

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA DE POSGRADO**



**ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD EN LA ESTIMACIÓN DE LA  
DEMANDA SÍSMICA PARA LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS  
DINÁMICO NO LINEAL EN EDIFICACIONES**

**PRESENTADO POR:**

**KENNY CHRISTIAN TOBÍAS HERNÁNDEZ**

**PARA OPTAR AL TÍTULO DE:**

**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO 2023**

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

**RECTOR:**

**MSc. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO**

**SECRETARIO GENERAL:**

**MSc. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**DECANO:**

**PhD. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA**

**SECRETARIO:**

**ING. JULIO ALBERTO PORTILLO**

**ESCUELA DE POSGRADO**

**DIRECTOR:**

**MSc. MANUEL ROBERTO MONTEJO SANTOS**

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA DE POSGRADO**

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

Título:

**ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD EN LA ESTIMACIÓN DE LA  
DEMANDA SÍSMICA PARA LA APLICACIÓN DEL  
ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL EN EDIFICACIONES**

Presentado por:

**KENNY CHRISTIAN TOBÍAS HERNÁNDEZ**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor(a):

**PhD. MSc. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJÍVAR**

SAN SALVADOR, MAYO 2023

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

**PhD. MSc. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJÍVAR**

## AGRADECIMIENTOS

Primeramente, agradezco a Dios por darme la vida, fuerzas y sabiduría para culminar esta etapa de mi formación profesional.

Agradezco especialmente a mi esposa Yanira Elizabeth por ser un pilar fundamental durante estos años de estudio, ofreciéndome todo su apoyo y comprensión para poder llevar a cabo este posgrado. Igualmente, a mis padres y hermanos por estar pendientes de mí y apoyarme en todo el proceso de mis estudios.

Quiero agradecer a los docentes del programa de estudio por la aportación de sus conocimientos y experiencias, en especial al Dr. Manuel López por sus buenas enseñanzas como profesor, así como por su asesoría, orientación y tiempo dedicado para llevar a buen término este trabajo de graduación.

Agradezco también al *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)* y al *NGA-Subduction Program* por facilitar la base de datos de registro acelerográficos internacionales usados en este trabajo.

Kenny Christian Tobías H.

# CONTENIDO

<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>5</b>
<b>1 GENERALIDADES .....</b>	<b>1</b>
1.1 Introducción .....	1
1.2 Antecedentes .....	2
1.3 Planteamiento del problema .....	8
1.4 Objetivos .....	9
1.4.1 Objetivo general .....	9
1.4.2 Objetivos específicos.....	9
1.5 Alcances .....	9
1.6 Limitaciones .....	10
1.7 Justificación.....	11
1.8 Cronograma de actividades .....	13
1.9 Metodología de la investigación a desarrollar.....	14
<b>2 ASPECTOS GENERALES DEL ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL .....</b>	<b>16</b>
2.1 Dinámica de sistemas inelásticos .....	16
2.1.1 Ecuación de movimiento.....	16
2.1.2 Factores a ser considerados en el cómputo de la respuesta sísmica .....	18
2.1.3 Influencia del mecanismo de rótula plástica en la demanda de ductilidad .....	24
2.1.4 Influencia del comportamiento inelástico en la demanda de distorsión de entrepiso	26
2.2 Demanda sísmica.....	27
2.2.1 Registros acelerográficos .....	28
2.2.2 Niveles del movimiento sísmico del terreno .....	34
2.2.3 Espectro objetivo.....	34
2.2.4 Medida de la intensidad del movimiento sísmico del terreno .....	35
2.2.5 Desagregación de la amenaza sísmica.....	36
2.3 Modelación Estructural .....	37
2.3.1 Sistema global .....	37

2.3.2	Clasificación de miembros estructurales por el comportamiento esperado .....	38
2.3.3	Miembros controlados por deformación .....	39
2.3.4	Miembros controlados por fuerzas .....	43
2.3.5	Tipos de modelos de miembros.....	43
2.3.6	Amortiguamiento viscoso .....	48
2.3.7	Parámetros de demanda (respuesta estructural) .....	48
2.4	Aplicaciones del Análisis Dinámico No Lineal de estructuras .....	50
2.4.1	Propósito del Análisis Dinámico No Lineal.....	51
<b>3</b>	<b>SELECCIÓN Y MODIFICACIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS .....</b>	<b>54</b>
3.1	Espectro de respuesta objetivo .....	54
3.1.1	Espectro de diseño de la NTDS-97 .....	55
3.1.2	Espectro de Amenaza Uniforme (UHS).....	57
3.1.3	Espectro Medio Condicional (CMS).....	59
3.2	Criterios para la selección de movimientos sísmicos .....	64
3.2.1	Forma espectral .....	64
3.2.2	Parámetros sismológicos .....	65
3.2.3	Parámetros de amplitud (PGA y PGV) .....	69
3.2.4	Límites en factores de escala.....	70
3.2.5	Movimientos sísmicos pertenecientes a un mismo evento.....	70
3.2.6	Cantidad de movimientos sísmicos requeridos .....	70
3.2.7	Efectos de directividad .....	71
3.3	Modificación de registros por escalado lineal.....	72
3.3.1	Rango de periodos.....	72
3.3.2	Componentes horizontales de los movimientos sísmicos del terreno .....	73
3.3.3	Proceso de escalado de amplitudes .....	75
3.4	Visión general de la selección y modificación de registros .....	76
3.5	Necesidad de una amplia base de datos de registros acelerográficos.....	79
<b>4</b>	<b>MODELOS MATEMÁTICOS Y ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA PARA LOS ANÁLISIS.....</b>	<b>82</b>

4.1	Modelos estructurales para el análisis.....	82
4.1.1	Software y consideraciones de modelado .....	82
4.1.2	Modelos de sistemas MDOF de referencia .....	86
4.1.3	Modelos de sistemas SDOF equivalentes .....	90
4.2	Base de datos de registros acelerográficos .....	96
4.2.1	Registros nacionales.....	99
4.2.2	Registros internacionales.....	99
4.3	Selección y modificación de registros.....	101
4.3.1	Conjuntos 1 al 24.....	103
4.3.2	Conjuntos 25 al 30.....	112
4.3.3	Análisis de resultados de la selección y modificación de registros acelerográficos	119
<b>5</b>	<b>VARIABILIDAD EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL.....</b>	<b>129</b>
5.1	Método de evaluación .....	129
5.2	Análisis IDA.....	130
5.3	Análisis de resultados en la respuesta estructural y su dispersión .....	133
<b>6</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>141</b>
6.1	Conclusiones .....	142
6.2	Recomendaciones.....	147
	<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>149</b>
	<b>APÉNDICES.....</b>	<b>154</b>
	APÉNDICE A: CALIBRACIÓN DE SISTEMAS SDOF EQUIVALENTES.....	155
	APÉNDICE B: BASE DE DATOS DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS .....	162
	APÉNDICE C: CONJUNTOS DE REGISTROS SELECCIONADOS PARA LOS ANÁLISIS	
	171	
	APÉNDICE D: CURVAS IDA.....	212



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Marco Sismo Tectónico de sección Noroeste y Sureste de la Trinchera Mesoamericana (TMA) y sus diferentes configuraciones en Guatemala, Honduras, Nicaragua y El Salvador. Fuente: MARN (2020a) .....	4
Figura 2.1. Curvas pushover de edificio de marcos de acero de 20 niveles con y sin la consideración del efecto P- $\Delta$ . Fuente: Chopra (2020).....	19
Figura 2.2. Importancia del efecto P- $\Delta$ en la distorsión del segundo entrepiso de un edificio de marcos de acero de 20 niveles sometido a la acción de un sismo fuerte. Fuente: Chopra (2020). 20	
Figura 2.3. Influencia de los supuestos de modelado sobre la historia de distorsión del segundo entrepiso en un edificio de marcos de acero de 20 niveles sometido a un sismo fuerte. Fuente: Chopra (2020). .....	21
Figura 2.4. Influencia de los supuestos de modelado sobre la demanda de distorsión de entrepiso en un edificio de marcos de acero de 20 niveles sometido a un sismo fuerte. Fuente Chopra (2020). .....	22
Figura 2.5. Demandas de distorsión de entrepiso en un edificio de marcos de acero de 20 niveles debido a la aplicación de 20 movimientos sísmicos distintos. Fuente: Chopra (2020). .....	23
Figura 2.6. Valores de mediana y percentil 84 de la demanda de distorsión de entrepiso en un edificio de marcos de acero de 20 niveles debido a la aplicación de 3 conjuntos distintos de 20 movimientos sísmicos. Fuente: Chopra (2020).....	23
Figura 2.7. Modelos denominados como (a) rótula-viga, (b) rótula-columna y (c) piso débil. Fuente: Chopra (2020). .....	24
Figura 2.8. Valores medios de las demandas de ductilidad de piso en un edificio de marcos de acero de 20 niveles con modelos tipo (a) y (b) debido a la aplicación de un conjunto de movimientos sísmicos. Fuente: Chopra (2020).....	25
Figura 2.9. Demandas medias de ductilidad del primer piso para modelos de rótula-viga (RV) y rótula-columna (RC) de marcos de 2, 5, 10, 20, 30 y 40 pisos, diseñados para factores de ductilidad $\mu=2$ y 8 de sus modelos de un grado de libertad equivalentes. Fuente: Chopra (2020).....	26
Figura 2.10. Variación de la demanda de distorsión de entrepiso en un marco de 9 niveles diseñado para diferentes factores de ductilidad. Fuente: Chopra (2020). .....	27

Figura 2.11. Acelerograma registrado en La Libertad durante el terremoto del 13 de enero de 2001 en El Salvador. ....	28
Figura 2.12. Formación de espectro de respuesta de un registro acelerográfico. Fuente: Kramer (1996). ....	30
Figura 2.13. Espectros de respuesta elástico de aceleración (5% de amortiguamiento) de las componentes horizontales, y su media geométrica, del registro acelerográfico de la Figura 2.11. ....	31
Figura 2.14. Acelerogramas de seis distintos terremotos en la costa del Pacífico de México. Fuente: Kramer (1996). ....	32
Figura 2.15 Acelerograma obtenido en roca, a una distancia hipocentral corta. Fuente: Schmidt y Quirós (2007). ....	33
Figura 2.16 Acelerograma obtenido en suelo blando, a una distancia hipocentral larga. Fuente: Schmidt y Quirós (2007). ....	33
Figura 2.17. Respuesta de columnas de acero sujetas a tres protocolos de carga. Fuente: NIST (2017). ....	40
Figura 2.18. Envolvente monotónica y curva "backbone" cíclica superpuesta sobre datos de una prueba de columna de acero. Fuente: NIST (2017). ....	41
Figura 2.19. Ejemplo de datos de prueba y modelo calibrado del miembro, ilustrando las diferencias entre degradación en el ciclo y cíclica. Fuente: NIST (2017). ....	42
Figura 2.20 Tipos de modelos que representan el comportamiento no lineal de miembros estructurales. Fuente: NIST (2010). ....	44
Figura 3.1. Espectros de respuesta elásticos de la NTDS-97 para distintos perfiles de suelo. ....	56
Figura 3.2. Obtención de espectros de amenaza uniforme a partir de curvas de amenaza (esquemático). ....	57
Figura 3.3. Espectro de respuesta MCE y espectros de diseño elásticos para cuatro clases de sitio. ....	58
Figura 3.4. Ejemplo esquemático de la relación entre un espectro UHS y un CMS condicionado en $T^* = 1$ s. ....	59
Figura 3.5. Desagregación de la amenaza sísmica para $S_a$ (0.5 s) y periodo de retorno de 475 años, en sitio DIGESTYC. Fuente: MARN (2020b). ....	63

Figura 3.6. Espectros de respuesta UHS Cortical para un periodo de retorno de 475 años en sitio DIGESTYC, CMS (con Sa condicionada en $T^*=0.5s$ ) y el obtenido con una GMPE. Fuente: MARN (2020b). .....	64
Figura 4.1. Ejemplo de discretización de una sección transversal típica de concreto reforzado. Fuente: Sismosoft (2022). .....	83
Figura 4.2. Ejemplo de sección de columna discretizada en 148 fibras en SeismoStruct.....	83
Figura 4.3. Modelo de Mander para concreto confinado (izquierda) y modelo de Menegotto -Pinto para acero de refuerzo (derecha). .....	84
Figura 4.4. Amortiguamiento de Rayleigh. Fuente: Chopra (2020). .....	85
Figura 4.5. Detalle de marcos de concreto reforzado de 3 niveles (M03). Fuente: BID (2020). ...	87
Figura 4.6. Detalle de marcos de concreto reforzado de 6 niveles (M06). Fuente: BID (2020). ...	87
Figura 4.7. Detalle de marcos de concreto reforzado de 9 niveles (M09). Fuente: BID (2020). ...	88
Figura 4.8. Detalle de marcos de concreto reforzado de 12 niveles (M12). Fuente: BID (2020). .	89
Figura 4.9. Curvas de capacidad de los sistemas MDOF y SDOF del modelo M09. ....	92
Figura 4.10. Pushover cíclico realizado en los sistemas MDOF y SDOF del modelo M09. ....	92
Figura 4.11. Comparación de desplazamientos obtenidos a nivel de techo en modelos M09 para los respectivos sistemas SDOF ( $\zeta_s = 23\%$ ) y MDOF ( $\zeta = 5\%$ ) .....	94
Figura 4.12. Detalle de los modelos de sistemas SDOF a utilizar en los análisis. ....	95
Figura 4.13. Espectros Objetivo utilizados en el proceso de selección de registros de conjuntos 1 a 12 (MCE) y conjuntos 13 a 24 (Diseño). .....	105
Figura 4.14. Sismos de control identificados de la desagregación de la amenaza sísmica para periodos de retorno de 475 años y 2475 años en sitio DIGESTYC. Fuente: MARN (2020a). ....	106
Figura 4.15. Contribuciones a la amenaza por fuente sísmica para periodo de retorno de 475 años en sitios DIGESTYC e ITCA. Fuente: MARN (2020a). .....	106
Figura 4.16. Desagregación sísmica para PGA, $S_a(0.133 s)$ , $S_a(0.5 s)$ y $S_a(1.5 s)$ para periodo de retorno de 475 años en sitio DIGESTYC. Fuente: MARN (2020a). .....	107
Figura 4.17. Espectros de respuesta de registros acelerográficos del conjunto 7. ....	109
Figura 4.18. Espectros de respuesta de registros acelerográficos del conjunto 8. ....	110
Figura 4.19. Espectros de respuesta de registros acelerográficos del conjunto 9. ....	111

