformación en la columna con el tiempo, que inicia a los 0,160 s y se propaga en vertical hasta alcanzar toda la altura del primer nivel a los 0,178 s, donde se observa que el desplazamiento relativo entre la base y el extremo superior del piso es de 5 cm.

Luego, la Figura A 2 muestra cómo se propaga la deformación en altura por los siguientes niveles del edificio de 20 m de altura (modelo M6.2), se observa una deriva de entrepiso en el primer nivel de 36 cm a los 0,243 s, mismo instante en que se alcanza un desplazamiento máximo relativo entre la base y el coronamiento del edificio de 69 cm. La deformación basal máxima, de 99 cm, impuesta en la base a los 0,288 s, se transforma en su totalidad en desplazamiento relativo entre la base y el coronamiento del edificio, ya que el coronamiento aún no ha experimentado la llegada de la onda.

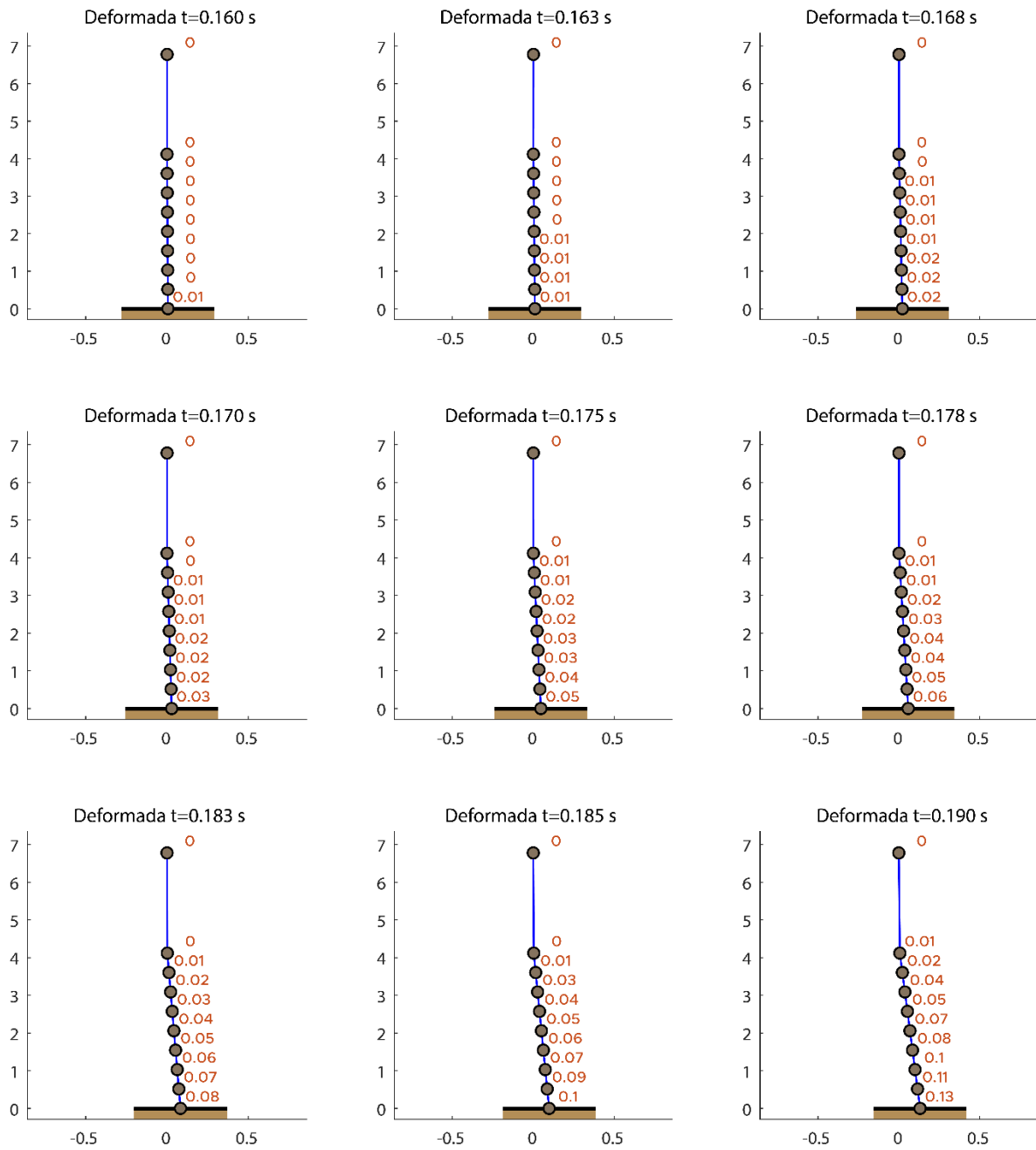


Figura 6.10 Deformada inicial del primer nivel del edificio Holiday Inn Orión #8244, producto de un pulso basal en el modelo M6.1 de marco longitudinal exterior. Análisis para un pulso de tipo Gaussiano, con $\Delta t=0,0025$ s, periodo del pulso 0,5 s, orden de Daubechies L=20 y resolución m=8. Unidades en metros.

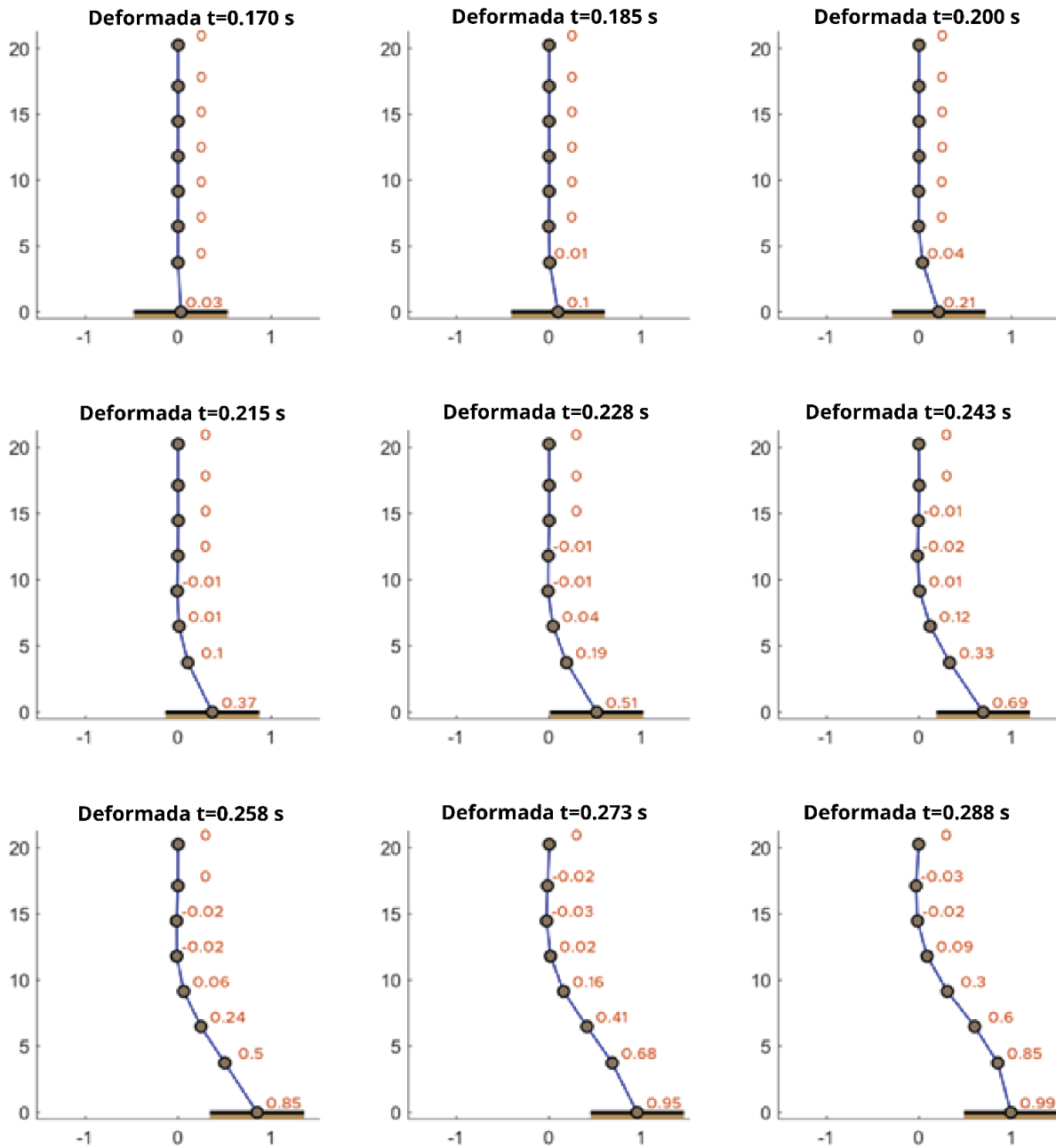


Figura 6.11 Deformada inicial de cada nivel del edificio Holiday Inn Orión #8244, producto de un pulso basal en el modelo M6.1 de marco longitudinal exterior. Análisis para un pulso de tipo Gaussiano, con $\Delta t=0,0025$ s, periodo del pulso 0,5 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$. Unidades en metros.

En todos los casos estudiados se aprecia la alta flexibilidad de la estructura, ya que la onda se propaga verticalmente con una baja velocidad, y esto le permite aplicar la totalidad del desplazamiento máximo en la base, mientras que el coronamiento de la estructura no ha experimentado desplazamientos.

Se debe tener en claro que las deformaciones expuestas en esta sección son causadas por un pulso sintético, cuyo único objetivo es mostrar la forma en que se propaga la deformación en régimen transitorio, en ningún caso representan una deformación real.

6.4.2 Amplificación de la deformación en función de la frecuencia

En esta sección se analiza el mismo efecto estudiado en la sección 5.4, probando ahora para los modelos M6.1 de marco longitudinal (Figura 6.8) y M6.2 de marco transversal (Figura 6.9) del edificio Holiday Inn Orión #8244, el efecto de amplificación que produce el pulso basal a diferentes frecuencias.

Al igual que en la sección 5.4, se observa el comportamiento de la estructura solo en el primer tramo creciente de la demanda sinusoidal (Figura 5.11), de esta forma se puede apreciar cómo se transmite la deformada en altura para un estado transitorio. Además, se aplica un registro sinusoidal con una longitud aproximada de cuatro veces el periodo de la demanda (Figura 5.12), para observar el efecto de amplificación dinámica, que se produce posterior a la aplicación del pulso.

La Figura 6.8 muestra el modelo longitudinal usado (M6.1), en que se extrae para cada nivel el desplazamiento total que toma en cuenta la posición de cada punto de control respecto a su posición en reposo, el desplazamiento relativo, que se refiere a la deformación que sufre el edificio respecto de su base, y la deriva de entrepiso, que mide la deformación de cada piso respecto de la posición del piso inferior. La Figura 6.9 muestra el modelo transversal usado (M6.2), en que las deformaciones se extraen de los mismos niveles que en el caso longitudinal.

Las figuras 6.12, 6.13 y 6.14 muestran el desplazamiento total, desplazamiento relativo y deriva de entre piso respectivamente, para el modelo M6.1 de marco longitudinal para un pulso sinusoidal creciente, donde cada color representa un nivel del edificio. La Figura 6.15, Figura 6.16 y Figura 6.17 muestran igual que las figuras anteriores, el desplazamiento total, desplazamiento relativo y deriva de entrepiso, pero para un pulso sinusoidal completo.

Los resultados para el modelo de marco transversal M6.2 se encuentran en el Anexo, la Figura A 3, Figura A 4 y Figura A 5, muestran el desplazamiento total, desplazamiento relativo y deriva de entre piso respectivamente, para un pulso sinusoidal creciente, donde cada color representa un nivel del edificio. La Figura A 6, Figura A 7 y Figura A 8 muestran igual que las figuras anteriores, el desplazamiento total, desplazamiento relativo y deriva de entrepiso respectivamente, pero para un pulso sinusoidal completo.

En cada una de estas figuras se marca con una línea gris en vertical las principales frecuencias modales del modelo, con el propósito de ver si las zonas de mayores amplificaciones de movimiento coinciden con las frecuencias modales.

En general, los gráficos de desplazamiento total (Figura 6.12 y Figura 6.15, Figura A 3 y Figura A 6) muestran que para frecuencias muy bajas este comienza en valores ligeramente superiores al desplazamiento unitario en la base, lo cual indica que para este nivel de frecuencia en la demanda, las estructuras trabajan cerca de un comportamiento de estructura infinitamente rígida, y dependiendo de la rigidez de la estructura, esto es más o menos notorio, como por ejemplo en la Figura A 3 (M6.2), en que, por tener una mayor rigidez en frecuencias bajas el desplazamiento total se mantiene prácticamente en el mismo metro de desplazamiento aplicado en la base, para toda la estructura.

Luego, para frecuencias altas todos los gráficos de desplazamiento total tienden a cero, esto ocurre debido a la flexibilidad de la estructura, ya que al aplicar solo el tramo creciente del pulso sinusoidal, en frecuencias altas no alcanza a llegar el efecto de la onda al coronamiento de la estructura, entonces solo se deforma un tramo desde la base, y cuanto mayor sea la frecuencia de la demanda, el tramo que se deforma es menor, como se puede apreciar en la Figura 6.12 y Figura A 3, en que comenzando con el nivel de techo, todos los niveles comienzan a bajar su deformación hasta ser nula, y alrededor de los 20 Hz ya todos los niveles tienen una deformación nula. Esto significa que, a frecuencias más altas solo se deforma el primer nivel durante el tiempo en que se aplica el pulso, que por su alta frecuencia es de muy corta duración, y aunque con altas frecuencias la velocidad de propagación de la onda aumenta, esta no es suficiente para que la deformación suba del primer nivel.

Para los gráficos de desplazamiento relativo, donde se aplica una demanda creciente, en la Figura A 3 y Figura A 4, se aprecia el mismo efecto de la estructura tendiendo a comportarse como elemento rígido para frecuencias bajas, con deformaciones relativas que tienden a ser nulas, luego al aumentar la frecuencia de la demanda comienza a mostrar que por el corto tiempo en que se aplica la demanda, a la parte superior de la estructura no llega el efecto de la onda, esto se puede ver ya que para frecuencias altas todos los niveles tienden a tener una deformación relativa igual al metro de desplazamiento aplicado en la base, esto significa que solo se está moviendo un tramo de la base.

Los gráficos de derivas de entrepiso para los casos en que se aplica la demanda sinusoidal creciente en general tienen una fuerte amplificación en frecuencias más bajas, aproximadamente entre 0,2 a 0,5 Hz, como se puede ver en la Figura A 4 y Figura A 5, salvo en esta última que por su mayor flexibilidad la amplificación se produce hasta alrededor de los 0,35 Hz, este tramo coincide con la máxima deformación total, y se produce cuando la estructura se mueve con una forma similar a una primera forma modal, los gráficos de desplazamiento total tienen un nodo en que se invierten los desplazamientos máximos, siendo en frecuencias bajas mayor a mayor altura, y luego del nodo, cercano a los 0,5 Hz, se comienzan a producir las mayores deformaciones en los niveles inferiores.

Luego, se estudian las mismas estructuras aplicando la demanda de desplazamiento basal completa y con un largo de registro de cuatro veces el periodo de la demanda, con el propósito de ver si se desarrollan amplificaciones en torno a las formas modales.

Las figuras 6.15 y A 6 muestran el desplazamiento total de la estructura para una demanda sinusoidal unitaria completa, en general se puede ver que ocurre una notoria amplificación cercana a la frecuencia del primer modo de vibrar, pero no exactamente en este, sino cerca. Esta amplificación es causada principalmente porque en el rango de frecuencias que se produce, la estructura sufre una deformación amplificada por el efecto de "látigo" que ocurre en el coronamiento, en que la deformación se ve aumentada al reaccionar hacia el lado opuesto del primer movimiento, con mayor energía. Luego, para frecuencias mayores, el desplazamiento en la base se produce en un tiempo muy acotado, que al ser en ambos sentidos, se contrasta, y el movimiento que se transmite a los pisos superiores es muy reducido, por lo tanto, solo afecta al primer piso, demandando fuertemente las columnas en un tiempo muy acotado.

En el gráfico de desplazamiento relativo para demandas sinusoidales completas y marco longitudinal (Figura 6.16) se puede ver que en torno a los 0,9 Hz se mantiene una zona de amplificación del desplazamiento. Para frecuencias mayores el desplazamiento relativo tiende a ser unitario al igual que el caso de demanda transitoria, esto ya que solo se desplaza la parte inferior de la estructura. Lo mismo ocurre aplicando la demanda sinusoidal completa al marco transversal (Figura A 7) se puede ver que entre los 0,5 a 0,7 Hz se mantiene una zona de amplificación del desplazamiento. Para frecuencias mayores el desplazamiento relativo tiende a ser unitario al igual que el caso anterior.

Los gráficos de deriva de entrepiso para el caso en que se aplica la demanda sinusoidal completa en el marco longitudinal (Figura 6.17) y en el marco transversal (Figura A 8), en general tienen un comportamiento más aleatorio, en frecuencias muy bajas y muy altas la deriva de entrepiso tiende a cero, excepto en el primer nivel, que desde frecuencias bajas comienza a crecer y luego se mantiene alrededor de 1 a 1,5 m en frecuencias más altas, esto producto del movimiento que se concentra principalmente en la base.

Respecto al análisis realizado para ver si se producen efectos modales en la amplificación de deformaciones, al mostrar con líneas grises verticales las principales frecuencias modales, se observa que, para todos los casos, la deformación total y relativa tiene una amplificación cercana al primer modo, sin embargo, no coinciden exactamente, por lo que probablemente la estructura requeriría un tiempo extra vibrando para llegar a desarrollar totalmente sus formas modales.

Respecto a la diferencia entre los desplazamientos de carga sinusoidal creciente y completa, cuando se aplica la demanda sinusoidal completa se le da tiempo a la estructura de desarrollar

sus propiedades dinámicas, por lo que se observa una amplificación del movimiento concentrada cerca de su periodo natural, con una amplitud de más del doble respecto a su equivalente (Figura 6.12 y Figura 6.15). Por su parte, los modelos con carga sinusoidal creciente muestran una amplificación en una extensión más amplia en el eje de las frecuencias, que depende mayormente de la frecuencia de la demanda, y luego la deformación decae fuertemente para frecuencias mayores.

Otro efecto que se produce cuando se le permite desarrollar sus propiedades modales es que aparece una segunda zona de amplificación en la deformación del coronamiento del edificio, que tiende a amplificar producto del efecto de “látigo” que se produce para la segunda forma modal o superiores.

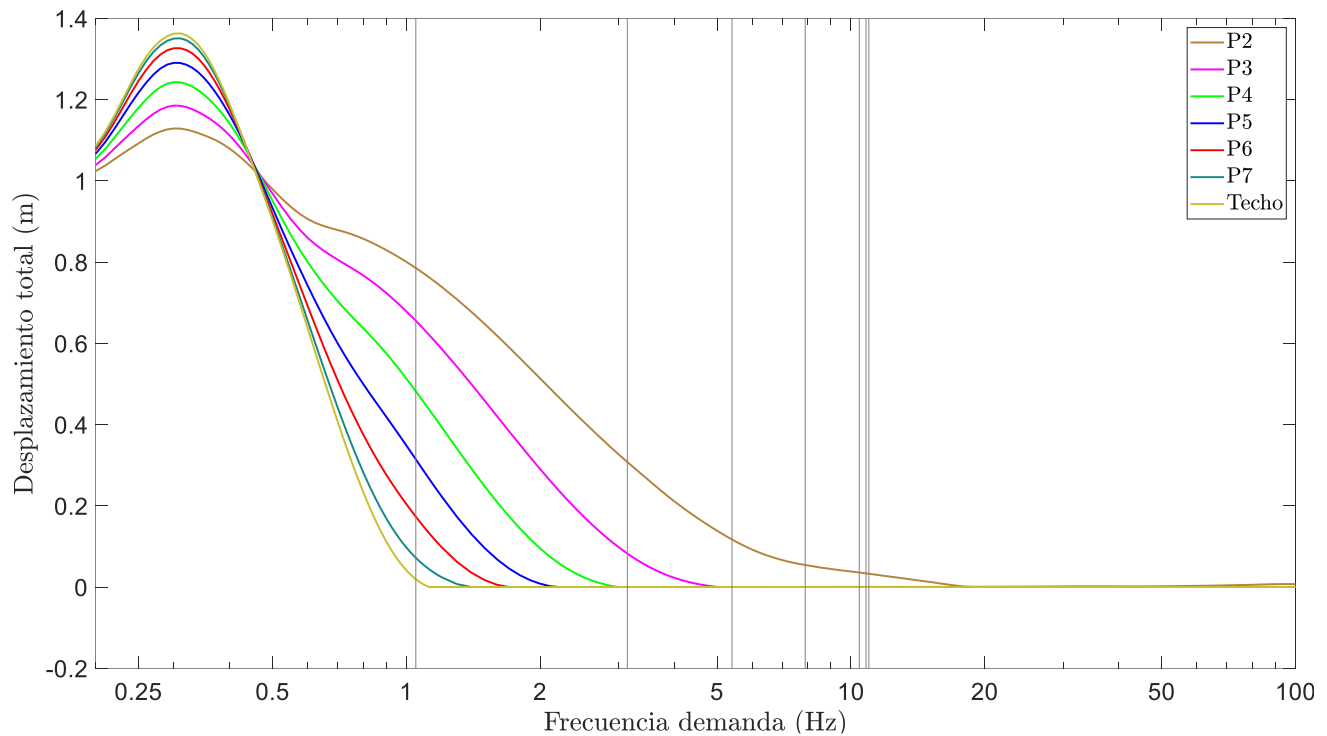


Figura 6.12 Gráfico de desplazamiento total versus frecuencia de la demanda, para el marco longitudinal (*EW*) exterior del edificio (caso M6.1), con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

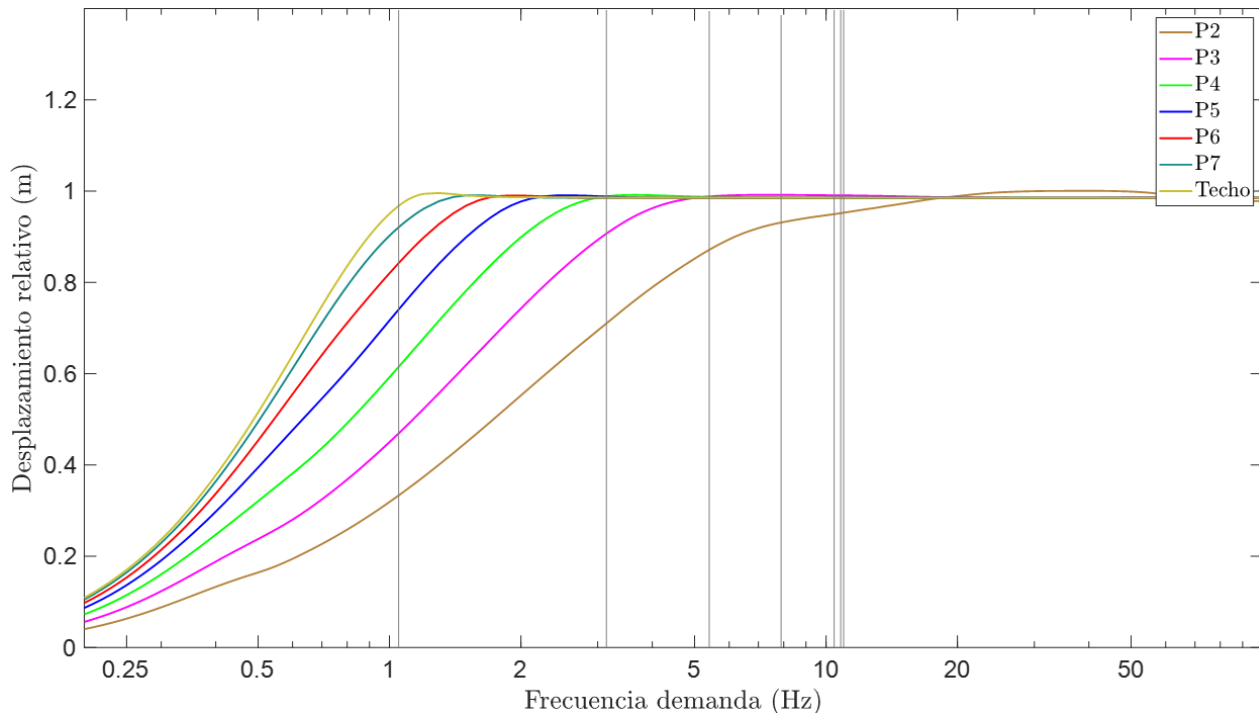


Figura 6.13 Gráfico de desplazamiento relativo (respecto a la base) versus frecuencia de la demanda, para el marco longitudinal (*EW*) exterior del edificio (caso M6.1), con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

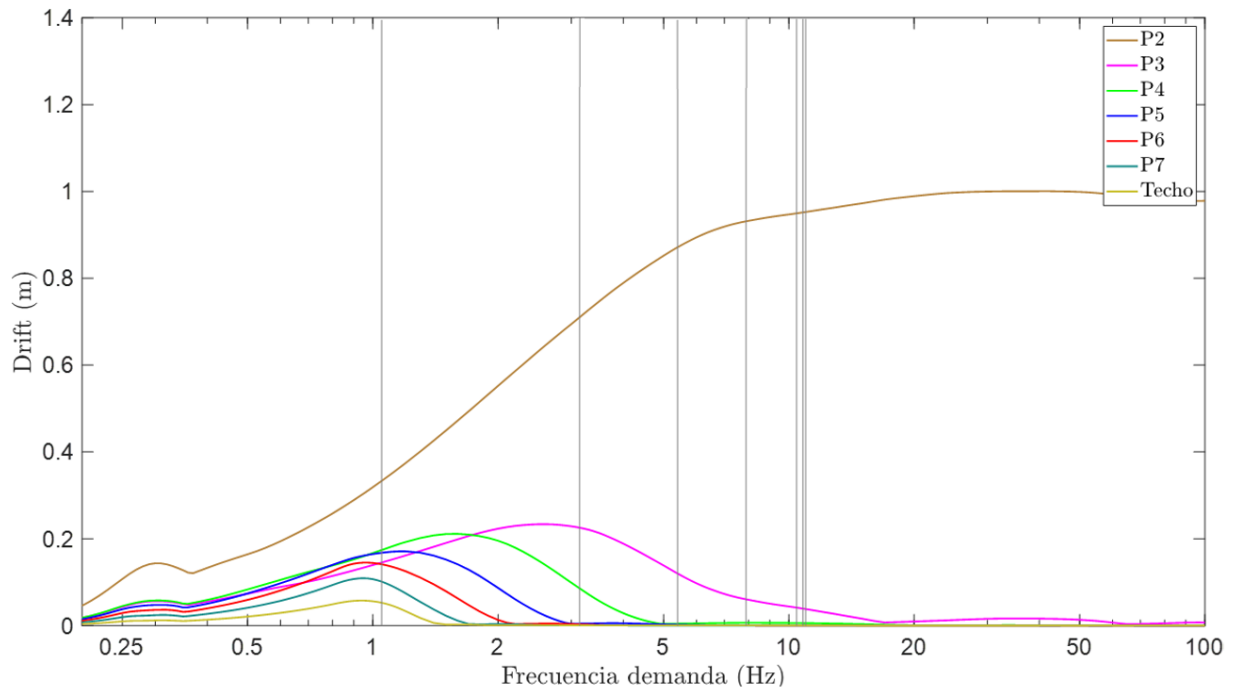


Figura 6.14 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, para el marco longitudinal (*EW*) exterior del edificio (caso M6.1), con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

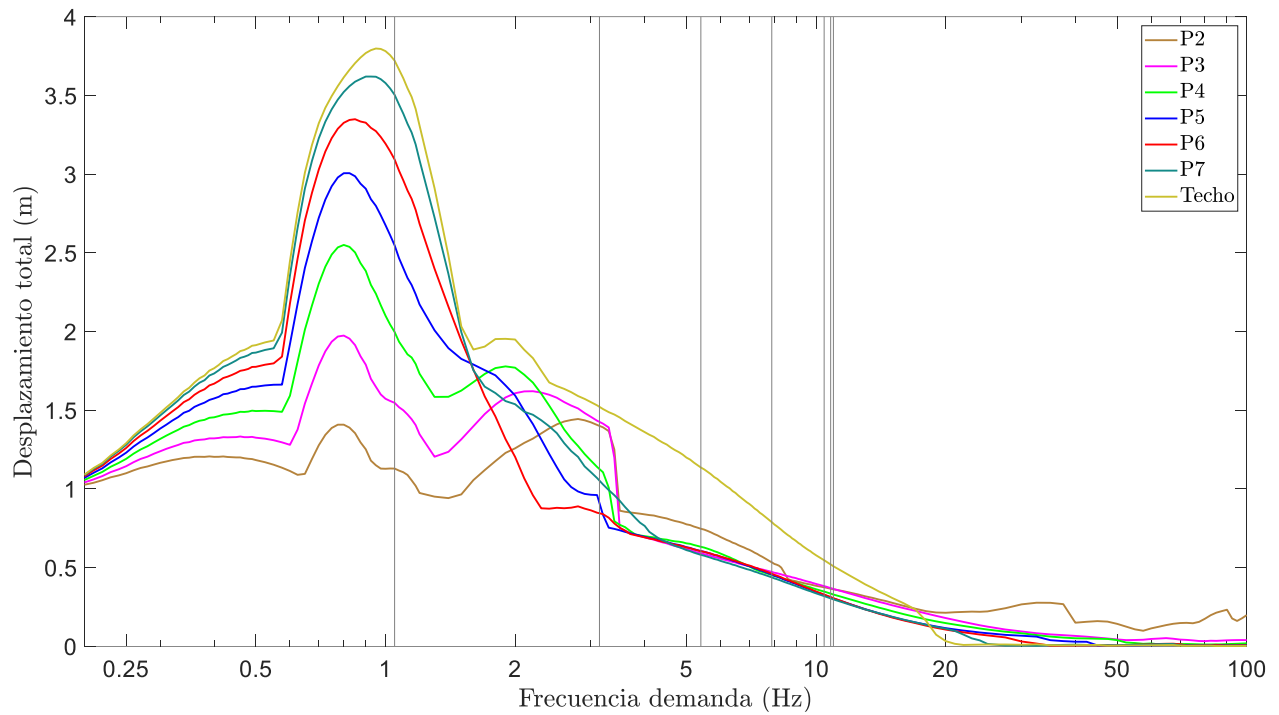


Figura 6.15 Gráfico de desplazamiento total versus frecuencia de la demanda, para el marco longitudinal (*EW*) exterior del edificio (caso M6.1), con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

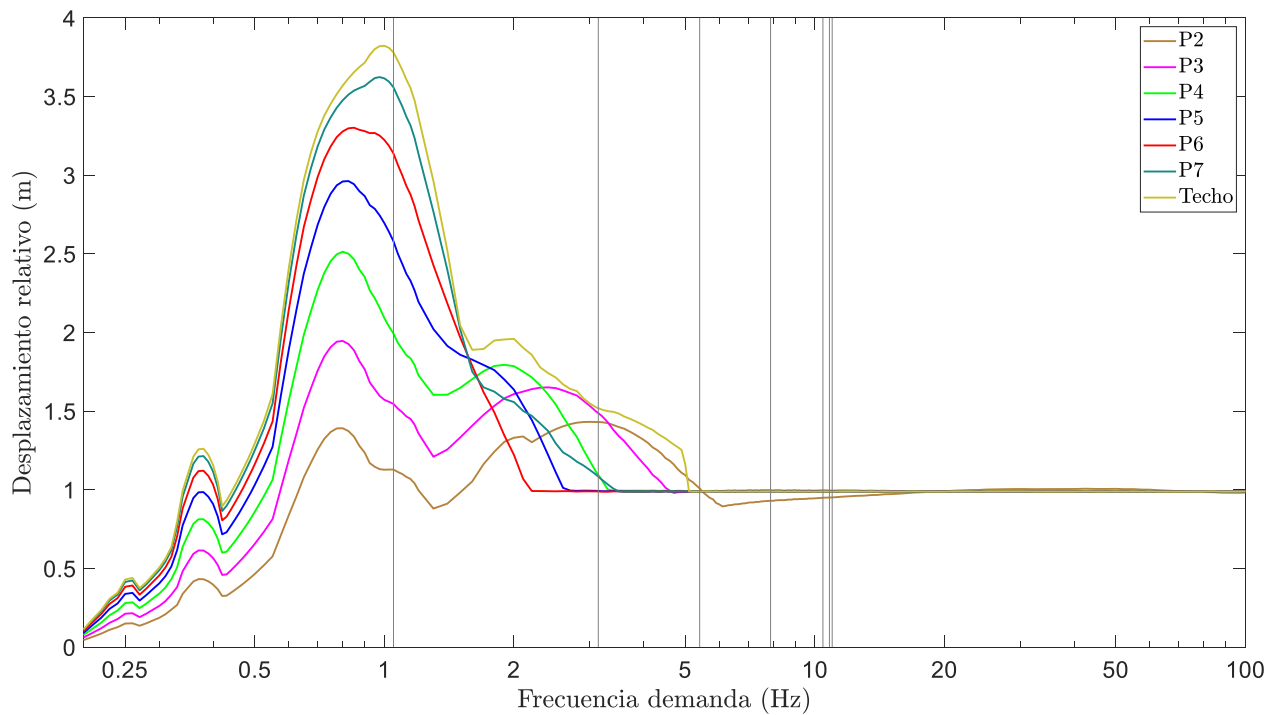


Figura 6.16 Gráfico de desplazamiento relativo (respecto a la base) versus frecuencia de la demanda, para el marco longitudinal (*EW*) exterior del edificio (caso M6.1), con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

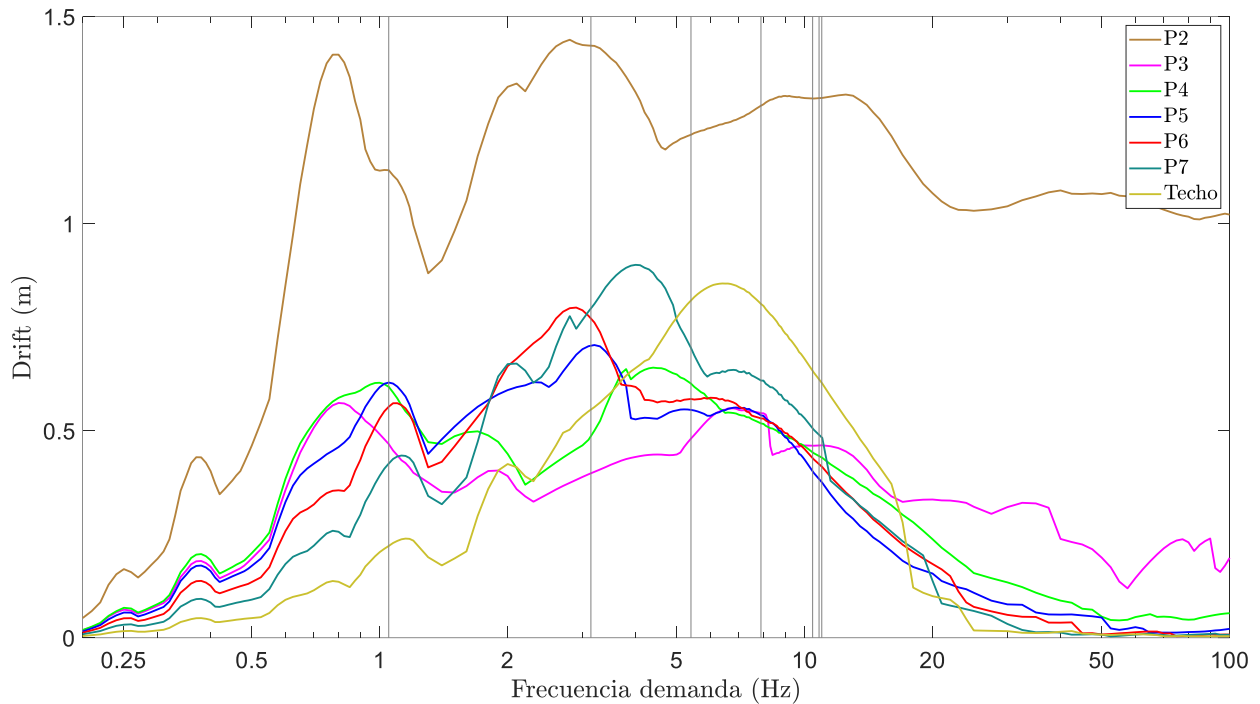


Figura 6.17 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, para el marco longitudinal (*EW*) exterior del edificio (caso M6.1), con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

6.4.3 Velocidad de propagación

De igual forma como se muestra en la sección 5.5, en esta sección se prueba que, para los modelos del edificio estudiado, la velocidad con la que se transmite la deformación en altura cambia con la frecuencia de la demanda.

Para verificar esta observación se aplican demandas de desplazamiento basal tipo gaussiano (Figura 4.7) con diferentes niveles de frecuencia, en los modelos de marco longitudinal (M6.1) y de marco transversal (M6.2).

La Figura 6.19 muestra cómo la velocidad de propagación está fuertemente relacionada con la frecuencia de la demanda impuesta, aumentando la velocidad con la que la onda de corte sube por la estructura con respecto a la frecuencia de la demanda basal. El gráfico muestra los puntos obtenidos del análisis para cada modelo, y las curvas de tendencia para representar su comportamiento, para frecuencias bajas se produce un aumento exponencial de la velocidad ya que la estructura tiende a comportarse como elemento rígido, mientras que para frecuencias superiores a 20 Hz no se grafica ya que como se mencionó anteriormente la onda no alcanza a ser propagada en toda la altura del edificio.

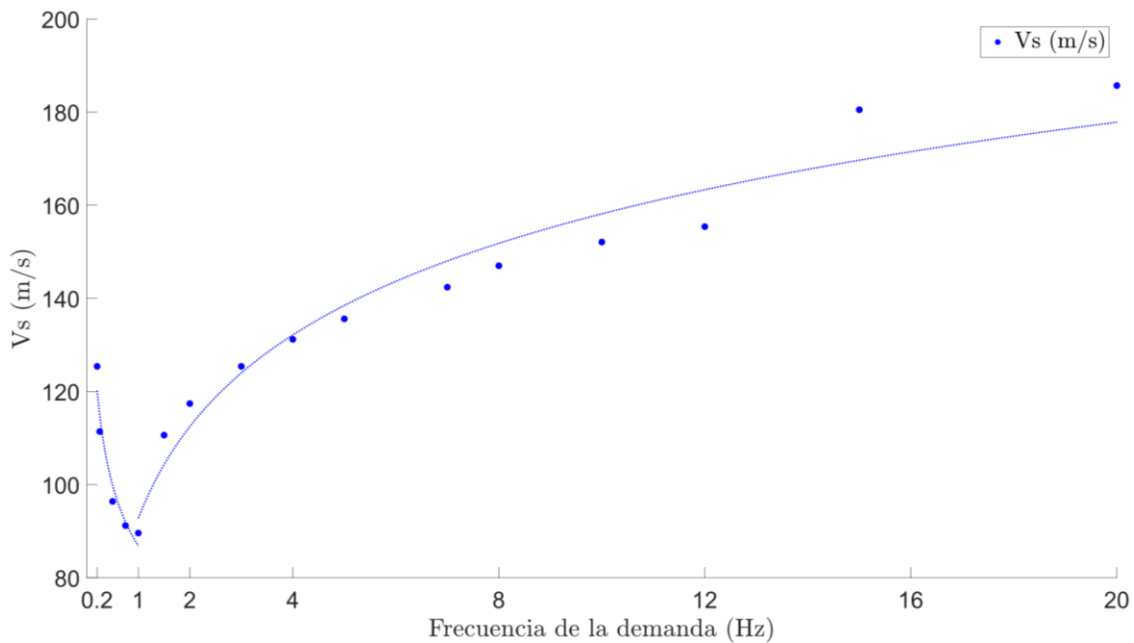


Figura 6.18 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la frecuencia de la demanda de desplazamiento impuesta en la base, para modelo M6.1 de marco longitudinal (*EW*) exterior, con una demanda de desplazamiento unitario de tipo Gaussiano.

Una situación similar se puede ver en el gráfico de la Figura A 9, donde la velocidad de propagación varía de igual forma con algunas diferencias de valores. En frecuencias bajas la velocidad de corte vuelve a crecer producto del movimiento de tipo bloque rígido.