Figura 4.20. Espectro de respuesta a nivel del MCE utilizado en el proceso de selección de registros de conjuntos 25, 27 y 19 así como también para el cálculo de espectros CMS. ....	113
Figura 4.21. Sismos de control identificados de la desagregación de la amenaza sísmica para periodo de retorno de 2475 años en sitio Acajutla. Fuente: MARN (2020a). ....	114
Figura 4.22. Espectros CMS obtenidos para tres periodos de vibración distintos y a nivel del MCE en Acajutla. ....	114
Figura 4.23. Contribuciones a la amenaza por fuente sísmica para periodo de retorno de 475 años en sitio Acajutla. Fuente: MARN (2020a). ....	115
Figura 4.24. Desagregación sísmica para PGA, Sa(0.133 s), Sa(0.5 s) y Sa(1.5 s) para periodo de retorno de 475 años en sitio Acajutla. Fuente: MARN (2020a). ....	115
Figura 4.25. Espectros de respuesta de registros acelerográficos del conjunto 29. ....	117
Figura 4.26. Espectros de respuesta de registros acelerográficos del conjunto 30. ....	118
Figura 4.27. Comparación del espectro de respuesta promedio en los conjuntos 7, 8 y 9 con el espectro objetivo y un límite inferior de 90% del espectro objetivo. ....	120
Figura 4.28. Comparación del espectro de respuesta promedio en los conjuntos 29, 30 con el espectro objetivo y un límite inferior de 90% del espectro objetivo. ....	121
Figura 4.29. Variación en las ordenadas espectrales, Sa, del promedio de las componentes horizontales 1 y 2 respecto al promedio global de todas las componentes horizontales en el conjunto de registro seleccionados. Conjuntos 7, 8 y 9. ....	122
Figura 4.30. Variación en las ordenadas espectrales, Sa, del promedio de las componentes horizontales 1 y 2 respecto al promedio global de todas las componentes horizontales en el conjunto de registro seleccionados. Conjuntos 29 y 30. ....	123
Figura 4.31. Comparación de espectros CMS (obtenidos en $T^* = 0.46$ s, $T^* = 0.68$ s y $T^* = 1.02$ s) y límite inferior de 75% del espectro objetivo basado en el UHS. ....	124
Figura 4.32. Comparación de la dispersión de las ordenadas espectrales versus el periodo de vibrar para los conjuntos de registros 7, 8 y 9. El rango de periodos para la comparación es $0.2T - 2.0T$ . ....	125
Figura 4.33. Comparación de la dispersión de las ordenadas espectrales versus el periodo de vibrar para los conjuntos de registros 7, 8 y 9. El rango de periodos para la comparación es $0.2T - 2.0T$ . ....	126
Figura 5.1. Curvas de pushover dinámico en modelo M09 para conjuntos 7, 8 y 9. ....	132

Figura 5.2. Curvas IDA en modelo M09 para conjuntos 7, 8 y 9. ....	133
Figura 5.3. Desviación estándar lognormal, $\beta$ , calculada a diferentes niveles de intensidad sísmica para los 24 conjuntos de registros acelerográficos. ....	135
Figura 5.4. Comparación de la dispersión obtenida para los cuatro periodos de vibración al nivel de una, dos y tres veces el MCE. Las líneas continuas unen los resultados de los conjuntos 1 al 12; las líneas discontinuas, los resultados de los conjuntos 13 al 24. ....	136
Figura 5.5. Registro que causa respuesta máxima extrema en conjuntos 1 y 13. ....	137
Figura 5.6. Comparación de la respuesta mínima, promedio y máxima obtenida para los tres rangos de periodos de vibración usados para la selección en los 24 conjuntos de registros acelerográficos. ....	138
Figura 5.7. Desviación estándar lognormal, $\beta$ , calculada a diferentes niveles de intensidad sísmica para los conjuntos de registros acelerográficos 25 al 30. ....	140
Figura 5.8. Comparación de la respuesta mínima, promedio y máxima obtenida al usar dos espectros objetivos distintos (UHS y CMS) en la selección de registros para los conjuntos 25 al 30. ....	140

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1. Parámetros de origen de los terremotos destructivos ocurridos en El Salvador en el siglo XX.....	4
Tabla 2.1. Características de los modelos que representan el comportamiento no lineal de miembros estructurales.....	47
Tabla 2.2. Ejemplos de enfoques de evaluación y diseño sísmico basados en desempeño que emplean análisis no lineal.....	53
Tabla 3.1. Clasificación de sitios según NEHRP 2016 y 2020 junto a reclasificaciones de sitio hechas por el MARN.....	68
Tabla 3.2. Visión general de guías contemporáneas para el ADNL .....	77
Tabla 3.3. Visión general de guías contemporáneas para el ADNL (continuación).....	78
Tabla 4.1. Cargas muertas y vivas en edificios índices de referencia.....	86
Tabla 4.2. Cálculo del factor de participación modal del modelo M09.....	91
Tabla 4.3. Geometría global y propiedades dinámicas de sistemas MDOF y SDOF equivalentes. ....	94
Tabla 4.4. Rango de valores de parámetros sismológicos para la conformación de base de datos de registros acelerográficos.....	96
Tabla 4.5. Cantidad de registros contenidos en la base de datos conformada.....	97
Tabla 4.6. Parámetros sismológicos de eventos sísmicos nacionales.....	98
Tabla 4.7. Periodos de vibración de interés y niveles de amenaza para los conjuntos 1 a 24. ..	104
Tabla 4.8. Criterios sismológicos utilizados para los conjuntos 1 a 24.....	108
Tabla 4.9. Registros acelerográficos seleccionados en el conjunto 7.....	109
Tabla 4.10. Registros acelerográficos seleccionados en el conjunto 8.....	110
Tabla 4.11. Registros acelerográficos seleccionados en el conjunto 9.....	111
Tabla 4.12. Periodos de vibración de interés y niveles de amenaza para los conjuntos 25 a 30. ....	112
Tabla 4.13. Criterios sismológicos utilizados para los conjuntos 25 a 30.....	116
Tabla 4.14. Registros acelerográficos seleccionados en el conjunto 29.....	117
Tabla 4.15. Registros acelerográficos seleccionados en el conjunto 30.....	118

Tabla 4.16. Resumen de resultados en los parámetros de selección y modificación de registros acelerográficos para los conjuntos 1 a 24.....127

Tabla 4.17. Resumen de resultados en los parámetros de selección y modificación de registros acelerográficos para los conjuntos 25 a 30.....128

Tabla 5.1. Valores de las ordenadas espectrales a nivel del MCE en los periodos de vibrar de los modelos. ....130

# **1 GENERALIDADES**

## **1.1 Introducción**

El Análisis Dinámico No Lineal (ADNL), conocido también como análisis Tiempo-Historia no lineal, es una forma de análisis dinámico en el cual la respuesta de una estructura que es sometida a la acción de un conjunto de movimientos sísmicos del terreno, es evaluada a través de la integración numérica de las ecuaciones del movimiento. Entre algunas de las áreas de aplicación del ADNL se encuentran: el diseño de estructuras nuevas, evaluación y reacondicionamiento de edificaciones existentes y la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones.

Uno de los mayores retos para la correcta aplicación de los ADNL es la determinación de la demanda sísmica (registros acelerográficos) apropiada para la estructura bajo análisis; para tal efecto, se requiere en general conocer las características de la amenaza sísmica imperante en la zona del proyecto, las condiciones de sitio y las propiedades dinámicas de la estructura.

Actualmente en El Salvador no se cuenta con regulaciones propias para la aplicación del ADNL para la evaluación o diseño de estructuras por lo que generalmente, en la práctica, se adoptan procedimientos de estándares internacionales para tal fin. Sin embargo, el uso del ANDL ha sido un tema en constante evolución y desarrollo en las últimas décadas por lo que incluso en los estándares internacionales relativamente recientes ha existido una falta de consenso en cuanto a cómo realizar la selección y modificación apropiada de los movimientos sísmicos del terreno para su utilización en los ADNL.

Con la presente investigación se busca establecer los criterios y procedimientos necesarios para estimar apropiadamente la demanda sísmica a utilizar en la ejecución del ADNL, así como



evaluar la influencia que tiene la variación de algunos de los parámetros utilizados sobre la respuesta estructural.

Se ha realizado la investigación de las bases filosóficas que rigen al ADNL de edificaciones, así como un análisis de los criterios utilizados por algunos estándares y guías internacionales para la selección y modificación de registros acelerográficos. Además, se han realizado ejemplos de aplicación del ADNL en los que se ha evaluado la dispersión de la respuesta estructural como una medida del nivel de confianza en la demanda sísmica estimada.

En el Capítulo 1 se presentan las generalidades del trabajo de investigación. Seguidamente, en el Capítulo 2, se revisan aspectos generales del ADNL relacionados con la dinámica de sistemas inelásticos, demanda sísmica, el modelo estructural y sus aplicaciones en la ingeniería estructural. El Capítulo 3 cubre los aspectos teóricos relativos a los procedimientos de selección y modificación de registros acelerográficos. En el Capítulo 4 se presentan los modelos matemáticos y la demanda sísmica determinada utilizada en los ejemplos de aplicación del ADNL. Los resultados de los análisis son presentados y analizados en el Capítulo 5. Finalmente, en el Capítulo 6 se presentan las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo de investigación.

## **1.2 Antecedentes**

Debido a la ocurrencia de eventos sísmicos tan sucesivos, El Salvador es un país de un alto riesgo sísmico. Según López et al. (2004), el país es sacudido por un terremoto destructivo, o una secuencia de terremotos, una vez por década en promedio.

El Salvador se ubica en una zona de gran actividad sísmica; su posición al borde de la Placa del Caribe provoca fuertes terremotos debido a la interacción entre ésta y la Placa de Cocos. Adicionalmente, y como producto de la interacción antes mencionada, existen sistemas de fallas geológicas locales que coinciden con la cadena volcánica la cual forma parte del cinturón de fuego

del Pacífico y corre a lo largo del territorio nacional, de este a oeste. Marroquín y Benito (2009) afirman: “La mayoría de los sismos que afectan a El Salvador ocurren principalmente, a lo largo de la zona de subducción y el arco volcánico”.

Por tanto, se tienen dos zonas principales generadoras de sismos que influyen en la sismicidad de El Salvador. En la primera, se producen los terremotos de mayor magnitud ( $M > 7$ ) con profundidades de hasta 200 km, ocurriendo estos en la placa de subducción (Placa de Cocos) y/o en la interfase entre esta y la placa del Caribe los cuales están asociados a mecanismos de falla normales o inversas (Benito et al., 2005). A esta zona se asocian el terremoto del 13 de enero de 2001. En la segunda, se producen sismos de magnitudes intermedias ( $M < 6.8$ ) a profundidades someras entre 5 a 20 km, siendo los más destructores, y ocurriendo estos en el sistema de fallas corticales paralelo a la cadena volcánica (Benito et al., 2005). A esta zona se asocian los terremotos del 10 de octubre de 1986 y 13 de febrero de 2001. Estos terremotos de corteza superficial tienen origen tectónico, pero a menudo son llamados eventos de cadena volcánica debido a su proximidad al eje volcánico (Benito et al., 2005).

Benito et al. (2005) indican que la interacción entre la placa del Caribe y la placa de Norteamérica producen sismos de baja magnitud ( $M < 5$ ) con profundidades entre 5 a 15 Km, siendo su influencia sísmica de carácter secundario en El Salvador. Los sistemas de fallas de Motagua y Chixoy-Polochic se asocian a la interacción entre las placas anteriores.

En la Figura 1.1 se presenta un mapa tectónico regional de la zona que ilustra los diferentes procesos existentes en el área.

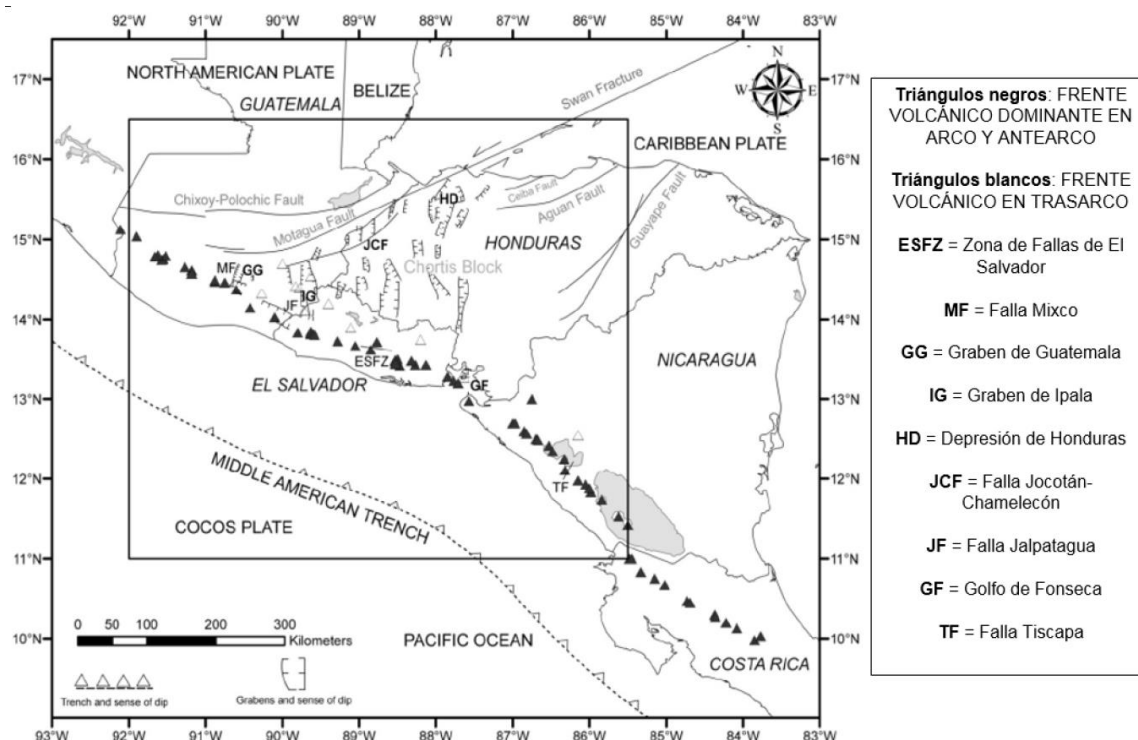


Figura 1.1. Marco Sismo Tectónico de sección Noroeste y Sureste de la Trinchera Mesoamericana (TMA) y sus diferentes configuraciones en Guatemala, Honduras, Nicaragua y El Salvador. Fuente: MARN (2020a)

Tabla 1.1.

Parámetros de origen de los terremotos destructivos ocurridos en El Salvador en el siglo XX

Año	Mes	Día	Hora (GMT)	Latitud (°)	Longitud (°)	Ms	Profundidad (km)	Intensidad (MM)	Fuente
1915	09	07	01:20	13.90	-89.60	7.7	60	IX	Subducción
1917	06	08	00:51	13.82	-89.31	6.7	10	VIII	Local
1917	06	08	01:30	13.77	-89.50	5.4	10	VIII	Local
1919	04	28	06:45	13.69	-89.19	5.9	10	X	Local
1930	07	14	22:40	14.12	-90.25	6.9	30	VII	Local
1932	05	21	10:12	12.80	-88.00	7.1	150	VIII	Subducción
1936	12	20	02:45	13.72	-88.93	6.1	10	VIII	Local
1937	12	27	00:43	13.93	-89.78	5.9	10	VII-VIII	Local
1951	05	06	23:03	13.52	-88.40	5.9	10	VIII	Local
1965	05	03	10:01	13.70	-89.17	6.3	15	VIII	Local
1982	06	19	06:21	13.30	-89.40	7.3	80	VII	Subducción
1986	10	10	17:49	13.67	-89.18	5.4	10	VIII-IX	Local
2001	01	13	17:33	13.05	-88.66	7.8	60	VIII	Subducción
2001	02	13	14:22	13.67	-88.94	6.5	10	VIII	Local

Nota. Fuente: Benito, Cepeda, y Martínez (2004).