Para hacer una comparación con valores reales del edificio, se aprovechan las mediciones de velocidad de onda realizadas con ruido ambiental, en el año 1994 luego del terremoto de Northridge (Todorovska y otros 2001). Como se ha mostrado en la sección anterior, la velocidad de propagación de ondas medida con ruido ambiental se asocia a la frecuencia del primer modo de la estructura.

En la Tabla 6-5 se muestran las frecuencias calculadas asociadas al primer modo de cada modelo, comparadas con las frecuencias indicadas en la Tabla 2-1. Luego, se expone la velocidad de propagación de la onda de corte calculada por medio del método *WSFEM*, midiendo el tiempo de inicio de la demanda en la base y el inicio de la llegada del pulso en el techo. Este se compara con la velocidad medida en terreno, y la velocidad estimada por la expresión clásica $4H/T$ usada para determinar el periodo de un estrato de suelo.

Tabla 6-5 Comparación de la velocidad de propagación de onda de corte calculado por el método *WSFEM*, aproximado y medido mediante vibraciones ambientales.

Modelo	Dir.	frec. calc. ⁽¹⁾	frec. medida ⁽²⁾	V_s ⁽³⁾	V_s estimado ⁽⁴⁾	V_s medido ⁽⁵⁾
		(Hz)	(Hz)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
M6.1	EW	1,05	1,1	89,0	89,0	88,0
M6.2	NS	1,30	1,4	109,7	110,9	112,0

Notas:

(1) Frecuencia del 1^{er} modo calculada del modelo desarrollado.

(2) Frecuencia del 1^{er} modo medida (Ivanović y otros 1999).

(3) V_s calculada por modelo *WSFEM* para la frecuencia del 1^{er} modo, medido al inicio del movimiento en la base y el techo, para la frecuencia modal medida.

(4) V_s calculada de forma aproximada por la expresión $4H/T$.

(5) V_s medida en el edificio mediante microvibraciones (Todorovska y otros 2001).

De los resultados se aprecia que, aunque existan diferencias en el periodo medido y el periodo determinado en el modelo, al determinar V_s para la frecuencia medida en el edificio (Todorovska y otros 2001), se tienen valores muy cercanos a lo medido en terreno y a las estimaciones realizadas con la expresión usada para estratos con $4H/T$.

En la Figura 6.18 y Figura A 9 se aprecia que el punto de velocidad de propagación más bajo corresponde a una frecuencia de la demanda equivalente a la frecuencia de la primera forma modal, sin embargo, la velocidad de onda de corte se calcula con una demanda transitoria, esto significa que para desarrollar esta velocidad de propagación mínima no es necesario que la estructura se mueva con la primera forma modal, sino que es una característica de la estructura, que está asociada a sus propiedades mecánicas. Por otra parte, cabe recordar que, en régimen transitorio, esta velocidad no es la velocidad característica con la que responderá la estructura, esta responderá con una velocidad de propagación asociada a la frecuencia de la demanda, y solo lo hará con la velocidad mínima si la frecuencia de la demanda es equivalente a la frecuencia de la primera forma modal.

6.5 Comparación de *WSFEM* con un análisis tradicional de respuesta en el tiempo

6.5.1 Análisis de marco longitudinal edificio Holiday Inn

Para comparar resultados de desplazamiento del método por propagación de ondas *WSFEM* con la práctica actual, se estudia el caso M6.1, del marco longitudinal, para una demanda de desplazamiento tipo sinusoidal (Figura 5.12) a diferentes frecuencias, que será resuelto,

además, con un método lineal de respuesta en el tiempo por integración directa, usando Hilber Hughes Taylor.

La Figura 6.19 muestra un ejemplo del análisis realizado, desde arriba hacia abajo se muestra el desplazamiento relativo calculado con ambos métodos, con línea de color café el desplazamiento calculado por *WSFEM* y de color amarillo el calculado con TH, además como referencia se muestra en línea verde punteada el desplazamiento total calculado con *WSFEM*, que considera el retraso de la onda llegando a cada nivel de la estructura, y para resaltar la llegada del pulso, se marca con un rectángulo de color magenta y línea segmentada, el periodo en que este pasa por el nivel observado. Esto se destaca ya que, como antes se mencionó el modelo implementado mantiene la onda rebotando internamente en la estructura, sin posibilidades de disipar la energía del pulso por radiación hacia el suelo, por lo tanto, cuando el pulso retorna a la base y vuelve a subir, de ese tiempo en adelante el desplazamiento que se obtiene no representa la realidad del comportamiento físico.

Entonces, para realizar este análisis se considera el desplazamiento solo hasta el punto en que la onda termina de ejercer su efecto en el nivel estudiado. El punto azul marcado en cada curva, sobre el desplazamiento obtenido por TH, es el tiempo en que se produce la mayor diferencia entre los desplazamientos calculados con ambos métodos, entre el inicio hasta el tiempo en que el efecto del pulso termina en el nivel estudiado.

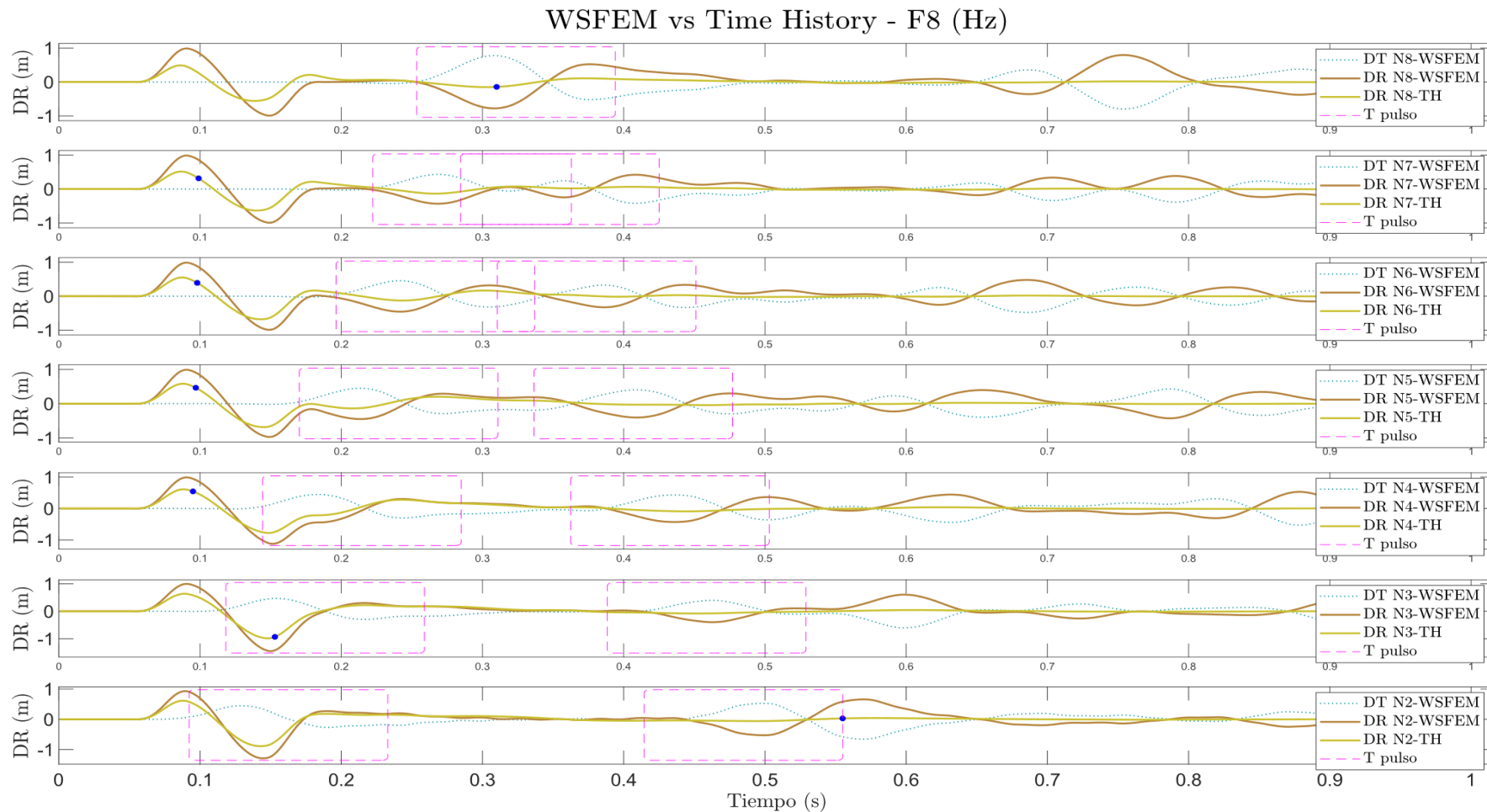


Figura 6.19 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M6.1 de marco longitudinal (*EW*) exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal completa y frecuencia 8 Hz. La línea de color café es el desplazamiento calculado por *WSFEM* y de color amarillo el calculado con TH, en línea verde punteada el desplazamiento total calculado con *WSFEM*. Los rectángulos de color magenta y línea segmentada muestran el periodo en que la onda pasa por el nivel observado. Y el punto azul señala la mayor diferencia observada entre ambos métodos en cada nivel.

En el Anexo, desde la Figura A 10 hasta la Figura A 19 se presentan los resultados comparando los desplazamientos relativos que se obtienen para el modelo M6.1, con ambos métodos en las frecuencias de demanda estudiadas.

En la Tabla 6-6 se muestra para cada frecuencia de demanda impuesta y cada nivel del edificio estudiado, en las columnas 3 a 5 una comparación de la diferencia de desplazamiento relativo que se produce con ambos métodos para el punto en que se produce la mayor diferencia, en un periodo de tiempo en que la onda no alcanza a subir por segunda vez en la estructura. Luego, en las columnas 6 a 8 se muestra las diferencias que se producen entre los máximos desplazamientos que se obtienen para el mismo periodo.

En los gráficos se aprecia que prácticamente en todo el periodo de análisis y casi para todos los casos el análisis por propagación de ondas (*WSFEM*) entrega mayores desplazamientos relativos, resaltando principalmente dos zonas, el primer tramo, en que se está aplicando el pulso de desplazamiento en la base, que se puede observar por ejemplo en la Figura 6.19 para todos los niveles entre los 0,06 a 0,18 s aprox, en que producto de este desplazamiento basal mientras que los niveles superiores no han experimentado el paso de la onda, se produce este primer desplazamiento relativo, y si bien el método TH reproduce este desplazamiento, es siempre menor al calculado por propagación de ondas, ya que el TH no reproduce el efecto de desplazamiento relativo que ocurre mientras la base se mueve y los demás niveles permanecen en reposo, este solo reproduce el movimiento producto del efecto dinámico de la estructura en su conjunto completo y no por tramos como se describe en la Figura 2.8 y Figura 2.9 b).

El siguiente tramo es cuando el pulso ha llegado al coronamiento de la estructura, por ejemplo, en la Figura 6.19 entre los 0,25 a 0,4 s aprox. para el nivel superior, en que el desplazamiento calculado por TH está siendo disipado producto del amortiguamiento, mientras que el efecto de propagación de ondas muestra un fuerte *peak* de desplazamiento relativo. El mismo efecto se puede observar también en cada nivel por el que va pasando la onda, de hecho, en la Figura 6.19 se puede hacer un seguimiento de la onda identificando la perturbación de cada nivel, dentro del rectángulo color magenta, que pasa aprox. a los 0,06 s en el nivel 2, llega a los 0,25 s al coronamiento, y retorna a los 0,45 s al nivel 2.

Se observa que, cuando es posible encontrar tramos en que el efecto de la onda se aleje del nivel de la estructura que se esté observando, por ejemplo, entre los tiempos 0,25 a 0,4 s de los niveles 2 y 3, o entre 0,5 a 0,6 s del nivel superior, en la Figura 6.19, ambos métodos tienden a entregar resultados muy similares, por lo tanto, se muestra que las mayores diferencias se producen efectivamente por el recorrido de la onda. La Figura 6.19 fue seleccionada intencionalmente por sobre otras adjuntas en el Anexo, ya que no en todos los casos es posible observar este efecto, en muchos casos, dependiendo de las propiedades de la estructura y el contenido de frecuencia de la demanda, el efecto de propagación se superpone en prácticamente todo el periodo de análisis, o bien debido a la rigidez de la estructura el efecto del primer pulso puede producir un movimiento armónico que toma un

tiempo extenso en ser disipado, respecto a la duración del análisis, por lo tanto, se superponen los efectos.

Tabla 6-6 Comparación de desplazamientos relativos calculados por el método *WSFEM* y por TH, para el modelo de marco exterior longitudinal del edificio Holiday Inn Orión #8244 (M6.1)

Frec.	Nivel	DR-WSFEM Delta ⁽¹⁾	DR-TH Delta ⁽²⁾	Δ	DR-WSFEM Max. ⁽³⁾	DR-TH Max. ⁽⁴⁾	Δ
(Hz)	#	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0,25 (Figura A 10)	8	-0,48	-0,02	0,45	0,48	0,07	0,41
	7	-0,46	-0,03	0,44	0,46	0,06	0,40
	6	-0,43	-0,03	0,40	0,43	0,06	0,37
	5	-0,38	-0,02	0,35	0,38	0,05	0,32
	4	-0,32	-0,02	0,29	0,32	0,05	0,27
	3	-0,24	-0,02	0,22	0,24	0,04	0,20
	2	-0,17	-0,01	0,16	0,17	0,03	0,14
0,5 (Figura A 11)	8	1,32	-0,01	1,32	1,32	0,18	1,14
	7	1,27	0,00	1,27	1,27	0,18	1,10
	6	1,18	0,00	1,18	1,18	0,17	1,01
	5	1,05	0,01	1,04	1,05	0,16	0,89
	4	0,87	0,01	0,86	0,87	0,14	0,73
	3	0,67	0,02	0,65	0,67	0,12	0,55
	2	0,47	0,02	0,45	0,47	0,09	0,38
0,75 (Figura A 12)	8	-3,56	-0,03	3,53	3,56	0,28	3,28
	7	-3,47	-0,03	3,44	3,47	0,27	3,20
	6	-3,29	-0,02	3,26	3,29	0,27	3,02
	5	-2,98	-0,02	2,96	2,98	0,26	2,72
	4	-2,53	-0,02	2,52	2,53	0,24	2,29
	3	-1,97	-0,02	1,95	1,97	0,20	1,77
	2	-1,41	-0,01	1,40	1,41	0,15	1,26
1 (Figura A 13)	8	3,86	0,27	3,58	3,86	0,36	3,49
	7	3,63	0,22	3,41	3,65	0,34	3,30
	6	3,22	0,13	3,09	3,25	0,35	2,90
	5	2,68	0,02	2,66	2,72	0,36	2,36
	4	-2,14	-0,03	2,10	2,14	0,34	1,79
	3	-1,60	-0,04	1,56	1,60	0,29	1,30
	2	-1,14	-0,03	1,11	1,14	0,23	0,91
2 (Figura A 14)	8	-2,75	-0,14	2,61	2,75	0,52	2,23
	7	-2,47	-0,08	2,39	2,48	0,53	1,95

Frec.	Nivel	DR-WSFEM Delta ⁽¹⁾	DR-TH Delta ⁽²⁾	Δ	DR-WSFEM Max. ⁽³⁾	DR-TH Max. ⁽⁴⁾	Δ
	6	-1,97	-0,01	1,96	1,98	0,61	1,36
	5	-1,48	0,00	1,48	1,50	0,70	0,79
	4	-1,16	-0,02	1,14	1,24	0,80	0,44
	3	-0,84	-0,01	0,82	0,96	0,79	0,16
	2	-0,60	0,01	0,61	0,68	0,65	0,03
4 (Figura A 15)	8	-1,37	-0,23	1,14	1,37	0,40	0,97
	7	-0,91	-0,10	0,81	1,04	0,44	0,60
	6	-1,27	-0,31	0,96	1,38	0,60	0,78
	5	-1,49	-0,59	0,90	1,65	0,89	0,76
	4	-1,51	-0,80	0,71	1,66	1,06	0,60
	3	1,17	0,09	1,08	1,44	1,01	0,43
	2	1,33	0,10	1,23	1,33	0,81	0,52
8 (Figura 6.19)	8	-0,78	-0,14	0,63	0,99	0,56	0,43
	7	0,86	0,32	0,54	0,99	0,63	0,36
	6	0,88	0,39	0,49	0,99	0,68	0,31
	5	0,90	0,46	0,44	0,99	0,68	0,30
	4	0,94	0,54	0,40	1,12	0,78	0,34
	3	-1,42	-0,93	0,49	1,45	0,99	0,46
	2	0,58	0,03	0,55	1,29	0,89	0,40
12 (Figura A 16)	8	0,88	0,38	0,50	0,99	0,68	0,31
	7	0,90	0,43	0,47	0,99	0,71	0,28
	6	0,92	0,49	0,43	0,99	0,72	0,27
	5	0,94	0,54	0,40	0,99	0,72	0,27
	4	0,97	0,60	0,37	0,99	0,70	0,29
	3	0,99	0,63	0,36	1,13	0,81	0,32
	2	-1,29	-0,88	0,41	1,31	0,90	0,41
16 (Figura A 17)	8	0,88	0,38	0,50	0,99	0,68	0,31
	7	0,90	0,43	0,47	0,99	0,71	0,28
	6	0,92	0,49	0,43	0,99	0,72	0,27
	5	0,94	0,54	0,40	0,99	0,72	0,27
	4	0,97	0,60	0,37	0,99	0,70	0,29
	3	0,99	0,63	0,36	1,13	0,81	0,33
	2	-1,29	-0,88	0,42	1,31	0,90	0,41
20 (Figura A 18)	8	1,32	-0,02	0,45	0,48	0,07	0,41
	7	1,27	-0,03	0,44	0,46	0,06	0,40

Frec.	Nivel	DR-WSFEM Delta ⁽¹⁾	DR-TH Delta ⁽²⁾	Δ	DR-WSFEM Max. ⁽³⁾	DR-TH Max. ⁽⁴⁾	Δ
	6	1,18	-0,03	0,40	0,43	0,06	0,37
	5	1,05	-0,02	0,35	0,38	0,05	0,32
	4	0,87	-0,02	0,29	0,32	0,05	0,27
	3	0,67	-0,02	0,22	0,24	0,04	0,20
	2	0,47	-0,01	0,16	0,17	0,03	0,14
30 (Figura A 19)	8	-3,56	-0,01	1,32	1,32	0,18	1,14
	7	-3,47	0,00	1,27	1,27	0,18	1,10
	6	-3,29	0,00	1,18	1,18	0,17	1,01
	5	-2,98	0,01	1,04	1,05	0,16	0,89
	4	-2,53	0,01	0,86	0,87	0,14	0,73
	3	-1,97	0,02	0,65	0,67	0,12	0,55
	2	-1,41	0,02	0,45	0,47	0,09	0,38

Notas:

- (1) Desplazamiento relativo por WSFEM, medido en el punto en que se produce la mayor diferencia entre ambos métodos.
- (2) Desplazamiento relativo por TH, medido en el punto en que se produce la mayor diferencia entre ambos métodos.
- (3) Desplazamiento relativo máximo por WSFEM, hasta el tiempo en que termina la acción del primer pulso en el nivel correspondiente.
- (4) Desplazamiento relativo máximo por TH, hasta el tiempo en que termina la acción del primer pulso en el nivel correspondiente.

6.5.2 Análisis de columna flexible

Con el propósito de tener un punto de comparación diferente, se analiza además la columna M5.1 estudiada en el capítulo anterior, en el Anexo, desde la Figura A 20 hasta la Figura A 27, además de la Tabla 6-7, se presentan los resultados comparando los desplazamientos relativos que se obtienen para este modelo M5.1, con ambos métodos en las frecuencias de demanda estudiadas. Ya que esta estructura es más rígida que la anterior se estudia para frecuencias entre 1 a 30 Hz, en este caso, dependiendo la frecuencia de la demanda, y el nivel que se observe, la respuesta tiende a ser más parecida entre ambos métodos, sin embargo, siguen existiendo diferencias significativas en los momentos en que la onda pasa por el nivel observado.

Por otra parte, una característica del efecto de propagación de onda es que en el coronamiento de la estructura el desplazamiento impuesto en la base se duplica, esto se ha observado en análisis anteriores, sin embargo, en los cálculos realizados en esta sección se puede ver que este efecto no ocurre en todos los casos, hay algunos en los que si ocurre, como la Figura A

16 a la Figura A 19 para el modelo M6.1 y de la Figura A 22 a la Figura A 27 para el modelo M6.1, casos en que esta amplificación es mayor, como la Figura A 12 a la Figura A 14 para el modelo M6.1 y la Figura A 21 para el modelo M6.1, otros en que el desplazamiento en el coronamiento resulta ser menor al impuesto en la base, como la Figura 6.19, Figura A 10 y Figura A 15 para el modelo M6.1, y también como se muestra en la sección anterior, casos en que la alta frecuencia de la demanda no alcanza a tener la energía suficiente para movilizar la totalidad de la estructura, y el coronamiento simplemente no experimenta movimiento. Esto concuerda con lo observado en la sección 5.4 en que la respuesta depende fuertemente del rango de frecuencia en que produce la demanda.

Tabla 6-7 Comparación de desplazamientos relativos calculados por el método *WSFEM* y por TH, para el modelo de columna flexible (M5.1)

Frec.	Nivel	DR- <i>WSFEM</i> Delta ⁽¹⁾	DR-TH Delta ⁽²⁾	Δ	DR- <i>WSFEM</i> Max. ⁽³⁾	DR-TH Max. ⁽⁴⁾	Δ
(Hz)	#	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1 (Figura A 20)	6	-2,05	0,00	2,05	2,12	0,39	1,73
	5	-1,72	0,00	1,73	1,72	0,34	1,39
	4	-1,34	0,11	1,45	1,34	0,39	0,95
	3	-0,80	0,13	0,92	0,80	0,32	0,48
	2	0,27	0,02	0,24	0,27	0,13	0,14
2 (Figura A 21)	6	-3,32	-0,32	3,00	3,32	0,45	2,87
	5	-1,20	-0,04	1,16	1,42	0,67	0,75
	4	-1,59	-0,19	1,40	1,62	0,98	0,64
	3	-1,83	-0,28	1,56	1,84	0,83	1,02
	2	-0,83	-0,13	0,70	0,83	0,32	0,51
4 (Figura A 22)	6	-1,89	-0,52	1,37	1,89	0,52	1,37
	5	0,93	0,21	0,72	1,29	0,85	0,44
	4	-1,97	-1,09	0,88	2,04	1,24	0,81
	3	1,38	0,36	1,01	1,38	0,93	0,45
	2	0,93	0,17	0,75	0,93	0,37	0,56
8 (Figura A 23)	6	1,89	0,62	1,28	1,94	0,91	1,04
	5	-0,59	-0,07	0,52	1,00	0,59	0,41
	4	1,01	0,30	0,71	1,31	1,03	0,28
	3	-1,60	-1,08	0,52	1,68	1,22	0,47
	2	-1,30	-0,16	1,14	1,30	0,65	0,65
12 (Figura A 24)	6	2,36	0,63	1,73	2,40	0,84	1,56
	5	-1,19	-0,43	0,76	1,19	0,78	0,41
	4	-0,50	0,02	0,53	0,98	0,68	0,31

Frec.	Nivel	DR-WSFEM Delta ⁽¹⁾	DR-TH Delta ⁽²⁾	Δ	DR-WSFEM Max. ⁽³⁾	DR-TH Max. ⁽⁴⁾	Δ
	3	0,69	0,19	0,50	1,75	1,35	0,40
	2	0,98	0,15	0,83	1,02	0,68	0,34
16 (Figura A 25)	6	2,18	0,77	1,40	2,19	0,89	1,31
	5	-1,16	-0,40	0,77	1,23	0,91	0,33
	4	0,66	0,25	0,41	1,01	0,75	0,26
	3	0,95	0,34	0,61	1,57	1,32	0,26
	2	-0,62	-0,25	0,38	1,20	0,90	0,30
	6	-1,35	-0,24	1,11	1,54	0,85	0,69
20 (Figura A 26)	5	-0,97	-0,44	0,53	1,16	0,87	0,28
	4	-0,96	-0,55	0,41	0,99	0,79	0,20
	3	-1,33	-1,01	0,32	1,33	1,02	0,32
	2	1,03	0,69	0,35	1,35	1,04	0,31
	6	-2,07	-0,26	1,81	2,10	0,77	1,33
30 (Figura A 27)	5	-0,97	-0,41	0,56	1,01	0,50	0,51
	4	-0,47	0,00	0,47	1,29	1,09	0,20
	3	0,48	0,00	0,48	1,00	0,70	0,30
	2	-1,52	-1,07	0,45	1,60	1,17	0,43

Notas:

- (1) Desplazamiento relativo por *WSFEM*, medido en el punto en que se produce la mayor diferencia entre ambos métodos.
- (2) Desplazamiento relativo por *TH*, medido en el punto en que se produce la mayor diferencia entre ambos métodos.
- (3) Desplazamiento relativo máximo por *WSFEM*, hasta el tiempo en que termina la acción del primer pulso en el nivel correspondiente.
- (4) Desplazamiento relativo máximo por *TH*, hasta el tiempo en que termina la acción del primer pulso en el nivel correspondiente.

6.5.3 Análisis de los resultados

En general, y basado en la teoría de dinámica de estructuras para demandas sísmicas, un cuerpo presenta un movimiento dinámico producto del desplazamiento que el sismo impone en la base, el cual se transforma en aceleraciones que experimenta la masa del cuerpo, sin embargo, en la ecuación (6.1) este movimiento depende de la aceleración del suelo. Luego, si vemos la demanda como una función sinusoidal de desplazamiento, para una amplitud constante, a medida que la frecuencia se reduce, la función se extiende, disminuyendo la pendiente de la curva, y también lo hace su segunda derivada que es la aceleración, por lo tanto, para demandas con frecuencias muy bajas, el movimiento relativo tiende a ser nulo y la estructura tiende a moverse como un cuerpo rígido, en que cada punto de ella sigue el

movimiento de la base, en el mismo instante. Esto se observa en el movimiento relativo calculado por medio de TH en la Figura A 10, Figura A 11 y Figura A 12, en que el desplazamiento relativo calculado es prácticamente nulo.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (6.1)$$

Y por el contrario, cuando la frecuencia de la demanda permite generar un movimiento relativo, se observa que el movimiento no depende solamente de la aceleración que se produce en cada punto de la estructura, sino también de la velocidad con la que se propaga el efecto de la onda en altura, por lo tanto, cuando la onda comienza a subir esta produce deformaciones que se transmiten desde la base hasta el punto en que la estructura ha experimentado el paso de la onda, mientras que la parte superior permanece en reposo, hasta que la onda llega al coronamiento.

Los métodos de diseño por desempeño se basan en el análisis no lineal para obtener el desplazamiento de la estructura ante demandas sísmicas, por lo tanto, el desempeño de la estructura depende del desplazamiento calculado. Si bien el método estudiado en este trabajo es de tipo lineal, las diferencias observadas entre el análisis de tipo vibratorio tradicional (TH) y el de propagación de ondas (*WSFEM*), se aprecia que con la metodología tradicional se está subestimando el desplazamiento calculado, de esa forma se puede estar estimando un desempeño que ante demandas impulsivas podría ser sobrepasado, y la estructura sufriría niveles daños mayores a los esperados.

6.5.4 Evidencia previa

Somerville 1997 estudia el terremoto de Landers 1992, en California Estados Unidos, el cual no ha tenido mucha trascendencia en el campo de la Ingeniería Sísmica Estructural, principalmente porque se produjo en un área poco poblada, y por ello no generó daños significativos. Sin embargo, al observar sus registros, en la estación de Lucerne, comparando el registro perpendicular a la dirección de la falla con el registro paralelo a ella, se observa, primero que el movimiento se produce en un único pulso, y que el pulso desarrollado en la dirección perpendicular es significativamente mayor en términos de velocidad y desplazamiento, efecto llamado directividad. En la cual, mientras la falla va rompiendo, en el mismo sentido en que se mueve la ruptura, se propagan las ondas S, siendo amplificadas por el movimiento simultaneo de la falla en un instante dado. Así, la directividad en el sentido que avanza la falla, produce aumentos en la amplitud de la onda y desarrolla frecuencias altas, que comparado con lo que por el contrario ocurre en la dirección opuesta a la dirección de la propagación de la falla, en que se producen amplitudes menores, y de frecuencias más bajas.

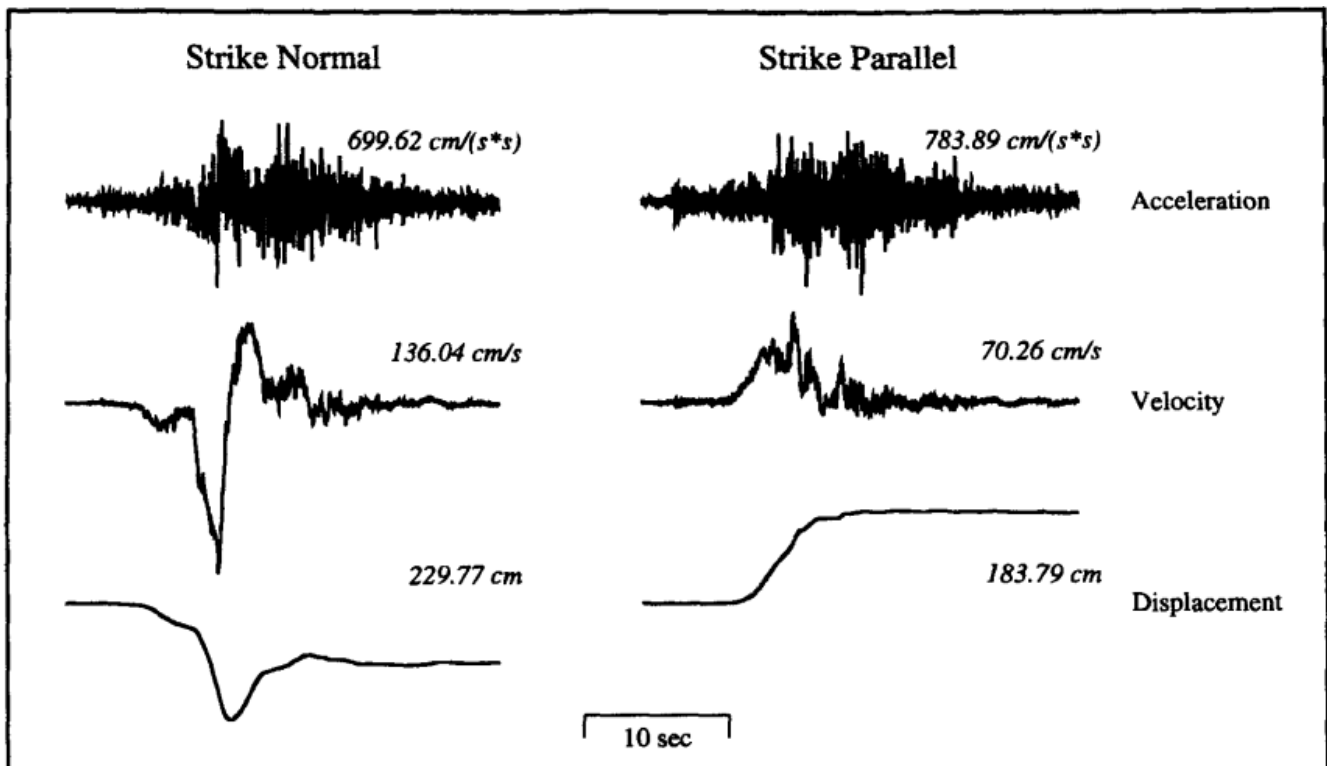


Figura 6.20 Registros sísmicos del terremoto de Landers 1992, registrados en la estación de Lucerne. A la izquierda los registros orientados perpendicular a la dirección de la falla, y a la derecha los registros orientados en forma paralela a la falla.

Basado en los registros del sismo de Landers 1992 antes descrito, Iwan (1997) desarrolla un modelo de columna con el que propaga ondas de corte en el medio continuo, a diferencia de los modelos discretizados que consideran solo los nodos de intersección, asumen la velocidad de propagación de la onda de corte como $4H/T$, y desarrolla un espectro de deriva de entrepiso, que se compara con la deriva de entre piso que se puede obtener por medio de un análisis usando el espectro de aceleraciones tradicional. Los resultados muestran que el espectro desarrollado, basado en propagación de ondas muestra derivas de entre piso que llegan a ser 2 hasta 3 veces mayores que la deriva calculada con un espectro de aceleraciones tradicional.

Con ello, se muestra que los resultados que se pueden obtener con el espectro de aceleraciones tradicional no reflejan el nivel de daños observados en terreno, pero al obtener la deriva de entrepiso directamente con el espectro de deriva desarrollado con la teoría de propagación de ondas, se logra justificar el daño asociado al nivel de deformaciones calculado.

Por lo antes descrito, Iwan (1997) indica que los pulsos de baja frecuencia se propagan a través de la estructura como ondas, lo que coincide con lo antes expuesto en esta sección.

Además, indica que el espectro de respuesta generalmente entrega una buena estimación de la máxima amplitud global, sin embargo, este no siempre entrega información precisa de la deformación local o de la deformación interna de la respuesta de una estructura.

En general, los resultados coinciden con las observaciones realizadas por Hall et al 1995, respecto a que las demandas producidas por pulsos generados en terremotos de campo cercano pueden exceder con creces la capacidad de los edificios altos, entendiendo que estos son de tipo flexibles, como los estudiados en esta sección. Además, hacen la misma observación para edificios aislados, ya que, por su alta flexibilidad, están propensos a sufrir grandes desplazamientos que deberían ser considerados en su diseño.

En línea con las mismas observaciones, Astroza 2007 muestra gráficos detectando la llegada de los pulsos, contrarrestado con las derivas de entrepiso que se producen en el mismo instante, los cuales se observa que son ampliamente superados respecto al admisible.

6.6 Análisis con registros sísmicos

En esta sección se analizan los modelos antes presentados del edificio Holiday Inn Orión #8244 por propagación de ondas (*WSFEM*), aplicando ahora registros de sismos reales que han ocurrido cercanos al edificio.

El objetivo es realizar un análisis comparativo en términos globales, por ejemplo, de desplazamientos máximos, más que intentar reproducir el movimiento en detalle, ya que, el análisis es de tipo lineal elástico, y para marcos planos de dos dimensiones (2D), en consecuencia, tiene importantes limitaciones al tratar de predecir el movimiento real sufrido por la estructura, ya que por ejemplo no replica el movimiento producto de la torsión. Además, los sensores transversales están en las esquinas del edificio, por lo tanto, los registros muestran un movimiento muy influenciado por el efecto de torsión que modifica el movimiento en esa dirección.

Por otra parte, los modelos consideran el edificio fijo al suelo, estos no incluyen la interacción de los pilotes con el suelo, por lo tanto, en los terremotos en que se producen movimientos relativos de los pilotes respecto al suelo, el modelo no puede reproducir ese movimiento, el cual sería una de las principales características que se pueden observar en algunos registros, como el de San Fernando 1971, donde se aprecia cómo el periodo fundamental de la estructura cambia significativamente durante el sismo, producto de la interacción no lineal entre los pilotes y el suelo (Trifunac y otros 2001, Browning y otros 2000).

Además, al no considerar la interacción con el suelo, el modelo no logra disipar la energía de las ondas que entran, así, cuando una onda que ya ha recorrido la estructura retorna a la base,

esta rebota y vuelve a subir, lo cual produce un movimiento extra que no existe en un caso real, y se disipa hasta que las propiedades de la misma estructura la absorben, pero esto puede ser un tiempo mucho mayor que el tiempo de análisis.

Basado en la referencia del estudio de Blume (Blume y Assoc. 1971) se usa un amortiguamiento de 5% para el análisis tanto del modelo de propagación de ondas como para el de la respuesta en el tiempo tradicional.

En los modelos desarrollados se aplica por separado los registros longitudinales y transversales, por lo tanto, eso también puede inducir errores, ya que no se está considerando el efecto en las dos direcciones horizontales al mismo tiempo, reduciendo por ejemplo los efectos de torsión. Además, tampoco se está incluyendo el movimiento producto del movimiento vertical.

Se analizan dos sismos que han producido desplazamientos significativos en el Hotel, lo que en algunos puntos de la estructura se tradujeron en daños, para los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994. Además, para observar el comportamiento del análisis respecto a movimientos de menor amplitud, que permiten considerar que la estructura se comportó completamente elástica, se estudia la respuesta al sismo Big Bear 1992, con el propósito de ver si se logra una mejor aproximación al obviar los efectos no lineales.

6.6.1 Registros sísmicos

San Fernando 1971

Este terremoto ocurrió el 9 de febrero de 1971, a las 6:01 am hora local, con epicentro en el área de las montañas de San Gabriel. El terremoto tuvo una magnitud de 6,5.

El hipocentro se ubicó en la latitud $34^{\circ}24.67'$ N, longitud $118^{\circ}24.04'$ W, con una profundidad de 8,4 km. El plano de falla corresponde a una falla inversa con rompimiento superficial, extendiéndose por una longitud de 19 km.

Las aceleraciones máximas registradas corresponden a la estación ubicada en la presa Pacoima, donde se midió una aceleración máxima horizontal de 1,23 g y 0,7 g vertical.

Este terremoto tiene una importancia especial desde el punto de la Ingeniería Sísmica, ya que por primera vez se obtienen registros de movimiento fuerte en distintos niveles de un edificio (Foutch y otros 1975).

El edificio Holiday Inn Orión #8244 sufrió tanto daños estructurales como no estructurales, estimando el costo total de daños en US\$145.000 lo que representaba el 11% de su costo total. De esta cantidad, el 98,6% correspondía a daño no estructural,

y solo un 1,4% de los costos asociados al terremoto correspondía a reparaciones estructurales.

Dentro de los daños estructurales se puede destacar el agrietamiento de las conexiones viga-columna de las esquinas del edificio, las cuales fueron rellenadas con resina epóxica.

Por otra parte, los daños no estructurales se concentraron en el segundo y tercer piso, siendo menor en los pisos seis y siete, entre los que destacan la ruptura de la tabiquería, los contenidos de los baños y de las habitaciones del hotel (Astroza 2007).

El edificio se encontraba ubicado a 22 [km] del epicentro del terremoto de San Fernando, y estaba instrumentado con tres acelerógrafos *Earth Sciences* AR-240.

Big Bear 1992

Este terremoto ocurrió el 28 de junio de 1992 a las 15:05 GMT con epicentro 34°12,36' N, 116° 50,11' W, con una magnitud local de 6,5, profundidad de entre 9 a 13 km (Todorovska y Trifunac 2006).

El edificio Holiday Inn Orión #8244 se ubica a 149 km del epicentro de este terremoto, la aceleración máxima registrada en el edificio fue de 0,01 g, la longitud de los registros es aproximadamente de 43 s. El edificio no sufrió daños en este terremoto (Erdik y otros 2001).

Northridge 1994

Este terremoto ocurrió en 17 de enero de 1994, a las 4:30 am hora local con epicentro en el área norte del valle de San Fernando. El terremoto tuvo una magnitud Richter de 6,8.

El hipocentro se ubicó en la latitud 34,21° N, longitud 118,54° W, con una profundidad de 19 km. El plano de falla corresponde a una falla inversa sin rompimiento superficial, extendiéndose por una longitud de 20 km y en profundidad desde los 19 km a los 4 km. La ubicación de su epicentro es muy similar a la de San Fernando 1971.

Las aceleraciones máximas registradas corresponden a la estación Tarzana, donde se midió una aceleración máxima horizontal de 1,78 g. Un registro muy usado en la Ingeniería Sísmica de este terremoto corresponde al de la estación de Sylmar, el cual registró una aceleración máxima horizontal de 0,89 g.

El edificio Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys sufrió daños estructurales graves lo que determinó el cierre momentáneo del hotel.

Los daños se ubicaron principalmente en la elevación longitudinal exterior, es decir, eje A del edificio (Figura 6.29), principalmente por falla de corte de las columnas, lo que produjo grietas cuyos anchos variaron entre 5 y 10 cm, grietas que se ubican en las uniones viga-columna ubicadas en los pisos 4° y 5° (Figura 6.29). Los muros dilatados se albañilería de 1° piso también sufrieron daños por corte, lo cual indica que las dilataciones consideradas para estos elementos fueron insuficientes, o bien que los desplazamientos producidos fueron mayores a los esperados en el diseño.

El edificio Holiday Inn Orión #8244 se encontraba a 1,5 km del epicentro del terremoto de Northridge, y estaba instrumentado por medio de un sistema central grabado CR-1 de 13 canales y por un acelerógrafo SMA-1 triaxial colocado en la base, todos con tiempo común. La posición de los instrumentos se indica en la Figura 6.21 (Astroza 2007).

Los registros que se ingresan no representan exactamente una demanda sobre la estructura, sino una respuesta del primer nivel de esta, ya que, al estar fundado sobre pilotes, el primer nivel es parte del conjunto estructural formado por las fundaciones y superestructura. Esto se vuelve más notorio con movimientos fuertes en que los pilotes comienzan a interactuar de forma no lineal con el suelo, y cambian completamente los periodos de vibración de la estructura, lo que ocurrió por ejemplo en los registros de San Fernando 1971 y Northridge 1994, en que el periodo de la primera forma modal aumenta durante el movimiento (Trifunac y otros 2001, Browning y otros 2000).

La Tabla 6-8 muestra los canales usados para los sismos de Big Bear 1992 y Northridge 1994, indicando el nivel y la dirección en que toman el registro, la Figura 6.21 muestra la ubicación de cada canal en el edificio.

La Tabla 6-9 muestra los canales usados para el sismo de San Fernando 1971, indicando el nivel y la dirección en que toman el registro, la Figura 6.22 muestra la ubicación de cada canal en el edificio.

Los registros de desplazamiento usados en este análisis, con una longitud aproximada de 60 s, se encuentran en el Anexo.

Tabla 6-8 Canales de registro para los sismos de Big Bear 1992 y Northridge 1994 en el Hotel Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys, indicando el canal, dirección y ubicación.

Sismo	Archivo	Piso	Dirección ⁽¹⁾
Big Bear 1992	CHAN01.V2	1	SN ⁽ⁱ⁾
	CHAN02.V2	Techo	SN ⁽ⁱ⁾
Northridge 1994	CHAN03.V2	Techo	SN ^(d)
	CHAN04.V2	6	SN ^(d)
	CHAN05.V2	3	SN ⁽ⁱ⁾
	CHAN06.V2	3	SN ^(d)
	CHAN07.V2	2	SN ⁽ⁱ⁾
	CHAN08.V2	2	SN ^(d)
	CHAN09.V2	Techo	EW
	CHAN10.V2	6	EW
	CHAN11.V2	3	EW
	CHAN12.V2	2	EW
	CHAN13.V2	1	SN ^(d)
	CHAN14.V2	1	SN ^(d)
	CHAN16.V2	1	EW

Notas:
⁽¹⁾ SN es transversal al edificio y positivo al norte, y EW es longitudinal al edificio y positivo al Oeste.
^(d) Dirección transversal (SN) al lado derecho del edificio.
⁽ⁱ⁾ Dirección transversal (SN) al lado izquierdo del edificio.

Tabla 6-9 Canales de registro para el sismo de San Fernando en 1971 en el Hotel Holiday Inn Orión #8244 de Van Nuys, indicando el canal, dirección y ubicación.

Sismo	Archivo	Piso	Dirección ⁽¹⁾
San Fernando 1971	CHAN01.DAT	1	SN
	CHAN02.DAT	1	EW
	CHAN04.DAT	4	SN
	CHAN05.DAT	4	EW
	CHAN07.DAT	8	SN
	CHAN08.DAT	8	EW

Notas:
⁽¹⁾ SN es transversal al edificio y positivo al norte, y EW es longitudinal al edificio y positivo al Oeste.

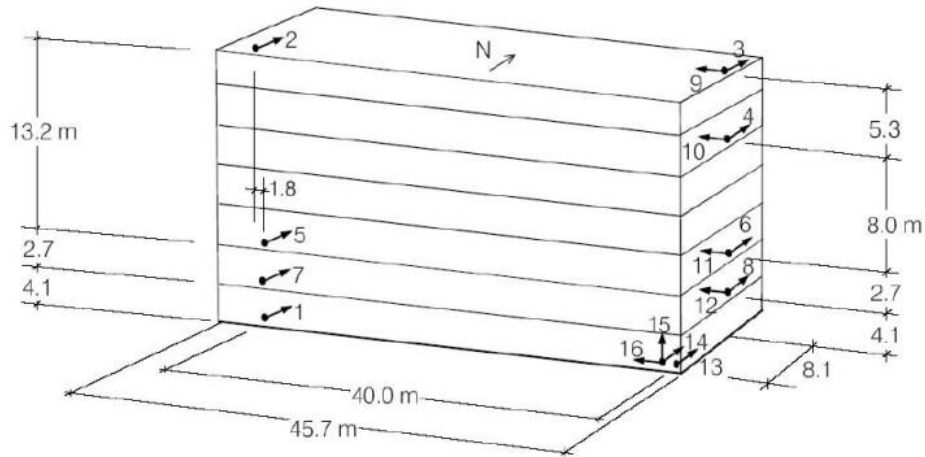


Figura 6.21 Ubicación y dirección de los canales con que se encuentra instrumentado el Hotel Holiday Inn Orión #8244, válido para los terremotos de Big Bear 1992 y Northridge 1994 (Trifunac y otros 2001).

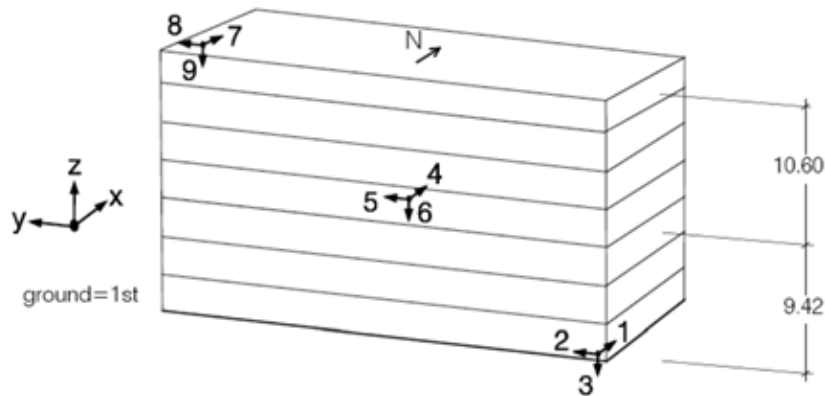


Figura 6.22 Ubicación y dirección de los canales con que se encontraba instrumentado el Hotel Holiday Inn Orión #8244 para el terremoto de San Fernando 1974 (Trifunac y otros 2001).

6.6.2 Propagación de registros sísmicos en el edificio

Se analiza el edificio por propagación de ondas con el método implementado (*WSFEM*), para comparar las similitudes que pueda tener con los registros medidos durante los sismos. Se analizarán los dos sismos de mayor importancia que ha experimentado, el de San Fernando 1971 y de Northridge 1994, luego, para comparar las respuestas solo en rango lineal, se modela para el terremoto de Big Bear 1992, que, debido a la distancia del epicentro al edificio, en este último se registran demandas muy bajas comparadas con las registradas en los sismos nombrados anteriormente.

Además, para ver las diferencias que se producen con un análisis realizado actualmente, se calcula la respuesta de la estructura por medio de un análisis lineal de respuesta en el tiempo tradicional (TH).

Los casos analizados, junto a la información asociada, se muestran en la Tabla 6-10.

Tabla 6-10 Casos analizados en el edificio Holiday Inn Orión #8244 con registros de terremotos

Caso	Sismo	Sentido	Canales	Modelo	Figura
1	Big Bear 1992	Longitudinal	16, 12, 11, 10, 9	M6.1	Figura 6.23
2	Big Bear 1992	Transversal	14, 8, 6, 4, 3 ⁽¹⁾	M6.2	Figura 6.24
3	Big Bear 1992	Transversal	13, 8, 6, 4, 3 ⁽²⁾	M6.2	Figura A 28
4	Big Bear 1992	Transversal	1, 7, 5, 2 ⁽³⁾	M6.2	Figura A 29
5	Northridge 1994	Longitudinal	16, 12, 11, 10, 9	M6.1	Figura 6.25
6	Northridge 1994	Transversal	14, 8, 6, 4, 3 ⁽¹⁾	M6.2	Figura 6.26
7	Northridge 1994	Transversal	13, 8, 6, 4, 3 ⁽²⁾	M6.2	Figura A 30
8	Northridge 1994	Transversal	1, 7, 5, 2 ⁽³⁾	M6.2	Figura A 31
9	San Fernando 1971	Longitudinal	2, 5, 8 ⁽⁴⁾	M6.1	Figura 6.27
10	San Fernando 1971	Transversal	1, 4, 7 ⁽⁴⁾	M6.2	Figura 6.28

Notas:

(1) Dirección transversal con sensores instalados al lado derecho del edificio, usando el registro CHAN14 como demanda.

(2) Dirección transversal con sensores instalados al lado derecho del edificio, usando el registro CHAN13 como demanda.

(3) Dirección transversal con sensores instalados al lado izquierdo del edificio.

(4) Sensores instalados para el sismo de San Fernando.

Big Bear 1992

Al observar la respuesta frente al sismo de Big Bear 1992 que tiene un comportamiento principalmente lineal, se puede ver para el caso longitudinal en la Figura 6.23 que, desde el comienzo, hasta alrededor de los 6 o 7 s iniciales, hay un buen ajuste entre los registros y el método *WSFEM*. La Tabla 6-11 muestra un buen ajuste entre los máximos para un tiempo menor o igual a 7 s, siendo más cercano en los niveles inferiores, y en todos los casos la respuesta por propagación de ondas un poco mayor al registro.

Para el caso transversal, en la Figura 6.24, el resultado por *WSFEM* sigue la trayectoria del registro, pero con una vibración de mayor frecuencia que produce una diferencia más significativa que el caso longitudinal, lo que puede deberse principalmente al efecto de torsión, ya que los sensores están ubicados a los extremos del edificio, sin embargo, representa relativamente bien las máximas amplitudes del movimiento. Similar al caso anterior, la Tabla 6-11 muestra amplitudes máximas similares entre el registro y la

respuesta calculada por propagación de ondas (*WSFEM*), siendo en este caso la última un poco más alta que los registros. Luego de los 7 s, para ambos casos, comienzan a aparecer diferencias mayores que pueden ser producto del efecto 3D, y/o de las ondas atrapadas en la estructura. De todas formas, la similitud del modelo longitudinal en la Figura 6.23 muestra que, si se tiene un modelo adecuado del edificio, el método de propagación de ondas *WSFEM* puede entregar una predicción certera del movimiento transitorio producto de las ondas impulsivas que ingresan.

Se observa que en el primer pulso *WSFEM* reproduce bien la amplitud de movimiento, no así TH, luego *WSFEM* amplifica mucho, seguramente por efecto de torsión y el rebote de ondas en la base.

En general el método de propagación de ondas *WSFEM*, aunque con más vibraciones de alta frecuencia, tiende a seguir la respuesta del registro en ambas direcciones, hasta el pulso que llega aproximadamente a los 13 s, en que luego para los pisos superiores se tiene una amplitud de desplazamiento mayor, esto puede deberse a que el pulso de alta energía queda atrapado amplificando el movimiento, lo que antes ocurre en menor medida, ya que los movimientos previos no tienen la misma energía.

Tanto en la Figura 6.23 y Figura 6.24 en el primer pulso, aproximadamente a los 2 s, el método de propagación de ondas entrega una buena aproximación de la máxima amplitud del movimiento.

Respecto al análisis transversal, aplicando como demanda el registro del canal 13 del lado este (derecho - Figura A 28), y canal 1 del lado oeste (izquierdo - Figura A 29), no hay diferencias significativas con el análisis realizado con el registro del canal 14 (Figura 6.24).

Tabla 6-11 Desplazamientos totales máximos para el sismo de Big Bear 1992, para ambas direcciones, registros medidos, respuesta por propagación de ondas y por tiempo-historia tradicional.

Dirección	Tramo	Nivel	Registro ⁽¹⁾	<i>WSFEM</i> ⁽²⁾	TH ⁽³⁾
			(m)	(m)	(m)
Longitudinal (Figura 6.23)	<16 s	Techo	0,023	0,036	0,009
		N7	-	0,035	0,010
		N6	0,021	0,033	0,010
		N5	-	0,030	0,011
		N4	-	0,026	0,011
		N3	0,014	0,022	0,011
		N2	0,010	0,017	0,010
	<7 s	Techo	0,021	0,016	0,008
		N7	-	0,016	0,009

Dirección	Tramo	Nivel	Registro ⁽¹⁾	WSFEM ⁽²⁾	TH ⁽³⁾
Transversal (Figura 6.24)		N6	0,020	0,015	0,009
		N5	-	0,013	0,010
		N4	-	0,012	0,010
		N3	0,012	0,011	0,010
		N2	0,009	0,009	0,009
	<15 s	Techo	0,019	0,023	0,009
		N7	-	0,022	0,009
		N6	0,018	0,021	0,010
		N5	-	0,019	0,010
		N4	-	0,017	0,010
		N3	0,013	0,014	0,010
		N2	0,011	0,011	0,009
	<7 s	Techo	0,019	0,023	0,009
		N7	-	0,022	0,009
N6		0,018	0,021	0,010	
N5		-	0,019	0,010	
N4		-	0,017	0,010	
N3		0,013	0,014	0,010	
N2		0,011	0,011	0,009	

Notas:

(1) Registros del sismo Big Bear 1992 en el edificio, de los canales indicados en la Tabla 6-10 correspondientes a este caso, y distribución según se muestra en la Figura 6.21.

(2) Respuesta calculada mediante el análisis por propagación de ondas con el método *WSFEM*.

(3) Respuesta calculada mediante análisis tiempo-historia con metodología tradicional.

Northridge 1994

Para el primer pulso aproximadamente a los 4 s, tanto en el modelo longitudinal (Figura 6.25 y Tabla 6-12 para menos de 5 s) como transversal (Figura 6.26, y Tabla 6-12 para menos de 8 s) se logra reproducir valores cercanos de la amplitud de desplazamiento. Luego del primer pulso, *WSFEM* solo tiene un buen ajuste en la amplitud de movimiento de techo. Al parecer la no linealidad comienza en el primer pulso, y luego el edificio se mueve con una frecuencia muy baja, coincidiendo en algunas amplitudes máximas con el registro, pero al ser lineal, el modelo de propagación de ondas mantiene las propiedades y vibra con una frecuencia más alta que la mostrada por el registro.

Los muros de albañilería del primer piso estaban dilatados para el terremoto de Northridge 1994, sin embargo, como se muestra en la Figura 6.29, el amplio desplazamiento que produjo el sismo hizo que estos muros fallaran (Ivanović y otros 1999, Rojas 2004). Este efecto no se reproduce por el modelo implementado, pues aun

cuando se modelara un elemento equivalente al muro con propiedades mecánicas lineales, para representar la dilatación del muro debería considerarse una no-linealidad geométrica.

La Figura 6.29 muestra un esquema con los daños que sufrió el edificio durante el terremoto, estos se concentran en los primeros 5 pisos, entonces los niveles superiores pierden rigidez y se mueven de forma similar, con una baja frecuencia, muy diferente a la alta frecuencia de movimiento que muestra la respuesta del modelo lineal.

Respecto al análisis transversal usando como demanda el canal 13 del lado este (derecho - Figura A 30), y canal 1 del lado oeste (izquierdo - Figura A 31), no hay diferencias significativas con el análisis realizado con el registro del canal 14 (Figura 6.26).

Tabla 6-12 Desplazamientos totales máximos para el sismo de Northridge 1994, para ambas direcciones, registros medidos, respuesta por propagación de ondas y por tiempo-historia tradicional.

Dirección	Tramo	Nivel	Registro ⁽¹⁾	WSFEM ⁽²⁾	TH ⁽³⁾
			(m)	(m)	(m)
Longitudinal (Figura 6.25)	<10 s	Techo	0,212	0,376	0,108
		N7	-	0,375	0,115
		N6	0,186	0,324	0,128
		N5	-	0,287	0,141
		N4	-	0,254	0,156
		N3	0,091	0,214	0,159
		N2	0,074	0,170	0,143
	<5 s	Techo	0,195	0,204	0,108
		N7	-	0,199	0,115
		N6	0,177	0,188	0,128
		N5	-	0,170	0,140
		N4	-	0,148	0,148
		N3	0,086	0,126	0,150
		N2	0,074	0,110	0,141
Transversal (Figura 6.26)	<15 s	Techo	0,250	0,266	0,124
		N7	-	0,256	0,125
		N6	0,227	0,239	0,151
		N5	-	0,218	0,173
		N4	-	0,194	0,177
		N3	0,163	0,173	0,156
		N2	0,143	0,155	0,146
	<8 s	Techo	0,250	0,266	0,124

Dirección	Tramo	Nivel	Registro ⁽¹⁾	WSFEM ⁽²⁾	TH ⁽³⁾
		N7	-	0,256	0,116
		N6	0,227	0,239	0,122
		N5	-	0,218	0,141
		N4	-	0,194	0,152
		N3	0,163	0,173	0,151
		N2	0,143	0,155	0,146

Notas:

(1) Registros del sismo de Northridge 1994 en el edificio, de los canales indicados en la Tabla 6-10 correspondientes a este caso, y distribución según se muestra en la Figura 6.21.

(2) Respuesta calculada mediante el análisis por propagación de ondas con el método WSFEM.

(3) Respuesta calculada mediante análisis tiempo-historia con metodología tradicional.

San Fernando

La Figura 6.27 y Figura 6.28, muestran desde el comienzo, hasta aproximadamente 12 s, un comportamiento muy similar tanto de la respuesta por propagación de ondas (*WSFEM*) con el registro sísmico, y en menor medida la respuesta en el tiempo tradicional, la Tabla 6-13 muestra para ambas direcciones en tiempos menores a 9 s una respuesta (*WSFEM*) relativamente cercana al registro para los niveles 4° y techo. Luego, cuando llega un pulso de mayor energía y la respuesta cambia, probablemente por efecto de la interacción de los pilotes de fundación con el suelo, incursión en la no linealidad de los materiales, y efectos de torsión.

Tabla 6-13 Desplazamientos totales máximos para el sismo de San Fernando 1971, para ambas direcciones, registros medidos, respuesta por propagación de ondas y por tiempo-historia tradicional.

Dirección	Tramo	Nivel	Registro ⁽¹⁾	WSFEM ⁽²⁾	TH ⁽³⁾
			(m)	(m)	(m)
Longitudinal (Figura 6.27)	<16 s	Techo	0,110	0,173	0,081
		N7	-	0,169	0,087
		N6	-	0,160	0,112
		N5	-	0,148	0,089
		N4	0,087	0,134	0,089
		N3	-	0,118	0,086
		N2	-	0,102	0,081
	<9 s	Techo	0,055	0,069	0,044
		N7	-	0,066	0,048
		N6	-	0,060	0,056
		N5	-	0,053	0,064
		N4	0,037	0,050	0,068

Dirección	Tramo	Nivel	Registro ⁽¹⁾	WSFEM ⁽²⁾	TH ⁽³⁾
Transversal (Figura 6.28)		N3	-	0,045	0,068
		N2	-	0,039	0,062
	<16 s	Techo	0,159	0,194	0,071
		N7	-	0,189	0,072
		N6	-	0,171	0,076
		N5	-	0,153	0,081
		N4	0,107	0,128	0,084
		N3	-	0,102	0,082
		N2	-	0,080	0,076
		<9 s	Techo	0,056	0,068
	N7		-	0,064	0,048
	N6		-	0,061	0,064
	N5		-	0,057	0,082
	N4		0,046	0,053	0,091
	N3		-	0,051	0,085
	N2		-	0,048	0,066

Notas:

⁽¹⁾ Registros del sismo de San Fernando 1971 en el edificio, de los canales indicados en la Tabla 6-10 correspondientes a este caso, y distribución según se muestra en la Figura 6.22.

⁽²⁾ Respuesta calculada mediante el análisis por propagación de ondas con el método *WSFEM*.

⁽³⁾ Respuesta calculada mediante análisis tiempo-historia con metodología tradicional.

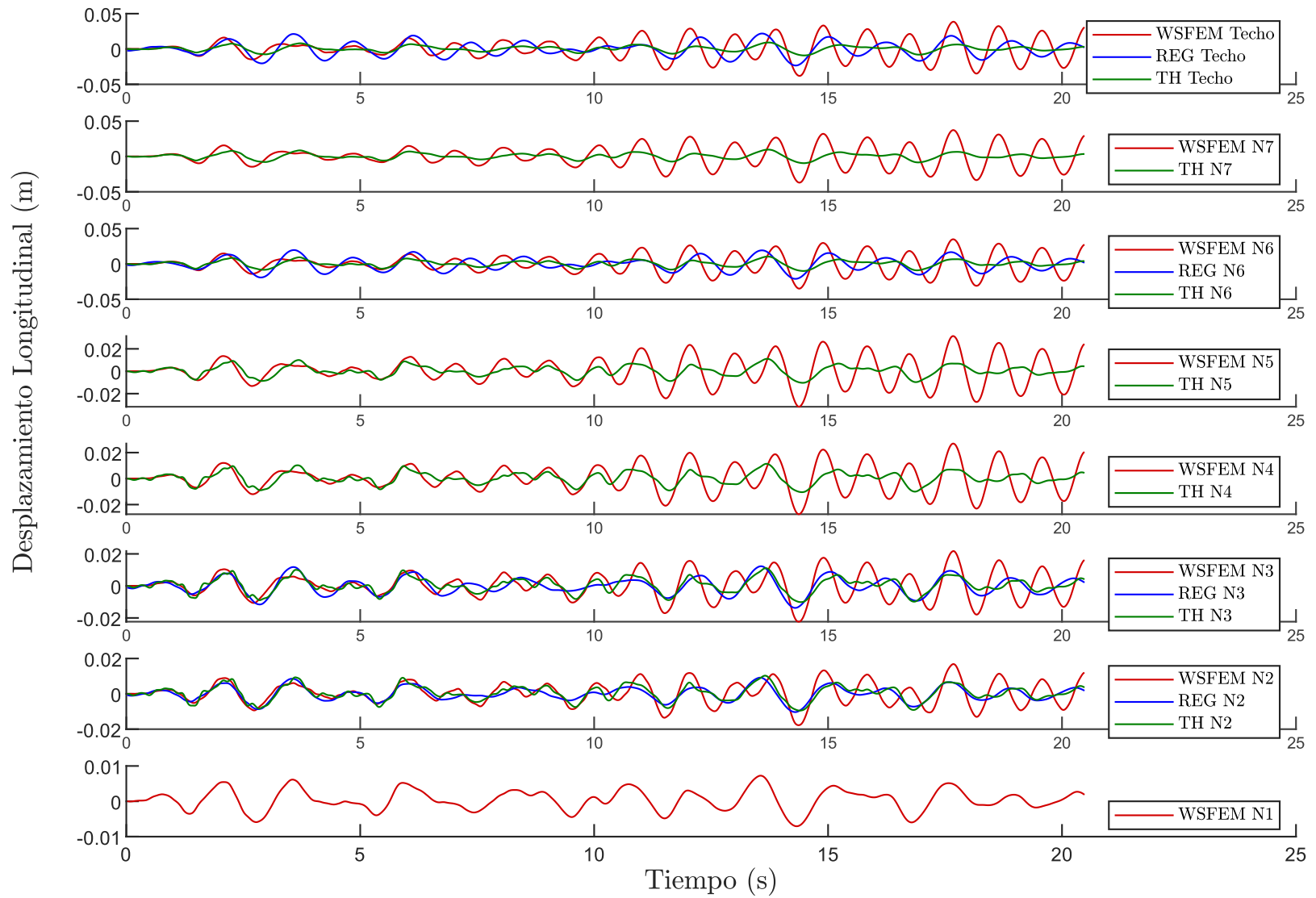


Figura 6.23 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y registro real en sentido longitudinal (CHAN16 N1, CHAN12 N2, CHAN11 N3, CHAN10 N6, CHAN09 N8) para el terremoto de Big Bear 1992, modelo M6.1 de marco longitudinal exterior.

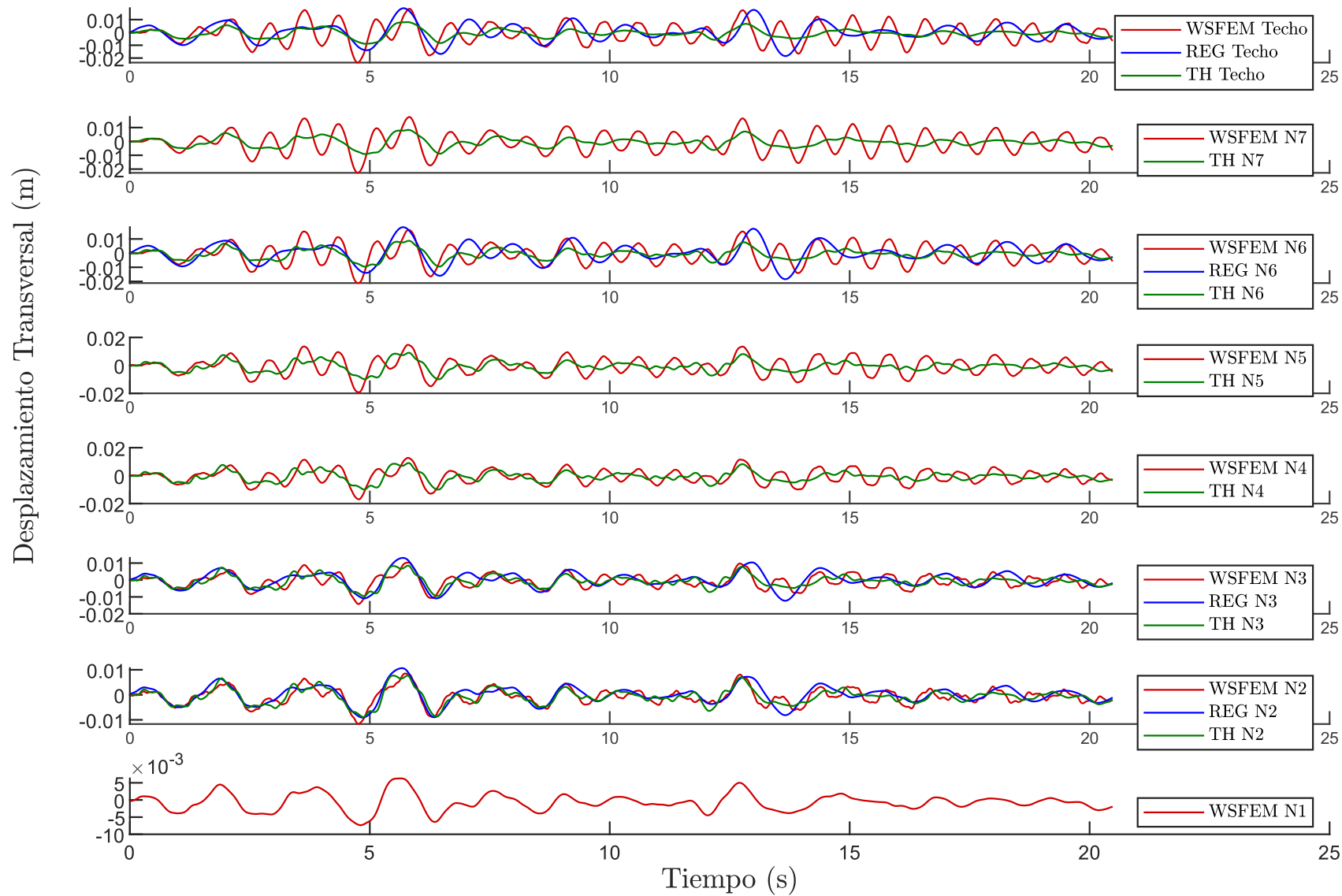


Figura 6.24 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y registro real en sentido transversal lado derecho (CHAN14 N1, CHAN08 N2, CHAN06 N3, CHAN04 N6, CHAN03 N8) para el terremoto de Big Bear 1992, modelo M6.2 de marco transversal exterior.

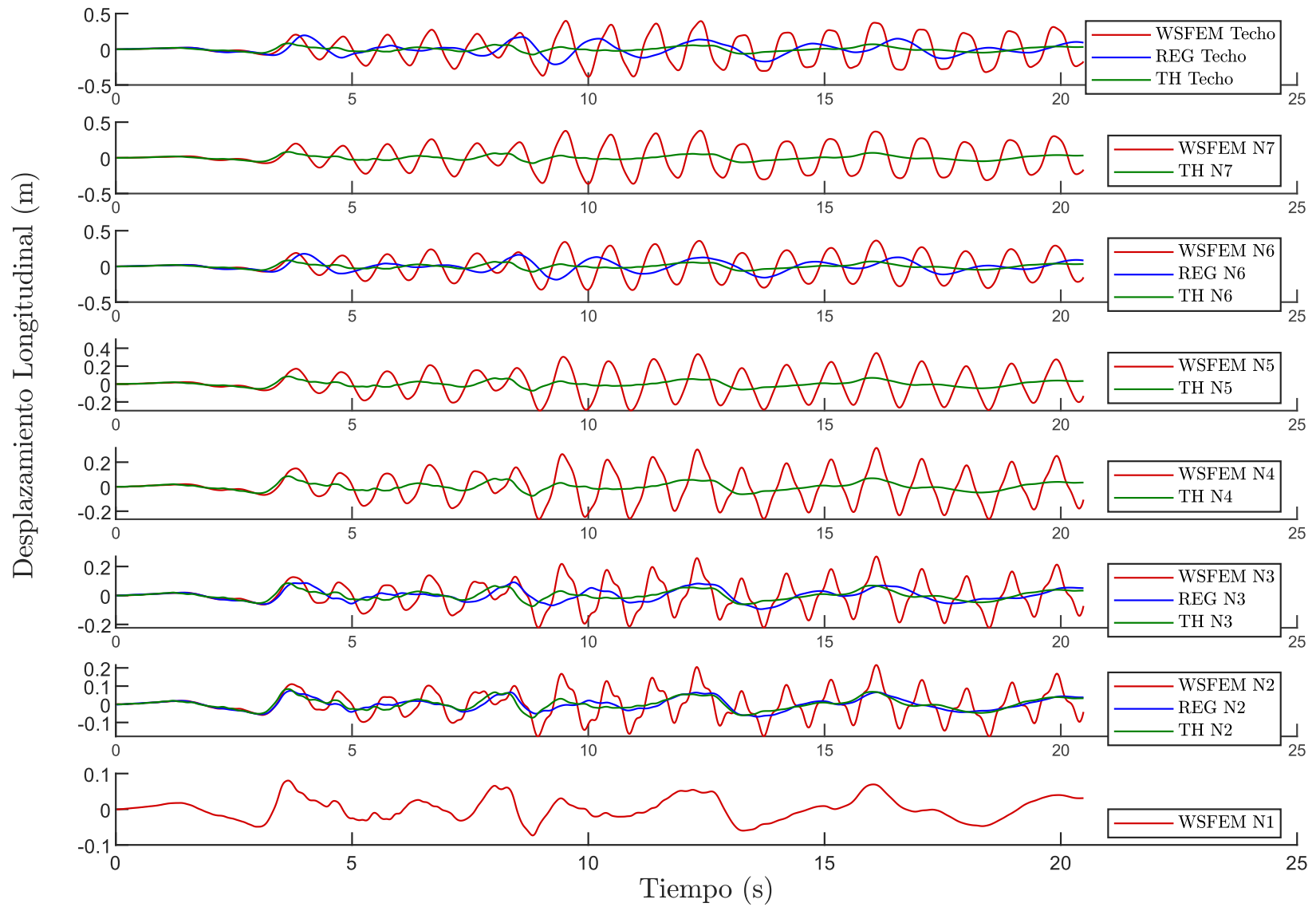


Figura 6.25 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y registro real en sentido longitudinal (CHAN16 N1, CHAN12 N2, CHAN11 N3, CHAN10 N6, CHAN09 N8) para el terremoto de Northridge 1994, modelo M6.1 de marco longitudinal exterior.

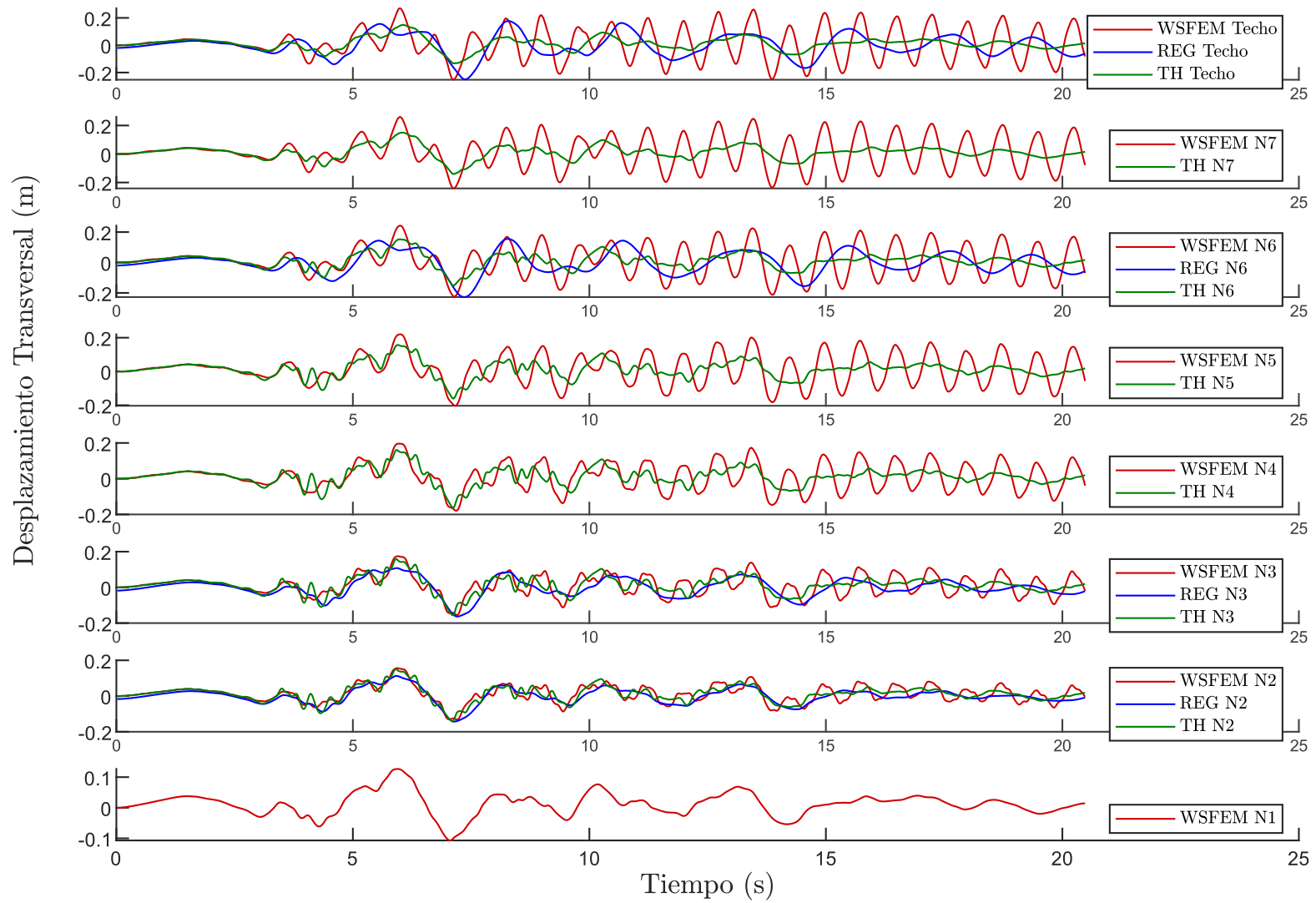


Figura 6.26 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y registro real en sentido transversal lado derecho (CHAN14 N1, CHAN08 N2, CHAN06 N3, CHAN04 N6, CHAN03 N8) para el terremoto de Northridge 1994, modelo M6.2 de marco transversal exterior.

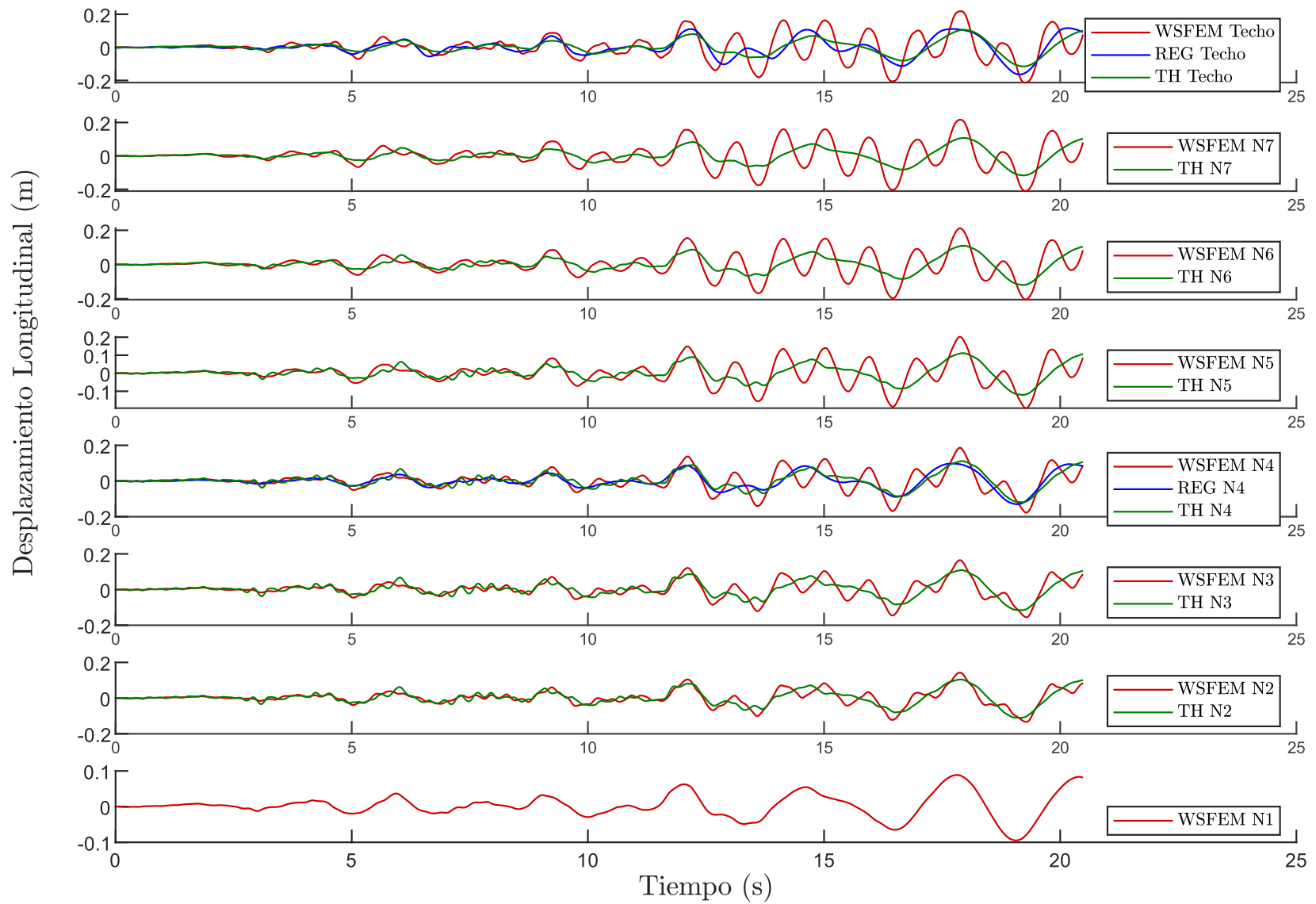


Figura 6.27 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y registro real en sentido longitudinal (CHAN02 N1, CHAN05 N4, CHAN08 N8) para el terremoto de San Fernando 1971, modelo M6.1 de marco longitudinal exterior.