La alta sismicidad presente en el país se ve evidenciada en los datos mostrados en la Tabla 1.1 donde en un periodo de menos de 100 años, se cuenta con registros de al menos 14 terremotos destructivos, tanto de fuente lejana (subducción) como de cercana (local), con magnitudes entre los 5.4 y 7.8 grados algunos, con profundidades tan someras como 10 km.

Actualmente en El Salvador, los requisitos mínimos para el diseño estructural de edificaciones se establecen en el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (RESESCO), del año 1994 (MOP, 1994); y las provisiones que rigen el diseño sísmico se encuentran en la Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS) del año 1997 (MOP, 1997). En ninguno de ellos hay lineamientos para efectuar el diseño y análisis dinámico no lineal de las estructuras; limitándose, la NTDS, únicamente a citar muy brevemente el concepto de un análisis paso a paso en un solo párrafo.

Cuando una estructura es sometida a un evento sísmico intenso, ésta se deforma en su rango inelástico y la única manera de evaluar su comportamiento de una forma directa es a través de un análisis no lineal.

Por lo anterior, es necesario estimar con certeza la demanda sísmica que actúa sobre la estructura a tales niveles de deformación. La demanda sísmica que se utiliza en la ejecución de los Análisis Dinámicos No Lineales (ADNL) es representada a través de registros acelerográficos de la sacudida del terreno.

Las metodologías de selección y escalado de registros acelerográficos pueden diferir dependiendo del enfoque usado para la obtención de un conjunto óptimo de los mismos. Para un determinado escenario, el objetivo puede estar orientado por un lado en proporcionar una estimación precisa de la respuesta estructural media mientras que, por el otro, en predecir la distribución de probabilidad de la respuesta estructural (Ay y Akkar, 2012). El primer enfoque, es el utilizado por los códigos sísmicos tales como el ASCE-7 y Eurocódigo 8 en los cuales, se

prescribe el número mínimo de registros acelerográficos a utilizar, con los que se pueda caracterizar con precisión la respuesta estructural media. El segundo enfoque, es necesario en el diseño estructural probabilístico basado en desempeño (Shome et al., 1998) en donde, se utiliza la distribución de probabilidad de la respuesta estructural para obtener curvas de amenaza de demanda sísmica.

La propuesta de selección y escalado de registros en los códigos de diseño y evaluación de estructuras más utilizados, cuya preocupación es principalmente sobre la respuesta estructural media, es comúnmente realizado sobre la base de lograr un emparejamiento cercano a un espectro de respuesta de diseño objetivo (Katsanos et al., 2010). Una alternativa de selección y escalado de registros, a los que se basan en los espectros de respuesta objetivo, incluyen aquellos métodos en los que la selección de los registros depende únicamente de garantizar rangos de distancia y magnitud similares a los del escenario de amenaza y escalando respecto a una sola ordenada espectral. Sin embargo, varios estudios han mostrado que este último enfoque puede resultar en dispersiones significativas sobre la respuesta media de la estructura a medida que el nivel de no linealidad incrementa (Ay y Akkar, 2012).

Ante la falta de suficientes registros acelerográficos adecuados propios de la localidad, estudios como el de Bommer y Acevedo (2004), proponen el uso de registros acelerográficos de otras regiones con ambientes tectónicos similares para solventar dicha deficiencia. Por otra parte, también se han realizado estudios en los que se ha evaluado la influencia, sobre la respuesta de la estructura, de los métodos de selección y modificación de registros acelerográficos a ser utilizado en un Análisis Dinámico No Lineal (ADNL).

Dhakal et al. (2007) evaluaron la eficiencia de diferentes medidas de intensidad (IM, por sus siglas en inglés) utilizadas como base para el escalado de un grupo de registros acelerográficos ya definido. La efectividad de cada IM fue evaluada en términos de la dispersión de los resultados

de la respuesta estructural la cual, fue obtenida mediante la aplicación de Análisis Dinámicos Incrementales No Lineales (IDA por sus siglas en inglés) por cada registro sobre modelos estructurales de un grado de libertad. Dentro de los resultados se encontró que aplicar criterios tales como usar un rango de periodos en el ajuste de los espectros de respuesta, usar limitaciones en los factores de escala e incrementar la cantidad de registros, proporcionan una reducción en la dispersión de la respuesta estructural.

Huang et al., (2011) presenta los resultados de una serie de Análisis Dinámicos No Lineales, que se utilizaron para estudiar cuatro métodos de escalamiento. Los análisis se realizaron utilizando registros de terremotos de campo lejano y cercano a la falla, y la discusión se centra en el impacto del proceso de escalado del movimiento del suelo en la distribución de las respuestas estructurales. Igual que en el caso anterior, se utilizaron modelos matemáticos de un solo grado de libertad y, se hace la aclaración que los resultados son aplicables para estructuras de mediana y baja altura con deformación inelástica de baja a moderada.

Por otra parte, se ha reconocido que la forma espectral de los registros acelerográficos de sismos con muy baja probabilidad de ocurrencia tiene una forma distinta a la de un espectro de amenaza uniforme o del espectro de diseño derivado del mismo.

De acuerdo con FEMA (2009) algunos estudios han demostrado que los sismos raros en el Oeste de los Estados Unidos, como los correspondientes al MCE, tienen una forma espectral distintiva que difiere de la forma del espectro de diseño utilizado para el diseño estructural en ASCE/SEI 7- 05; la forma del espectro de sismos raros alcanza su punto máximo en el periodo de interés y decae más rápidamente (y tiene menos energía) en periodos que son más largos o más cortos que el periodo de interés.

Lo anterior ha favorecido el desarrollo de espectros objetivos distintos al definido por el código sísmico tal como lo es el Espectro Medio Condicional (CMS por sus siglas en inglés)

propuesto por Baker (2011). Para intensidades que tienen una frecuencia de excedencia anual baja, la amplitud de un CMS será menor, en algunos periodos, que la del Espectro de Amenaza Uniforme (UHS por sus siglas en inglés) ya que el CMS cuantifica un “espectro de escenario” menos conservador y más realista (FEMA, 2012).

### **1.3 Planteamiento del problema**

Parte fundamental en el proceso de aplicación del Análisis Dinámico No Lineal (ADNL) para el diseño de estructuras nuevas o evaluación de las ya existentes, es la determinación de la demanda sísmica que se debe aplicar. Al no existir una normativa nacional donde se establezcan o regulen los criterios para la selección y modificación de registros acelerográficos a ser usados en los Análisis Dinámicos No Lineales (ADNL), cada analista hace uso de criterios propios, basados en normativas o códigos internacionales, así como de resultados de estudios recientes que año tras año proporcionan nuevas consideraciones que pueden ser tomadas en cuenta o el perfeccionamiento de las ya existentes. Sin embargo, no hay uniformidad en las metodologías y criterios utilizados por los pocos analistas que los manejan y este conocimiento no es fácil de transferir a otros profesionales practicantes menos experimentados, ya que no es parte de un documento de cumplimiento obligatorio como lo sería una normativa o código nacional. Esta situación se vuelve aún más problemática para las instituciones que tienen a su cargo la evaluación y aprobación de proyectos de construcción, tales como la OPAMSS y el MOPT, con el desarrollo de obras civiles que cada día son más complejas e incluyen este tipo de análisis en sus carpetas técnicas en busca de aprobación. Se vuelve importante, entonces, realizar una actualización de las provisiones que rigen el análisis y diseño sísmico en el país, incluyendo el análisis dinámico no lineal y en especial lo concerniente a la estimación de la demanda sísmica, subsanando así, las deficiencias que se tienen actualmente en nuestra Norma Técnica para Diseño por Sismo.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo general**

Establecer criterios técnicos actualizados relativos a la determinación de la demanda sísmica para el análisis y diseño de estructuras utilizando análisis dinámicos no lineales, que pueden servir para formar parte de un nuevo Código Salvadoreño para las Edificaciones.

### **1.4.2 Objetivos específicos**

1. Establecer el contexto de la práctica actual, así como de estudios innovadores, enfocados en la determinación de la demanda sísmica a utilizar en el proceso del ADNL.
2. Identificar la información actualizada y disponible de la amenaza sísmica de El Salvador, tales como espectros de amenaza uniforme (UHS por sus siglas en inglés), análisis de desagregación y registros acelerográficos, entre otros, que sirvan en la estimación de la demanda sísmica a ser empleada.
3. Analizar la variabilidad en la respuesta estructural relacionada con la selección y modificación de registros acelerográficos que se usan como demanda sísmica en el ADNL.

## **1.5 Alcances**

1. Se investigará el estado del arte y de la práctica de la dinámica de estructuras en el rango no lineal, analizando las implicaciones que esto conlleva tanto para el análisis como para el diseño sísmico de estructuras. También, se estudiarán las bases filosóficas del análisis de estructuras utilizando el Análisis Dinámico No lineal haciendo una aplicación de tales conceptos con la realidad el país.
2. Como espectros de respuesta objetivo/meta para la selección y modificación de registros acelerográficos, se evaluará el uso del espectro multiperiodo el cual, ha sido desarrollado



recientemente como parte del impulso en la creación del nuevo Código Salvadoreño para las Edificaciones, así como también el espectro de diseño de la NTDS-97 y el Espectro Medio Condicional.

3. Se realizarán modelos matemáticos, con una adecuada representación de las no linealidades tanto del material como geométricas, en el software especializado SeismoStruct de la compañía SeismoSoft para fines de análisis.
4. Se realizará un análisis de la sensibilidad en la determinación de la demanda sísmica que se debe emplear para ejecutar análisis dinámicos no lineales, en edificaciones en El Salvador, a partir de la amenaza sísmica imperante en el país.

## **1.6 Limitaciones**

1. Para medir la variabilidad en la respuesta estructural que produce la aplicación de cada registro acelerográfico, se utilizarán Análisis Dinámicos Incrementales No Lineales (IDA) los cuales, requieren un alto consumo de hora-maquina. Esto se traduce en una alta demanda en tiempo de análisis. Por lo anterior, se propone limitar los análisis sobre cuatro modelos estructurales de sistemas de un grado de libertad (SDOF por sus siglas en inglés) obtenidos a partir de modelos de sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF por sus siglas en inglés) representativos de marcos planos de concreto reforzado de 3, 6, 9 y 12 niveles sometidos, únicamente, a análisis unidireccionales sobre el plano del modelo.
2. Debido a las limitaciones de tiempo y recurso computacional, cada modelo estructural únicamente estará constituido por el sistema principal resistente a cargas laterales, es decir, no se considerará la existencia de elementos no estructurales en los mismos. Tampoco se considerará los efectos de la interacción suelo-estructura.

## 1.7 Justificación

Existe una tendencia creciente en el uso del Análisis Dinámico No Lineal (ADNL) tanto en el diseño de edificaciones nuevas como en la evaluación de las existentes. Uno de los retos claves en este enfoque, es la selección y modificación de registros acelerográficos que sirven como excitaciones de entrada en la ejecución del Análisis Dinámico No Lineal (PEER, 2015).

Aunque El Salvador tiene una constante actividad sísmica, no se cuenta con una amplia base de datos de registros acelerográficos de eventos sísmicos definidos como “característicos”, es decir, eventos representativos de las fuentes lejana y cercana (BID, 2020). Esta limitada cantidad de registros acelerográficos con niveles de aceleración considerable, genera la necesidad de usar, como complemento, registros acelerográficos internacionales que sean consistentes con la amenaza sísmica de El Salvador y de ambientes tectónicos similares.

Recientemente, el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN), ha realizado la evaluación probabilística de la amenaza sísmica de El Salvador y, se cuenta con resultados de desagregación de la amenaza sísmica la cual sirve para identificar los sismos de control que más contribuyen a los movimientos sísmicos de fuente lejana y cercana. Esta información es necesaria en el proceso de selección de registros acelerográficos para llevar a cabo los Análisis Dinámicos No Lineales (ADNL).

La respuesta estructural es sensible a criterios considerados en el proceso de selección de los registros acelerográficos tales como la similitud de la forma espectral con el espectro objetivo, magnitud, distancia de la fuente al sitio, condiciones de sitio, presencia de pulsos de velocidad (para fuente cercana), etc. Así mismo, los criterios considerados en el proceso de escalado tales como medida de intensidad usada, límites en los factores de escala, periodo o rango de periodos aplicable, espectro de respuesta objetivo, etc., también afectan la respuesta de la estructura.

La evaluación de la variabilidad en la respuesta estructural debido a la consideración de algunos de los criterios antes mencionados, para la selección y modificación de registros acelerográficos, aplicado a la realidad del país, proporcionará insumos técnicos que pueden servir para formar parte de un nuevo Código Salvadoreño para las Edificaciones y/o como una orientación para los profesionales o instituciones, que están involucradas en la aprobación de evaluaciones de edificios existentes o diseños de edificios nuevos, en los que se utiliza el ADNL.

## 1.8 Cronograma de actividades

AÑO		2022																2023																											
MES		JUNIO				JULIO				AGOSTO				SEPTIEMBRE				OCTUBRE				NOVIEMBRE				DICIEMBRE				ENERO				FEBRERO											
SEMANA		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4								
ACTIVIDADES																																													
1	Oficialización de tema de tesis y asesor																																												
2	Reuniones de asesoría																																												
3	Investigación de antecedentes del Análisis No lineal en la NTDS																																												
4	Investigación del estado del arte y de la práctica de la dinámica de estructuras en el rango no lineal																																												
5	Investigación de la bases filosóficas de diseño y análisis de estructuras utilizando el Análisis Dinámico No lineal																																												
6	Elaboración de modelos matemáticos en SeismoStruct																																												
7	Proceso de selección y escalado de registros acelerográficos																																												
8	Ejecución de Análisis Dinámicos Incrementales No Lineales (ADINL) en modelos estructurales (máximo 2 meses**)																																												
9	Procesamiento de datos e interpretación de resultados																																												
10	Elaboración de documento de TG																																												
11	Inactividad académica en campus UES																																												
12	Revisión de TG y aval del asesor para realizar defensa																																												
13	Solicitud programación de fecha para defensa de TG																																												
14	Defensa de TG																																												
15	Correcciones finales en el documento de TG																																												
16	Entrega de documento final de TG																																												

\*\* El tiempo estimado de 1.5 meses de análisis, corresponde a la ejecución de hasta 550 ADINL cada uno con 40 incrementos de intensidad y, a su vez, 10000 pasos en promedio por cada registro. Los modelos matemáticos de referencia usados para esta estimación de tiempo, corresponde a cuatro marcos planos de concreto reforzado de un grado de libertad, representativos de marcos de 3 vanos de 3, 6, 9 y 12 niveles, con la aplicación de una sola componente horizontal del registro. Se cuenta con la disponibilidad de 2 computadoras para realizar análisis de forma simultánea, las cuales fueron tomadas en cuenta para realizar esta estimación de tiempo.

## **1.9 Metodología de la investigación a desarrollar**

La investigación a desarrollar será del tipo descriptiva y cuantitativa y se plantea en los siguientes pasos:

1. Búsqueda de información bibliográfica para el estudio, análisis y comprensión del estado del arte y las bases filosóficas de análisis y diseño de estructuras de edificación usando el Análisis Dinámico No Lineal (ADNL) enfocado principalmente en la definición del input de demanda sísmica requerido para su aplicación.
2. Obtención de información base para la estimación de la demanda sísmica (registros acelerográficos). Parte de esta información será la disponible en redes nacionales como la de CIG y UCA y complementada con información a nivel internacional contenidos en bases de datos de descarga gratuita como las de PEER (NGA-West 2 y NGA-Sub), LIS (Costa Rica), COSMOS y RAII-UNAM, verificando su aplicabilidad a la condición sísmica del país.
3. Definición de los procedimientos de selección y modificación de registros acelerográficos y elección de las variables a evaluar. Se preparan diferentes conjuntos de registros acelerográficos que consideren distintos criterios de selección y modificación de los mismos.
4. Elaboración de modelos matemáticos para ejecutar Análisis Dinámicos Incrementales No Lineales (IDA) considerando los aspectos de no linealidad de materiales y geométricas.
5. Obtención de datos. La obtención de datos de la respuesta estructural se realizará por medio de la simulación numérica de modelos matemáticos generados para tal fin.
6. Procesamiento de datos. Los resultados obtenidos en los análisis IDA, serán procesados estadísticamente para obtener la dispersión de los mismos, de tal manera que se puedan

hacer comparaciones entre los diferentes escenarios evaluados y la respectiva discusión de los mismos.

7. Elaboración de conclusiones y recomendaciones.

## 2 ASPECTOS GENERALES DEL ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

### 2.1 Dinámica de sistemas inelásticos

#### 2.1.1 Ecuación de movimiento

De acuerdo con la dinámica de estructuras, la ecuación de movimiento que gobierna a un sistema lineal elástico tipo edificio multinivel con diafragma de piso rígido, con dos ejes ortogonales de simetría y sujeto a un movimiento del terreno a lo largo de uno de los ejes, se escribe como se muestra en la ecuación (2.1):

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = -\mathbf{m}\mathbf{1}\ddot{u}_g(t) \quad (2.1)$$

donde  $\mathbf{u}$  es el vector de desplazamientos laterales de piso, relativo al suelo;  $\mathbf{m}$  es una matriz diagonal con elementos  $m_{jj}=m_j$ , la masa concentrada el  $j^{\text{th}}$  nivel de piso;  $\mathbf{k}$  es la matriz de rigidez lateral de la edificación;  $\mathbf{c}$  es la matriz de amortiguamiento; y cada elemento de  $\mathbf{1}$  es unitario.

En el análisis de sistemas inelásticos no es aplicable el principio de superposición, por lo que las diferentes componentes de la acción sísmica deben ser consideradas de forma simultánea en la ecuación de movimiento.

Cuando un sistema estructural es sometido a cargas laterales de magnitud tal que lo hacen incursionar en el rango inelástico, este puede alcanzar deformaciones laterales de gran amplitud; en tal estado deformado, la acción simultánea de las cargas gravitacionales impacta profundamente en el comportamiento de la estructura por lo cual, dichas cargas deben considerarse de forma directa en la ecuación del movimiento. En el lado derecho de la ecuación (2.1) se debe agregar la carga gravitacional  $\mathbf{p}_{gr}$  y, en el lado izquierdo, el término de rigidez geométrica  $\mathbf{k}_G \mathbf{u}$  que contrarresta el desbalance por acción de carga gravitacional y que es determinado por un análisis de segundo orden P- $\Delta$  (no linealidad geométrica).

Por otro lado, el término de fuerza elástica de la ecuación (2.1) también debe ser modificado cuando el sistema incurre en el rango inelástico puesto que, la relación de fuerza-deformación de cada miembro estructural, pasa a ser no lineal e histerética (no linealidad del material) lo cual, implica que la relación de las fuerzas resistentes  $\mathbf{f}_s$  y los desplazamientos resultante  $\mathbf{u}$  es dependiente del historial de carga (path dependent) es decir, depende de si las deformaciones están incrementando o disminuyendo en el instante de tiempo que se esté evaluando (time step).

Tomando en consideración los aspectos anteriormente descritos, aplicables a sistemas inelásticos, se rescribe la ecuación (2.1) como sigue:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}) + \mathbf{k}_G\mathbf{u} = -\mathbf{m}\mathbf{l}_x\ddot{u}_{gx}(t) - \mathbf{m}\mathbf{l}_y\ddot{u}_{gy}(t) - \mathbf{m}\mathbf{l}_z\ddot{u}_{gz}(t) + \mathbf{p}_{gr} \quad (2.2)$$

donde  $\ddot{u}_{gx}(t)$ ,  $\ddot{u}_{gy}(t)$ , y  $\ddot{u}_{gz}(t)$  son las componentes x, y, y vertical de la aceleración sísmica del terreno respectivamente;  $\mathbf{l}_x$ ,  $\mathbf{l}_y$ , y  $\mathbf{l}_z$ , son los vectores de influencia correspondientes; y  $\mathbf{p}_{gr}$ , representa las cargas gravitacionales. La ecuación (2.2) es matricial y representa a un conjunto de ecuaciones diferenciales no lineales, tantas como la cantidad de grados de libertad del sistema. El Análisis No Lineal Dinámico requiere una solución numérica de la ecuación (2.2) para poder obtener la respuesta de desplazamientos de la estructura, y las fuerzas internas en la estructura pueden ser determinadas a partir de dichos desplazamientos calculados (Chopra, 2020).

La formulación de ecuaciones diferenciales no lineales es computacionalmente exigente. La matriz de rigidez estructural debe reformularse en cada instante de tiempo a partir de las matrices de rigidez tangente de los elementos correspondientes a la deformación actual y su dependencia al historial de cargas; y para una estructura grande, este proceso debe repetirse para miles de elementos estructurales (Chopra, 2020).

La solución numérica de la ecuación (2.2) también es computacionalmente exigente para sistemas inelásticos grandes (cantidad de grados de libertad) porque estas ecuaciones diferenciales acopladas deben resolverse simultáneamente; para sistemas inelásticos, no se pueden desacoplar



transformándolos en coordenadas modales. Dichas soluciones numéricas deben repetirse en cada paso de tiempo  $\Delta t$ , el cual, debe ser lo suficientemente corto como para garantizar que el procedimiento numérico converja, permanezca estable y proporcione resultados precisos (Chopra, 2020).

En los métodos tradicionales de diseño se asume que las edificaciones responden de forma elástica a los terremotos, sin embargo, bajo la acción de sismos fuertes, las edificaciones pueden ser dañadas severamente causando que se comporten de forma inelástica (ATC, 1996). Por esta razón, para conocer el desempeño real de los sistemas estructurales ante sismos, es importante su estudio considerando su comportamiento no lineal tanto por no linealidades geométricas como las del material. Dicho análisis se realiza en las siguientes secciones.

### **2.1.2 Factores a ser considerados en el cómputo de la respuesta sísmica**

Chopra (2020) considera que la respuesta inelástica de las edificaciones está fuertemente influenciada por factores como los efectos de segundo orden  $P-\Delta$ , causados por las cargas gravitacionales actuando sobre el estado deformado de la estructura; los supuestos considerados en la modelación o idealización de la estructura; y, por la variación temporal de la aceleración del suelo en la sacudida sísmica. Para evaluar los efectos causados por dichos factores, Chopra (2020) analizó algunos resultados obtenidos en un amplio programa de investigación aplicada llevado a cabo en los Estados Unidos por SAC (empresa conjunta formada por SEAOC, ATC y CUREE), después de observar daños inesperados en edificios de marcos de acero durante el terremoto de Northridge en 1994. Una breve revisión de los efectos causados por los tres factores mencionados en un edificio de marcos de acero de 20 niveles se presenta a continuación.

### a) Efectos P- $\Delta$

Como se mencionó en el apartado anterior, cuando una estructura ha incurrido en el rango inelástico, los efectos de segundo orden (conocidos como efectos P- $\Delta$ ) debido a las cargas gravitacionales actuando sobre la estructura deformada lateralmente (desplazamientos considerables), tienen un impacto importante en la respuesta estructural. En la Figura 2.1 se muestran las curvas “pushover” de una estructura de acero de 20 niveles obtenidas mediante el análisis estático no lineal, con y sin la consideración del efecto P- $\Delta$ . Puede observarse que, en la primera etapa de la aplicación de la carga donde la relación fuerza-desplazamiento (normalizados al peso y altura total del edificio) aún permanece lineal, la diferencia entre ambas curvas es pequeña; sin embargo, a medida que el desplazamiento lateral se incrementa y la estructura se adentra en el rango inelástico, se detiene el incremento de resistencia de fuerza lateral inicialmente y luego decayendo rápidamente (tramo de rigidez negativa) para el caso en el que se ha considerado el efecto P- $\Delta$  lo cual, no ocurre cuando el efecto P- $\Delta$  no es considerado ya que puede observarse que la rigidez permanece positiva incluso después de iniciada la fluencia global en este último caso.

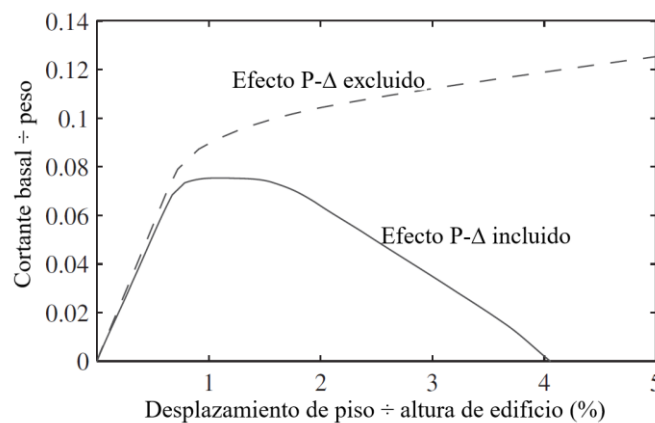


Figura 2.1. Curvas pushover de edificio de marcos de acero de 20 niveles con y sin la consideración del efecto P- $\Delta$ .

Fuente: Chopra (2020).

Esta diferencia en el comportamiento estático post-fluencia de la estructura debido al efecto P- $\Delta$ , también es esperada en la respuesta estructural ante excitaciones sísmicas fuertes. En la Figura 2.2, se muestra la historia de deriva del segundo piso normalizada a la altura del mismo (razón de deriva o distorsión de entrepiso) con y sin la inclusión del efecto P- $\Delta$ ; se evidencia, en este ejemplo, que la inclusión del efecto P- $\Delta$  propicia inestabilidad dinámica en la estructura, al impedir que esta recupere su posición inicial luego de pocos ciclos de vibración y que, por el contrario, la estructura permanece en una vibración con amplitudes limitadas y estables al no considerarse dicho efecto.

Claramente, es esencial incluir los efectos P- $\Delta$  en la predicción de la respuesta sísmica de los edificios que se deforman significativamente en su rango inelástico (Chopra, 2020).

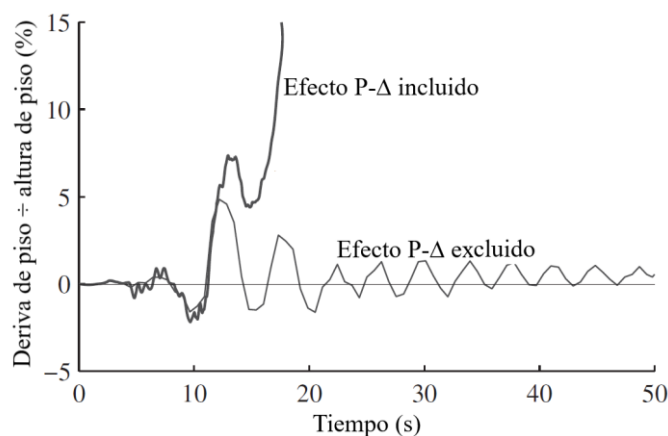


Figura 2.2. Importancia del efecto P- $\Delta$  en la distorsión del segundo entrepiso de un edificio de marcos de acero de 20 niveles sometido a la acción de un sismo fuerte. Fuente: Chopra (2020).

## b) Supuestos de modelamiento

Chopra (2020), presenta la comparativa en la respuesta sísmica de un edificio de marcos de acero de 20 niveles el cual, es modelado con 3 diferentes niveles de refinamiento. En el modelo M1, no se consideran las dimensiones, resistencia y rigidez de la zona de panel (nudo) utilizando únicamente un modelo de líneas; en modelo M2, se incluyen explícitamente las propiedades de resistencia y flexibilidad de la zona de panel; el modelo M2A es una versión mejorada del modelo

M2 al cual, se le incluyen las columnas interiores para carga de gravedad, conexiones a cortante y losas de piso. En la Figura 2.3, se muestra el historial de distorsión del segundo piso de los 3 modelos tras ser sometidos a un mismo sismo fuerte.

El modelo M1 sufre inestabilidad dinámica a penas transcurridos 20 segundos de análisis debido a que, después del primer pico fuerte de distorsión de piso (mayor al 5%), se produce un incremento rápido de esta distorsión de entrepiso de manera desmesurada. El modelo M2, muestra un comportamiento más estable que el anterior, sin embargo, la distorsión de entrepiso tiende al alza en una misma dirección y alcanza valores cercanos al 15% lo cual, es inaceptable en una edificación. El modelo M2A por otro lado, presenta valores de distorsión de entrepiso de menor magnitud que para los modelos anteriores y oscila alrededor de una posición desplazada pero cercana a la inicial y sin presentar indicios de inestabilidad dinámica de la estructura.

Es evidente que la respuesta dinámica es extremadamente sensible a los supuestos del modelo una vez que los efectos  $P-\Delta$  se vuelven importantes y un piso se deforma en el rango de rigidez negativa posterior a la fluencia. En consecuencia, el historial de demandas de distorsión de entrepiso para un edificio, puede verse profundamente afectado por las suposiciones de modelado (Chopra, 2020).