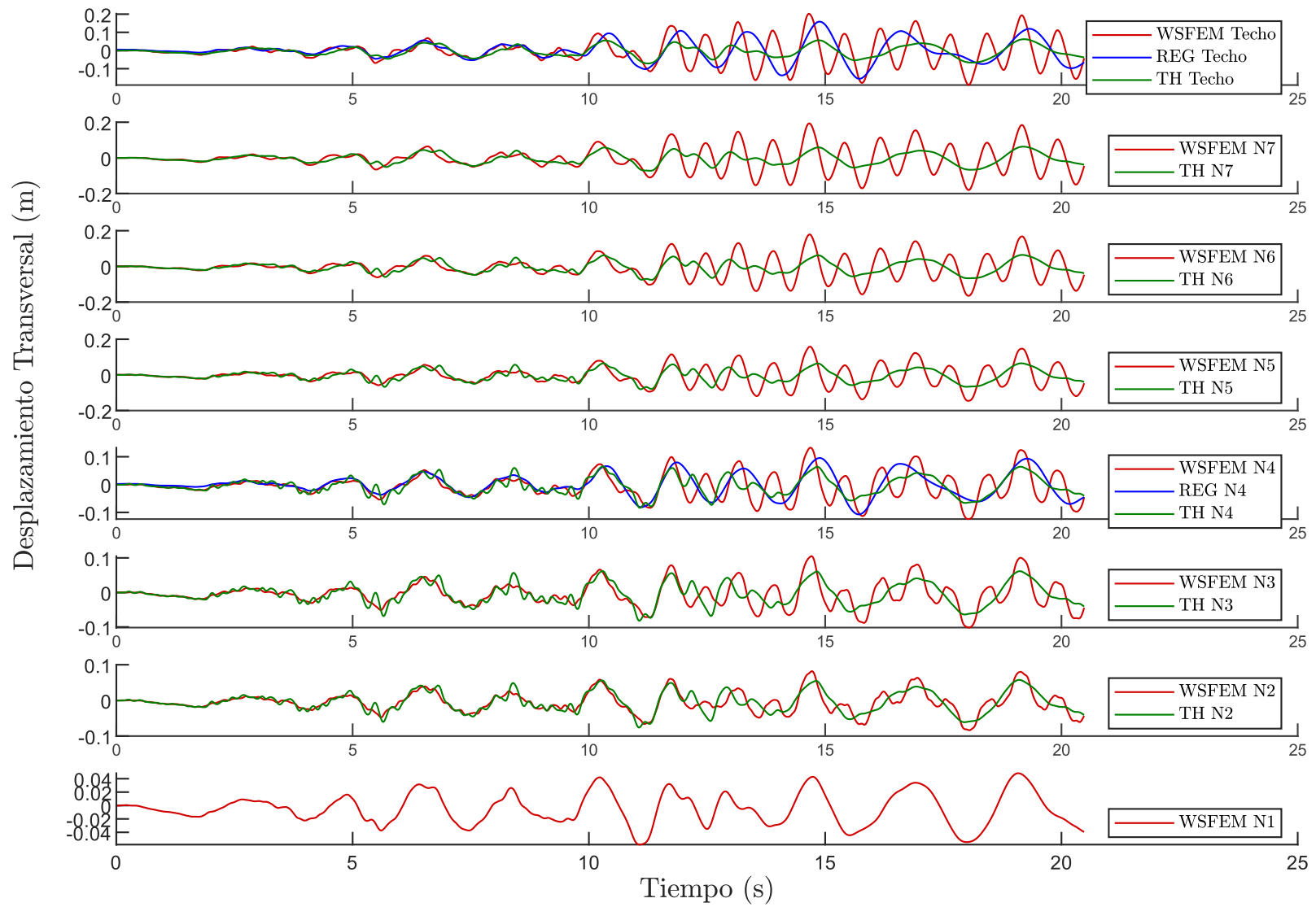


Figura 6.28 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y registro real en sentido transversal lado derecho (CHAN01 N1, CHAN04 N4, CHAN07 N8) para el terremoto de San Fernando 1971, modelo M6.2 de marco transversal exterior.

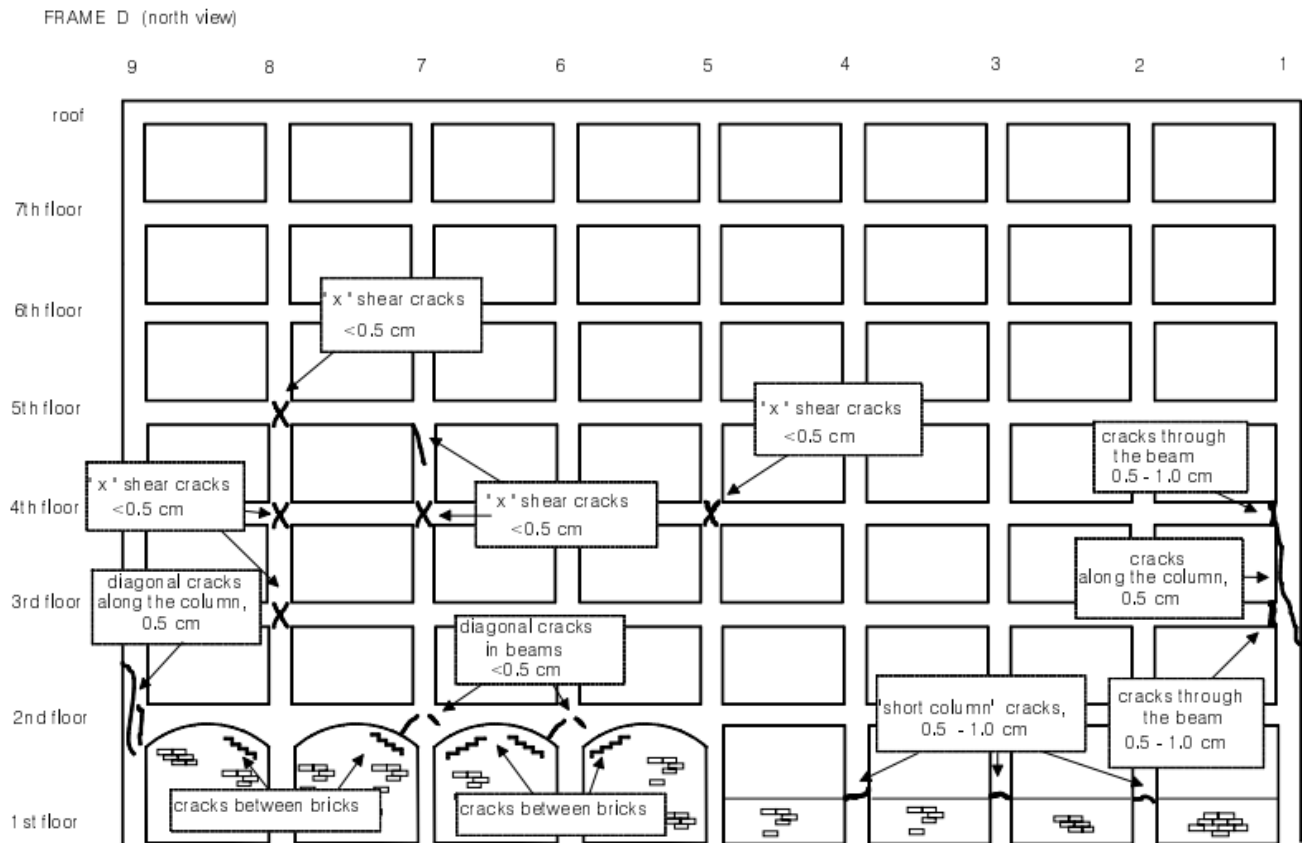


Figura 6.29 Representación esquemática del daño en el Eje D del edificio Holiday Inn Orion #8244 durante el terremoto de Northridge 1994 (Ivanović y otros 1999).

General

En todos los gráficos se puede apreciar cómo el método de respuesta en el tiempo tradicional refleja un movimiento inmediato para todos los niveles al aplicar la demanda en la base, salvo en los casos en que la demanda sea de una frecuencia muy baja (efecto de bloque rígido), esto muestra que se está obviando el efecto de propagación de onda, y por consecuencia, subestimando la amplitud del desplazamiento o movimientos relativos.

El hecho de que una respuesta sea transitoria, o una demanda sea impulsiva, depende también de las propiedades de la estructura, ya que, por ejemplo, si esta es muy flexible, un pulso de una frecuencia relativamente baja puede generar un efecto de propagación de onda en el cuerpo. Y, por el contrario, el mismo pulso, en una estructura muy rígida, puede hacer que el movimiento sea de tipo cuerpo rígido, sin poder apreciar un efecto de propagación de la onda. Por lo tanto, contrario a lo esperado respecto a tener efectos de propagación de onda solo en sismos impulsivos o de fuente cercana, esto puede ocurrir en cualquier tipo de sismo,

ya que depende tanto de las características de la demanda sísmica, como también de las propiedades de la estructura.

Por medio del programa CANNY, Ventura y otros (2002), estudiaron la respuesta de la estructura para el terremoto de Northridge 1994, ingresando los 30 primeros segundos del registro de la base, en las tres direcciones principales, con este modelo sofisticado se pudo representar solo pasajes del desempeño de la estructura ante el terremoto de Northridge 1994, pero no el comportamiento total, y para lograr esto se modificaron las inclinaciones de las curvas de histéresis del hormigón y acero, así logran encontrar una respuesta similar a la registrada (Rojas 2004). Esto muestra que un modelo adecuado considerando todas las direcciones de análisis puede mejorar la predicción, sin embargo, no llega a ser prácticamente igual en todos los pasajes, lo cual probablemente podría mejorar con un modelo similar al utilizado en el estudio antes indicado, pero con una metodología de propagación de ondas, ya que independientemente de estar usando un modelo muy simplificado de la estructura, se logra una buena predicción en los tramos iniciales del movimiento.

En general se observa lo indicado por otros autores respecto a que el método de respuesta en el tiempo tradicional no logra reproducir las amplitudes máximas del registro (Ventura y otros 2002, Blume y Assoc. 1971), y, por otra parte, aunque los modelos analizados con propagación de ondas son muy simplificados respecto de la realidad, logran una mejor aproximación de las amplitudes máximas registradas.

Respecto a la inclusión de un sismo con una baja demanda (Big Bear 1992) para observar el comportamiento lineal de la estructura en los registros, y comparar con la respuesta de propagación de ondas, se aprecia que la no-linealidad es solo uno de los efectos que modifican la respuesta, ya que, de todas formas, con un comportamiento lineal, la respuesta resulta ser diferente, lo cual puede significar que los demás factores resultan tener un peso importante en la predicción de la respuesta.

6.7 Análisis de resultados

De los análisis realizados se puede realizar algunas interpretaciones conceptuales que se exponen en esta sección.

6.7.1 Desplazamientos por propagación de ondas

De la comparación con un pulso sintético entre un análisis tradicional de respuesta en el tiempo versus un análisis de propagación de ondas (*WSFEM*), se apreciaron algunas diferencias principales, que, para simplificar se pueden dividir en tres secciones:

- a. Un tramo inicial (1) cuando se está aplicando el desplazamiento en la base de la estructura, como se aprecia en la Figura 6.30, al aplicar el desplazamiento en la base se produce un desplazamiento relativo en todos los niveles del edificio, que tiene una mayor amplitud en la respuesta de propagación de ondas (línea café), que en el análisis de respuesta en el tiempo tradicional (línea amarilla).

Si se dibuja el comportamiento de ambos métodos en ese instante, por ejemplo, para el nivel superior, tomando el primer tramo como muestra la Figura 6.31(a), para el análisis de respuesta en el tiempo tradicional (b), el desplazamiento total (X_t) se calcula, a partir del desplazamiento relativo calculado con el método *WSFEM* (X), luego, se le agrega el desplazamiento aplicado en el instante al edificio en la base, que se asume es aplicado de forma instantánea en toda la altura del edificio (X_g), por lo tanto, al obtener el desplazamiento total se adiciona un desplazamiento uniforme, que no modifica el desplazamiento relativo entre la base y el coronamiento de la estructura.

En cambio, el método de propagación de ondas (*WSFEM*) calcula directamente un desplazamiento total (X_t), el cual se puede entender como la suma del desplazamiento relativo entre la base y el coronamiento (X^*), más el desplazamiento del suelo (X_g), que se aplica en función de la velocidad de propagación de la onda de corte, por lo tanto, no es uniforme en toda la altura del edificio. Entonces, al sumar ambos desplazamientos se tiene un nuevo desplazamiento relativo (X) mayor al desplazamiento inicial ($X^* < X$).

Esto es una descripción conceptual para explicar la diferencia en términos equivalentes a la metodología tradicional, sin embargo, el método *WSFEM* no hace un cálculo por separado de desplazamiento relativo (X^*) y desplazamiento del suelo (X_g), solo se calcula el desplazamiento total (X_t).

Esta diferencia resulta clave en la comparación de las metodologías de análisis tradicionales, versus un método de análisis por propagación de ondas, ya que muestra que una metodología tradicional no tiene la capacidad de captar la componente de deformación generada durante el tiempo transitorio, en que la onda está subiéndose por el edificio. Lo cual se traduce en una subestimación de la demanda sísmica, sobre todo para sismos de fuente cercana, que generan ondas de tipo impulsivas.

- b. Un tramo intermedio (2) donde el nivel en que se observa el movimiento está libre del paso de la onda, se puede ver en la Figura 6.30, que ambos métodos entregan prácticamente la misma respuesta.
- c. Y un tramo (3) en que la onda va pasando por el nivel observado, que es cuando ocurren las mayores diferencias entre ambos métodos (Figura 6.30), ya que el análisis de respuesta en el tiempo tradicional, al asumir que la demanda se transmite instantáneamente en vertical, asume que la mayor demanda ya fue aplicada en el primer tramo (1), y en este tramo (3) prácticamente no muestra movimiento, más que el movimiento de cuerpo libre que pueda quedar en este instante.

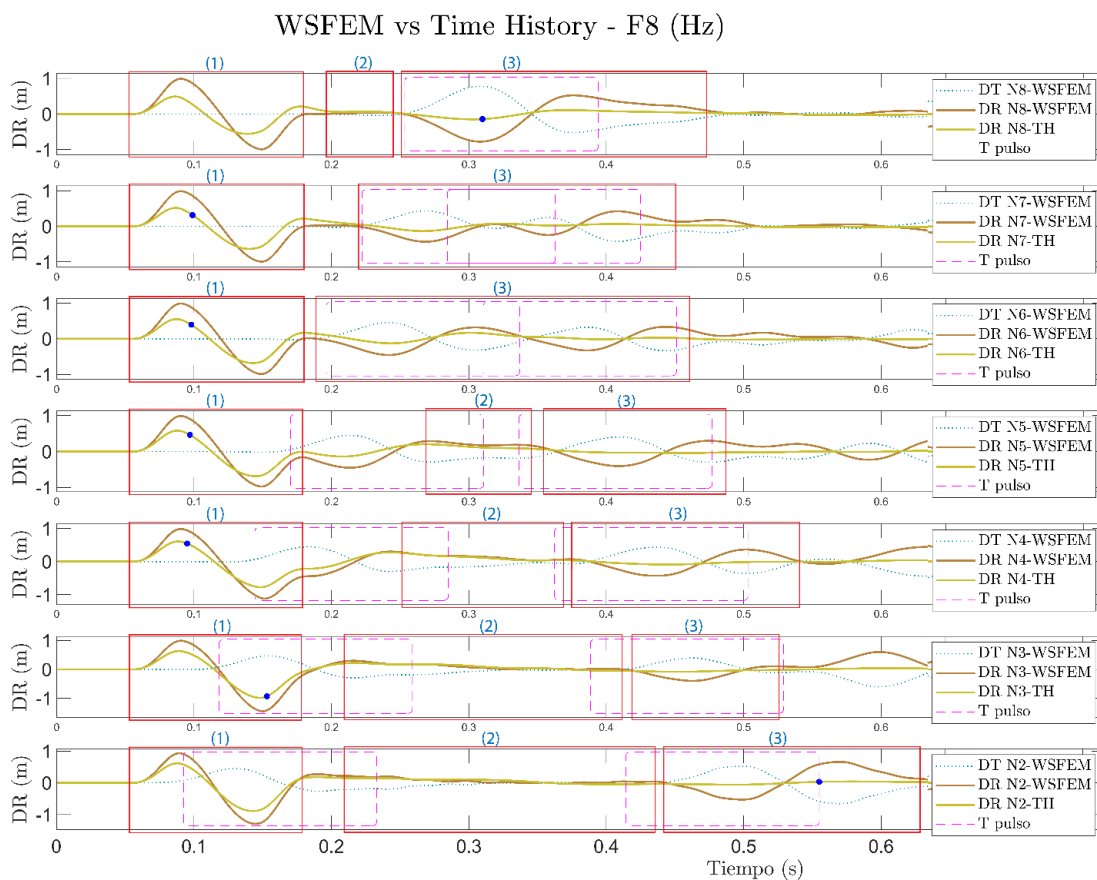


Figura 6.30 Identificación de los diferentes tramos en que se puede comparar las diferencias de respuesta calculadas mediante propagación de ondas (*WSFEM*) y Tiempo-Historia tradicional. Tramo (1) periodo en que se aplica el desplazamiento en la base, (2) periodo en que ambos métodos calculan desplazamientos equivalentes, y tramo (3) periodo en que la onda pasa por el nivel observado. Modelo M6.1 de marco longitudinal (*EW*) exterior, desplazamiento basal unitario tipo sinusoidal completo (8 Hz). Línea café: desplazamiento calculado por *WSFEM*, línea amarilla: desplazamiento calculado con TH.

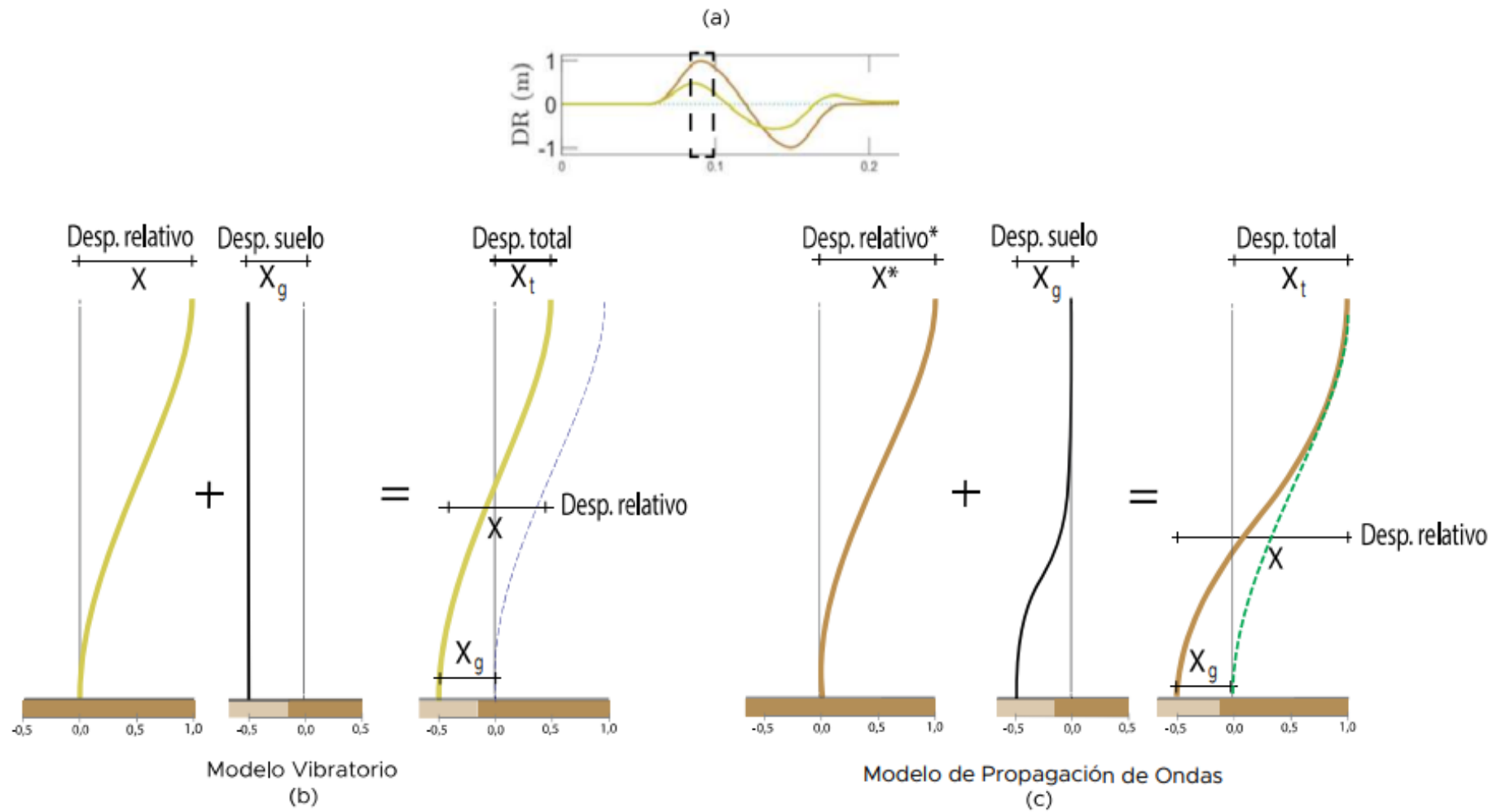


Figura 6.31 Comparación del desplazamiento relativo generado por una onda de desplazamiento aplicado en la base de un edificio, (b) calculado con tiempo-historia tradicional, y (c) con propagación de ondas.

6.7.2 Perfil Bio-Sísmico y velocidad de propagación de onda en edificios

La Norma NCh 433 de diseño sísmico de edificios, en la sección de análisis estático, recomienda su uso basado en el parámetro de altura dividido en el periodo de la forma modal con mayor masa traslacional del edificio. Este parámetro viene del perfil Bio-Sísmico, instrumento desarrollado por Tomas Guendelman, publicado el año 1997, que, mediante la medición de algunos indicadores permite evaluar la “salud” de un edificio (Henocho y otros 2010). Este consiste en trece indicadores, de los cuales cinco corresponden a mediciones de rigidez de la estructura, y el primero de ellos es la relación entre la altura del edificio y el periodo de su primer modo de vibración traslacional para secciones no agrietadas, H/T . Las unidades son m/s, que representan una velocidad, la Figura 6.32 muestra valores históricos provenientes de una base de datos de 2.622 edificios chilenos (Guendelman y Lindenberg 2010). Los valores están en el rango de 20 a 160 m/s, valores bajo 40 m/s aplica principalmente a edificios flexibles tipo marcos, valores entre 40 a 70 m/s corresponden a edificios de rigidez normal, y valores sobre 70 m/s pertenecen al grupo de edificios rígidos (Lagos y otros 2012).

Luego, el índice H/T es llamado “velocidad de respuesta estructural” (SRV), dando a entender un sentido más físico al parámetro (Lagos y otros 2012), el cual, como se ha visto en el presente trabajo, podemos asociar con la velocidad de propagación de ondas de corte en edificios (v_s), para demandas con una frecuencia cercana a la del primer modo de vibración. El índice H/T es la cuarta parte de la velocidad de la onda de corte (v_s), por lo tanto, el parámetro SRV propuesto (Guendelman y otros 1997), tiene un sentido físico, que es de gran utilidad para clasificar la respuesta sísmica de estructuras mediante propagación de ondas, sobre todo cuando se trata de respuestas impulsivas.

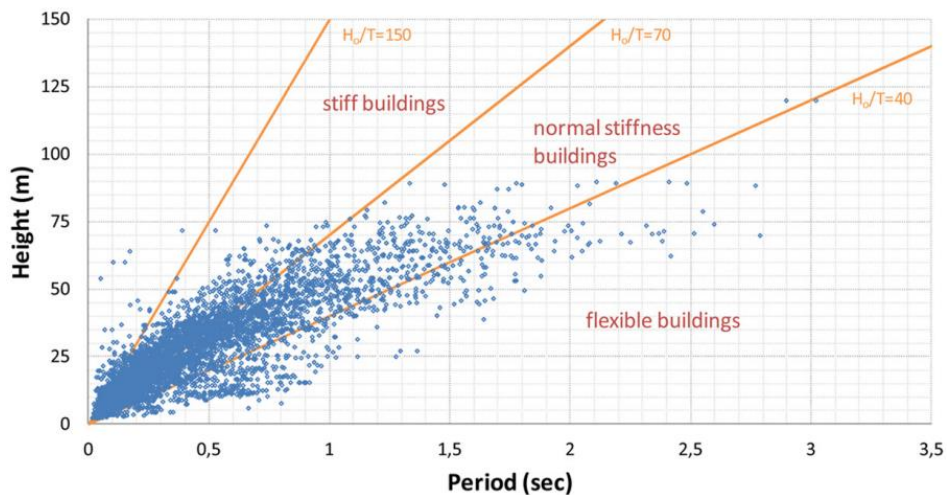


Figura 6.32 Índice de rigidez H/T para una base de datos de 2.622 edificios chilenos (Guendelman y Lindenberg 2010).

En la Figura 6.33, basados en el parámetro SRV , se clasifican los edificios de la base de datos antes mencionada, clasificados según el desempeño que tendrían al ser clasificados por un diseño basado en el desempeño, mostrando que alrededor del 88% de los edificios chilenos clasifican en un desempeño al menos operacional, lo cual se basa en parámetros como la relación entre el desplazamiento máximo de techo y la velocidad de respuesta estructural (directamente relacionada con la velocidad de propagación de ondas de corte).

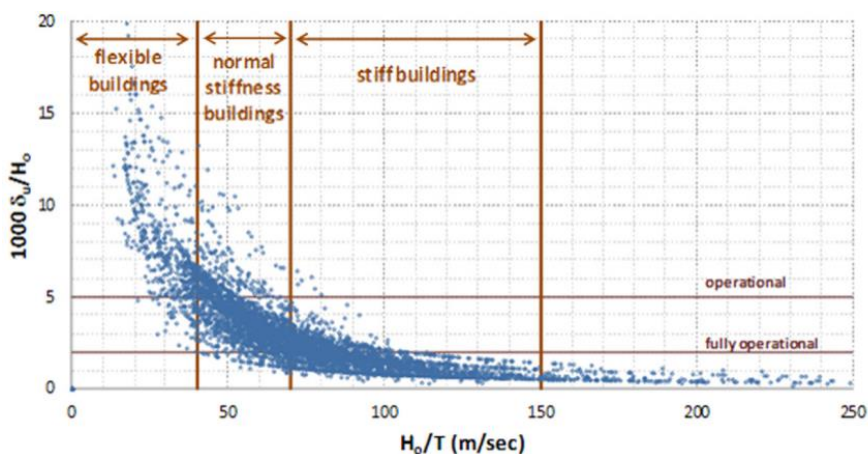


Figura 6.33 Índice de comportamiento δ_u/H vs H/T para una base de datos de 2.622 edificios chilenos.

Cabe señalar que según el gráfico de la Figura 6.33, el edificio Holiday Inn Orión #8244 clasifica como un edificio flexible, en Chile y otras zonas en que predomina la ocurrencia de sismos de campo lejano, se tiene el concepto de que la demanda sísmica es mayormente de carácter vibratorio (Seneviratna y Krawinkler 1997), y que en zonas con fallas de fuente cercana, predomina el movimiento impulsivo (Roberts y Lutes 2001), que se caracteriza por una alta frecuencia y alta velocidad de propagación, lo que se ha relacionado con el efecto de propagación de ondas. Sin embargo, en este trabajo y otros (Roberts y Lutes 2001, Todorovska y otros 2001, Astroza 2007), también se muestra que este tipo de estructuras flexibles y sometido a pulsos de baja frecuencia igual se ven afectadas por el efecto de propagación de ondas, algunas muestras de ello en este trabajo son:

- a. en la Figura A 10 a la Figura A 13, donde se observa que el desplazamiento relativo del nivel de techo determinado por propagación de ondas supera al calculado por la respuesta en el tiempo tradicional para el edificio Holiday Inn Orión #8244,
- b. en el ítem 6.4.2 donde se muestra que el edificio amplifica su deformación total para pulsos de baja frecuencia, como, por ejemplo, en la Figura 6.12, se observa que un edificio flexible como este puede sufrir efectos de propagación de onda incluso para demandas de pulsos de baja frecuencia, que no serían considerados impulsivos, y que

perfectamente se pueden producir por ejemplo en sismos de tipo subductivos, y/o en zonas que no son de fuente cercana.

Por lo tanto, el efecto de propagación de ondas parece ser un tema relevante para determinar la demanda en todo tipo de zonas sísmicas, dependiendo del tipo de edificación a diseñar, y se observa que según la base de datos usada en la Figura 6.33, en Chile hay una buena cantidad de este tipo de edificios, los cuales probablemente podrían requerir especial atención respecto al efecto de propagación de ondas.

6.8 Conclusiones y comentarios

En este capítulo se ha analizado el edificio del Hotel Holiday Inn Orión #8244 ubicado en Van Nuys, Los Ángeles, California, por el método *WSFEM*, ya que es uno de los pocos edificios instrumentados, que ha sufrido daños en una zona de campo cercano, y por la cantidad de estudios realizados por otros autores. A los modelos desarrollados se les aplica primero un desplazamiento de pulso sintético en la base para estudiar su deformada inicial, velocidad de propagación de ondas, y amplitud del desplazamiento respecto a la frecuencia del pulso impuesto en la base.

Se observa que durante la aplicación de la demanda la estructura no responde con sus formas modales, que además es el momento en que la demanda es más intensa. Por lo tanto, en este caso, el diseño debería estar gobernado por el tramo transitorio de la aplicación de la demanda, y no por el tramo vibratorio como se asume en la mayoría de los métodos de análisis utilizados actualmente.

Se estima la velocidad de propagación de ondas de corte para demandas de desplazamiento con frecuencias iguales a la frecuencia de la primera forma modal del edificio, y esta coincide con lo medido en el edificio por otros autores mediante instrumentación. Además, se logra reproducir la velocidad de propagación de ondas con la expresión $4H/T$ para un desplazamiento en la base con frecuencia equivalente a la frecuencia de la primera forma modal.

Se compara el método de propagación de ondas con un análisis de respuesta en el tiempo tradicional, aplicando un pulso sintético, y se aprecia que la metodología tradicional no logra captar el desfase de la onda en el momento en que esta se está aplicando en la base, mostrando una respuesta instantánea en todos los niveles, lo cual produce una subestimación de la amplitud en la respuesta. Y luego, cuando la onda pasa por el nivel observado, la metodología tradicional prácticamente no muestra movimiento, ya que asumió que la onda ya

la pasó en el instante inicial. Además, se observa que en tramos en que la onda no está pasando por un cierto nivel, la respuesta entre ambos métodos es casi idéntica.

Respecto al desplazamiento relativo del edificio, se observa un comportamiento equivalente a lo visto en el capítulo anterior, que, en este caso es más flexible, y se aprecia que para demandas de alta frecuencia incluso podría ocurrir que solo los primeros pisos del edificio experimenten grandes deformaciones, concentradas principalmente en el primer nivel.

Respecto al análisis comparativo mediante propagación de ondas y los registros de terremotos en el edificio, primero, se aprecia que los modelos de marcos en dos dimensiones (2D) no son suficientes para captar la respuesta real del edificio, hace falta desarrollar un modelo en tres dimensiones (3D), que incluya la interacción suelo-pilotes, y no-linealidad para conseguir una predicción más certera (De la Llera y otros 2001). Sin embargo, en general se logra una buena aproximación en los primeros instantes de cada análisis, y buenas aproximaciones del desplazamiento máximo.

La velocidad de propagación de ondas de corte en un edificio resulta de utilidad no solo para el análisis de propagación de ondas, sino también para la clasificación de edificaciones, por medio de un parámetro relacionado directamente, como es la velocidad de respuesta estructural (*SRV*), término proveniente del concepto de Perfil Bio Sísmico, el cual permite predecir la respuesta global de una edificación sometida a una demanda sísmica, como se muestra en el estudio realizado para una amplia base de datos de edificaciones Chilenas (Guendelman y Lindenberg 2010).

Sin embargo, como se menciona anteriormente, el modelo desarrollado no permite considerar la interacción suelo-estructura, tanto por que no permite disipar energía por radiación hacia el suelo, como por que no considera la interacción de los pilotes del edificio interactuando con el suelo. Respecto a la radiación de energía hacia el suelo, esta puede ser modelada con elementos uni-direccionales que trabajen solo a corte, para representar las capas de suelo, en un medio semi infinito. Sin embargo, los modelos unidireccionales no tienen un comportamiento dispersivo, por lo tanto, no se reflejaría la variación de la velocidad de propagación de la onda de corte con respecto a la frecuencia de la demanda. Para considerar ese efecto el modelo al menos debe considerar el esfuerzo de corte y axial.

CAPÍTULO: 7 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Los modelos vibratorios tradicionales usados para predecir la respuesta estructural, no consideran el tiempo que las ondas tardan en recorrer la estructura, por lo tanto, no logran replicar el efecto de propagación de ondas, para ello algunos autores han desarrollado modelos basados en estructuras continuas tipo vigas de corte, logrando reproducir de forma simplificada el efecto de propagación en altura por el edificio, pero no permiten realizar un análisis detallado, considerando cada elemento. En este trabajo se logra implementar el método de Elementos Finitos basados en Ondículas para ser usado por primera vez en edificios, el cual permite un análisis más detallado, considerando cada elemento, con el que es posible determinar la respuesta estructural de estructuras tipo marcos en 2D, tomando en cuenta el efecto de propagación de ondas sísmicas, con el cual se han observado las principales características y parámetros que influyen en el comportamiento dinámico producido por la propagación de onda. Además, se logra comparar con los resultados que se obtienen por metodologías tradicionales de respuesta en el tiempo.

En la práctica de la Ingeniería Estructural se tiene el concepto de que las estructuras responden con frecuencias asociadas a sus formas modales, y que esta filtra las frecuencias que ingresan como demanda desde el suelo, dominando el movimiento con sus formas modales propias, que están asociadas a las propiedades mecánicas de la estructura. Sin embargo, en este trabajo se muestra que, cuando se ingresa una demanda transitoria, no se observa una respuesta asociada a las formas modales, lo cual muestra que la estructura no logra filtrar las frecuencias provenientes del suelo, siendo dominada por el contenido de frecuencias de la demanda, que además es el momento en que, para sismos de fuente cercana, la demanda es más intensa. Por lo tanto, en este caso, el diseño debería estar gobernado por el tramo transitorio de aplicación de la demanda, y no por el tramo vibratorio como se asume en la mayoría de los métodos de análisis utilizados actualmente.

Se muestra que la velocidad de propagación de las ondas cambia con las propiedades del elemento, aumentando en la medida que el elemento tiene mayor rigidez, y disminuyendo en la medida que tiene mayor masa, lo que es equivalente al comportamiento de la velocidad de propagación de ondas en medios continuos. Además, se muestra que las ondas que se propagan por corte en el elemento son dispersivas, es decir, la velocidad de grupo depende de la frecuencia en que se transmite, la cual está dada por la frecuencia de la demanda. Por lo tanto, la velocidad de propagación de ondas de corte también depende de las propiedades de la demanda, lo cual explica cambios de comportamiento, de una estructura en régimen transitorio, respecto a un régimen vibratorio, al cual estamos acostumbrados.

La velocidad de propagación de ondas de corte juega un rol fundamental en la respuesta transitoria del edificio, ya que la demanda impuesta en la base tarda un tiempo en recorrer toda la altura del edificio. Esto causa que el desplazamiento aplicado en la base no se transmita simultáneamente en toda su altura, sino por el contrario, comienza concentrándose en la base, y se propaga en altura con una tasa equivalente a la velocidad de propagación de las ondas de corte. A diferencia de los métodos de respuesta en el tiempo tradicionales o *push-over*, que cargan la estructura instantáneamente en todos los niveles, perdiendo la componente de deformación asociada al tiempo en que la onda tarda en alcanzar el coronamiento.

Para el Hotel Holiday Inn Orión #8244, se estima la velocidad de propagación de ondas de corte para demandas de desplazamiento con frecuencias iguales a la frecuencia de la primera forma modal del edificio, y esta coincide con lo medido en el edificio por otros autores mediante instrumentación. Además, se logra reproducir la velocidad de propagación de ondas con la expresión $4H/T$ para un desplazamiento en la base con frecuencia equivalente a la frecuencia de la primera forma modal, otros autores (Roberts y Lutes 2001, Zhang y otros 2011), ya habían estimado la velocidad de propagación de la onda de corte de esta forma, sin embargo, habían usado este valor como un input en el modelo, en cambio en este trabajo, a partir del modelo se calcula la velocidad de propagación que resulta coincidir con el valor propuesto por ellos.

Se compara el método de propagación de ondas con un método tradicional de respuesta en el tiempo, aplicando un pulso sintético, y se aprecia que la metodología tradicional no logra captar el desfase de la onda en el momento en que esta se está aplicando en la base, mostrando una respuesta instantánea en todos los niveles, lo cual produce una subestimación de la amplitud en la respuesta. Y luego, cuando la onda pasa por un nivel observado, la metodología tradicional prácticamente no muestra movimiento, ya que asume que la onda ya pasó por el nivel en el instante inicial, a diferencia del método de propagación de ondas que muestra un desplazamiento significativo. Esto muestra que un método de análisis vibratorio tradicional no logra captar los efectos de propagación de ondas, obteniendo demandas de desplazamiento subestimadas, que podrían inducir a diseños con una ductilidad insuficiente.

Respecto al análisis comparativo mediante propagación de ondas y los registros de terremotos en el edificio Holiday Inn Orión #8244, si bien, en general se logra una buena aproximación en los primeros instantes de cada análisis, y también del desplazamiento máximo, se aprecia que los modelos de marcos en dos dimensiones (2D) no son suficientes para captar la respuesta real del edificio, hace falta desarrollar un modelo en tres dimensiones (3D), que incluya la interacción suelo-pilotes, tema que queda para futuros trabajos que puedan continuar en esta línea, ya que el método (*WSFEM*) tiene la capacidad de incluir todos estos requerimientos, solo se debe desarrollar el modelo para los elementos necesarios.

El modelo desarrollado no permite disipar las ondas hacia el suelo, haciendo que estas reboten en la base fija, y vuelva a subir por el edificio con toda su energía, la cual se logra disipar solo por el amortiguamiento propio de la estructura, produciendo amplificaciones ficticias en la respuesta fuera del régimen transitorio. Si bien la falla se produce generalmente en la primera subida de la onda, queda pendiente modelar un comportamiento más ajustado a la realidad para la totalidad del registro sísmico, ya que en algunos sismos de mayor duración el pulso de mayor intensidad podría no ocurrir al comienzo.

Por último, se recomienda seguir estudiando el efecto de propagación de onda con mayor intensidad en un futuro próximo, ya que los resultados muestran que; primero, este efecto además de ser relevante en sismos de fuente cercana, podría incluso observarse en zonas de sismos que no son de tipo impulsivos; segundo, el análisis por propagación de ondas muestra una mayor demanda de desplazamientos, que hoy en día no está cubierta por las metodologías de diseño por desempeño, o al menos no a plena conciencia de su existencia, y; tercero, pueden aparecer nuevas zonas en que se generen rótulas, o tener un comportamiento diferente al esperado, por ejemplo en el concepto de capacidad protegida, apareciendo primero una rótula en la columna antes que en la viga. Todos efectos que hoy en día se dan por hechos al momento de diseñar.

BIBLIOGRAFÍA

- Alavi, B., & Krawinkler, H. (2001). Effects of Near-fault Ground Motions on Frames Structures. *The Jhon Blume Earthquake Engineering Center*, Report No. 138. https://www.researchgate.net/publication/246025506_Effects_of_Near-Fault_Ground_Motions_on_Frame_Structures.
- Amaratunga, K., & Williams, J. (1995). Time Integration Using Wavelets. *Proceedings of SPIE*, 894-902. <https://doi.org/10.1117/12.205448>.
- Amaratunga, K., & Williams, J. (1997). Wavelet-Galerkin Solution of Boundary Values Problems. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 243-285. <https://doi.org/10.1007/BF02913819>.
- Anderson, J., & Bertero, V. (1987). Uncertainties in Establishing Design Earthquake. *Journal of Structural*, 1709-1724. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9445%281987%29113%3A8%281709%29>.
- Araya, R., & Saragoni, G. (1984). *Earthquake Acelerogram Destructiveness Potential Factor*. 8th World Conference of Earthquake Engineering. San Francisco, USA, 835-842.
- Astroza, R. (2007). *Estudio de la respuesta sísmica de edificios mediante la dinámica de propagación de ondas*. Tesis de Magister, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/102893>.
- Astroza, R., & Saragoni G. (2008). *Seismic Response of a Reinforced Concrete Frame Building - A Dynamic Wave Propagation Approach*. Seismic Engineering International Conference Commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake, Reggio Calabria, Italia. https://www.researchgate.net/publication/258407109_Seismic_Response_of_a_Reinforced_Concrete_Frame_Building_-_A_Dynamic_Wave_Propagation_Approach.
- Beylkin, G. (1992). On the Representation of Operators in Bases of Compactly Supported Wavelets. *Society for Industrial and Applied Mathematics*, 1716-1740. <https://doi.org/10.1137/0729097>.
- Blume, J. (1971). Holiday Inn, Chapter 29 in San Fernando, California Earthquake of February 9, 1971. Volumen I Part A. Washington, D.C.: U.S. Dept. of Commerce, National Oceanic and Atmospheric Administration.

- Browning, J., Li, R., Lynn, A., & Moehle, J. (2000). Performance Assessment for a Reinforced Concrete Frame Building. *Earthquake Spectra*, 1-17. <http://dx.doi.org/10.1193/1.1586126>.
- Crempien, J. (1977). Influencia de la duración de movimientos sísmicos en la respuesta de estructuras elásticas. *Publicación SES I 3/77*, Santiago: Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- Crempien, J., & Saragoni, G. (1978). *Influence of the Duration of Earthquake Ground Motion in the Average Response Spectra*. Proceedings, 6th European Conference on Earthquake Engineering. Vol. 2 pp. 143-145.
- Daubechies, I. (1988). Orthonormal Bases of Compactly Supported Wavelets. *John Wiley & Sons, Inc.* <https://doi.org/10.1002/cpa.3160410705>.
- De la Llera, J., Chopra, A., & Almazán, J. (2001). Three-dimensional Inelastic Response of an RC Building During the Northridge Earthquake. *Journal of Structural Engineering, ASCE*. 482-489. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:5\(482\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:5(482)).
- Doyle, J. (1989). *Wave Propagation in Structures*. New York: Springer. <https://doi.org/10.1007/978-1-4684-0344-2>.
- Doyle, J. (1997). *Wave Propagation in Structures. Spectral Analysis Using Fast Discrete Fourier Transform*. Austin, Texas: Springer. <https://doi.org/10.1007/978-1-4612-1832-6>.
- Elsheikh, A., & Ghobarah A. (2004). Response of RC Structures to Near-fault Records. *Emirates Journal for Engineering Research*, 45-51.
- Erdik, M., Celebi, M., Mihailov, V., & Apaydin N. (2001). Strong Motion Instrumentation for Civil Engineering Structures. *Istanbul: Springer Science+Business Media, B.V.* <https://doi.org/10.1007/978-94-010-0696-5>.
- Foutch, D., Housner, G., & Jennings, P. (1975). Dynamic Response of Six Buildings During the San Fernando Earthquake. *Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology*.
- Frau, C., y Saragoni, G. (2012). *Terremotos tipo pulso y efectos de directividad de la ruptura*. Tesis Doctorado, Mendoza: CeReDeTeC - Centro Regional de Desarrollos Tecnológicos para la Construcción (ResearchGate). https://www.researchgate.net/publication/280238380_TERREMOTOS_TIPO_PULSO_Y_EFECTOS_DE_DIRECTIVIDAD_DE_LA_RUPTURA.

- Gao, R., & Yan, R. (2011). *Wavelets. Theory and Applications for Manufacturing*. New York Dordrecht Heidelberg London: Springer. <https://doi.org/10.1007/978-1-4419-1545-0>.
- Gicev, V., & Trifunac, M. (2006). Non-linear Earthquake Waves in Seven-storey Reinforced Concrete Hotel. *Report CE 06-03, Los Angeles: University of Southern California, Department of Civil Engineering*. https://www.researchgate.net/publication/242429421_NON-LINEAR_EARTHQUAKE_WAVES_IN_SEVEN-STOREY_REINFORCED_CONCRETE_HOTEL.
- Gicev, V., & Trifunac, M. (2007). Permanent Deformations and Strains in a Shear Building Excited by a Strong Motion Pulse. *Elsevier, Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 774-792. <https://eprints.ugd.edu.mk/394/>.
- Gioncu, V., & Mazzolani, F. (2002). *Ductility of Seismic Resistant Steel Structures*. Spon Press. <https://doi.org/10.1201/9781482271904>.
- Gincou, V., & Mazzolani F. (2011). *Earthquake Engineering for Structural Design*. Spon Press. <https://doi.org/10.1201/9781482266283>.
- Gopalakrishnan, S., Martin M., & Doyle, J. (1992). A Matrix Methodology for Spectral Analysis of Wave Propagation in Multiple Connected Timoshenko Beams. *Journal of Sound and Vibration*. Vol. 158, 11–24. [https://doi.org/10.1016/0022-460X\(92\)90660-P](https://doi.org/10.1016/0022-460X(92)90660-P).
- Gopalakrishnan, S., & Mitra, M. (2010). *Wavelet Methods for Dynamical Problems: With Application to Metallic, Composite, and Nano-Composite Structures*. Taylor and Francis Group. LLC. <https://doi.org/10.1201/9781439804629>.
- Grossmann, A., & Morlet, J. (1984). Decomposition of Hardy Functions Into Square Integrable Wavelets. *SIAM J Math Anal* 15(4), 723-734. <https://doi.org/10.1137/0515056>.
- Guendelman, T., Guendelman, M., y Lindenberg, J. (1997). *Perfil bio-sísmico de edificios*. VII Jornadas de sismología e ingeniería antisísmica y primer congreso iberoamericano de ingeniería sísmica. La Serena, Chile. <https://extension.cchc.cl/datafiles/22358.pdf>.
- Guendelman, T., y Lindenberg, J. (2010). *Cambio en solicitaciones sísmicas en edificios*. Seminario efectos del terremoto en el nuevo diseño sísmico y estructural en Chile, ICH. <https://pdfcoffee.com/cambio-en-solicitaciones-sismicas-en-edificios-11-de-noviembre-del-2010-pdf-free.html>.

- Haar, A. (1910). Zur theorie der orthogonalen funktionen systeme. *Math Ann* 69 (Math Ann 69), 331-371. <https://link.springer.com/article/10.1007/BF01456326>.
- Hall, J., Heaton, T., Halling, M., & Wald, D. (1995). Near-Source Ground Motion and its Effects on Flexible Buildings. *Earthquake Spectra* 569-605. <https://doi.org/10.1193/1.1585828>.
- Henoch, R., Lindenberg, J., Guendelman, T., y Guendelman, M. (2010). *Perfil bio-sismico de rascacielos*. Congreso chileno de sismología e ingeniería antisísmica. Santiago, Chile. <https://dokumen.site/download/perfil-bio-sismico-de-rascacielos-a5b39ef999a2fc>.
- Hernandez, J. (2000). *Estudio de la respuesta no lineal en condiciones de colapso sísmico*. Tesis, Santiago: Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. https://bibliotecadigital.uchile.cl/permalink/56UDC_INST/25canv/alma991001281139703936.
- Holzer, T. (1995). *The 1995 Hanshin-Awaji (Kobe), Japan, Earthquake*. GSA Today. <https://www.geosociety.org/gsatoday/archive/5/8/pdf/i1052-5173-5-8-sci.pdf>.
- Housner, G., & Hudson, D. (1958). The Port Hueneme Earthquake of March 18, 1957. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 163-168. <https://doi.org/10.1785/BSSA0480020163>.
- Ibaceta, G. (2001). *Criterio de diseño basado en la potencia sísmica aplicado a terremotos impulsivos*. Tesis, Santiago: Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. https://bibliotecadigital.uchile.cl/permalink/56UDC_INST/25canv/alma991002147629703936.
- Igawa, H., Komatsu, K., & Sano, M. (2004). Wave Propagation Analysis of Frame Structures Using the Spectral Element Method. *Structural Dynamics Laboratory, Structures Division National Aerospace Laboratory*, 1846-1851. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2003.11.026>.
- International Conference of Buildings Officials. (1997). *Uniform Building Code (UBC)*. Código de Diseño, Whittier, CA.
- Islam, M. (1996). Analysis of the Response of an Instrumented 7-story Nonductile Concrete Frame Building Damaged During the Northridge Earthquake. *Professional Paper, 95-9, Los Angeles Tall Building Structural Design Council*.

- Ivanović, S., Trifunac, M., Novikova, E., Gladkov, A., & Todorovska, M. (1999). Instrumented 7-storey Reinforced Concrete Building in Van Nuys, California: Ambient Vibrations Surveys Following the Damage from the 1994 Northridge Earthquake. *Report CE 99-03, Los Angeles: University of Southern California, Department of Civil Engineering*. https://www.researchgate.net/publication/308698636_Instrumented_7-Storey_Reinforced_Concrete_Building_in_Van_Nuys_California_Ambient_Vibration_Surveys_Following_the_Damage_from_the_1994_Northridge_Earthquake.
- Iwan, W., & Chen, X. (1994). Important Near-field Ground Motion Data from the Landers Earthquake. *10th European Conf. Earthquake Engineering*. Vienna.
- Iwan, W. (1997). Drift Spectrum: Measurement of Demand for Earthquake Ground Motions. *Journal of Structural Engineerig*, 397-404. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:4\(397\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:4(397)).
- Kohler, M., Heaton T., & Brandford S. (2007). Propagating Waves in the Steel, Moment-frame Factor Building Recorded During Earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1334–1345. <https://doi.org/10.1785/0120060148>.
- Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., Massone, L., Boroschek, R., & Yañez, F. (2012). *Seismic Performance of High-rise Concrete Buildings in Chile*. Santiago, Chile: Council on Tall Buildings and Urban Habitat. <https://global.ctbuh.org/resources/papers/download/1991-seismic-performance-of-high-rise-concrete-buildings-in-chile.pdf>.
- Lagos, R., Lafontaine, M., Bonelli, P., Boroschek, R., Guendelman, T., Massone, L., Saragoni, R., Rojas, F., & Yañez, F. (2020). The Quest for Resilience: The Chilean Practice of Seismic Design for Reinforced Concrete Buildings. *Earthquake Spectra*, 1-20. <https://doi.org/10.1177/8755293020970978>.
- Lee, U. (2009). *Spectral Element Method in Structural Dynamics*. Singapur: John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd. doi:<https://doi.org/10.1002/9780470823767>.
- Li, Y., & Jirsa, J. (1998). Nonlinear Analysis of an Instrumented Structure Damaged in the 1994 Northridge Earthquake. *Earthquake Spectra*, 265-283. doi:<https://doi.org/10.1193/1.1585999>.
- Liao, W., Loh, C., & Wan, S. (2001). Earthquake Responses of RC Moment Frames Subjected to Near-fault Ground Motions. *The Structural Design of Tall Buildings*, 219-229. doi:<https://doi.org/10.1002/tal.178>.

- Magliulo, G., Ramasco, R., & Realfonzo, R. (2012). *Seismic Behaviour of Irregular in Elevation Plane Frames. 12th European Conference on Earthquake Engineering*. Elsevier Science Ltd.
- Malhotra, P. (1999). Response of Buildings to Near-Field Pulse-like Ground Motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1309-1326. doi:[https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199911\)28:11<1309::AID-EQE868>3.0.CO;2-U](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199911)28:11<1309::AID-EQE868>3.0.CO;2-U).
- Mallikarjun, B. (2012). *Response of Extended Euler-Bernoulli Beam Under Impulse Load Using Wavelet Spectral Finite Element Method*. Tesis, Rourkela: National Institute of Technology, Department of Civil Engineering. http://ethesis.nitrkl.ac.in/3909/1/RESPONSE_OF_EXTENDED_EULER-BERNOULLI_BEAM_UNDER_IMPULSE_LOAD_USING_WAVELET_SPECTRAL_FINITE_ELEMENT_METHOD.pdf.
- McGuire, W., Gallagher, R., & Ziemian, R. (2014). *Matrix Structural Analysis. R. Ziemian*. <https://doi.org/10.1002/nme.1620141117>.
- Mezzi, M., & Parducci, A. (2005). *Preservation of Existing Soft-first-story Configurations by Improving the Seismic Performance*. 3rd International Conference on the Conceptual Approach to Structural Design. Singapore: CI-PremierPte Ltd. https://www.researchgate.net/publication/238115635_PRESERVATION_OF_EXISTING_SOFT-FIRST-STORY_CONFIGURATIONS_BY_IMPROVING_THE_SEISMIC_PERFORMANCE.
- Mitra, M., & Gopalakrishnan, S. (2005). Spectrally Formulated Wavelet Finite Element for Wave Propagation and Impact Force Identification in Connected 1-D Waveguides. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 42, 4695–4721. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2005.02.007>.
- Mollaioli, F., Bruno, S., Decanini, L., & Panza, G. (2006). Characterization of the Dynamic Response of Structures to Damaging Pulse-type Near-fault Ground Motions. *Springer Meccanica* 41 23-46. <https://doi.org/10.1007/s11012-005-7965-y>.
- Mustain, A. (2012). *LiveScience*. Mayo 9. Accessed 11 15, 2020. <https://www.livescience.com/31412-earthquake-warnings-explained.html>.
- Musuva, M. (2015). *The Multiscale Wavelet Finite Element Method for Structural Dynamics*. PhD Tesis, London: Brunel University London, Department of Mechanical, Aerospace and Civil Engineering. <https://doi.org/10.5772/intechopen.71882>.

- Newland, D. (2007). *Wavelet Analysis of Vibration Signals*. In Handbook of Noise and Vibration Control, by Malcolm Crocker, 585-597. John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/10.1002/9780470209707>.
- Quian, S., & Weiss, J. (1993a). Wavelets and Numerical Solution of Partial Differential Equations. *Journal of Computation Physics*, 155-175. <https://doi.org/10.1006/jcph.1993.1100>.
- Quian, S., & Weiss, J. (1993b). Wavelets and the Numerical Solution of Boundary Values Problems. *Applied Mathematics Letter*, 47-52. [https://doi.org/10.1016/0893-9659\(93\)90147-F](https://doi.org/10.1016/0893-9659(93)90147-F).
- Ramos, R., y Saragoni, G. (2019). Análisis del colapso olvidado de la estructura de hormigón armado del casino del Colegio Inmaculada Concepción para el terremoto de El Maule 2010. *XII Congreso chileno de sismología en ingeniería sísmica*. Valdivia.
- Ramos, R. (2020). *Efecto de la directividad del terremoto de el Maule 2010 en el daño de la ciudad de Concepción*. Tesis de Magister, Santiago: Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/179810>.
- Roberts, M., & Lutes, L. (2001). *Seismic Structural Analysis with a Wave Propagation Model*. 8th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICCOSSAR). Newport Beach, CA: 1-8. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000023](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000023).
- Rojas, F. (2004). *Estudio de colapso de estructuras para terremotos impulsivos*. Tesis de Magíster, Santiago: Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- Rojas, K. (2001). *Fundamentos empíricos para las bases de un diseño sísmico basado en la potencia de los acelerogramas*. Tesis, Santiago: Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- Ruiz, S., & Saragoni G. (2009). Free Vibration of Soils During Large Earthquakes. *Elseiver. Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1-16. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2008.01.005>.
- Şafak, E. (1999). Wave-Propagation Formulation of Seismic Response of Multistory Buildings. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, 426–437. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:4\(426\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:4(426)).
- Sandoval, M., y Saragoni, G. (2015). *Análisis de la demanda sísmica en el colapso del edificio Alto Rio considerando la propagación de ondas durante el terremoto del 27 de febrero*

del 2010. XI Congreso chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica. Santiago.
<https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/145309>.

Sasani, M., & Bertero, V. (2000). *Importance of Severe Pulse-Type Ground Motions in Performance-Based Engineering: Historical and Critical Review*. 12WCEE.
https://www.researchgate.net/publication/265984479_Importance_of_severe_pulse-type_ground_motions_in_performance-based_engineering_historical_and_critical_view.

Seneviratna, G., & Krawinkler, H. (1997). Evaluation of Inelastic MDOF Effects for Seismic Design. *Report No. 120, Stanford: The Jhon Blume Earthquake Engineering Center*.
https://stacks.stanford.edu/file/druid:qt131wv6180/TR120_Seneviratna.pdf.

Sneddon, I. (1951). *Fourier Transforms*. New York: McGraw-Hill.
<https://doi.org/10.1107/S0365110X52002604>.

Todorovska, M., & Trifunac, M. (2006). Impulsive Response Analysis of the Van Nuys 7-story Hotel During 11 Earthquakes (1971-1994); One-dimensional Wave Propagation and Inferences on Global and Local Reduction of Stiffness due to Earthquake Damage. *Los Angeles: University of Southern California, Department of Civil Engineering*.
doi:<https://doi.org/10.1002/stc.208>.

Todorovska, M., Ivanović, S., & Trifunac, M. (2001). Wave Propagation in a Seven-story Reinforced Concrete Building I. Theoretical Models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 21* 225–236. doi:[https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(01\)00003-3](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(01)00003-3).

Trifunac, M., Ivanović, M., & Todorovska, M. (2001). Apparent Periods of a Building. II: Time-Frequency Analysis. *Journal of Structural Engineering*, 527-537.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:5\(527\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:5(527)).

Trifunac, M., Ivanović, S., & Todorovska, M. (1999). Instrumented 7-storey Reinforced Concrete Building in Van Nuys, California: Description of the Damage from the 1994 Northridge Earthquake and Strong Motion. *Report CE 99-02, Los Angeles, California: University of Southern California, Department of Civil Engineering*.
https://www.researchgate.net/publication/308698307_Instrumented_7-Storey_Reinforced_Concrete_Building_in_Van_Nuys_California_Description_of_Damage_from_the_1994_Northridge_Earthquake_and_Strong_Motion_Data.

Trifunac, M., Ivanović, S., & Todorovska, M. (2001). Apparent Periods of a Building. I: Fourier Analysis. *Journal of Structural Engineering*, 517-526.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:5\(517\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:5(517)).

- Trifunac, M., Ivanović, S., & Todorovska, M. (2003). Wave Propagation in a Seven-story Reinforced Concrete Building: III. Damage Detection Via Changes in Wavenumbers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 23, 65–75. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(02\)00093-3](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00093-3).
- Valmundsson, E., & Nau, J. (1997). Seismic Response of Buildings Frames with Vertical Structural Irregularities. *Journal of Structural Engineering*, 31-41. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:1\(30\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:1(30)).
- Veletsos, A., Newmark, N., & Chelapati, C. (1965). *Deformation Spectra for Elastic and Elastoplastic Systems Subjected to Ground Shock and Earthquake Motions*. 3th World Congress on Earthquake Engineering. New Zealand: American Society of Civil Engineers. Vol. 2, 11-663 a 11-682. <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockey=0282554>.
- Ventura, C., Rahmatian, P., Li, K., & Tubo, T. (2002). *Reliability of 3-D Nonlinear Dynamic Analysis of a Seven Storey Reinforced Concrete Building*. 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, UK. <https://doi.org/10.7712/120117.5522.18445>.
- Williams, J., & Amaratunga, K. (1997). A Discrete Wavelet Transform Without Edge Effects Using Wavelet Extrapolation. *Journal of Fourier Analysis and Applications*, 435-449. <https://doi.org/10.1007/BF02649105>.
- Zhang, J., Zhu, H., & Wang, D. (2009). *The Dynamic Analysis of Beams Under Distributed Loads Using Laplace-based Spectral Element Method*. 2009 International Conference on Information Engineering and Computer Science. Wuhan: IEEE. 1-4. <https://doi.org/10.1109/ICIECS.2009.5366445>.
- Zhang, R., Snieder, R., Gargab, L., & Seibi, A. (2011). Modeling of Seismic Wave Motion in High-rise Buildings. *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 26, 520–527. <https://doi.org/10.1016/j.probengmech.2011.05.011>.

ANEXO

Figuras Capítulo 6

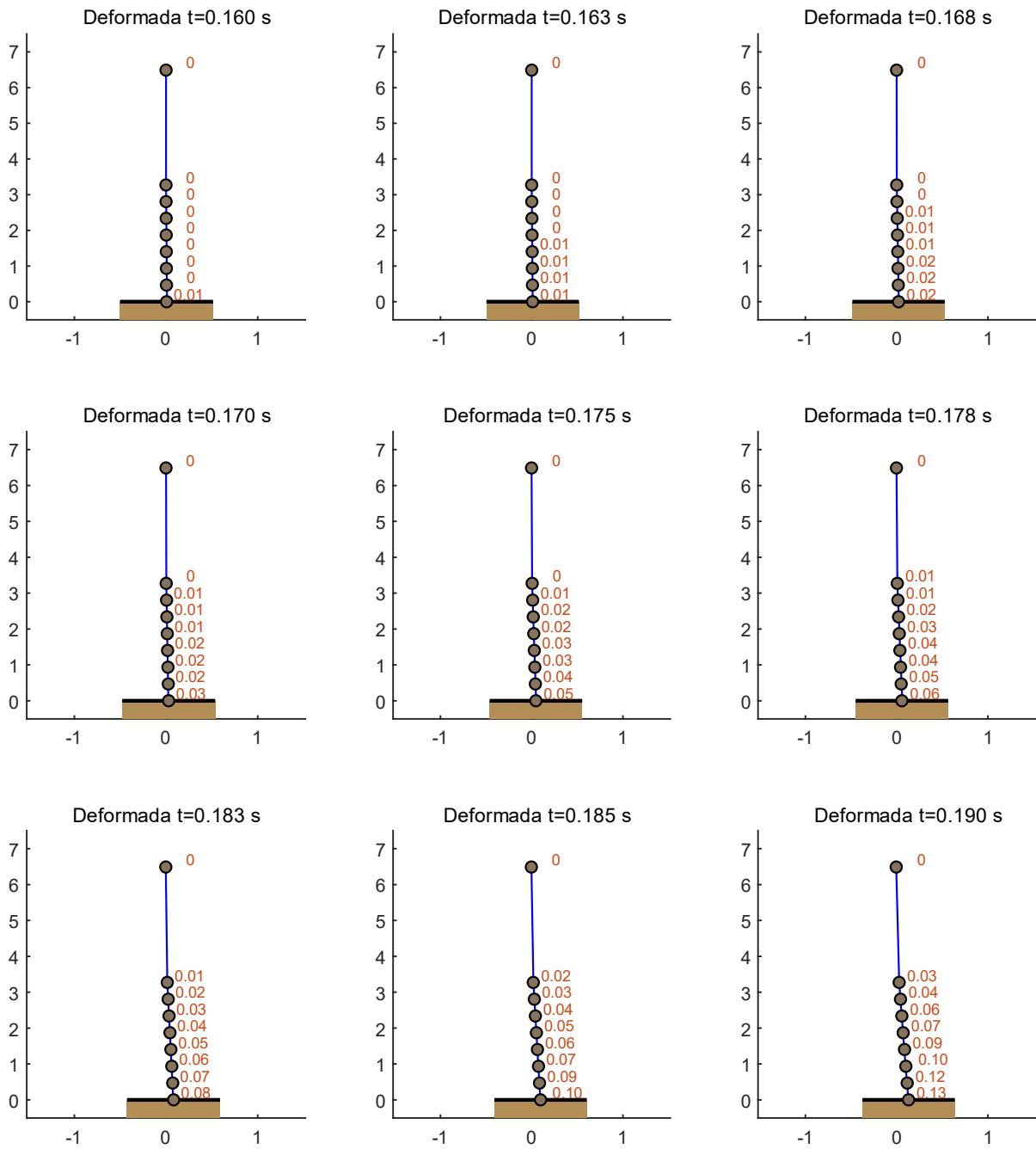


Figura A 1 Deformada inicial del primer nivel del edificio Holiday Inn Orión #8244, producto de un pulso basal en el modelo M6.2 de marco transversal exterior. Análisis para un pulso de tipo Gaussiano, con $\Delta t=0,0025$ s, periodo de 0,5 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$. Unidades en metros.

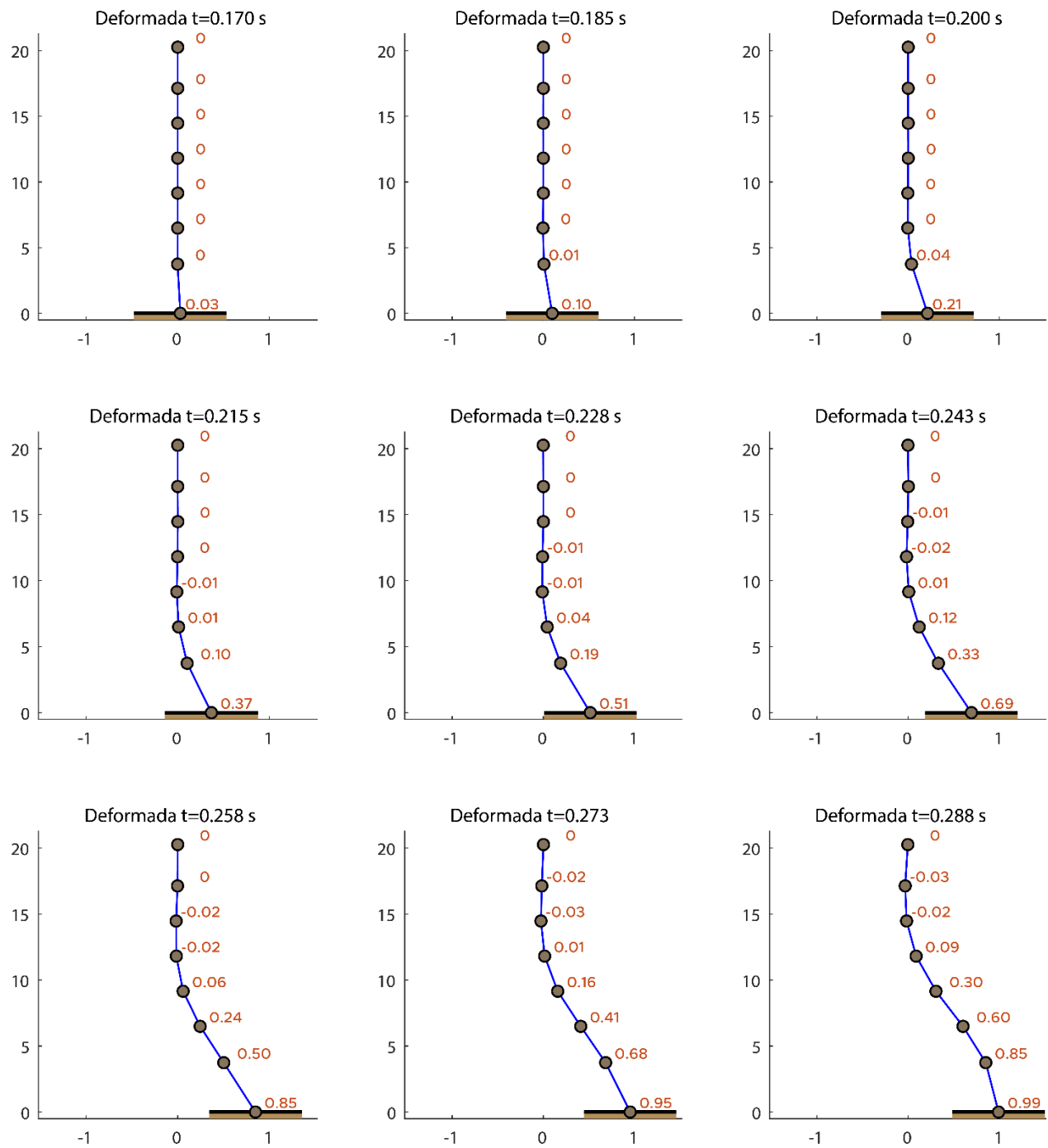


Figura A 2 Deformada inicial de cada nivel del edificio Holiday Inn Orión #8244, producto de un pulso basal en el modelo M6.2 de marco transversal exterior. Análisis para un pulso de tipo Gaussiano, con $\Delta t=0,0025$ s, periodo de 0,5 s, orden de Daubechies $L=20$ y resolución $m=8$. Unidades en metros.

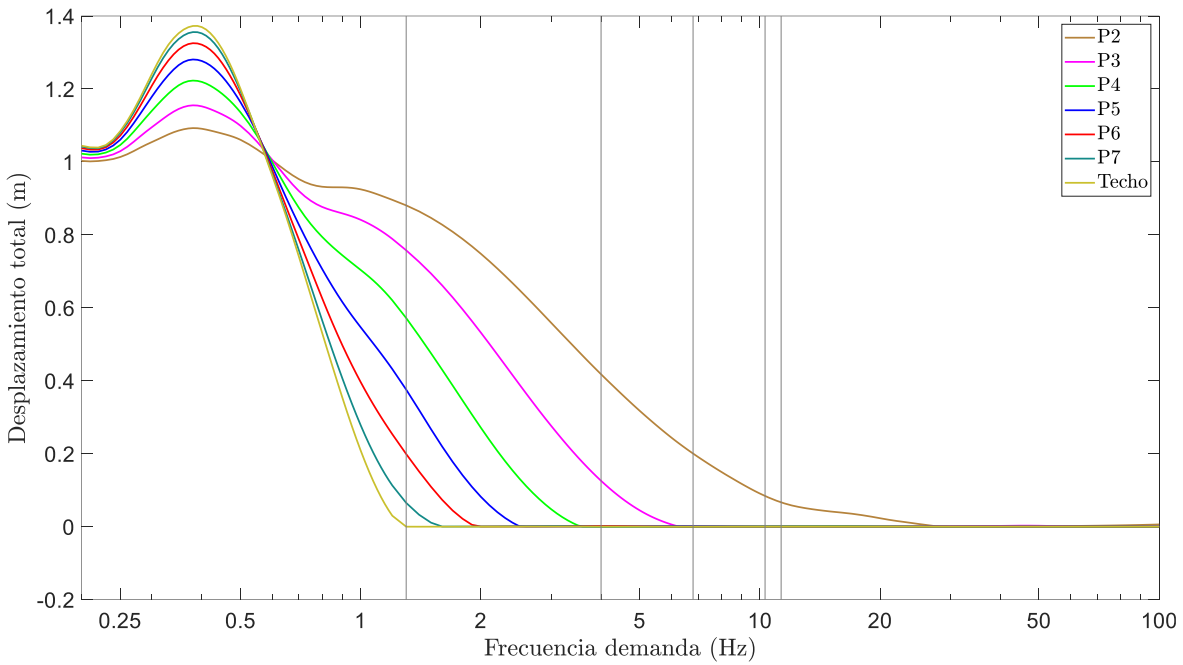


Figura A 3 Gráfico de desplazamiento total versus frecuencia de la demanda, para el marco transversal (*NS*) exterior del edificio (Modelo M6.2), con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

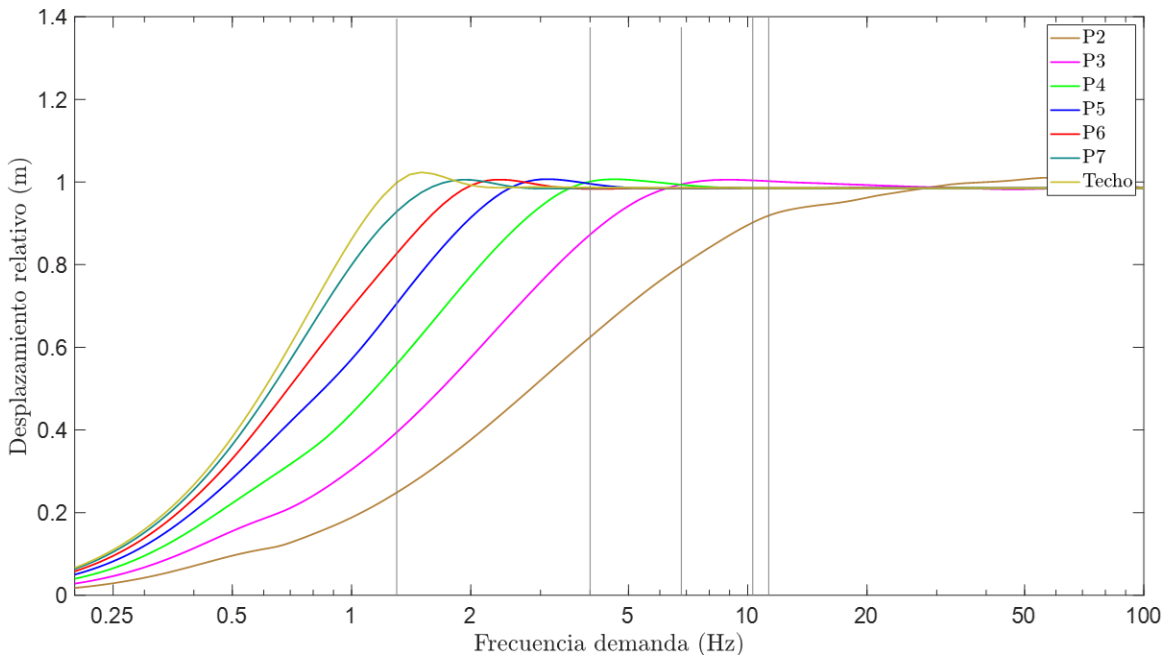


Figura A 4 Gráfico de desplazamiento relativo versus frecuencia de la demanda, para el marco transversal (*NS*) exterior del edificio (Modelo M6.2), con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

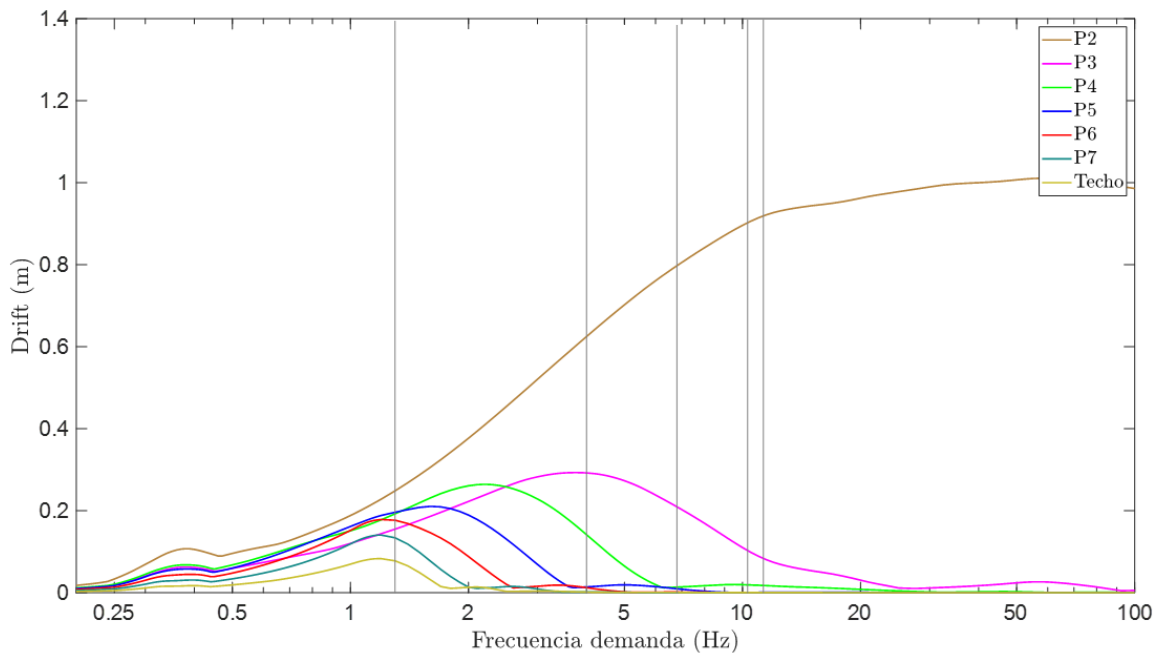


Figura A 5 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, para el marco transversal (*NS*) exterior del edificio (Modelo M6.2), con una demanda sinusoidal unitaria creciente. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

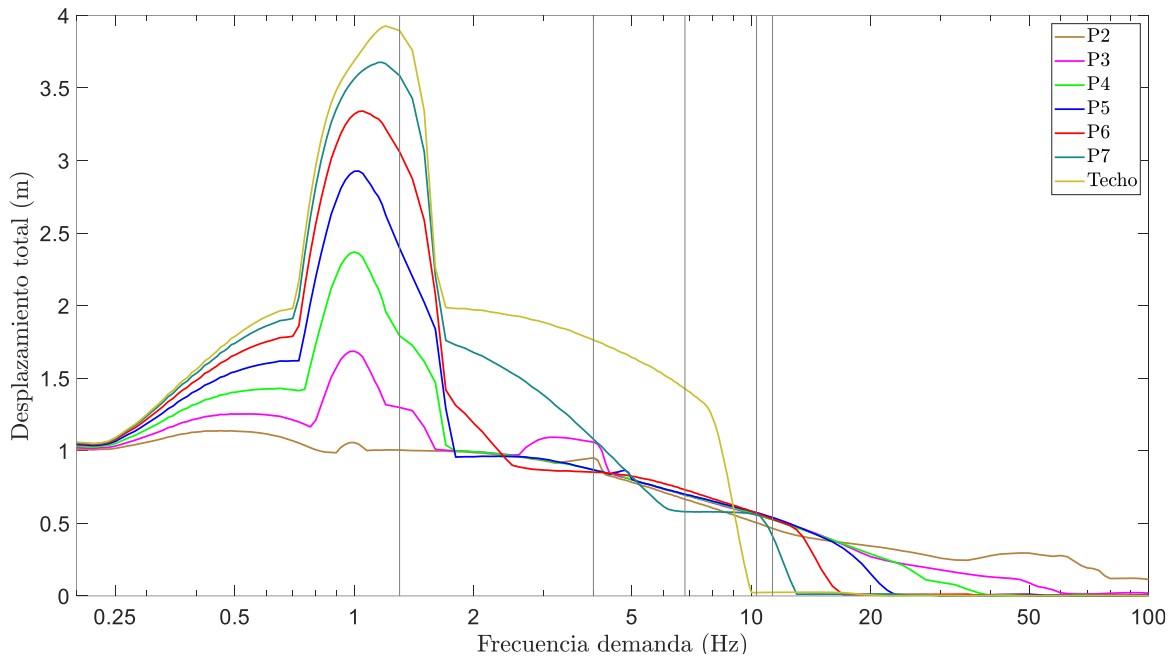


Figura A 6 Gráfico de desplazamiento total versus frecuencia de la demanda, para el marco transversal (*NS*) exterior del edificio (Modelo M6.2), con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

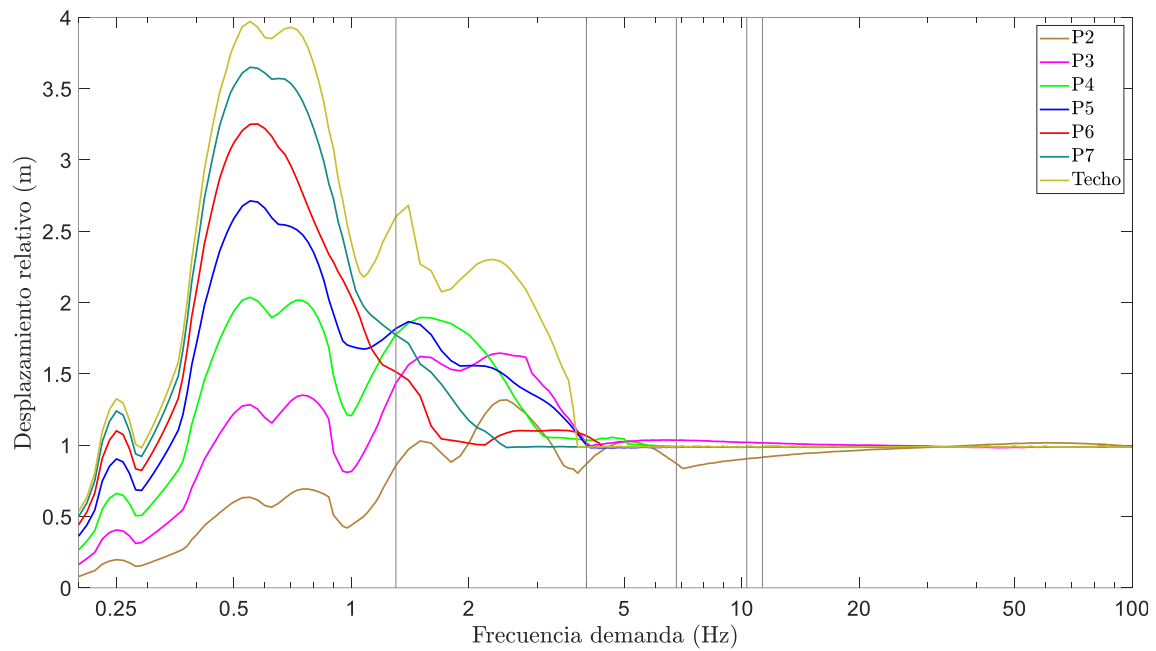


Figura A 7 Gráfico de desplazamiento relativo versus frecuencia de la demanda, para el marco transversal (*NS*) exterior del edificio (Modelo M6.2), con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

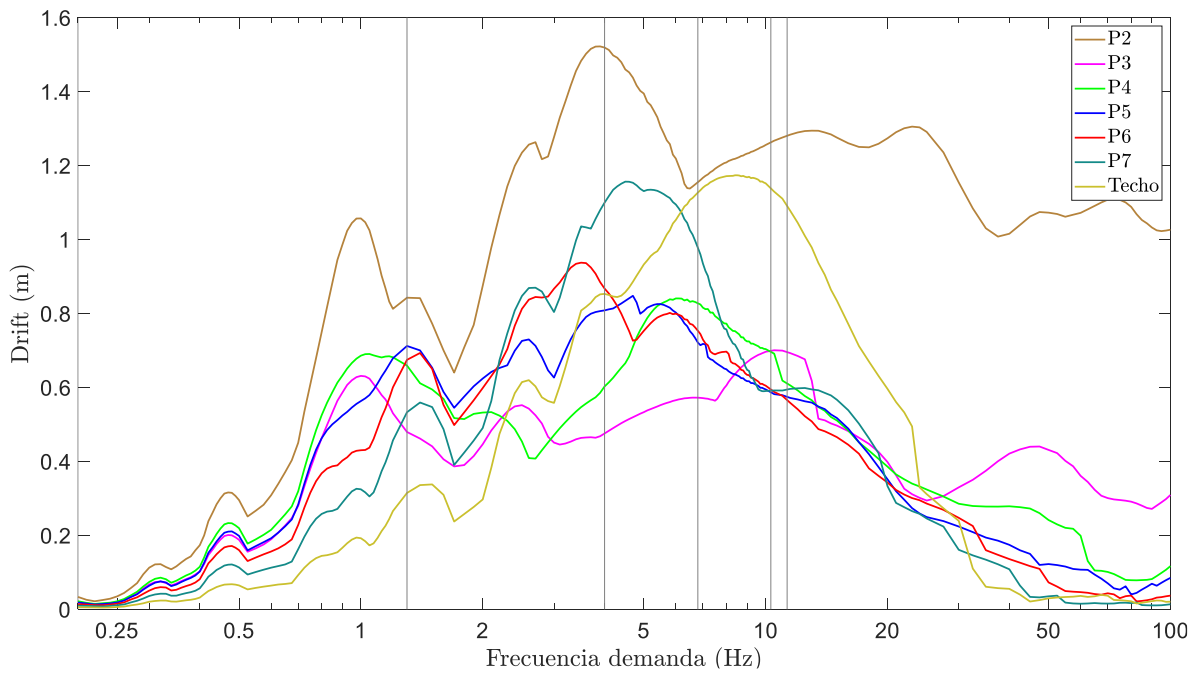


Figura A 8 Gráfico de derivas de entrepiso versus frecuencia de la demanda, para el marco transversal (*NS*) exterior del edificio (Modelo M6.2), con una demanda sinusoidal unitaria completa. Las frecuencias modales se marcan en línea vertical gris, desde izquierda el primer modo hacia la derecha los modos mayores.