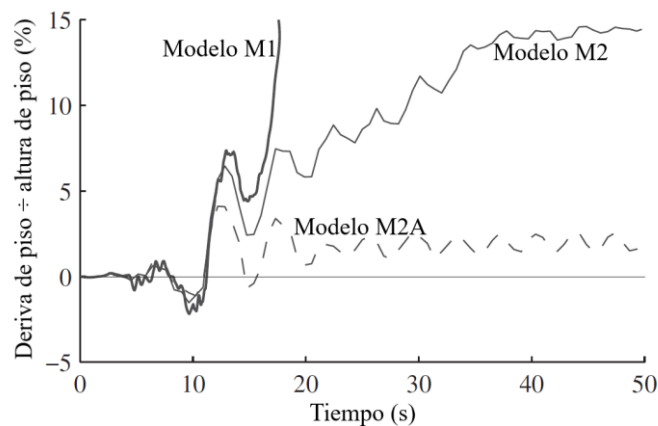


Figura 2.3. Influencia de los supuestos de modelado sobre la historia de distorsión del segundo entrepiso en un edificio de marcos de acero de 20 niveles sometido a un sismo fuerte. Fuente: Chopra (2020).

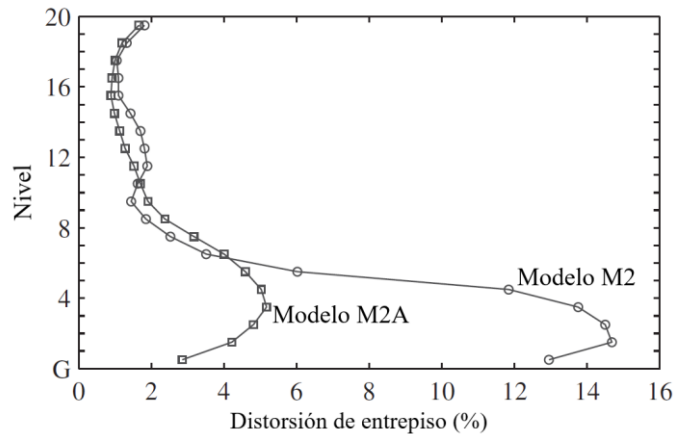


Figura 2.4. Influencia de los supuestos de modelado sobre la demanda de distorsión de entrepiso en un edificio de marcos de acero de 20 niveles sometido a un sismo fuerte. Fuente Chopra (2020).

Para este edificio de 20 niveles, la variación en el comportamiento en función de las suposiciones de modelado se refleja de forma pronunciada en los primeros 6 pisos tal como se observa en la Figura 2.4 en donde, se muestran los valores máximos de distorsión de cada entrepiso para los modelos M2 y M2A (el modelo M1 es omitido ya que predice el colapso del edificio).

### c) Variabilidad de la respuesta con el movimiento sísmico del terreno

La demanda de distorsión de entrepiso es sensible a la variación temporal de la aceleración del suelo, por lo tanto, esta es distinta para cada movimiento sísmico del terreno aplicado a la estructura (Chopra, 2020). Dicha variación puede observarse en los resultados obtenidos en el modelo M2 del edificio de marcos de acero de 20 niveles sometido a 20 distintos movimientos sísmicos (registros acelerográficos) según se muestra en la Figura 2.5.

Por otra parte, también se ha observado que la variabilidad en la respuesta estructural se incrementa a medida que la intensidad sísmica es mayor. La Figura 2.6 muestra los valores de la mediana y percentil 84 (considerando distribución lognormal de los datos) de las distorsiones de piso obtenidas para tres distintos niveles de intensidad sísmica: el primero, corresponde a eventos sísmicos con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años (periodo de retorno de 72 años);

el segundo, 10% en 50 años (periodo de retorno de 475 años); y el tercero, 2% en 50 años (periodo de retorno de 2475 años). Puede observarse que, a medida que la intensidad sísmica incrementa, también lo hacen los valores de la mediana y percentil 84 y que, además, se incrementa la diferencia entre ambas curvas (de cada intensidad) lo cual es un indicador de una mayor dispersión en los resultados registrados.

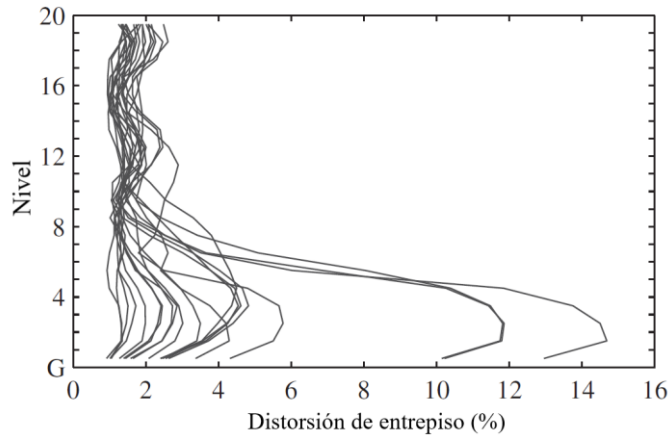


Figura 2.5. Demandas de distorsión de entrepiso en un edificio de marcos de acero de 20 niveles debido a la aplicación de 20 movimientos sísmicos distintos. Fuente: Chopra (2020).

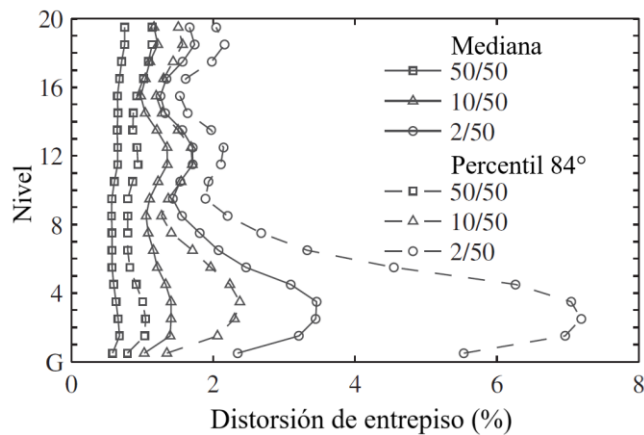


Figura 2.6. Valores de mediana y percentil 84 de la demanda de distorsión de entrepiso en un edificio de marcos de acero de 20 niveles debido a la aplicación de 3 conjuntos distintos de 20 movimientos sísmicos. Fuente: Chopra (2020).

Chopra (2020) afirma que el incremento en la variabilidad de la respuesta estructural, obtenida a medida que el nivel de intensidad de los conjuntos de movimiento sísmico del terreno es mayor, se debe a que se producen distorsiones de piso lo suficientemente grandes como para que el efecto P- $\Delta$  sea cada vez más importante.

### 2.1.3 Influencia del mecanismo de rótula plástica en la demanda de ductilidad

Chopra (2020) demuestra que la variación de demanda de ductilidad en altura depende, en parte, de la resistencia de fluencia relativa entre vigas y columnas, así como también, de la resistencia relativa entre los distintos niveles de una edificación. Para demostrarlo, Chopra (2020) analizó la demanda de ductilidad de 3 tipos de modelos estructurales, los cuales se diferencian por el mecanismo de rótula plástica que presentan al ser sometidos a carga lateral creciente, tal como se muestra en la Figura 2.7. El modelo (a), es un marco con columnas fuertes y vigas débiles; el modelo (b), es un marco con vigas fuertes y columnas débiles; y el modelo (c), es igual que el modelo (b) en el primer nivel, pero con resistencia de fluencia incrementada en los niveles superiores para que estos permanezcan elásticos.

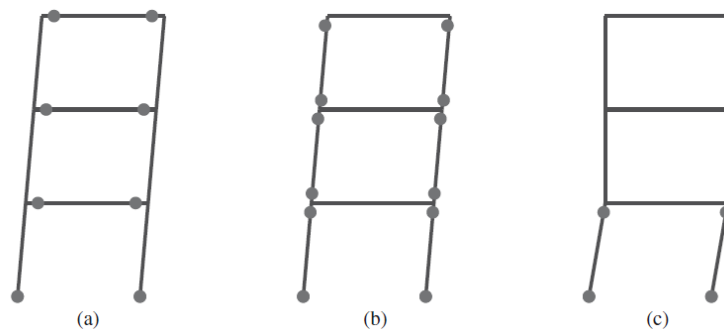


Figura 2.7. Modelos denominados como (a) rótula-viga, (b) rótula-columna y (c) piso débil. Fuente: Chopra (2020).

La ductilidad del piso  $\mu$ , se define como el desplazamiento inelástico máximo dividido por el desplazamiento de fluencia de un piso. En la Figura 2.8 se muestran los valores medios (de 15 movimientos sísmicos) de demanda de factor de ductilidad para un edificio hipotético de marcos

de acero de 20 niveles con las características de los modelos (a) rótula-viga y (b) rótula-columna, descritos anteriormente. El modelo (c) piso débil, no se muestra ya que de acuerdo a Chopra (2020) se obtenían demandas de ductilidad del orden de 50 para la planta baja mientras que, los pisos superiores se mantenían en el rango lineal elástico.

Se puede apreciar que el modelo (b) rótula-columna presenta mayor demanda de ductilidad en los pisos inferiores, así como mayor irregularidad de la misma en los pisos superiores comparado con el modelo (a) rótula-viga cuya distribución de demanda de ductilidad en altura es más uniforme. Por otro lado, también se observa que la demanda de ductilidad de cada piso es distinta al factor de ductilidad ( $\mu=8$ ) del sistema de un grado de libertad equivalente (utilizado como base para el diseño de los modelos de este edificio de ejemplo).

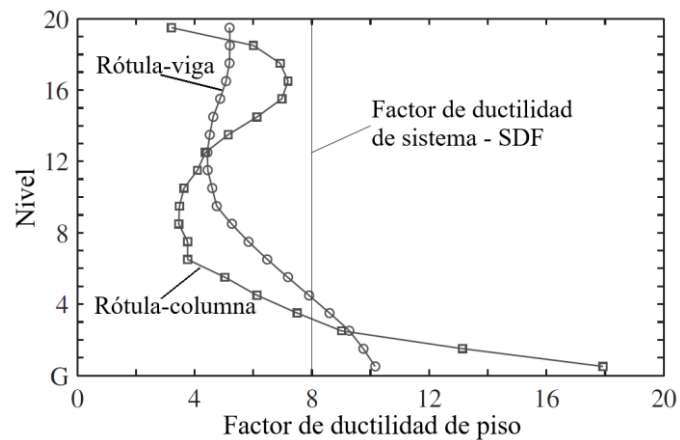


Figura 2.8. Valores medios de las demandas de ductilidad de piso en un edificio de marcos de acero de 20 niveles con modelos tipo (a) y (b) debido a la aplicación de un conjunto de movimientos sísmicos. Fuente: Chopra (2020).



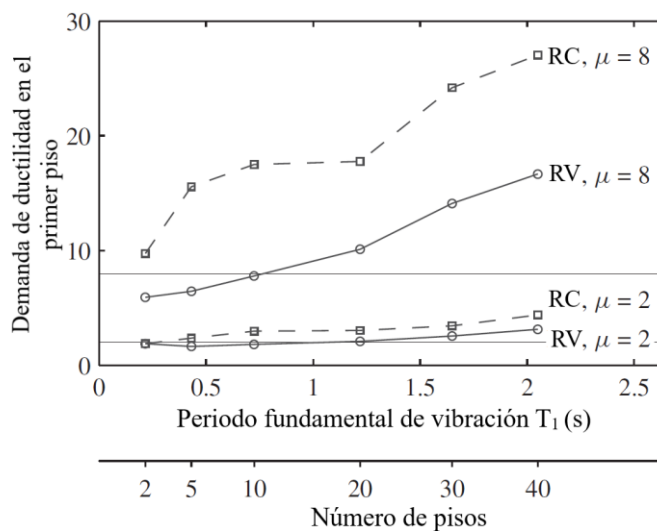


Figura 2.9. Demandas medias de ductilidad del primer piso para modelos de rótula-viga (RV) y rótula-columna (RC) de marcos de 2, 5, 10, 20, 30 y 40 pisos, diseñados para factores de ductilidad  $\mu=2$  y 8 de sus modelos de un grado de libertad equivalentes. Fuente: Chopra (2020).

Por otro lado, además del mecanismo de rótula plástica, también el periodo fundamental de la estructura influye en la demanda de ductilidad en el primer piso de edificios de varios pisos (Chopra, 2020). En la Figura 2.9, se muestra la demanda de ductilidad, en el primer nivel, de varios marcos con diferente cantidad de pisos y periodo fundamental de vibración; para cada altura de marco, se presentan dos tipos de mecanismo de rótula plástica (RV y RC) y dos factores de ductilidad ( $\mu=2$  y  $\mu=8$ ) para los que fueron diseñados. La tendencia observada es que a medida que se incrementa el periodo fundamental del marco, también se incrementa la demanda de ductilidad en el piso bajo análisis (ver Figura 2.9).

#### 2.1.4 Influencia del comportamiento inelástico en la demanda de distorsión de entrepiso

Considerando el factor de ductilidad como una medida del grado de comportamiento inelástico, Chopra (2020) también analizó la variación de demanda de distorsión de entrepiso para marcos de 9 niveles con rotulaciones en vigas, los cuales fueron diseñados para distintos factores de ductilidad según se muestra en la Figura 2.10. Se observa que para factores de ductilidad bajos

(sistemas más elásticos), los pisos superiores presentan mayor demanda de distorsión de entrepiso que los pisos inferiores lo cual, es debido a que la contribución de los modos superiores de vibrar es significativa; por otro lado, a medida que los valores de  $\mu$  se incrementan (reduciéndose la resistencia de fluencia e incrementando el comportamiento inelástico), decrece la demanda de distorsión en los pisos superiores y se incrementa en los pisos inferiores (Chopra 2020).

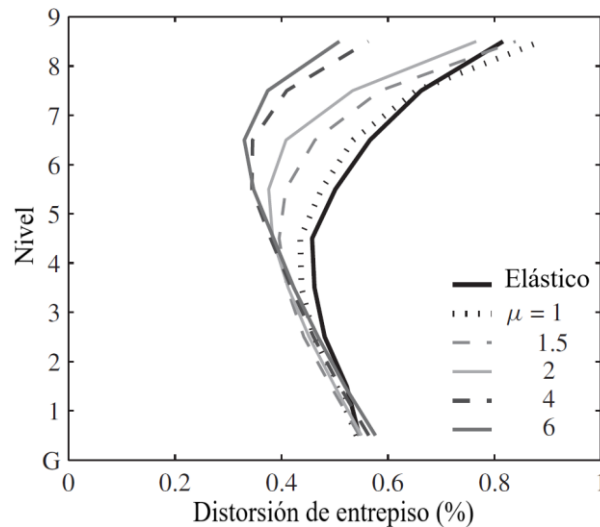


Figura 2.10. Variación de la demanda de distorsión de entrepiso en un marco de 9 niveles diseñado para diferentes factores de ductilidad. Fuente: Chopra (2020).

## 2.2 Demanda sísmica

En un ADNL, la respuesta de la estructura que es sometida a un conjunto de registros acelerográficos (demanda sísmica) es evaluada a través de la integración numérica de las ecuaciones del movimiento (ASCE, 2022).