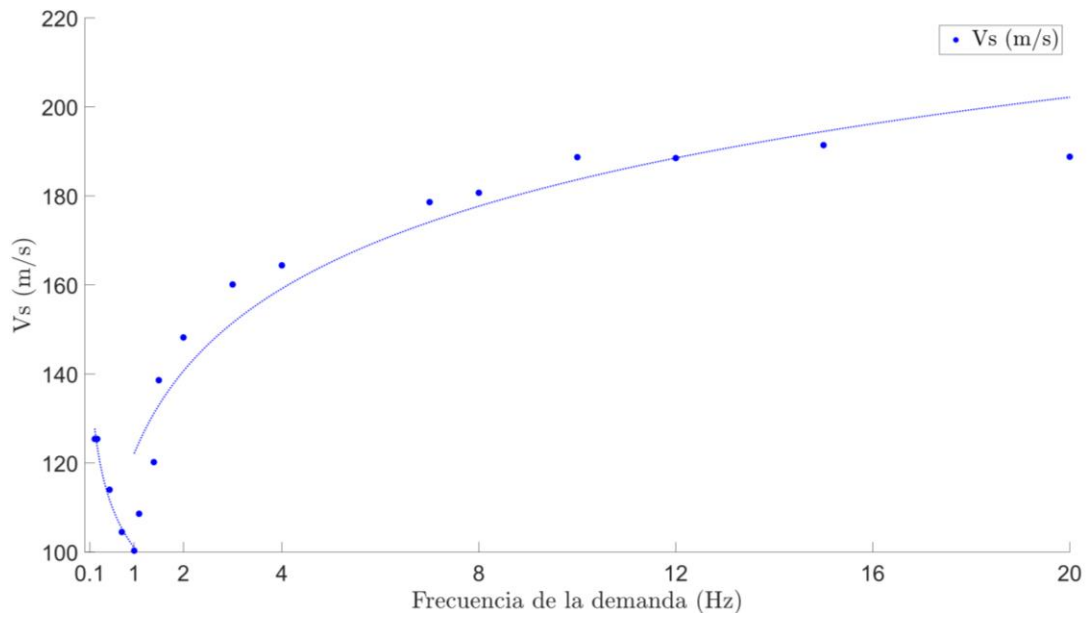


Figura A 9 Gráfico de velocidad de propagación vertical de la onda de corte en función de la frecuencia de la demanda de desplazamiento impuesta en la base, para el modelo M6.2, con una demanda de desplazamiento unitario de tipo Gaussiano.

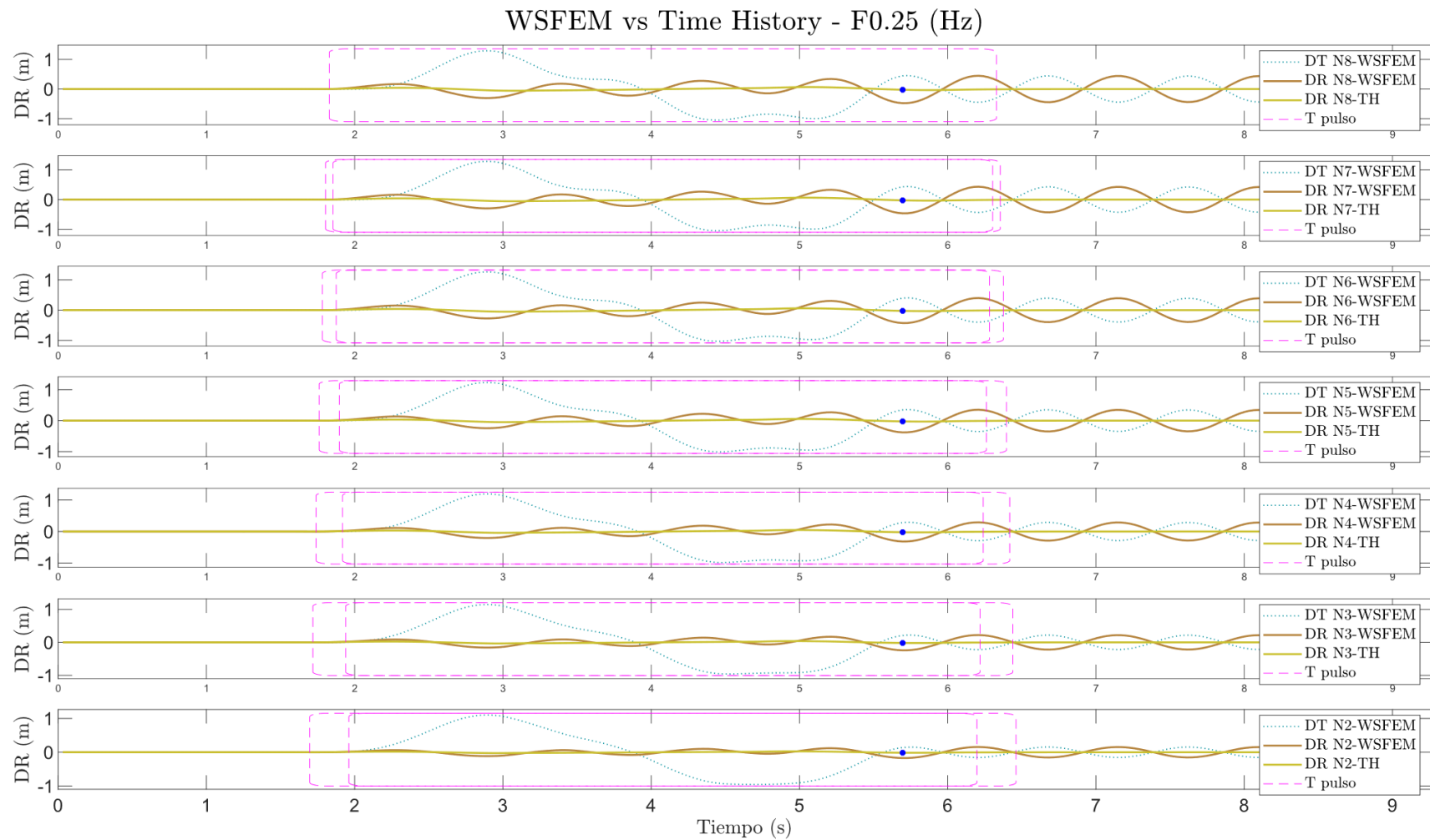


Figura A 10 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244) de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 0,25 Hz.

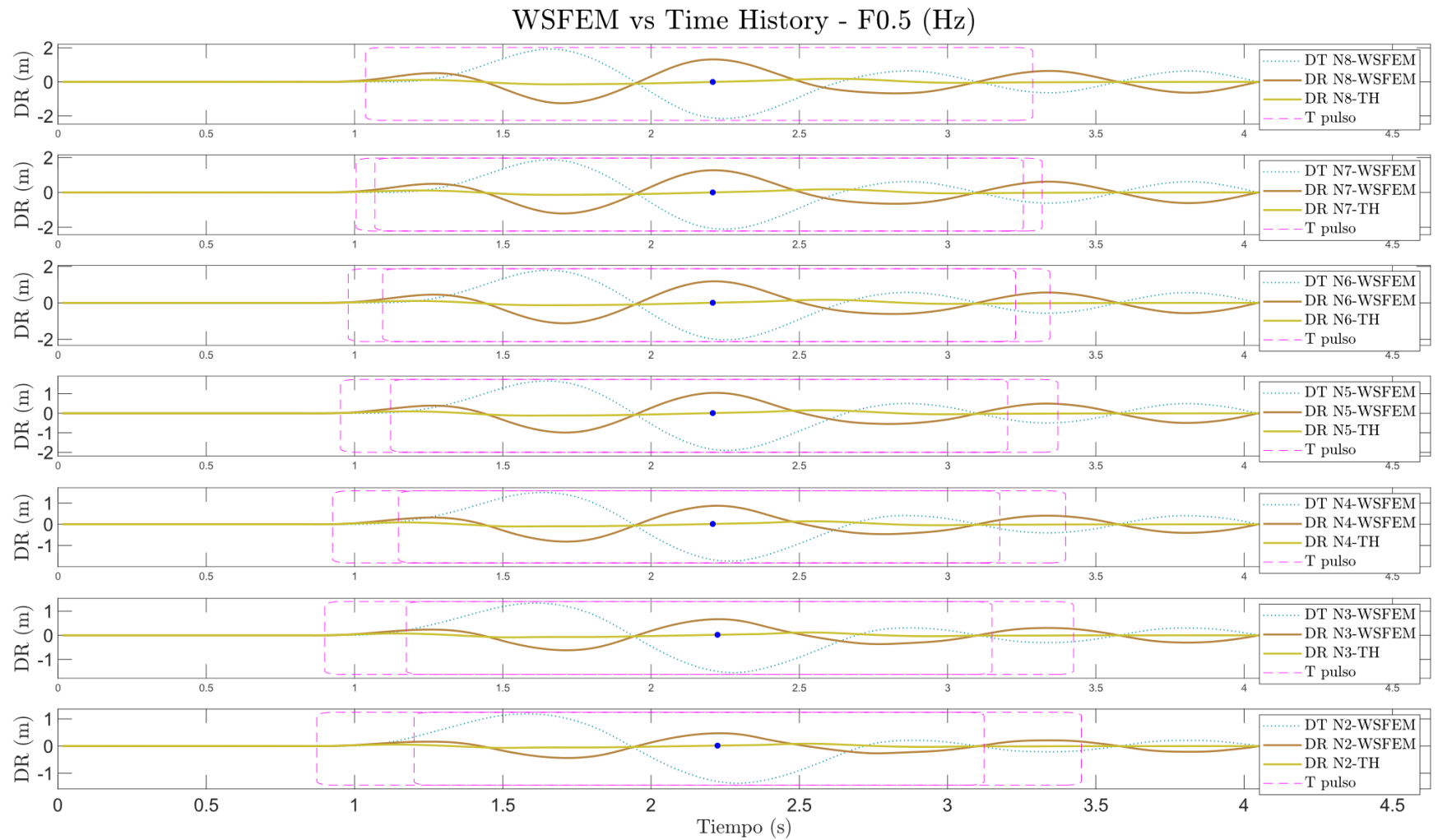


Figura A 11 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244) de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 0,5 Hz.

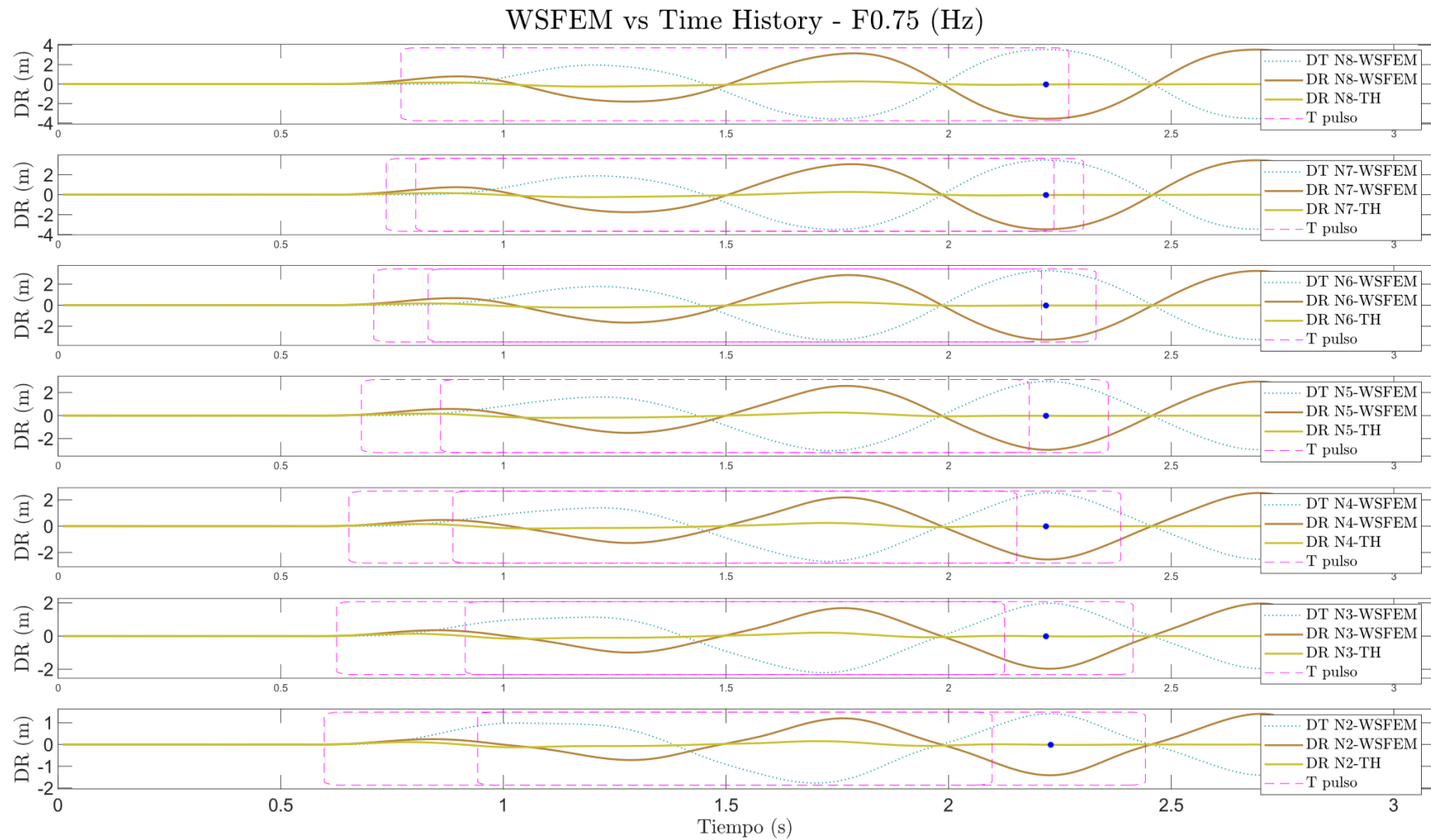


Figura A 12 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 0,75 Hz.

WSFEM vs Time History - F1 (Hz)

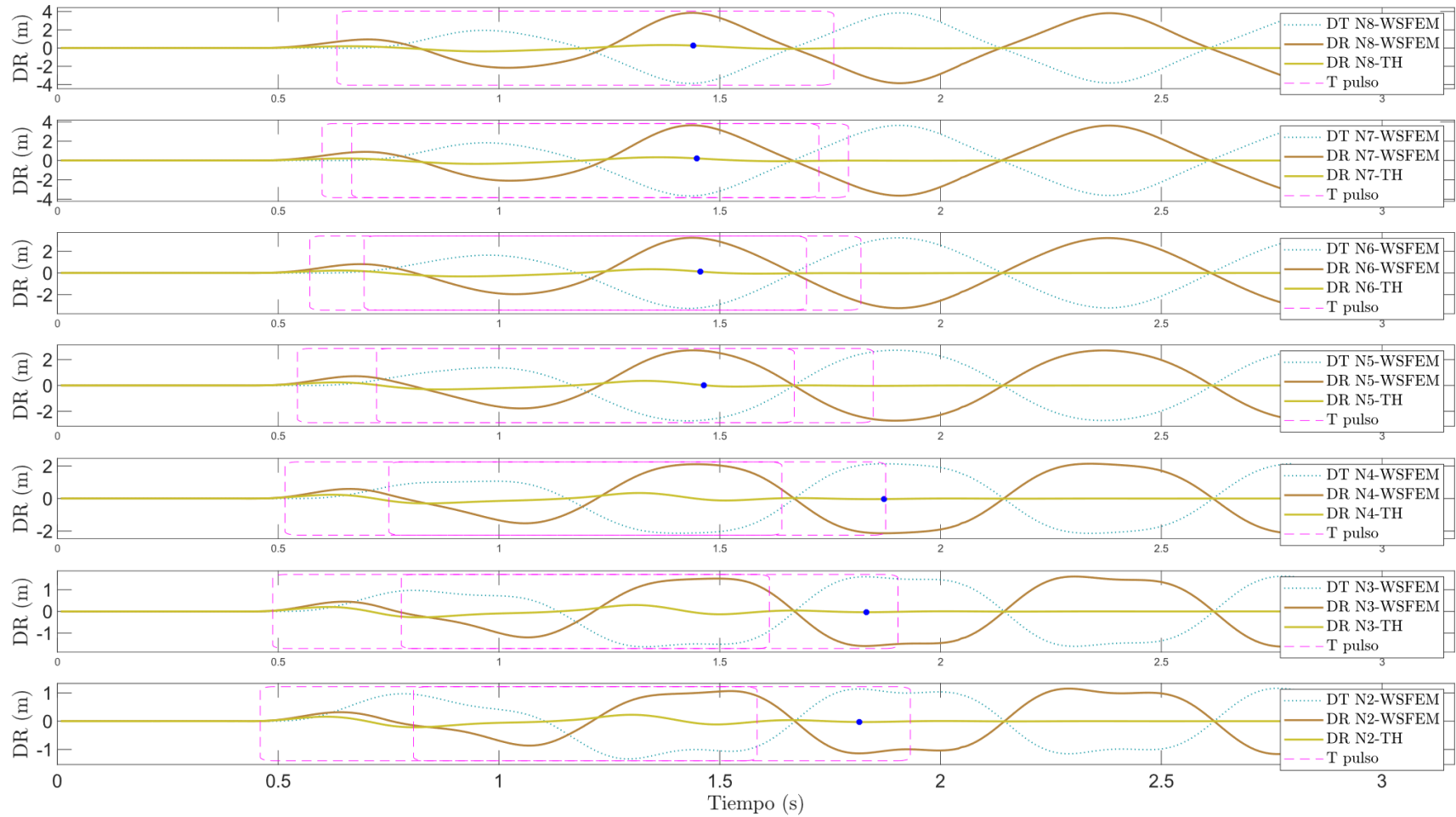


Figura A 13 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 1 Hz.

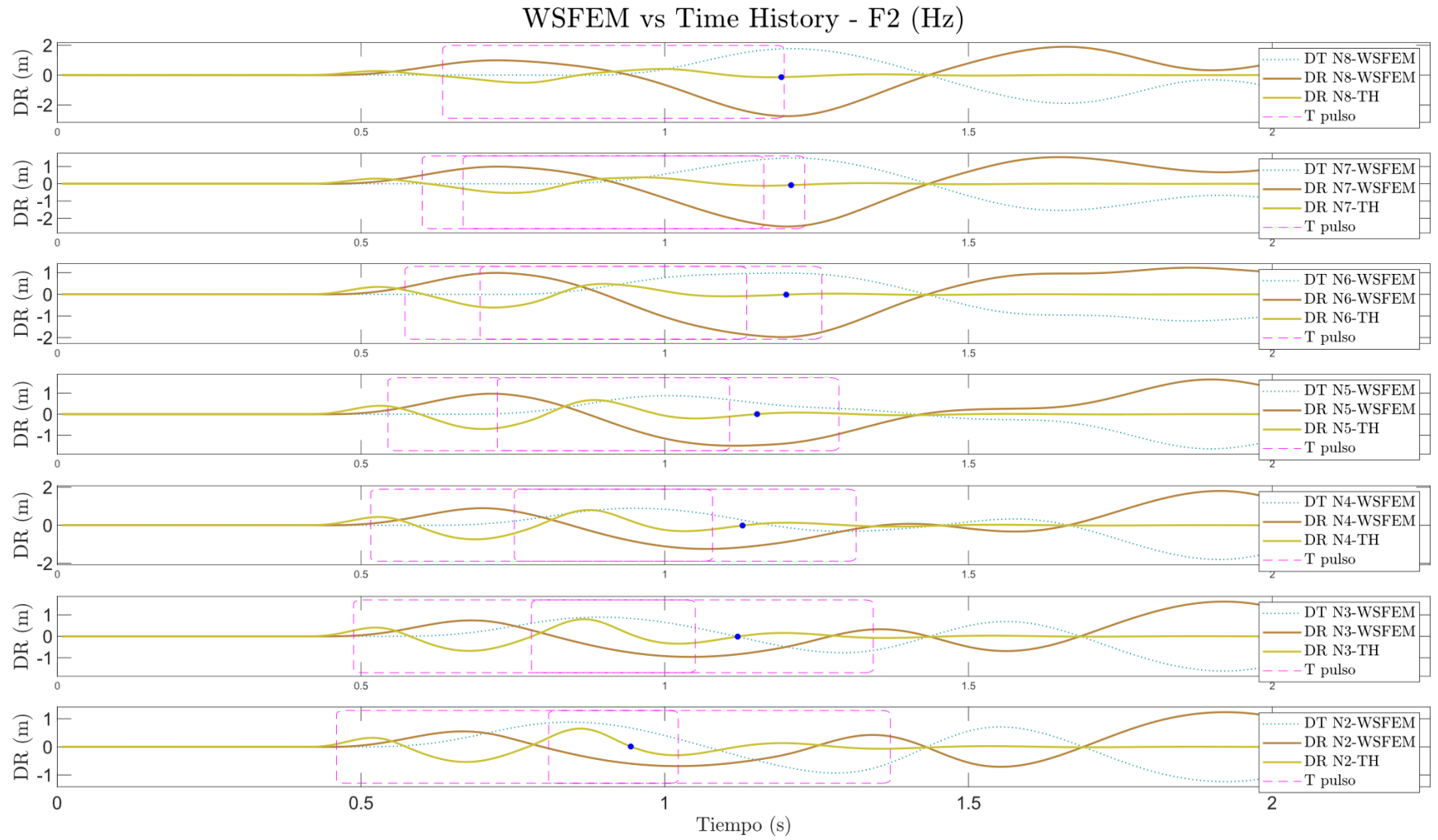


Figura A 14 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 2 Hz.

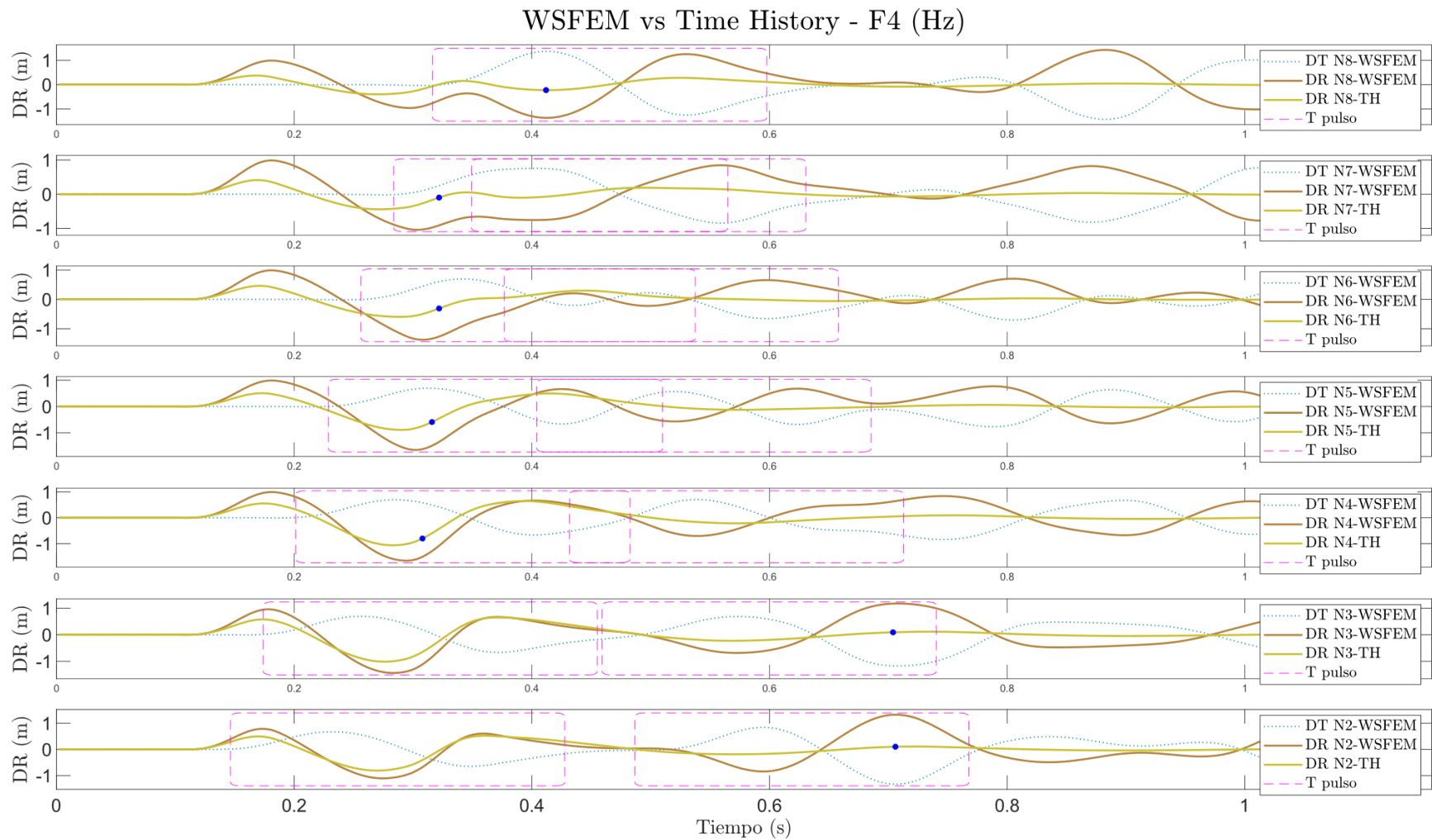


Figura A 15 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 4 Hz.

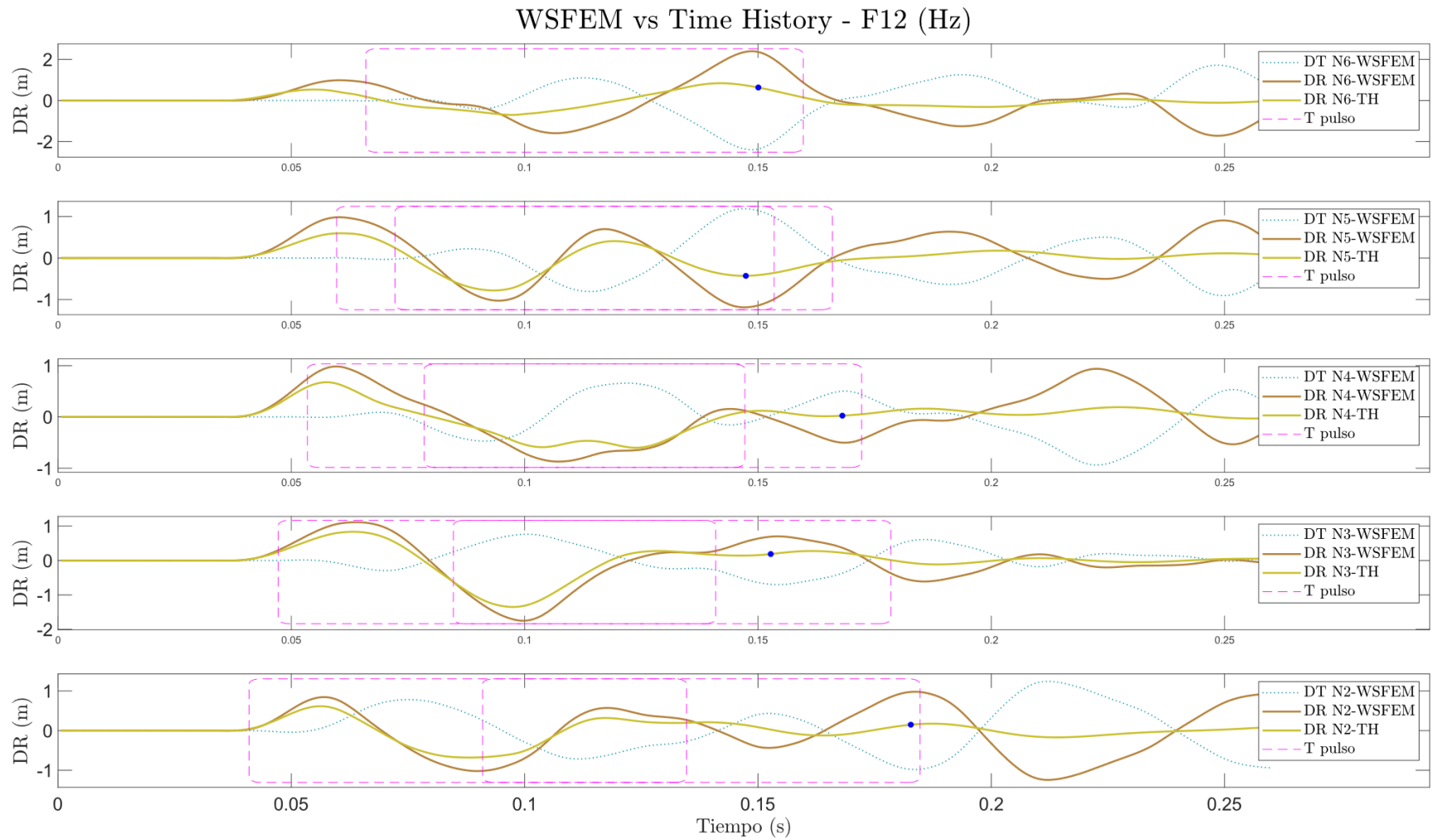


Figura A 16 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 12 Hz.

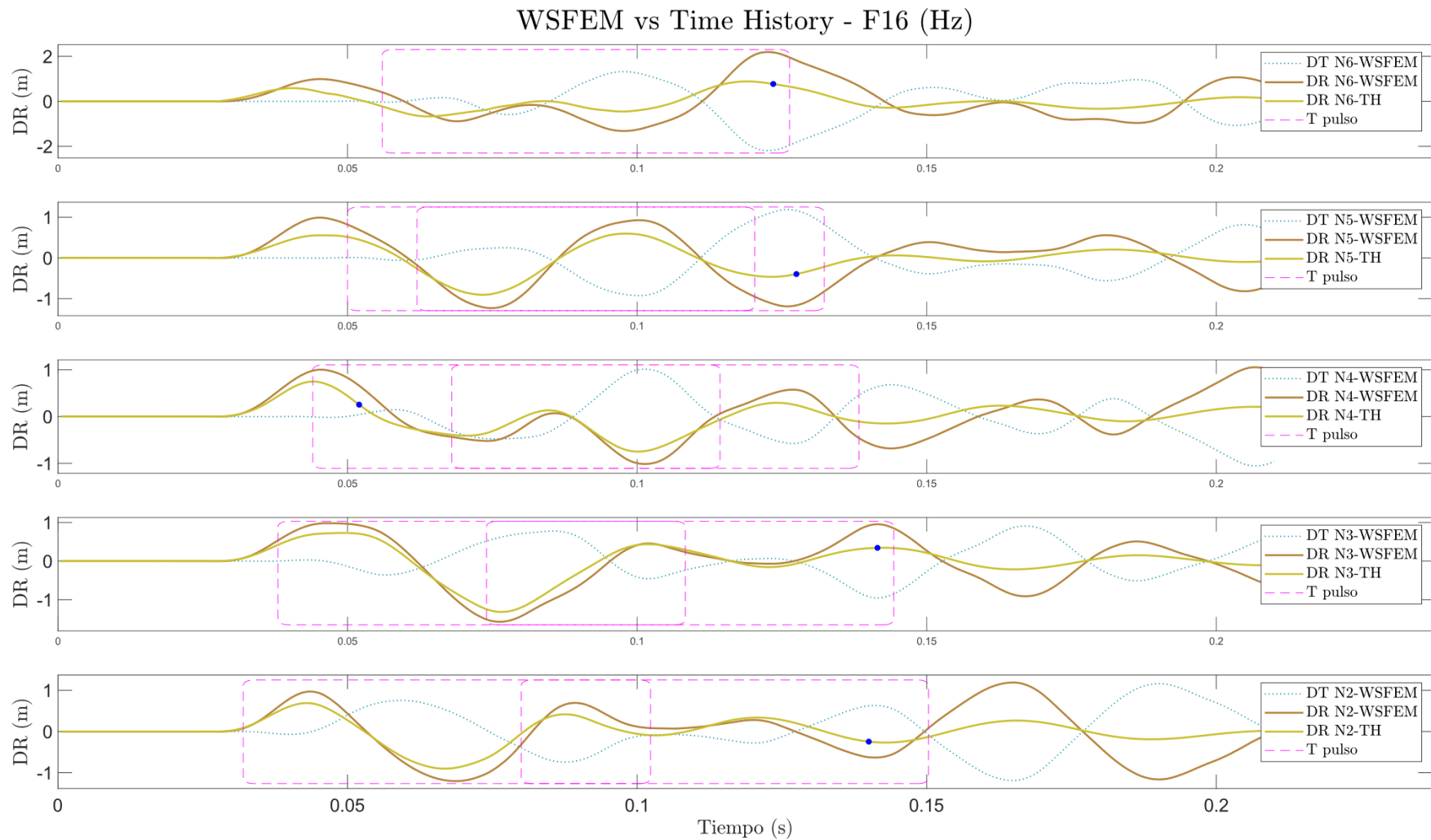


Figura A 17 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 16 Hz.

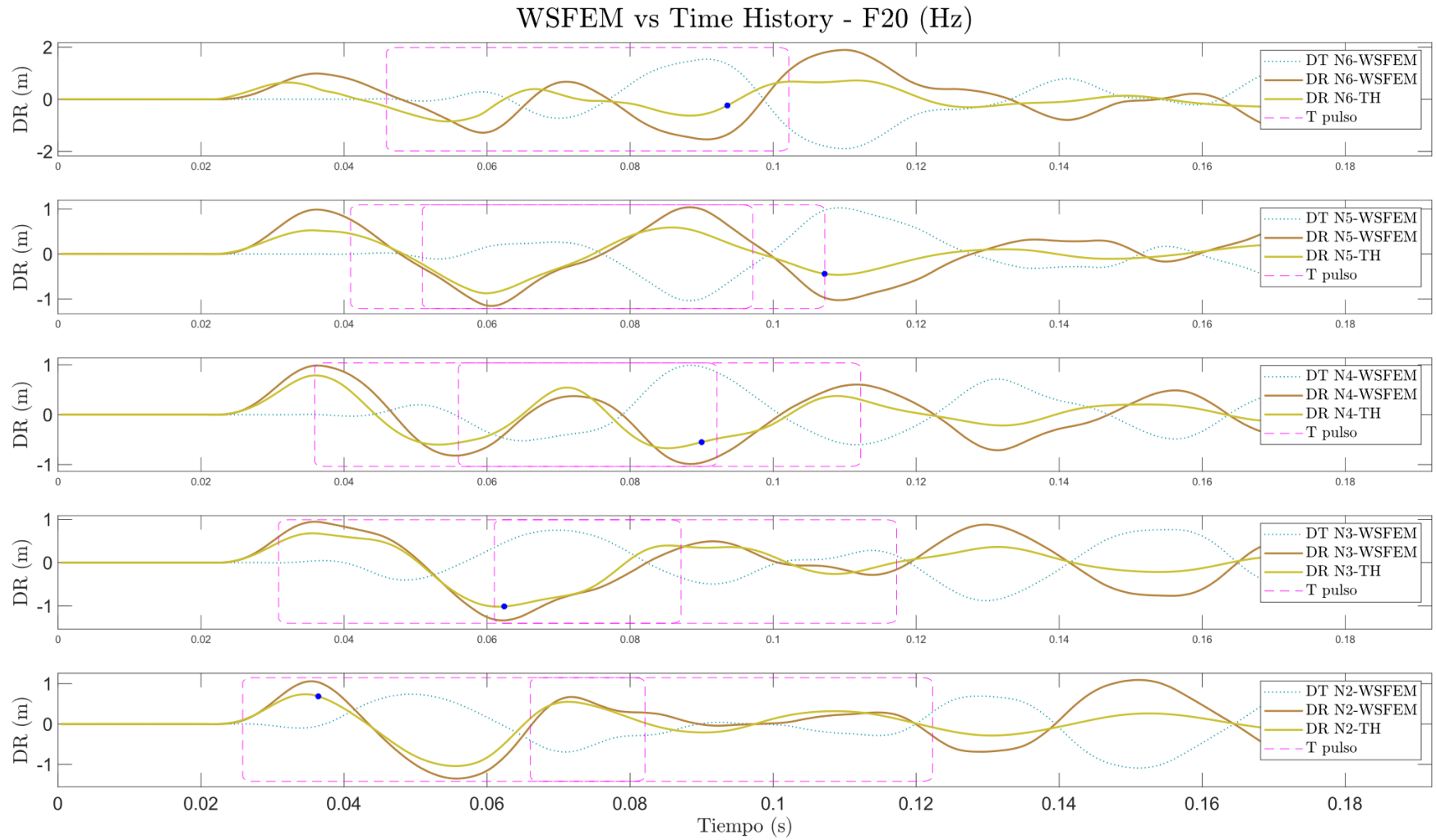


Figura A 18 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 20 Hz.