Los registros acelerográficos son seleccionados y modificados con la intención de obtener estimaciones objetivas de la respuesta media estructural (FEMA, 2018). Para la selección de los registros acelerográficos, se deben considerar tanto la semejanza de la forma del espectro de respuesta de cada registro acelerográfico con el espectro objetivo, así como factores tales como magnitud del sismo, distancia de la fuente al sitio de interés, condiciones de sitio y mecanismo de

falla similares a las que dominan la amenaza sísmica para el nivel de intensidad evaluado (FEMA, 2018). Otros parámetros como la aceleración y velocidad pico del terreno (PGA y PGV por sus siglas en inglés respectivamente), también son utilizados como criterios de selección de registros acelerográficos en algunos casos (FEMA, 2009).

En los siguientes apartados se revisan aspectos importantes de los registros acelerográficos, los niveles de amenaza sísmica, desagregación, y las formas de definir el espectro objetivo sobre el cual se basa la selección y modificación de acelerogramas para ser usados en el ADNL.

### 2.2.1 Registros acelerográficos

Las sacudidas del terreno causadas por terremotos pueden ser completamente descritas por tres componentes de traslación y tres de rotación; sin embargo, en la práctica las componentes rotacionales son omitidas y el movimiento fuerte del terreno es registrado en tres componentes ortogonales de traslación (Kramer, 1996). En la Figura 2.11 se muestran las dos componentes horizontales (N-S y E-O) y la componente vertical de uno de los registros de aceleración del terreno obtenido durante el terremoto del 13 de enero de 2001 en El Salvador.

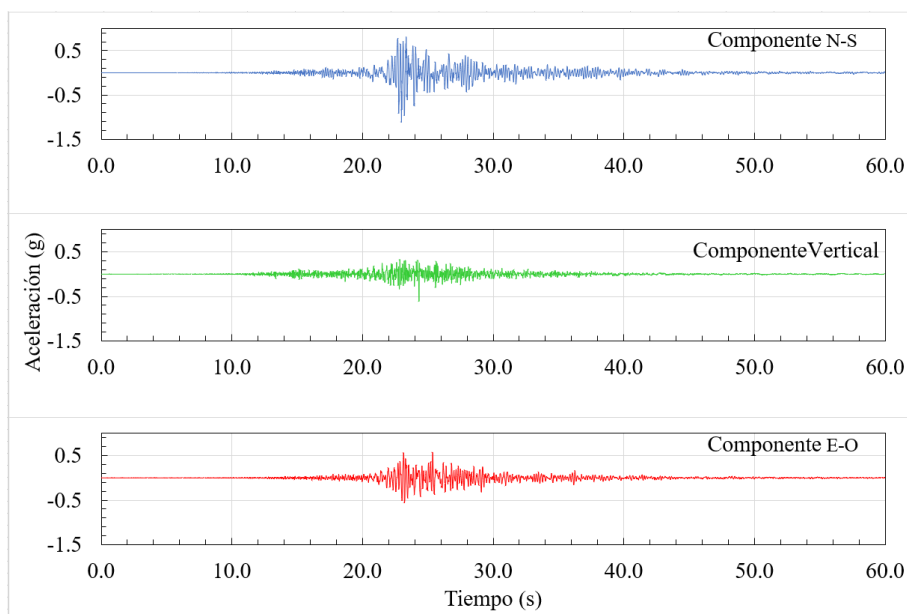


Figura 2.11. Acelerograma registrado en La Libertad durante el terremoto del 13 de enero de 2001 en El Salvador.

Las características de mayor significancia de los registros de movimientos sísmicos para propósitos ingenieriles son: (1) amplitud, (2) contenido frecuencial, y (3) duración del movimiento; existen diferentes parámetros del movimiento sísmico del terreno que proporcionan información sobre una o más de las características anteriores (Kramer, 1996).

De la revisión de diversas fuentes bibliográficas, pueden mencionarse algunos de los parámetros del movimiento sísmico del terreno que más destacan para la selección de registros acelerográficos: PGA y PGV, caracterizando la amplitud; espectro de respuesta y espectro de amplitudes de Fourier (FAS por sus siglas en inglés), caracterizando el contenido frecuencial; y la Intensidad de Arias ( $I_A$ ) que caracteriza tanto la amplitud como el contenido frecuencial y duración (Kramer, 1996). De acuerdo a lo expuesto en Kramer (1996), a continuación, se describen brevemente los parámetros antes indicados.

- **Aceleración pico del terreno (PGA).** Para una componente dada del movimiento (horizontal o vertical), es simplemente el mayor valor (absoluto) de aceleración obtenido de esa componente del acelerograma. Las aceleraciones horizontales se han utilizado comúnmente para describir los movimientos del suelo debido a su relación natural con las fuerzas de inercia; de hecho, las mayores fuerzas dinámicas inducidas en ciertos tipos de estructuras (es decir, estructuras muy rígidas) están estrechamente relacionadas con el PGA horizontal.
- **Velocidad pico del terreno (PGV).** La velocidad pico del terreno (PGV) es otro parámetro útil para la caracterización de la amplitud del movimiento fuerte del terreno. Dado que la velocidad es menos sensible a los componentes de mayor frecuencia del movimiento del terreno, es más probable que el PGV caracterice la amplitud del movimiento fuerte del terreno con mayor exactitud que el PGA en frecuencias intermedias.

- **Espectro de respuesta.** El espectro de respuesta describe la respuesta máxima de un sistema de un solo grado de libertad (SDOF por sus siglas en inglés) sometido a un movimiento de entrada particular en función del periodo natural de vibración y la relación de amortiguamiento del sistema SDOF (ver Figura 2.12 y Figura 2.13). Los espectros de respuesta reflejan indirectamente las características del movimiento fuerte del terreno, ya que son "filtrados" por la respuesta del sistema SDOF. La amplitud, el contenido de frecuencia y, en menor medida, la duración del movimiento de entrada influye en los valores espectrales. Cabe señalar que, en este trabajo, todos los espectros de respuesta de aceleración están referidos para un 5% de amortiguamiento crítico.

Es importante mencionar que, en FEMA P-58-1 (FEMA, 2018), se considera que la semejanza de la forma de los espectros de respuesta de los registros acelerográficos con el espectro objetivo, tiene mayor significancia que los criterios sismológicos para la selección de los registros.

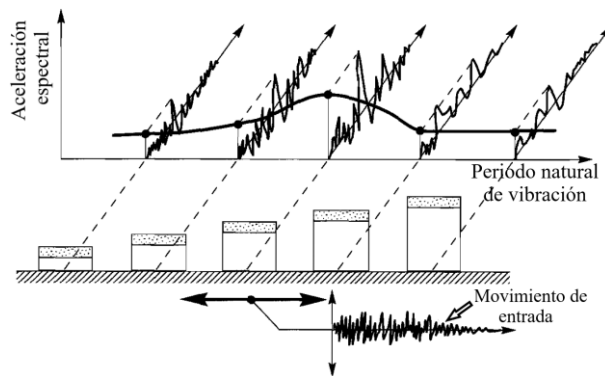


Figura 2.12. Formación de espectro de respuesta de un registro acelerográfico. Fuente: Kramer (1996).

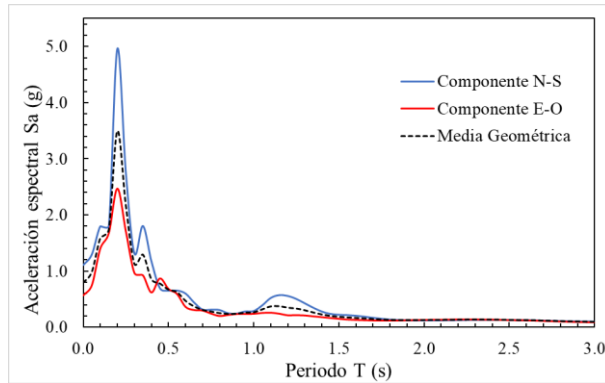


Figura 2.13. Espectros de respuesta elástica de aceleración (5% de amortiguamiento) de las componentes horizontales, y su media geométrica, del registro acelerográfico de la Figura 2.11.

- **Espectro de amplitudes de Fourier.** El espectro de amplitud de Fourier de un registro del movimiento sísmico del terreno muestra cómo se distribuye la amplitud del movimiento con respecto a la frecuencia (o periodo). Expresa muy claramente el contenido de frecuencia de un movimiento. El espectro de amplitud de Fourier puede ser estrecho o ancho. Un espectro de Fourier estrecho implica que el movimiento tiene una frecuencia (o periodo) dominante, lo que puede producir una historia temporal suave, casi sinusoidal. Un amplio espectro de Fourier corresponde a un movimiento que contiene una variedad de frecuencias que producen una historia temporal más dentada e irregular.
- **Intensidad de Arias  $I_A$ .** La intensidad de Arias es un parámetro relacionado con la energía de un acelerograma; el incremento de la intensidad de Arias con el tiempo se establece en un gráfico de Husid que muestra la cantidad total de energía de la sacudida sísmica y la razón en la que esta es impartida sobre la estructura. La duración significativa del movimiento fuerte del terreno está relacionada al intervalo entre el tiempo al cual se alcanzan el 5% y el 95% del total de la intensidad de Arias (Bommer, 1994).

Por otro lado, factores sismológicos como la magnitud del sismo, distancia de la fuente sísmica al sitio de proyecto y las condiciones propias del sitio, tienen una fuerte influencia en los registros acelerográficos (Acevedo, 2012). En estudios como los de Ay y Akkar (2012) y el de Bommer y Acevedo (2004) se consideran los tres factores indicados anteriormente como criterios principales para la selección de registros acelerográficos.

En la Figura 2.14, se muestran seis distintos sismos provenientes esencialmente de la misma fuente y registrados a distancias similares desde ella; se evidencia la influencia que tiene la magnitud del sismo sobre la amplitud, contenido frecuencial y duración de cada registro acelerográfico (Kramer, 1996).

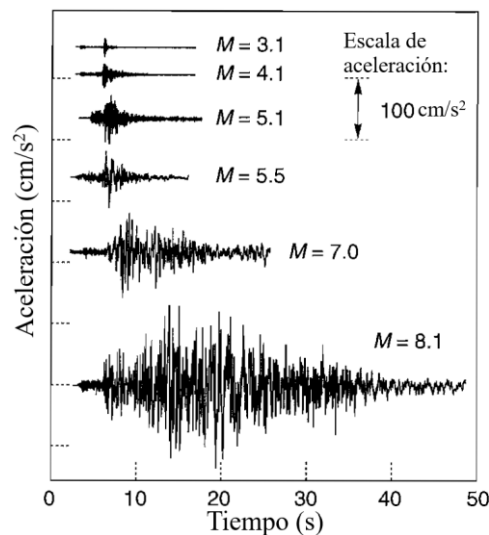


Figura 2.14. Acelerogramas de seis distintos terremotos en la costa del Pacífico de México. Fuente: Kramer (1996).

La distancia a la fuente y la condición de sitio también tiene influencia sobre los registros acelerográficos y ha sido analizada cualitativamente por Schmidt y Quirós (2007). La Figura 2.15 corresponde a un registro muy cercano a la fuente, con una distancia hipocentral corta y obtenido en roca; este tipo de formas de onda se caracterizan por su corta duración y su contenido de altas frecuencias (Schmidt y Quirós, 2007). Por otro lado, la Figura 2.16 presenta un ejemplo de un acelerograma registrado a una larga distancia hipocentral y en un sitio considerado como suelo

blando. En este caso, el registro es de larga duración y predominan frecuencias más bajas, debido al filtrado de altas frecuencias que sufre la señal a lo largo de su propagación, hasta llegar a la superficie (Schmidt y Quirós, 2007).

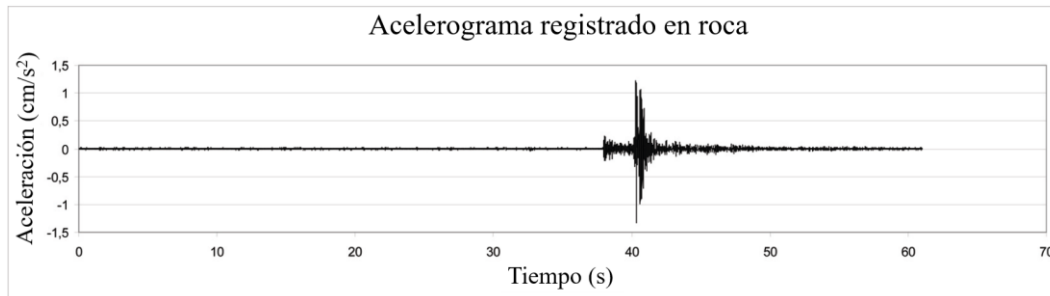


Figura 2.15 Acelerograma obtenido en roca, a una distancia hipocentral corta. Fuente: Schmidt y Quirós (2007).

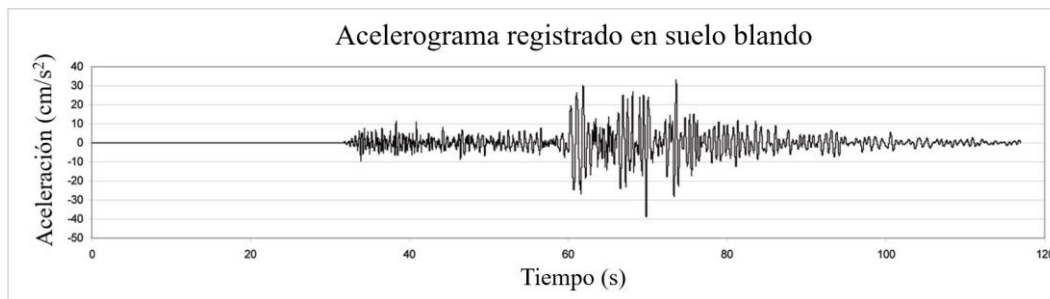


Figura 2.16 Acelerograma obtenido en suelo blando, a una distancia hipocentral larga. Fuente: Schmidt y Quirós (2007).

Cuando se utilizan registros acelerográficos es importante tomar en cuenta que estos deben ser procesados para corregir errores causados por respuesta instrumental, línea base y ruido según cada caso (Kramer, 1996). Mayor información al respecto se puede encontrar en Kramer (1996).

Se considera que los acelerogramas de terremotos reales son una opción viable para proporcionar información necesaria en el análisis dinámico no lineal de estructuras ya que: (1) son más realistas que los registros artificiales, generados a partir de la compatibilidad con un espectro de respuesta; y (2), son más fáciles de obtener que los acelerogramas sintéticos, generados a partir de modelos de fuentes sismológicas (Bommer y Acevedo, 2004). En este trabajo, se aborda únicamente el uso de registros acelerográficos obtenidos a partir de terremotos reales.



### **2.2.2 Niveles del movimiento sísmico del terreno**

En el enfoque probabilístico, el movimiento sísmico del terreno puede ser expresado especificando un nivel de sacudida asociado con una probabilidad de ocurrencia dada (ATC, 1996).