WSFEM vs Time History - F30 (Hz)

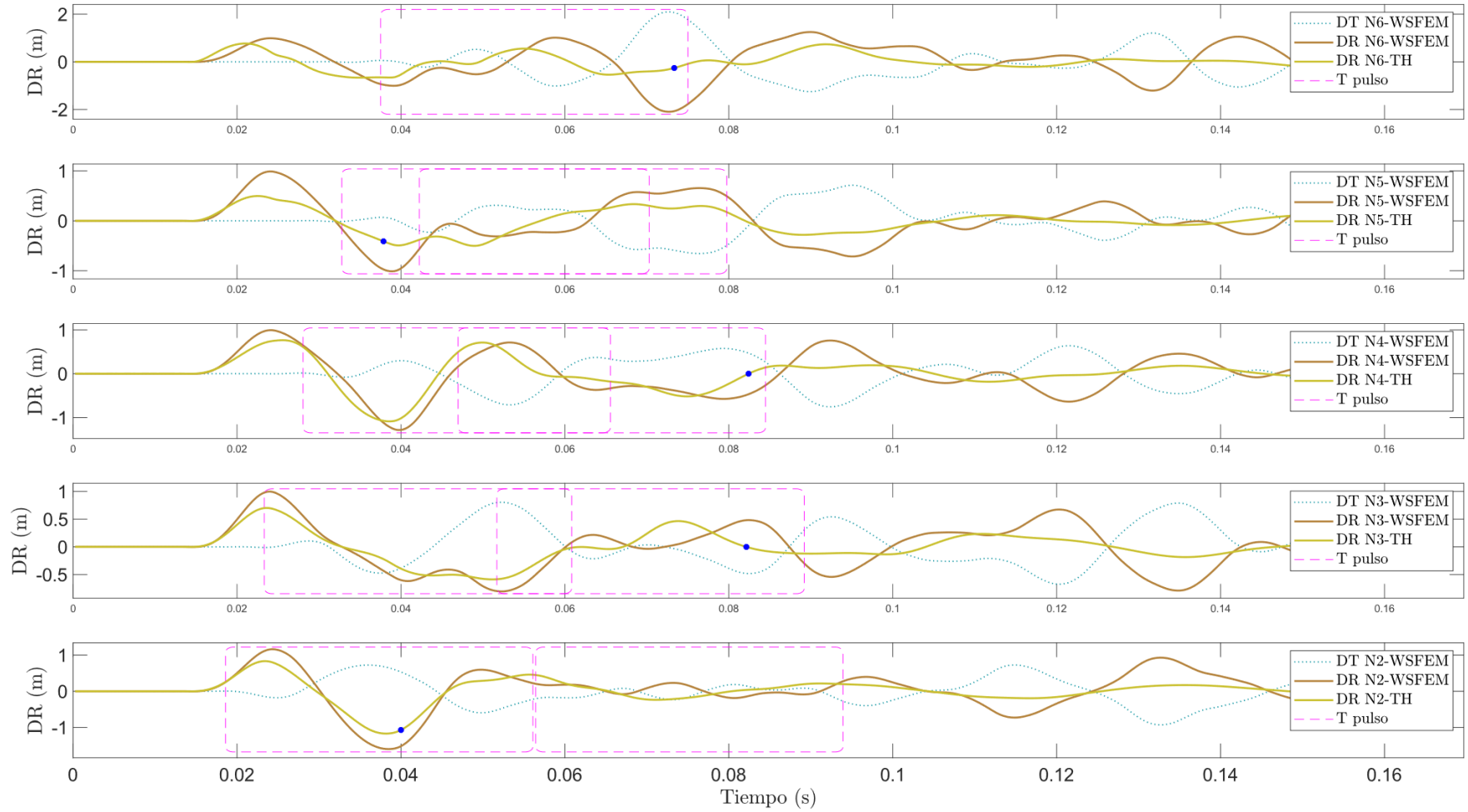


Figura A 19 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M6.1 (Holiday Inn Orión #8244), de marco longitudinal exterior, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 30 Hz.

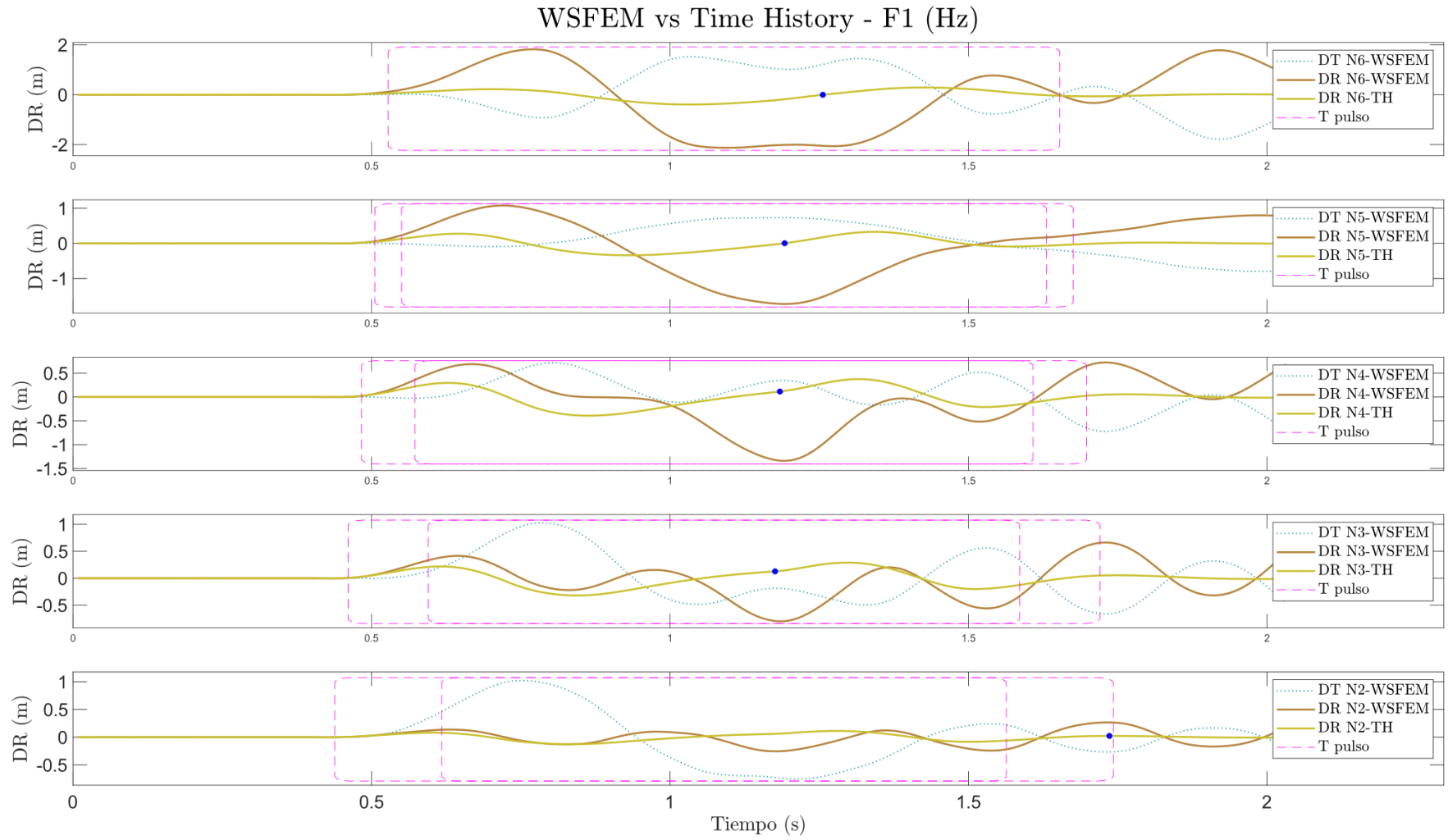


Figura A 20 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 1 Hz.

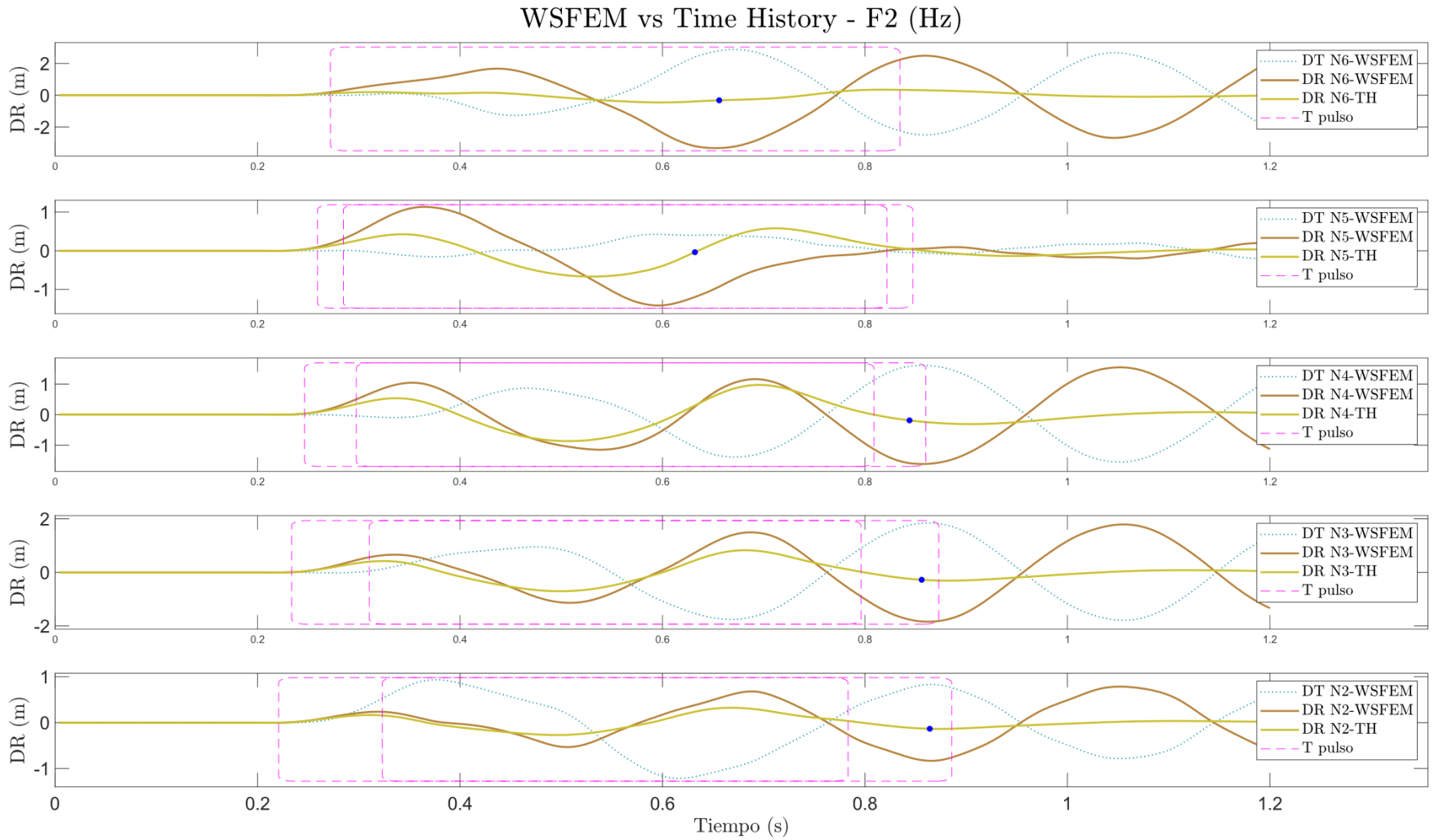


Figura A 21 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 2 Hz.

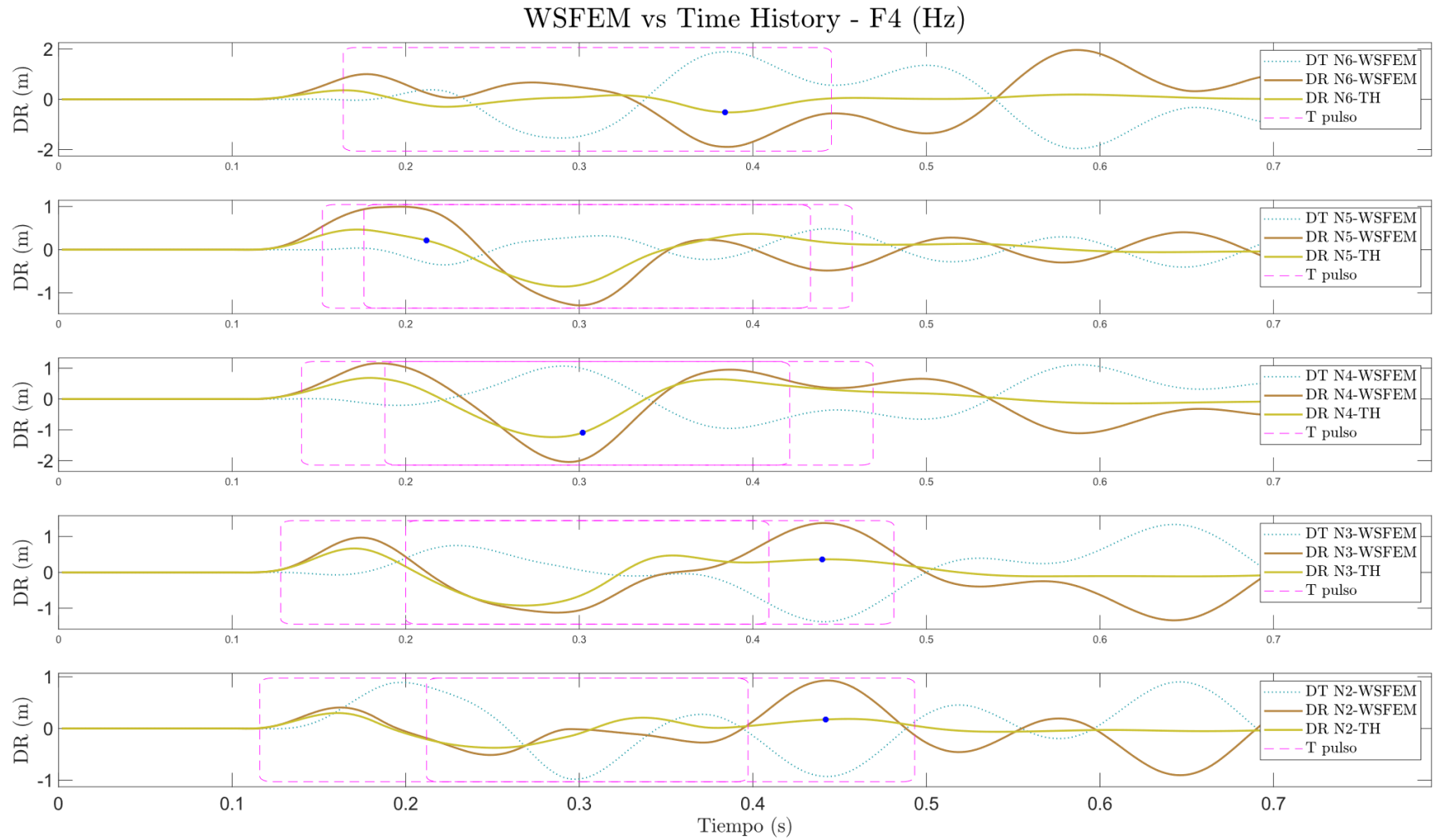


Figura A 22 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 4 Hz.

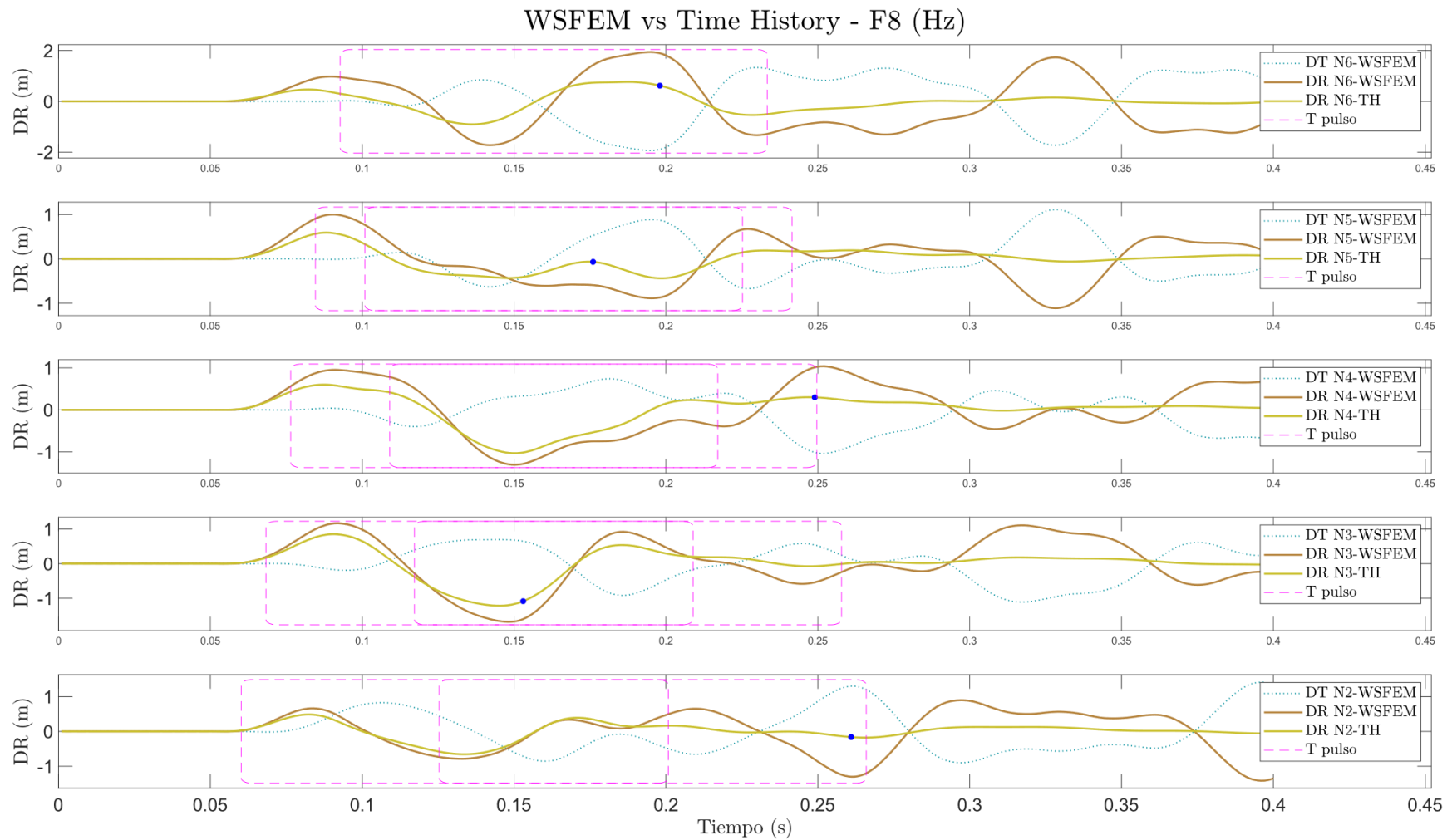


Figura A 23 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 8 Hz.

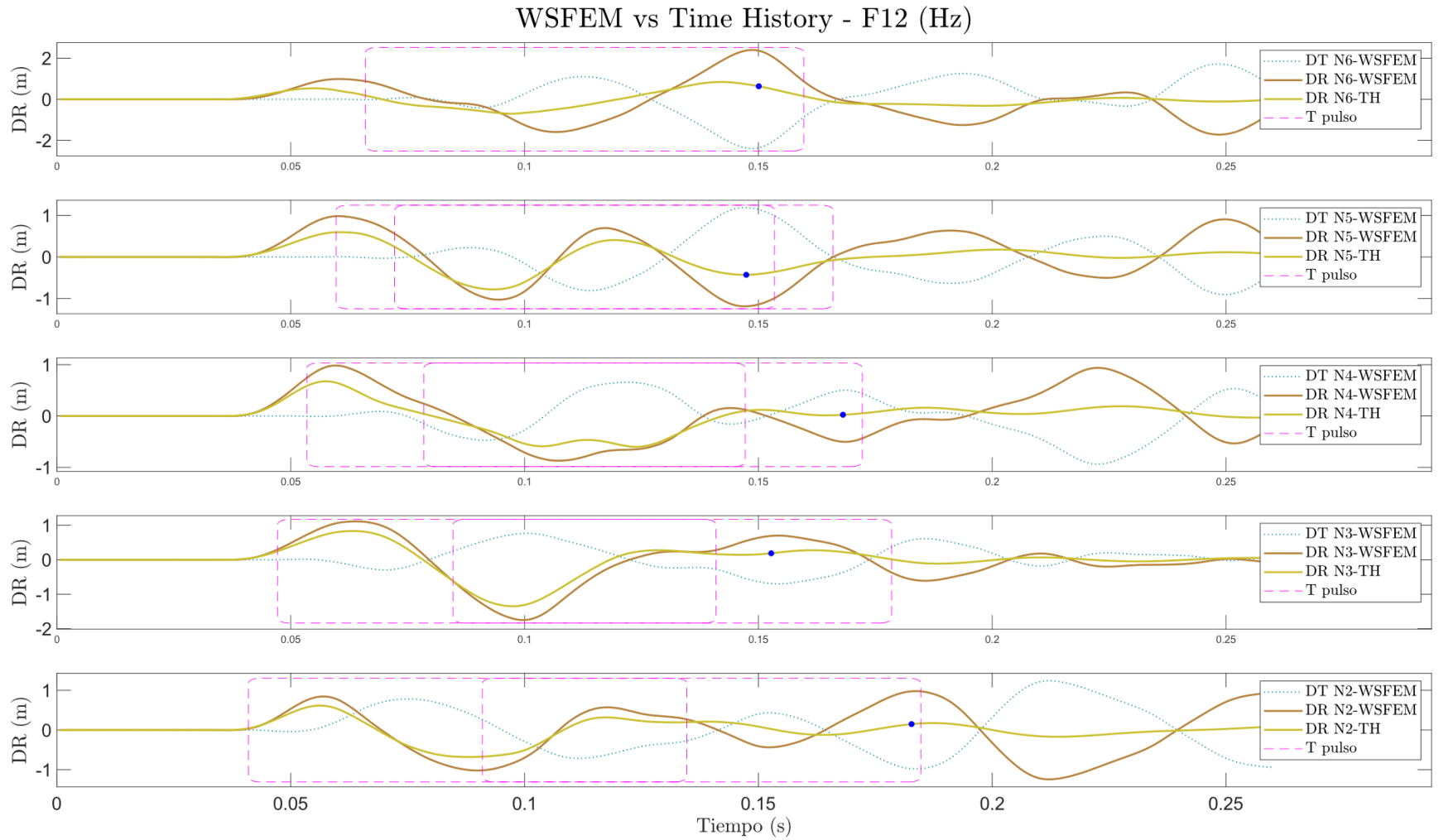


Figura A 24 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 12 Hz.

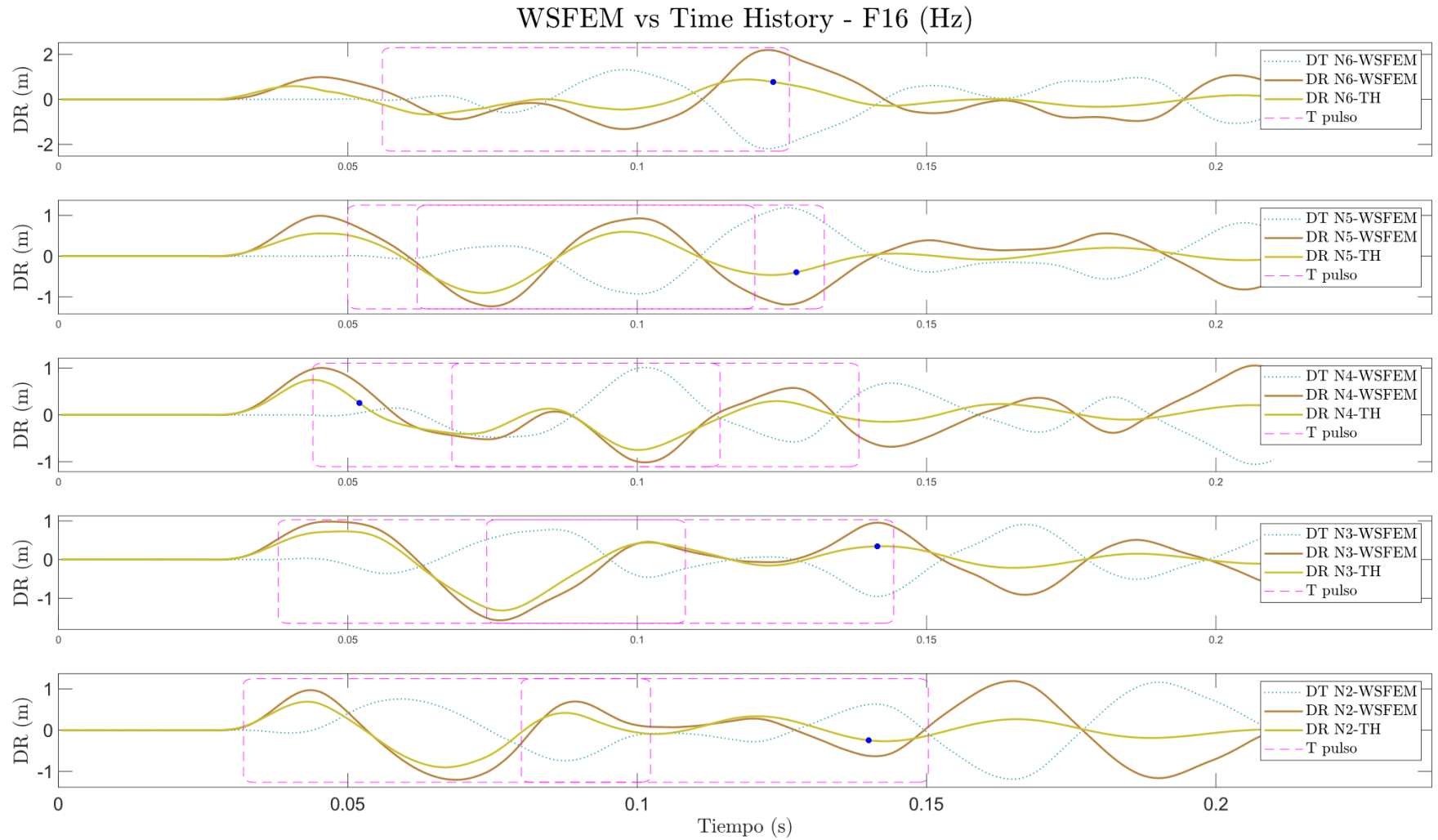


Figura A 25 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 16 Hz.

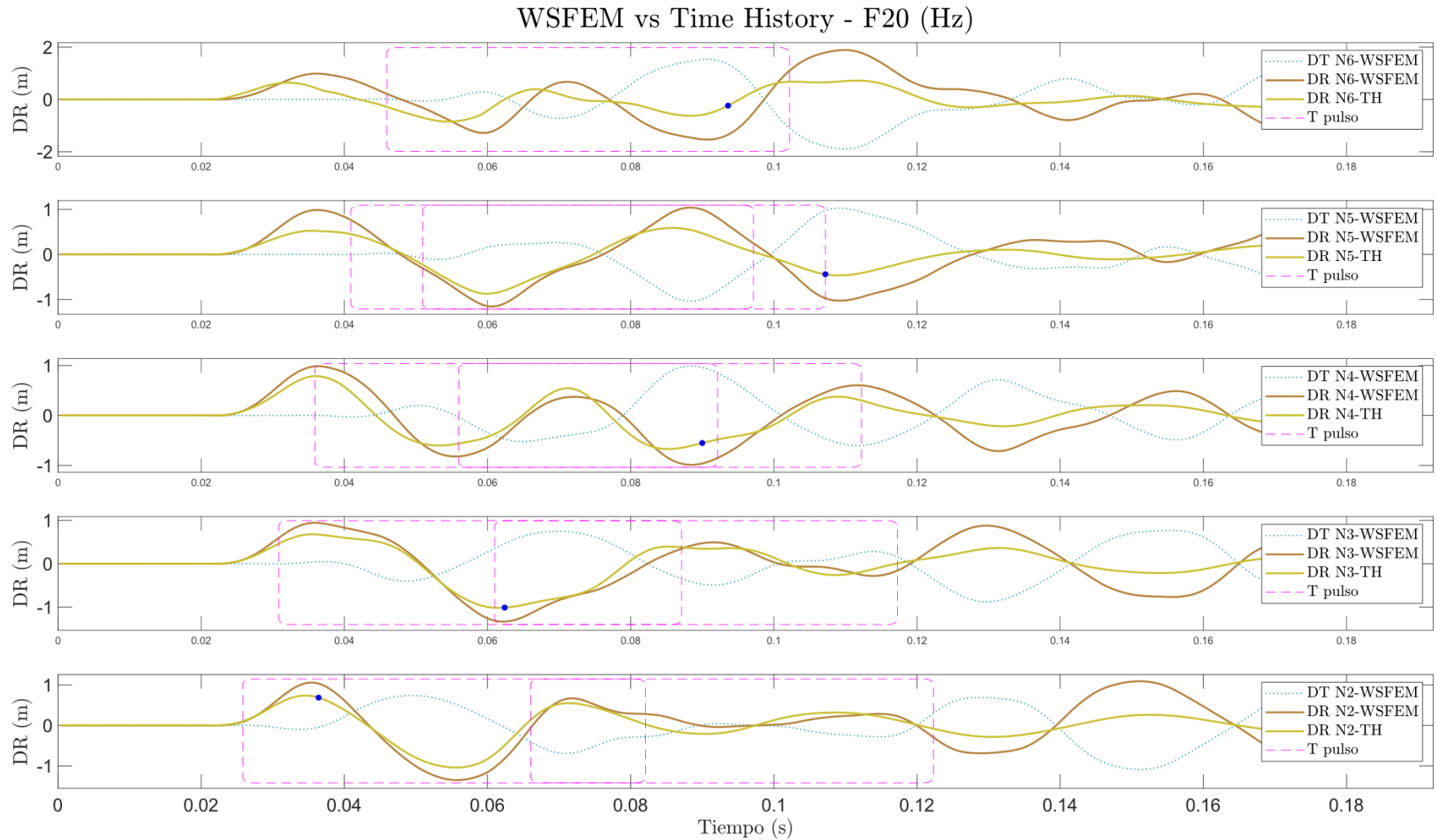


Figura A 26 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 20 Hz.

WSFEM vs Time History - F30 (Hz)

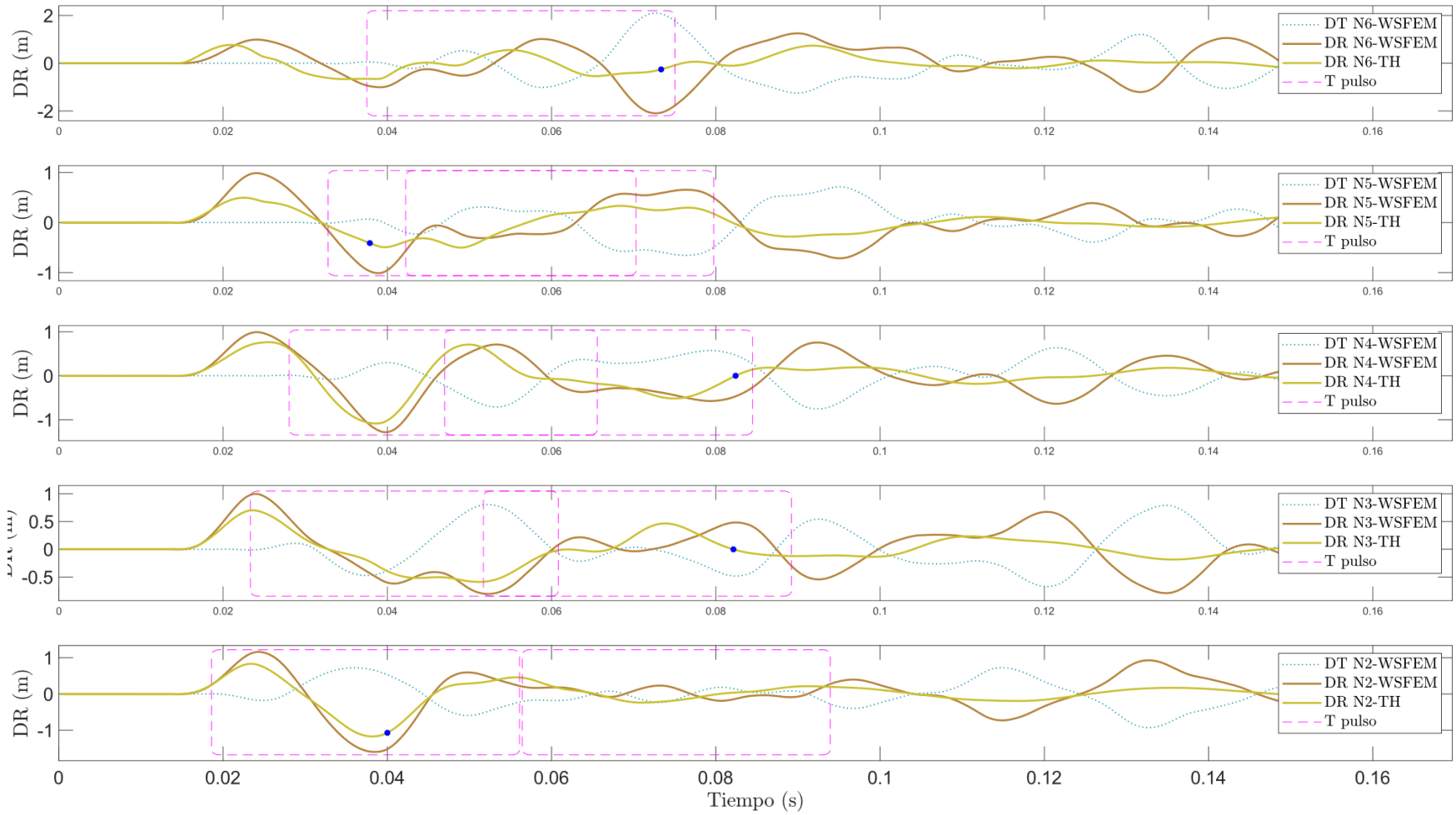


Figura A 27 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y TH para el modelo M5.1, de columna flexible, con una demanda de desplazamiento basal unitaria de tipo sinusoidal y frecuencia 30 Hz.

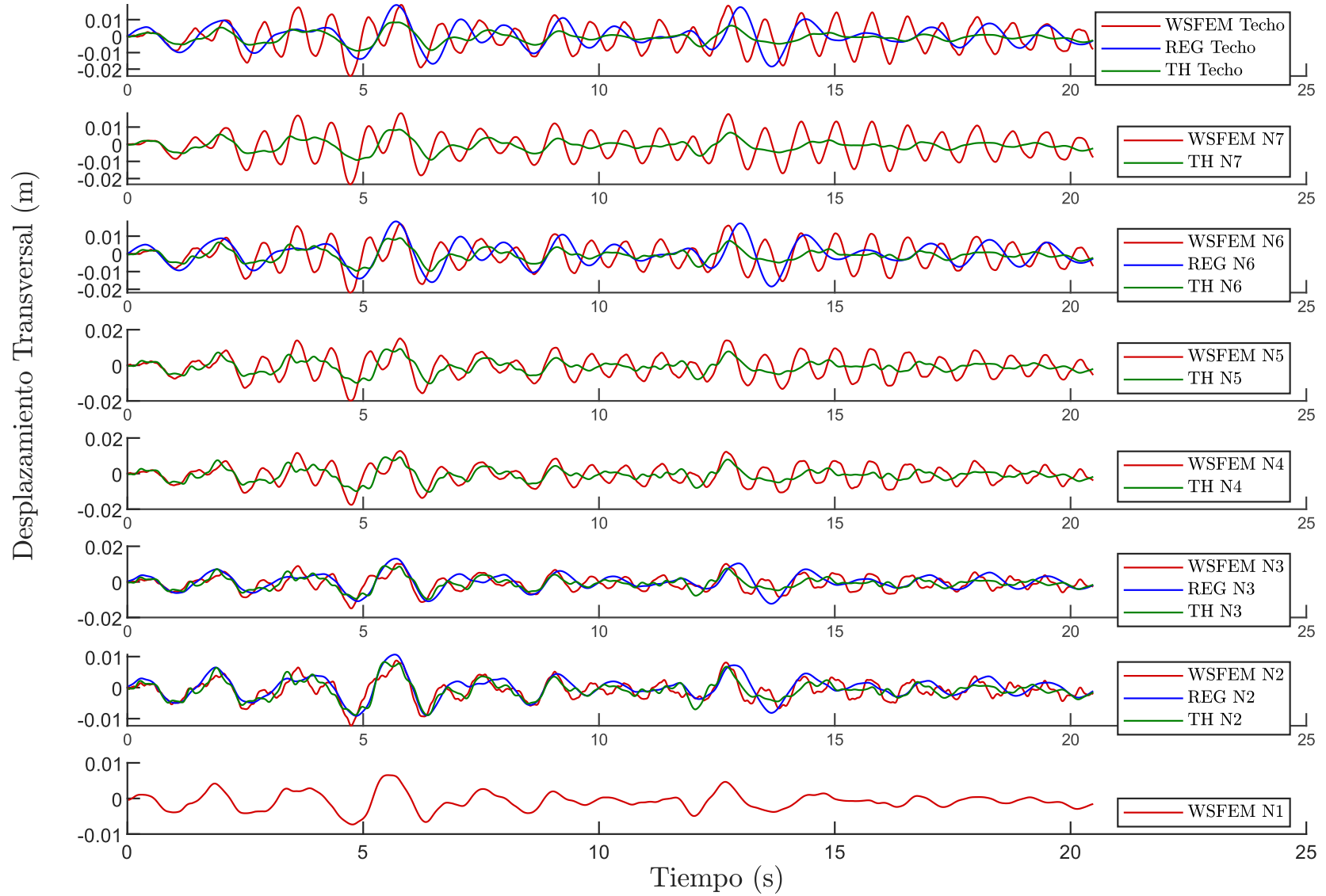


Figura A 28 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y registro real en sentido transversal lado derecho (CHAN13 N1, CHAN08 N2, CHAN06 N3, CHAN04 N6, CHAN03 N8) para el terremoto de Big Bear 1992, modelo M6.2 de marco transversal exterior.

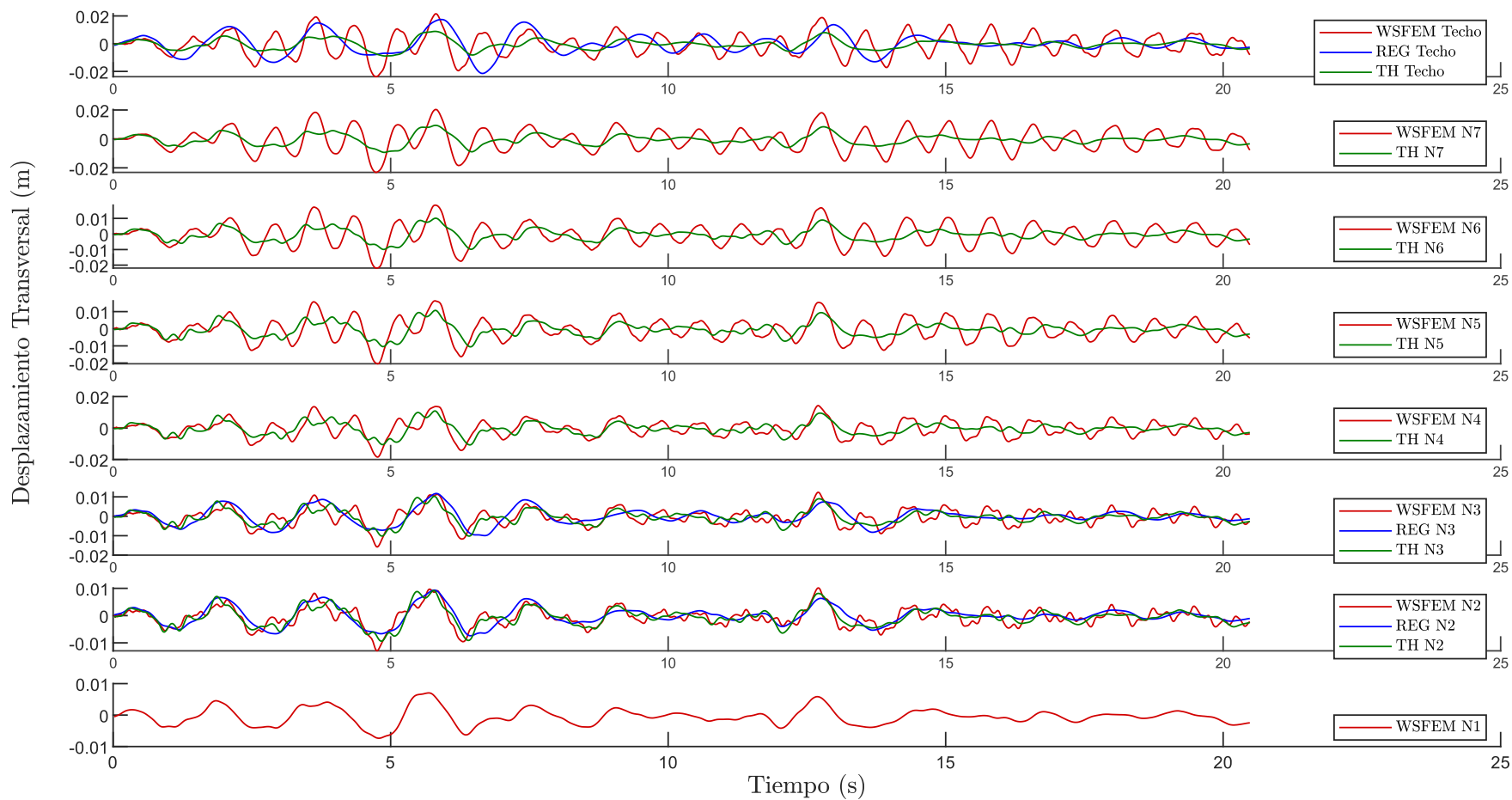


Figura A 29 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y registro real en sentido transversal lado izquierdo (CHAN01 N1, CHAN07 N2, CHAN05 N3, CHAN02 N8) para el terremoto de Big Bear 1992, modelo M6.2 de marco transversal exterior.