Cuando se realizan ADNL para evaluación o diseño de estructuras, se debe definir el nivel del movimiento sísmico del terreno que gobierna el análisis y sobre el cual se deben seleccionar los registros acelerográficos. En PEER (2017) por ejemplo, se establece que el terremoto a nivel de servicio (SLE por sus siglas en inglés) tiene una probabilidad de ocurrencia de 50% en 30 años (periodo de retorno de 43 años) mientras que, el terremoto máximo creíble o considerado (MCE por sus siglas en inglés) tiene una probabilidad de ocurrencia de 2% en 50 años (periodo de retorno de 2475 años).

En el ASCE 7-10 (ASCE, 2010), se establece el sismo de diseño (que es  $2/3$  del MCE) como base para la selección y modificación de registros acelerográficos; sin embargo, posteriormente en el ASCE 7-16 (ASCE, 2017a), se incrementó el nivel de movimiento sísmico del terreno al MCE para este mismo cometido.

El nivel del movimiento sísmico del terreno requerido para el análisis no lineal dependerá del objetivo de desempeño buscado, el cual se define como un estado de daño (nivel de desempeño estructural) asociado a un nivel específico de amenaza sísmica (ATC, 1996).

### **2.2.3 Espectro objetivo**

En PEER (2017), se define a los espectros objetivos como espectros de respuesta de aceleración que proporcionan la forma y la amplitud espectrales previstas para las series temporales de movimiento del suelo (acelerogramas) que se utilizan para los análisis de tiempo historia.

Actualmente, en ASCE 7-22 (ASCE, 2022), se permite la utilización de dos tipos de espectro objetivo: (1) el que está basado en el espectro de amenaza uniforme (UHS por sus siglas en inglés); (2) un espectro medio condicional (CMS por sus siglas en inglés).

El UHS se crea para un nivel de amenaza dado al envolver los resultados del análisis de amenaza sísmica para cada periodo (para una probabilidad dada de excedencia). En consecuencia, generalmente es un espectro objetivo conservador si se usa para la selección y escalado del movimiento sísmico del terreno, especialmente para movimientos sísmicos del terreno grandes y raros, a menos que la estructura muestre solo una respuesta elástica dominada por el primer modo (ASCE, 2022).

El CMS condiciona el cálculo del espectro a una aceleración espectral en un solo periodo y luego calcula la media de los valores de aceleración espectral en otros periodos. Este cálculo condicional garantiza que el espectro resultante tenga una probabilidad razonable de ocurrir y que los movimientos del suelo seleccionados para coincidir con dicho espectro tengan una forma espectral apropiada y consistente con los movimientos sísmicos del suelo que ocurren naturalmente en el sitio de interés (ASCE, 2022).

#### **2.2.4 Medida de la intensidad del movimiento sísmico del terreno**

La medida de intensidad del movimiento sísmico del terreno (IM por sus siglas en inglés) generalmente se define como un espectro de respuesta de aceleración elástica,  $S_a$ , que generalmente se obtiene a través de un análisis de amenaza sísmica. Este espectro de respuesta se podría expresar por ejemplo (entre otros) con: (1) la media geométrica de la aceleración espectral,  $S_{a_{med-geo}}$ , (un tipo de valor  $S_a$  promedio para todas las orientaciones horizontales); (2) la aceleración espectral de una componente horizontal aleatoria del movimiento sísmico del terreno; o (3), la aceleración espectral de dirección máxima,  $S_{a_{dir-máx}}$ , (la mayor  $S_a$  en cualquier orientación

horizontal). Es fundamental utilizar una definición coherente de  $Sa$  tanto para el espectro objetivo como para los espectros calculados a partir de los registros de movimiento sísmico del suelo (NIST, 2017).

De acuerdo con Haselton et al. (2017), la evaluación estructural no debe depender del tipo de definición de aceleración espectral que se utilice para cuantificar el movimiento sísmico del terreno, siempre que cada paso del proceso del ADNL se complete de manera coherente con la definición de la aceleración espectral elegida (es decir, selección, escalado, aplicación al modelo estructural e interpretación de las predicciones de respuesta).

La media geométrica de la aceleración espectral,  $Sa_{med-geo}$ , está definida por la raíz cuadrada del producto de las aceleraciones espectrales de cada componente horizontal del movimiento sísmico del terreno,  $Sa_1$  y  $Sa_2$ .

$$Sa_{med-geo} = \sqrt{Sa_1 * Sa_2} \quad (2.3)$$

La definición de la  $Sa$  a utilizar en el análisis dependerá de las ecuaciones de predicción del movimiento del terreno (GMPE por sus siglas en inglés) utilizadas en el análisis de amenaza sísmica; la mayoría de las GMPE proveen la  $Sa_{med-geo}$  (FEMA, 2018).

### **2.2.5 Desagregación de la amenaza sísmica**

La desagregación es un proceso en el que se estiman las magnitudes y distancias de ruptura de los terremotos que tienen mayor probabilidad de contribución en la amenaza sísmica, en un sitio particular, para una determinada frecuencia de recurrencia y el nivel de intensidad del movimiento sísmico del terreno correspondiente; estos pares magnitud-distancia (M-R) estimados, pueden ser usados para la selección de registros acelerográficos correspondientes a sismos con magnitudes y distancias de ruptura similares, para realizar análisis de respuesta (Kramer, 1996).

Con la información de la desagregación de la amenaza sísmica, se pueden conocer los porcentajes de contribución de las diferentes fuentes sísmicas sobre la amenaza en un sitio

específico; así mismo, pueden identificarse los rangos de magnitudes y distancias de sismos para cada una de estas fuentes. Esto permite establecer límites preliminares de filtrado de magnitudes y distancias de forma diferenciada por fuente sísmica (por ejemplo, sismos de subducción o corticales) cuando se busca en bases de datos nacionales o internacionales, así como estimar la cantidad de registros por fuente sísmica a considerar durante la selección para conformar un conjunto (Morris et al., 2019).

Se debe tomar en cuenta que los rangos de magnitudes y distancias de los sismos, así como los porcentajes de contribución por fuente sísmica, pueden variar en mayor o menor medida dependiendo del periodo de vibración y el nivel de amenaza sísmica que se esté analizando.

En el Capítulo 3 se revisarán algunos criterios de selección y modificación de registros acelerográficos utilizados para la mejor representación de la demanda sísmica en el sitio de proyecto requerida para la aplicación del ADNL.

## **2.3 Modelación Estructural**

### **2.3.1 Sistema global**

El modelo estructural utilizado cuando se realizan ADNL debe ser lo suficientemente refinado para obtener estimaciones realistas de la respuesta estructural, acorde a los niveles de deformación inelástica a los que una estructura real es sometida ante sacudidas sísmicas fuertes.

Una de las tareas importantes en el proceso de la modelación estructural es decidir cuales elementos deben ser considerados en el modelo estructural a utilizar. Chopra (2020) indica que una estructura de edificación generalmente tiene dos sistemas estructurales distintos; el primero, es el sistema resistente a cargas gravitacionales; el segundo, es el sistema resistente a cargas laterales inducidas por viento y sismo. La práctica usual ha sido modelar únicamente el sistema de fuerzas

resistente a cargas laterales con el objetivo de simplificar el modelo, sin embargo, en NIST (2017) se plantea que normalmente es necesario incluir también el sistema resistente a cargas gravitacionales y en particular ante dos situaciones: si los miembros que resisten cargas gravitacionales incrementan las demandas sísmicas sobre los miembros controlados por fuerzas del sistema resistente a cargas laterales; y/o, si se tiene el objetivo de ejecutar un análisis de desempeño realista. Bajo el mismo esquema, Chopra (2020) considera que es necesario incluir los elementos no estructurales en el modelo matemático ya que estos contribuyen de manera significativa en la rigidez del sistema, sin embargo, en NIST (2017) se advierte que dichos elementos usualmente no son incluidos en el modelo, principalmente por que los códigos de edificación no consideran que dichos elementos contribuyan a la seguridad estructural ante el colapso y también, porque se tienen dificultad para idealizarlos adecuadamente.

Mientras que en FEMA P695 (FEMA, 2009), donde la intención es estimar la capacidad a colapso, se reconoce que el sistema resistente a cargas gravitacionales y algunos elementos no estructurales, pueden contribuir significativamente al comportamiento de colapso; sin embargo, se aclara que no se puede confiar en tales componentes (no diseñados para cargas sísmicas) para reducir el riesgo de colapso.

Por otro lado, Chopra (2020) considera que los modelos estructurales orientados a verificar el desempeño estructural de un diseño propuesto, debe ser tridimensional (3D) y que, es válido usar modelos 2D para diseños preliminares o estudios de evaluación.

### **2.3.2 Clasificación de miembros estructurales por el comportamiento esperado**

En estándares como el ASCE 7-22 (ASCE, 2022) y el ASCE 41-17 (ASCE, 2017b), las acciones de un miembro estructural determinado se pueden clasificar ya sea como controladas por deformación o controladas por fuerzas. Las acciones controladas por deformación, son aquellas

que tiene una capacidad de deformación inelástica confiable y con decaimiento gradual de resistencia, mientras que, las acciones controladas por fuerzas están asociadas a elementos destinados a permanecer esencialmente elásticos, debido ya sea que: (1) puede tener modos de falla repentinos y/o respuesta inelástica que no pueda modelarse confiablemente; o (2), sea una decisión consciente de diseño motivada por preocupaciones de seguridad estructural u otras razones (NIST, 2017).

### **2.3.3 Miembros controlados por deformación**

Las acciones controladas por deformación de los miembros estructurales deben ser modeladas de tal forma que capturen confiablemente la respuesta inelástica esperada bajo la sacudida sísmica prevista. El nivel de refinamiento del modelamiento debería estar acorde al nivel de no linealidad esperada en el miembro estructural, lo cual impone mayores requerimientos de modelado para miembros que incurren en grandes deformaciones inelásticas que para los que tienen bajas demandas de deformación (NIST, 2017).

En la sección 2.3.3.1 se revisan aspectos relativos a las características de degradación de resistencia y rigidez en los miembros controlados por deformación debido a los ciclos de carga y descarga. Mientras que, en la sección 2.3.3.2, se revisa la relación de la curva “backbone” cíclica con las relaciones fuerza-deformación generalizadas usadas en el ASCE 41.

#### **2.3.3.1 Características de la degradación cíclica de rigidez y resistencia**

En la relación fuerza-deformación obtenida experimentalmente para cargas cíclicas, la curva de carga inicial comienza como una función lineal, pero se vuelve no lineal a mayores deformaciones, y las curvas de descarga y recarga difieren de la rama de carga inicial. Esto implica que la relación fuerza-deformación depende de la trayectoria, es decir, depende de si la deformación aumenta o disminuye. Para evaluar el desempeño estructural en el rango completo de

respuesta desde los estados límite de servicio hasta los estados límite cercanos al colapso, se necesita desarrollar modelos histeréticos que incorporen todos los fenómenos importantes que se observan en los estudios experimentales (Chopra, 2020).

La respuesta de un miembro estructural puede variar significativamente dependiendo del protocolo de carga al que sea sometido. En la Figura 2.17, se muestran las respuestas a tres distintos protocolos de carga aplicados a ensambles viga-columna idénticos; la curva azul es la respuesta bajo carga monótonica; la roja, bajo carga cíclica simétrica; y la verde, bajo carga que refleja las deformaciones que puede sufrir una columna en un marco que experimenta colapso bajo un movimiento sísmico extremo del terreno. La variación en la respuesta es evidente, encontrándose la respuesta al movimiento sísmico extremo del terreno en una zona intermedia para este ejemplo.

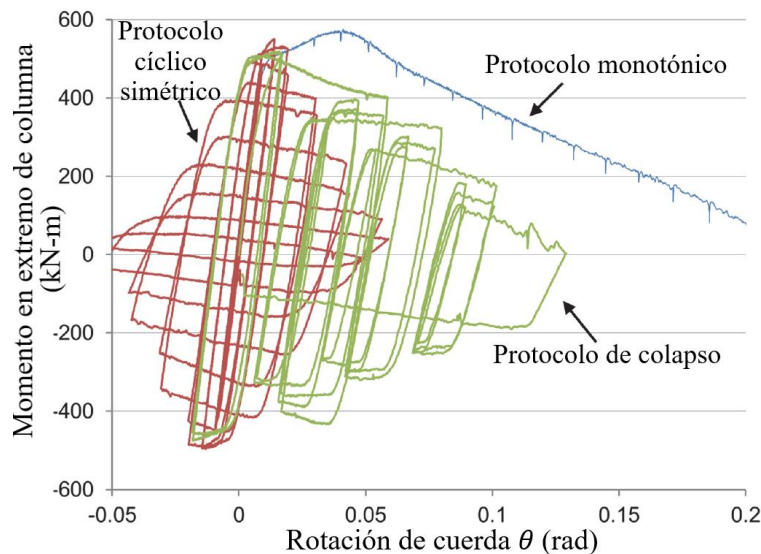


Figura 2.17. Respuesta de columnas de acero sujetas a tres protocolos de carga. Fuente: NIST (2017).

En la Figura 2.18 se muestran la curva envolvente monótonica y la curva “backbone” cíclica; puede observarse que la curva “backbone” cíclica de una prueba cíclica simétrica inversa estándar suele ser una medida conservadora de la capacidad de deformación de los miembros

estructurales. A diferencia de la curva monotónica, la curva “backbone” cíclica no es única y depende del protocolo de prueba de carga (NIST, 2017).

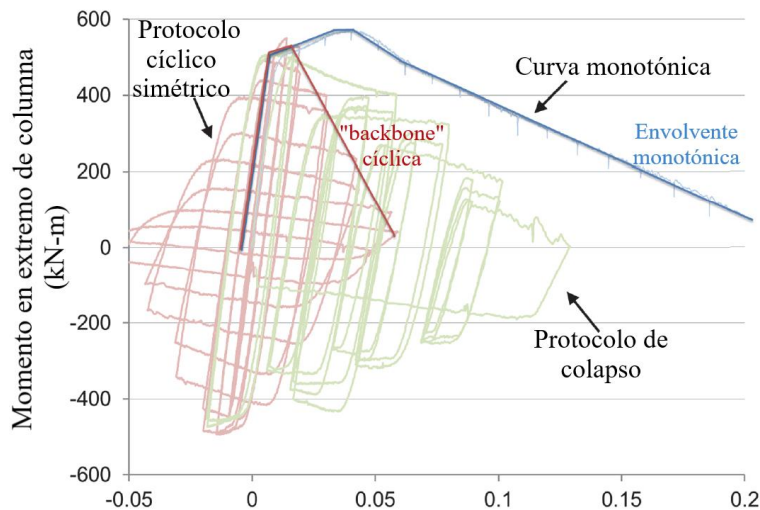


Figura 2.18. Envolvente monotónica y curva "backbone" cíclica superpuesta sobre datos de una prueba de columna de acero. Fuente: NIST (2017).