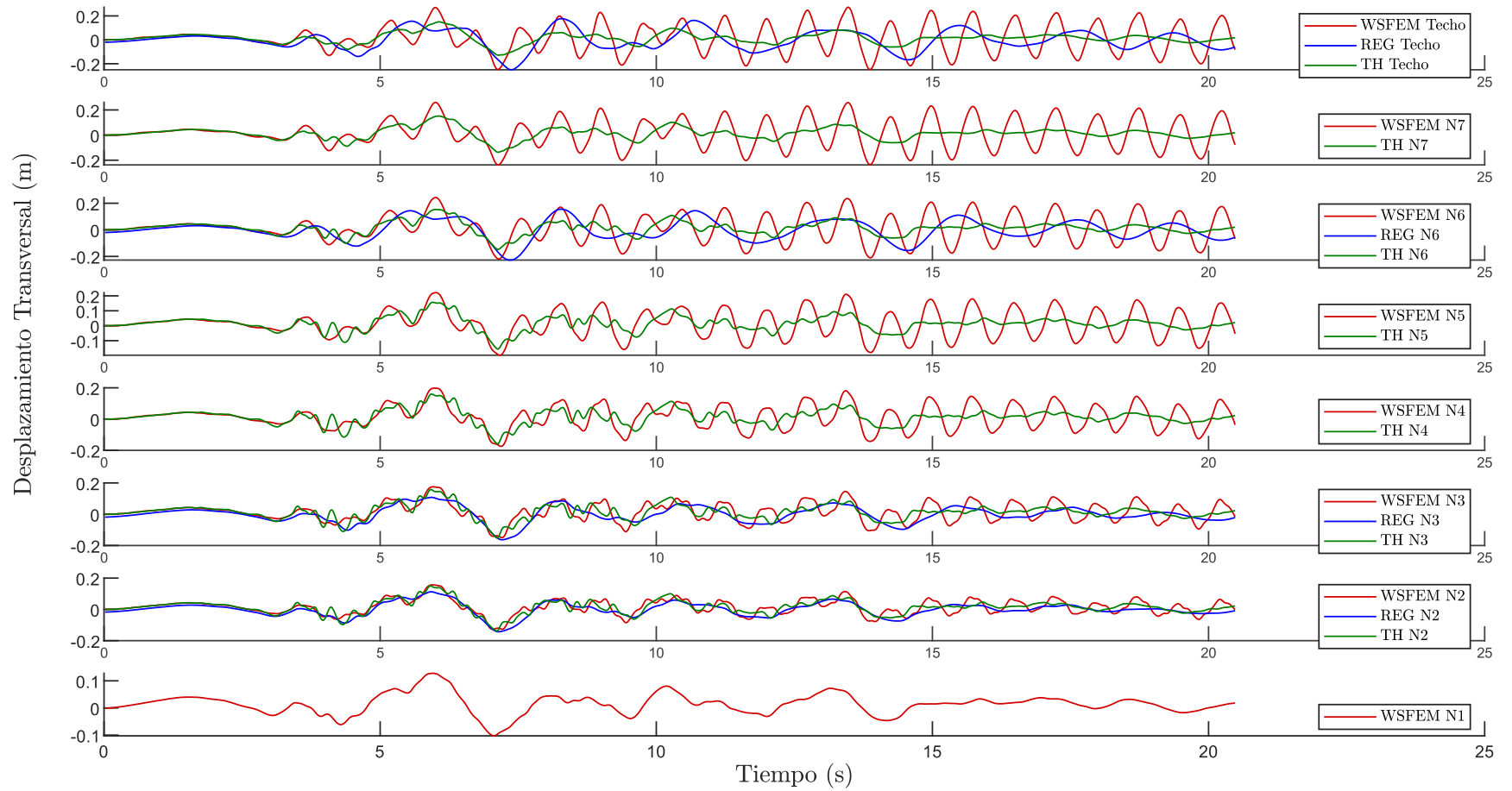


Figura A 30 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y registro real en sentido transversal lado derecho (CHAN13 N1, CHAN08 N2, CHAN06 N3, CHAN04 N6, CHAN03 N8) para el terremoto de Northridge 1994, modelo M6.2 de marco transversal exterior.

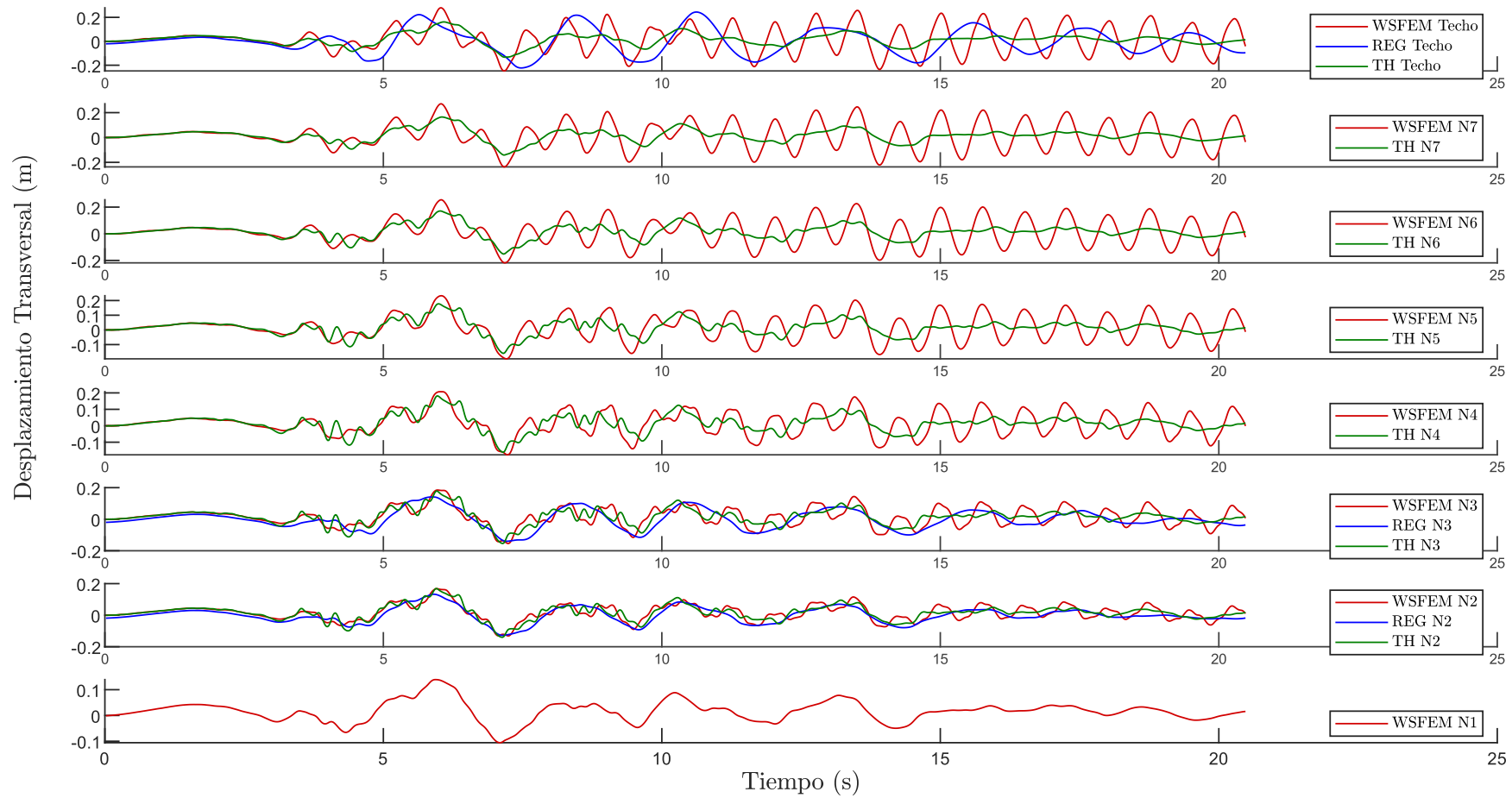


Figura A 31 Comparación de desplazamiento relativo calculado por el método *WSFEM* y registro real en sentido transversal lado izquierdo (CHAN01 N1, CHAN07 N2, CHAN05 N3, CHAN02 N8) para el terremoto de Northridge 1994, modelo M6.2, de marco transversal exterior.

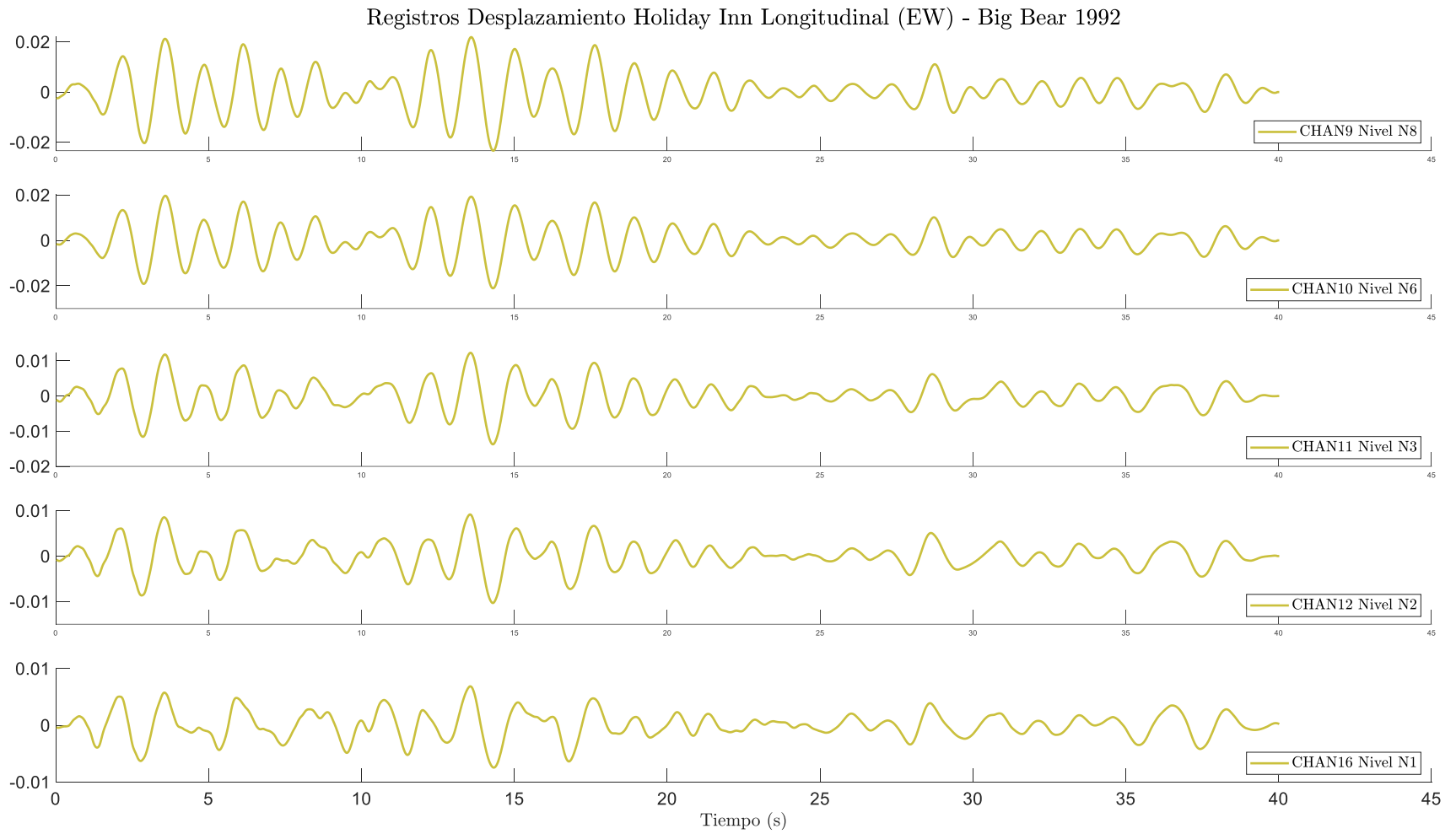


Figura A 32: Registros de desplazamiento Big Bear 1992, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Longitudinal (EW).

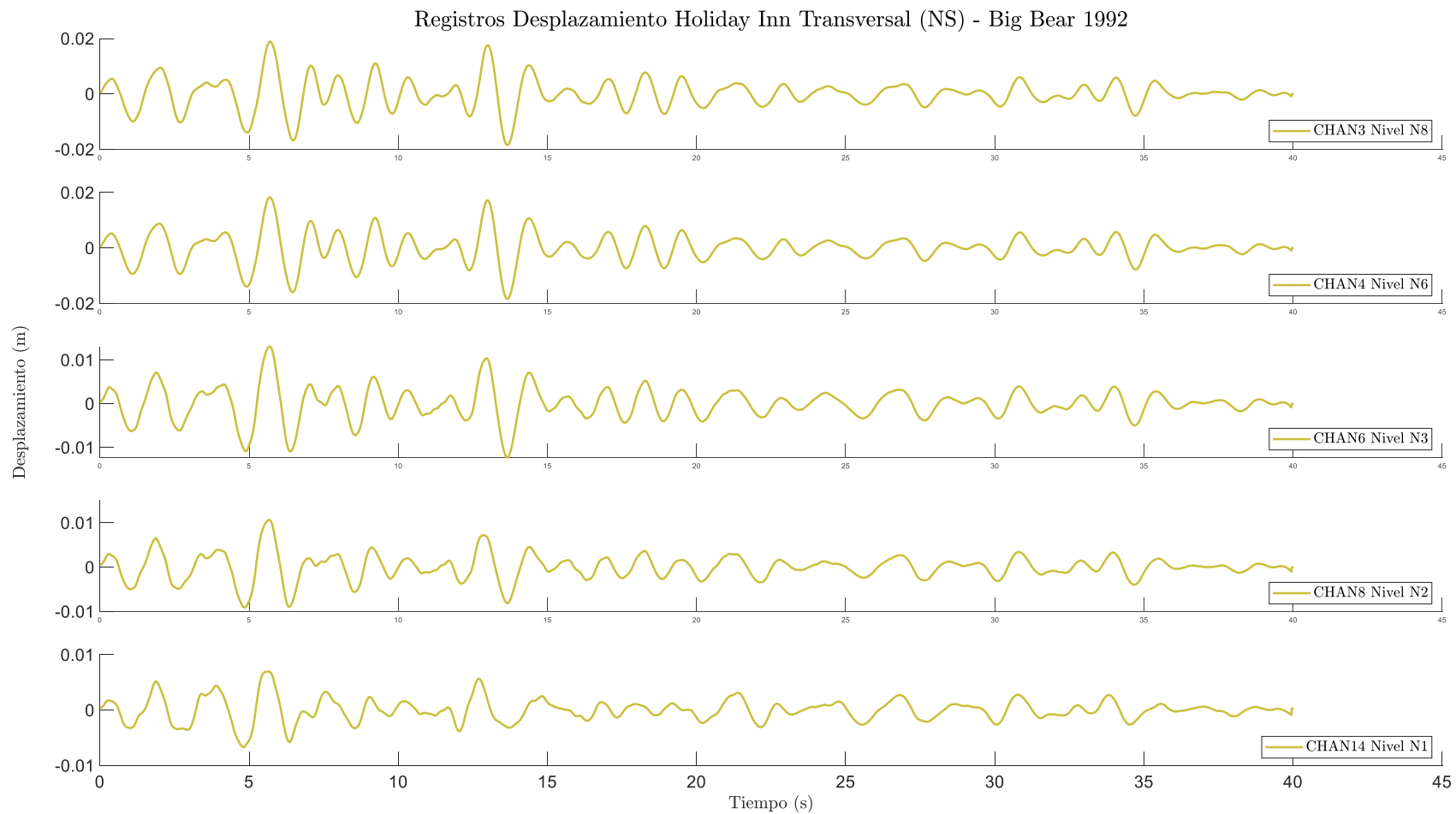


Figura A 33: Registros de desplazamiento Big Bear 1992, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Transversal (NS).

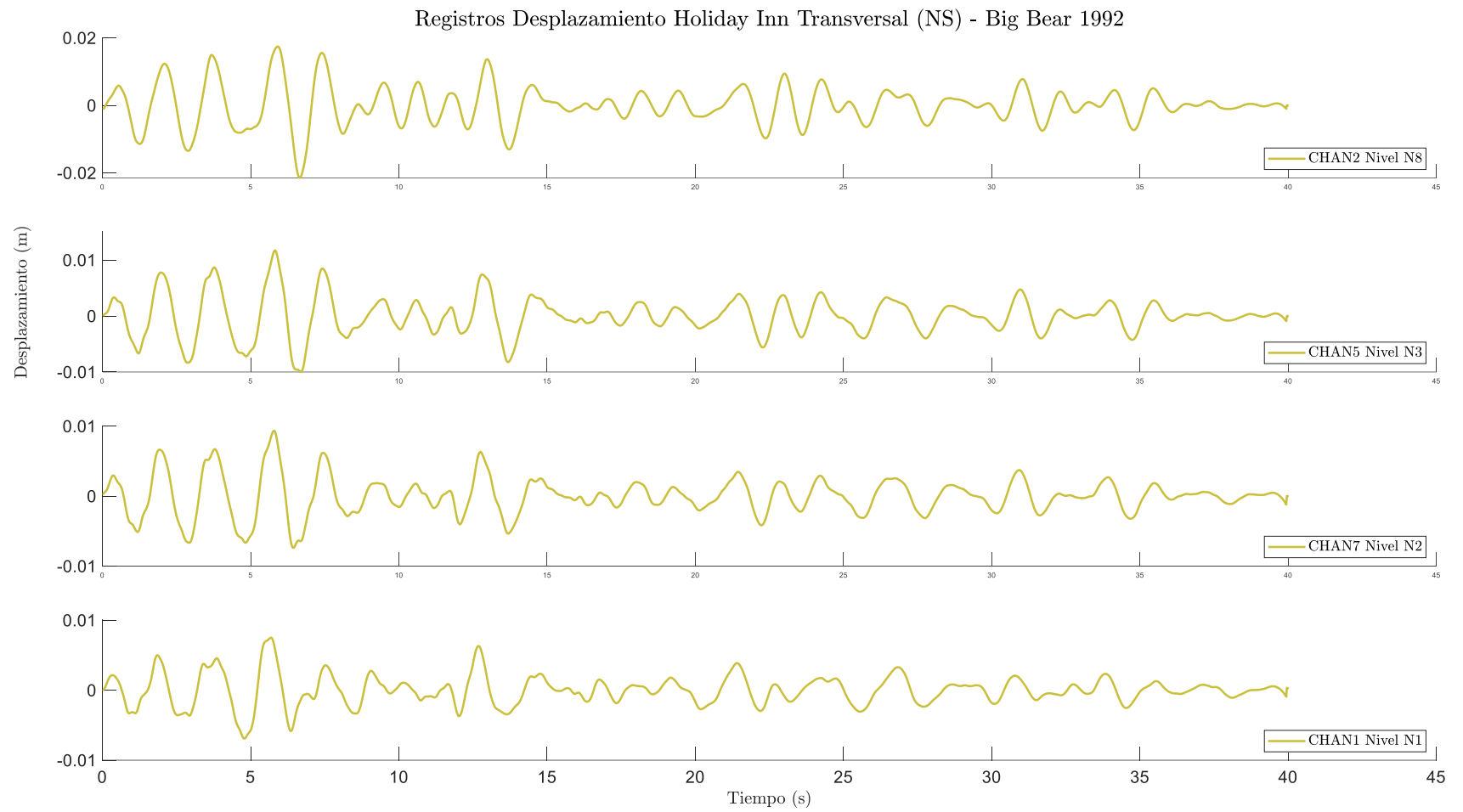


Figura A 34: Registros de desplazamiento Big Bear 1992, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Transversal (NS).

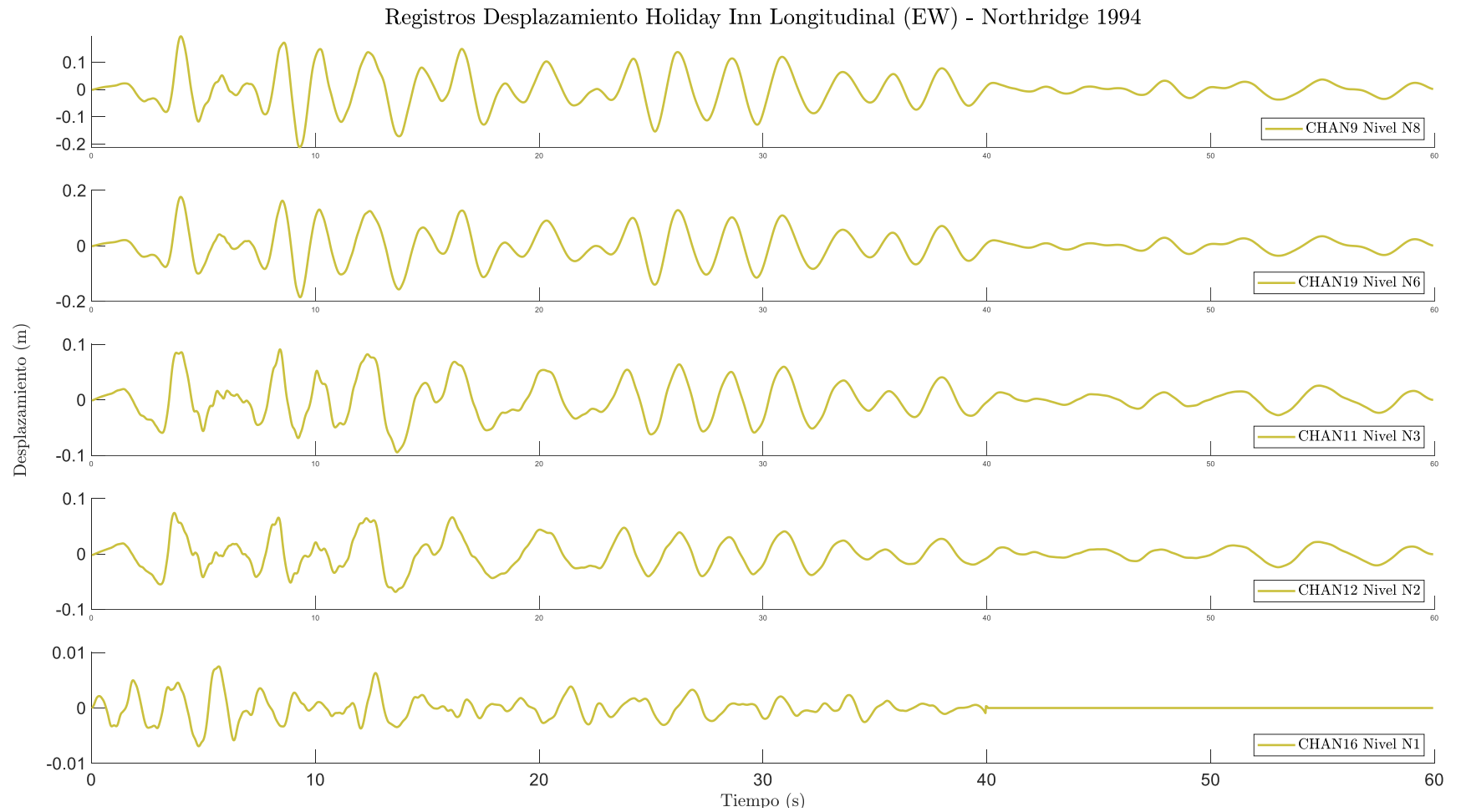


Figura A 35: Registros de desplazamiento Northridge 1994, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Longitudinal (EW).

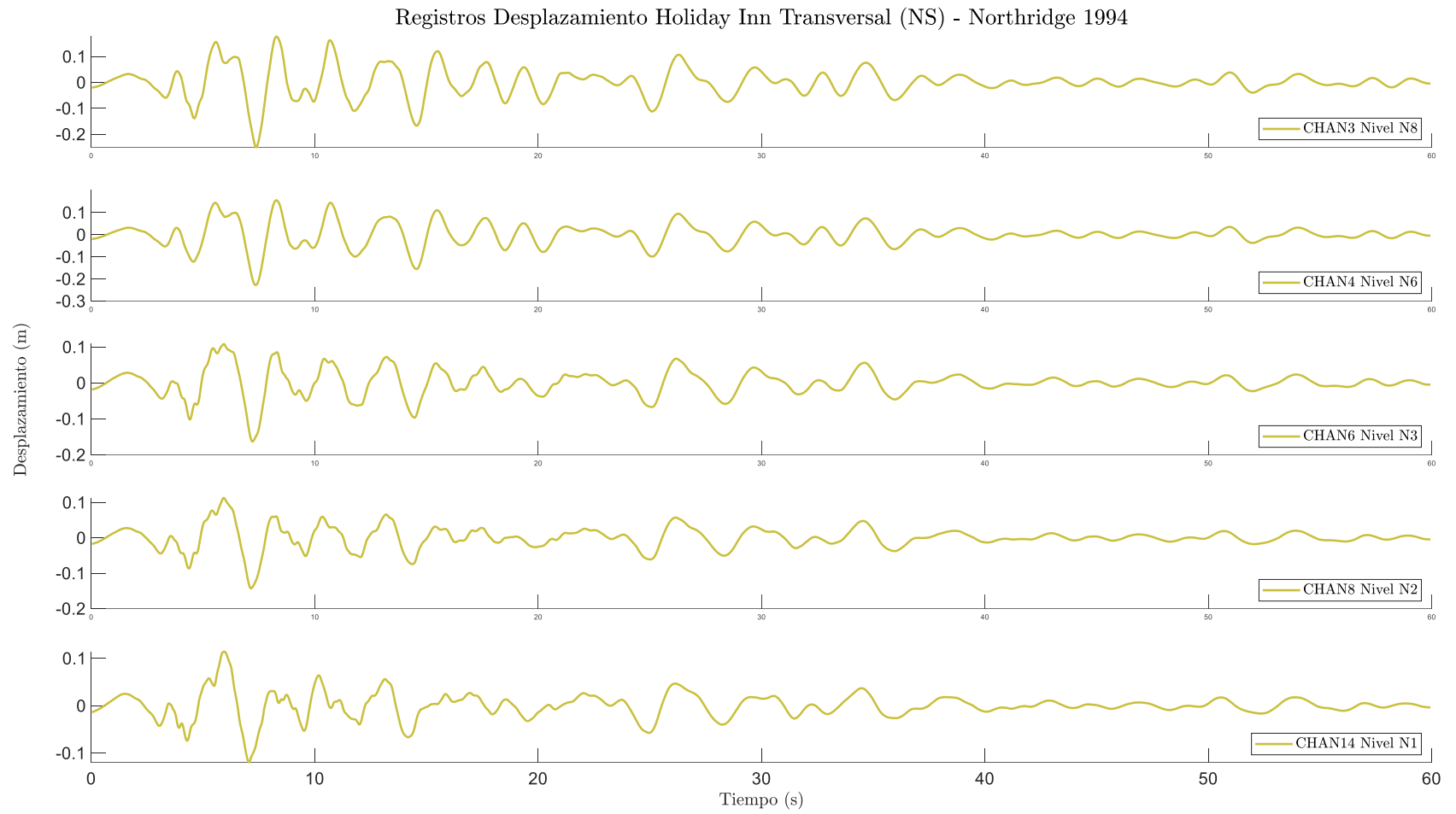


Figura A 36: Registros de desplazamiento Northridge 1994, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Transversal (NS).

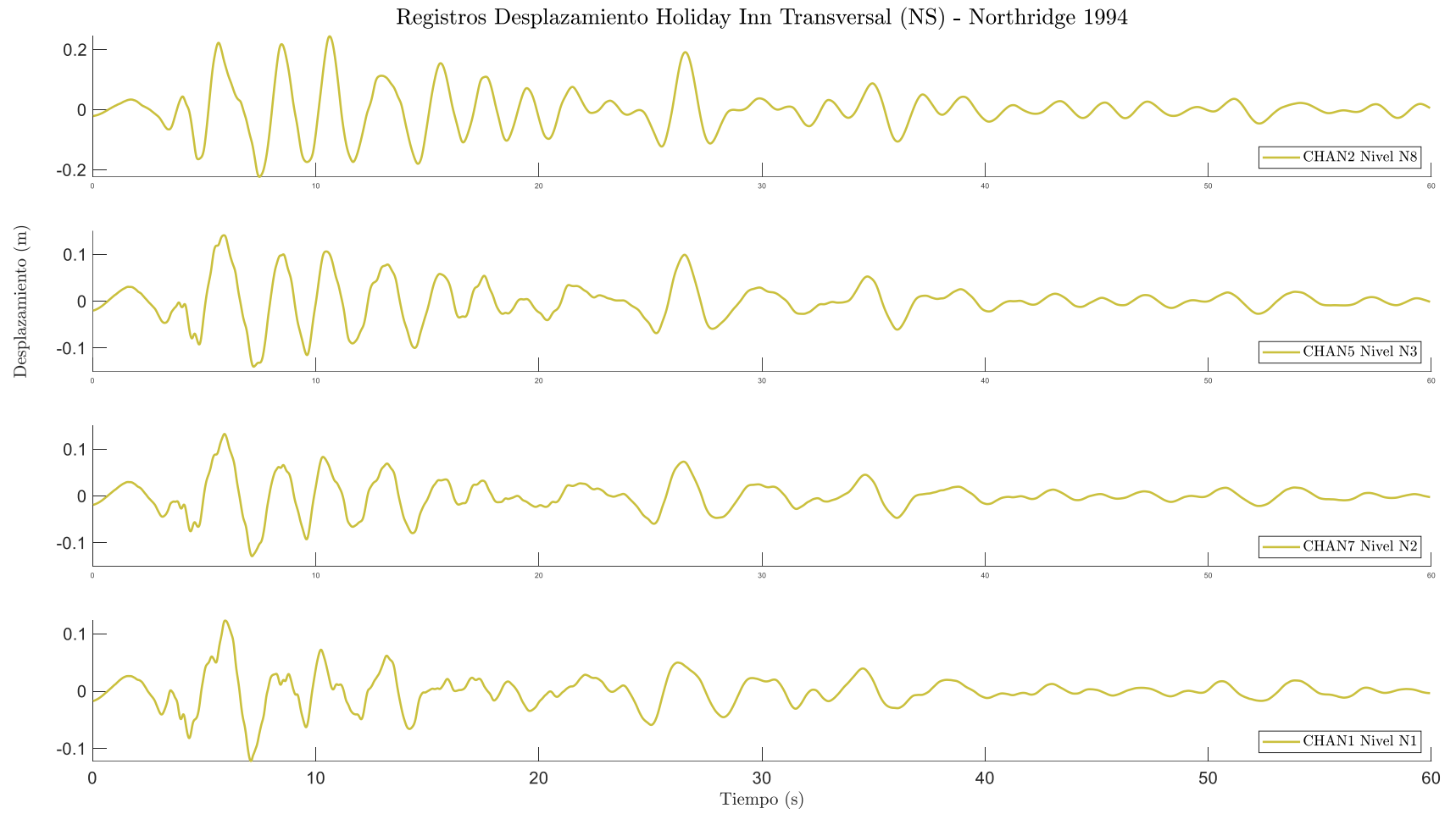


Figura A 37: Registros de desplazamiento Northridge 1994, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Transversal (NS).

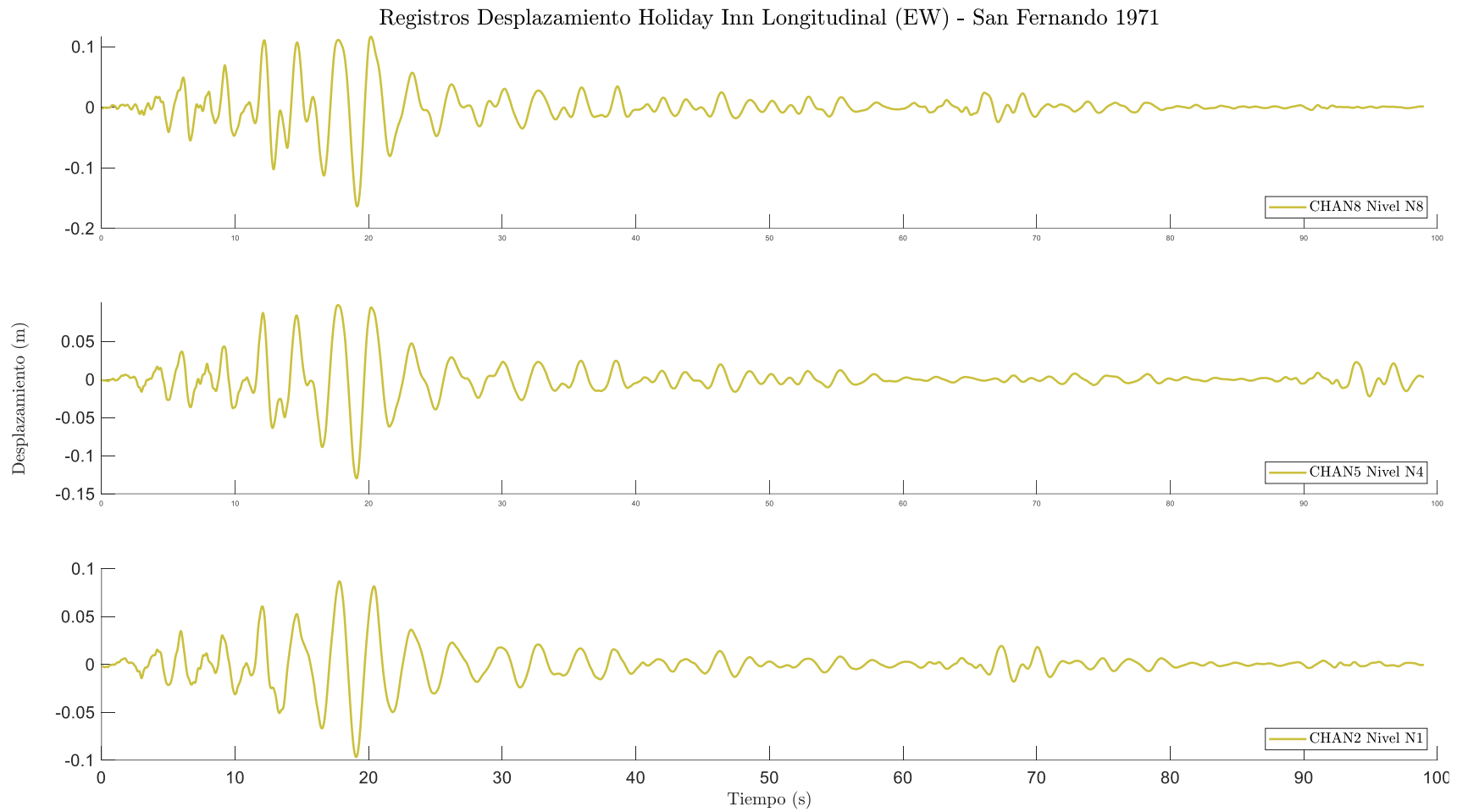


Figura A 38: Registros de desplazamiento San Fernando 1971, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Longitudinal (EW).

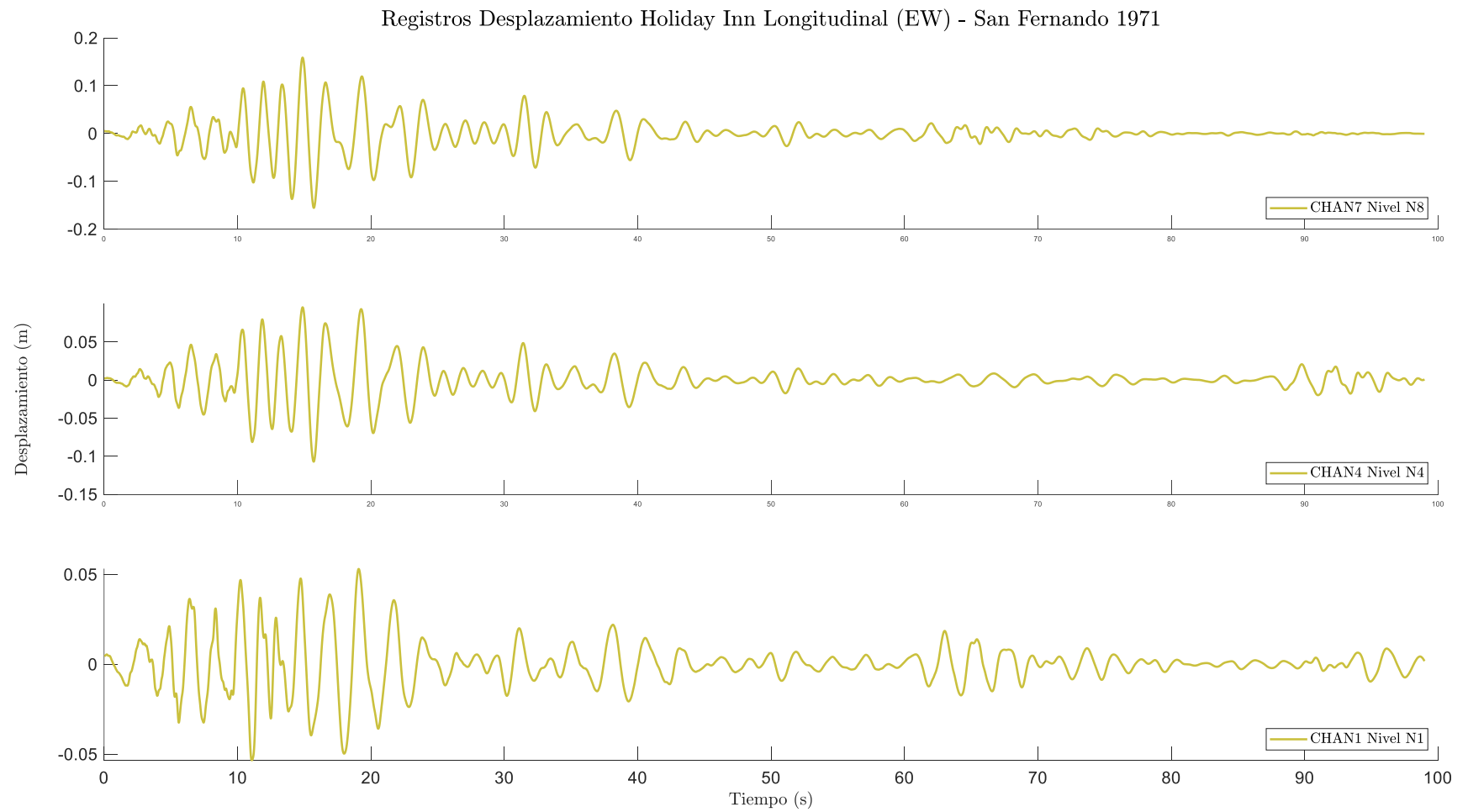


Figura A 39: Registros de desplazamiento San Fernando 1971, en Hotel Holiday Inn Orión #8244, dirección Transversal (NS).