La pérdida de resistencia bajo carga cíclica generalmente ocurre debido a una combinación de la llamada degradación “en el ciclo”, caracterizada por una pendiente negativa en la respuesta de carga-deformación, y la degradación “cíclica”, donde la resistencia decae entre ciclos de carga y descarga. La degradación de resistencia en el ciclo, que tiene una rigidez negativa, juega un papel importante en la inestabilidad dinámica que puede causar el colapso de una estructura. Por el contrario, el deterioro cíclico da como resultado una pérdida de resistencia, pero no conduce a los mismos problemas relacionados con la inestabilidad dinámica del modelo estructural. Por lo tanto, es importante que los modelos no lineales puedan capturar de manera realista ambos modos de respuesta hasta el nivel de deformaciones encontrado en el análisis (NIST, 2017). En la Figura 2.19 se muestran ambos efectos de degradación; en este caso, se observa que la degradación en el ciclo se ha producido a mayores deformaciones que la degradación cíclica.



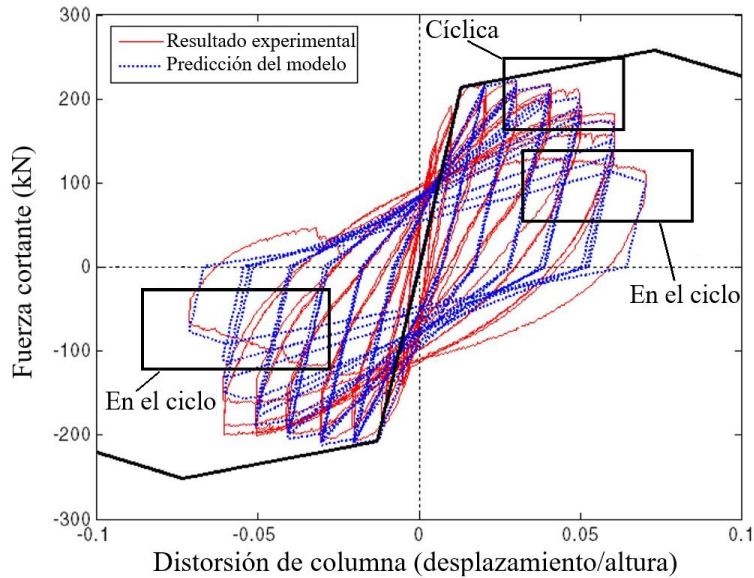


Figura 2.19. Ejemplo de datos de prueba y modelo calibrado del miembro, ilustrando las diferencias entre degradación en el ciclo y cíclica. Fuente: NIST (2017).

### 2.3.3.2 Relación de la curva “backbone” cíclica con el ASCE/SEI 41

Para los ADNL, donde la carga cíclica se simula de forma directa, la meta es desarrollar y calibrar un modelo de análisis para simular el deterioro en el ciclo y entre ciclos, de tal manera que se capture la evolución de la degradación de resistencia bajo el historial de carga sísmica impuesta por cada movimiento sísmico del terreno; sin embargo, esto no es reflejado en métodos de evaluación contemporáneos como el considerado en ASCE/SEI 41-17 en el cual, se especifican curvas de carga-deformación generalizadas que se han calibrado con la curva “backbone” cíclicas. La razón de lo anterior es que, inicialmente, el ASCE/SEI 41 hacía énfasis en la utilización de análisis no lineales estáticos (pushover) para la evaluación de estructuras existentes. Sin embargo, realizar ADNL bajo esta concepción puede: por un lado, subestimar las demandas de fuerzas para miembros controlados por fuerzas; y, por otro, ser demasiado conservador cuando la respuesta esté dominada por excursiones de carga similares a pulsos, que exhiben características de ablandamiento monotónico (NIST, 2017).

### **2.3.4 Miembros controlados por fuerzas**

Las acciones de los miembros que se clasifican como controladas por fuerza generalmente se modelan elásticamente, donde las demandas de fuerza resultantes se comparan con los límites de resistencia de las acciones de los miembros (NIST, 2017). Las guías de diseño típicas tienen en cuenta las incertidumbres en las demandas de fuerza calculadas y las resistencias de los miembros: especificando factores de carga, que se aplican al promedio de las demandas de fuerza máxima calculadas a partir de un conjunto de ADNL; y/o factores de resistencia, que se aplican a las resistencias nominales o esperadas de los miembros (NIST, 2017).

### **2.3.5 Tipos de modelos de miembros**

#### **2.3.5.1 Modelos para la representación del comportamiento no lineal de miembros estructurales**

La forma en que se distribuye la plasticidad en la sección transversal y a lo largo de la longitud de un miembro estructural, sirve para diferenciar los modelos estructurales inelásticos con los que éste puede ser representado (NIST, 2010). Así mismo, dichos modelos pueden variar significativamente y la elección adecuada de cada uno de ellos depende del tipo de material y sistema estructural; de los objetivos del análisis y los parámetros de demanda requeridos; de la capacidad de los modelos disponibles para capturar, de manera confiable, los efectos de comportamiento gobernantes de la estructura; y finalmente, de los recursos en términos de capital humano y herramientas computacionales (NIST, 2014).

En la Figura 2.20, se muestran cinco ejemplos de tipos de modelos utilizados para representar el comportamiento no lineal de miembros estructurales tales como vigas y columnas. Dichos modelos tienen, en cierto grado, una base fenomenológica ya que son definidos con base a modelos matemáticos que, al mismo tiempo, son calibrados para emular el fenómeno no lineal observado en pruebas de laboratorio. Sin embargo, los modelos más simples como el de rótulas

plásticas tiene un mayor grado de base fenomenológica mientras que, por el contrario, el modelo continuo de elementos finitos incluye una representación más fundamental del comportamiento (NIST, 2014). Los conceptos mostrados en la Figura 2.20 también pueden ser usados para modelar otros tipos de miembros estructurales como arriostramientos y algunas paredes esbeltas.

La elección entre modelos fenomenológicos y modelos fundamentales depende de varios factores que finalmente equilibran los requisitos prácticos de evaluación y diseño con las capacidades y recursos de modelado disponibles (NIST, 2014).

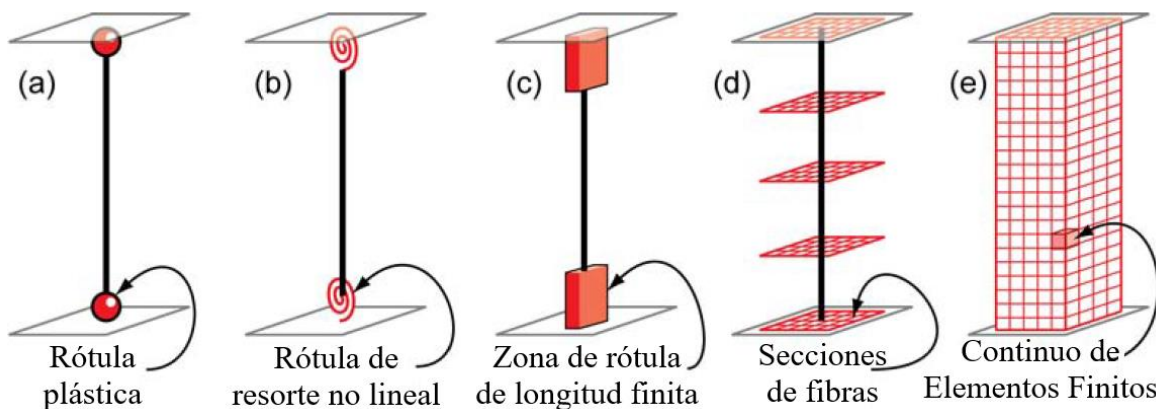


Figura 2.20 Tipos de modelos que representan el comportamiento no lineal de miembros estructurales. Fuente: NIST (2010).

En la Tabla 2.1 se presenta una síntesis de algunos aspectos relevantes de los tipos de modelos de miembros estructurales con base a NIST (2010, 2014 y 2017).

### 2.3.5.2 Resumen de tipos de modelos de elementos

Un miembro estructural puede estar compuesto por uno o la combinación de varios elementos. A continuación, se describen los tipos de elementos que pueden usarse en el modelo estructural de acuerdo con NIST (2017).

- **Elemento tipo resorte.** Los elementos de resorte pueden representar un solo grado de libertad en 2D o 3D, traslación o rotación, o varios grados de libertad acoplados o desacoplados, según la aplicación y las capacidades del software. Los ejemplos más comunes de elementos de resorte incluyen resortes de flexión concentrados, resortes de puntal axial, resortes de panel de unión, resortes de suelo o resortes de tensión/compresión. En algunas implementaciones, las propiedades de los resortes se pueden acoplar entre dos o más acciones, como resortes que representan la respuesta axial y de flexión de una rótula viga- columna.
- **Elemento tipo línea.** Los elementos de línea se utilizan normalmente para modelar vigas y columnas en marcos arriostrados y de momento, puntales en marcos arriostrados y armaduras, y vigas de acoplamiento en sistemas de muros acoplados. Los elementos de línea también se pueden utilizar para modelar paredes esbeltas con geometrías regulares. Aunque son unidimensionales, los elementos tipo línea pueden representar un comportamiento complejo empleando suposiciones cinemáticas, como la suposición de que las secciones planas permanecen planas (Euler-Bernoulli) en miembros flexionados. Aunque las implicaciones de tales suposiciones pueden limitar la aplicabilidad de los elementos. La respuesta de las secciones transversales de los miembros se puede manejar a través de superficies de respuesta (fluencia) uniaxiales o multiaxiales o mediante integraciones de tipo fibra.
- **Elementos finitos 2D.** Los elementos finitos bidimensionales se utilizan para modelar diafragmas de piso, paredes, almas y alas de miembros de paredes delgadas, cartelas y placas de conexión, y otros componentes similares a placas. Las formulaciones de los

elementos se adaptan bien a los componentes estructurales donde las dimensiones en el plano y fuera del plano (espesor) son bastante diferentes, y donde se supone que las deformaciones y esfuerzos a través del espesor son constantes o lineales. Cuando los esfuerzos y las deformaciones son constantes a lo largo del espesor, los elementos pueden tratarse utilizando suposiciones de esfuerzo o deformación plana para modelar la acción de membrana en el plano.

- **Elementos finitos continuos 3D.** Los elementos finitos continuos tridimensionales, incluidos los elementos con forma de ladrillo y tetraédrico, se pueden usar para modelar la respuesta que no se puede simular de manera confiable usando elementos lineales o 2D. Además de ser computacionalmente intensivos, los principales desafíos con los modelos continuos son: representación de la respuesta multiaxial del material, incluido el agrietamiento y la fractura; componentes de modelado compuestos por dos o más materiales y la interfaz entre materiales; y representación precisa de geometrías tridimensionales, incluidas las condiciones de contorno y las imperfecciones geométricas iniciales. Los elementos 3D pueden ser bastante efectivos para modelar acero donde el material puede tratarse como modelado isotrópicamente con formulaciones de plasticidad cíclica bien establecidas. El principal desafío para los modelos de acero es capturar la fractura bajo grandes deformaciones inelásticas. El modelado de concreto armado, mampostería y madera es considerablemente más desafiante debido a la mezcla de materiales y las propiedades anisotrópicas de los materiales.

Tabla 2.1.

*Características de los modelos que representan el comportamiento no lineal de miembros estructurales*

Tipo de modelo	Plasticidad	Parámetros del Modelo	Formulación numérica	Parámetro de demanda	Características adicionales
(a) Rótula plástica	Concentrada (en los extremos del miembro)	Momento-rotación Curvas de fluencia (P-M)	Eficiente	Rotación de rótula	Captura confiable de: Fluencia del acero Degradación de rigidez Degradación de resistencia
(b) Rótula de resorte no lineal	Concentrada (en los extremos del miembro)	Momento-rotación Curvas de fluencia (P-M)	Eficiente	Rotación de rótula	
(c) Zona de rótula de longitud finita	Distribuida (en zona cercana a los extremos del miembro)	Momento-curvatura Integraciones explícitas de secciones de fibra	Eficiente	Curvatura (la longitud finita de la rótula facilita el cálculo de rotaciones de rótula)	La longitud de la zona de rótula puede ser fija o variable
(d) Secciones de fibras	Distribuida	Se definen modelos uniaxiales del material para capturar las características de esfuerzo-deformación axial histerética no lineal en las secciones transversales	Compleja	Deformaciones unitarias	Se asume que las secciones planas permanecen planas.
(e) Continuo de Elementos Finitos	Distribuida	Propiedades constitutivas histerética no lineales que tiene múltiples parámetros de entrada	Compleja (mayor requerimiento de recursos computacionales)	Deformaciones unitarias	Este nivel fundamental de modelado ofrece la mayor versatilidad, pero también presenta el mayor desafío en términos de calibración de parámetros del modelo y recursos computacionales.

**Nota.** Fuente: Elaboración propia, basado en NIST (2010).

### 2.3.6 Amortiguamiento viscoso

El amortiguamiento viscoso (fuerza dependiente de la velocidad) se usa comúnmente para representar la disipación de energía que no se modela de otra manera en los componentes de la estructura (NIST, 2017). Debido a la naturaleza empírica del amortiguamiento supuesto, las diferencias entre las alternativas de amortiguamiento son una cuestión de criterio, que puede depender de los aspectos específicos del software de análisis y el enfoque de modelado (NIST, 2017). En Chopra (2020) puede encontrarse una comparación entre el amortiguamiento de Rayleigh y amortiguamiento modal.

### 2.3.7 Parámetros de demanda (respuesta estructural)

Las decisiones de modelado no lineal están muy influenciadas por el tipo de parámetros de demanda ingenieril (EDP por sus siglas en inglés) que deben evaluarse en el análisis estructural. Los métodos de evaluación que utilizan ADNL generalmente requerirán un análisis bajo una serie de movimientos sísmico del suelo, a partir de los cuales se calculan los parámetros de demanda (NIST, 2017).

A continuación, se describen brevemente algunos EDP utilizados en la actualidad; una descripción más detallada se encuentra en NIST (2017).

- **Deriva pico de piso promedio:** se considera un parámetro de demanda fundamental y es utilizado en casi todas las metodologías de evaluación de desempeño. Varios factores del modelado afectan este EDP, siendo la rigidez estructural el principal.
- **Deriva pico de piso máxima:** a diferencia de la deriva pico de piso promedio, la cual es el promedio sobre las respuestas pico de todos los movimientos sísmicos de entrada, la máxima deriva pico de piso de cualquiera de los movimientos sísmicos es de menor importancia estadística.

- **Deriva residuales de piso:** es una medida importante de la demanda en la medida en que pueden tener implicaciones importantes sobre si un edificio puede volver a ocuparse y repararse después de un terremoto. Comparadas con las derivas pico de piso, las derivas residuales de piso son más difíciles de calcular con exactitud debido a que son más sensibles a la resistencia de fluencia, degradación estructural, rigidez de descarga, y características del movimiento sísmico del terreno.
- **Aceleración pico de piso promedio:** es usado principalmente para evaluar el daño en elementos no estructurales de un edificio que son sensibles a las aceleraciones. También se puede utilizar este parámetro de demanda para calcular las fuerzas inducidas en diafragmas de piso, colectores estructurales, y otros miembros controlados por fuerzas. Las propiedades de modelado que más afectan a las aceleraciones de piso son la rigidez de la estructura, las consideraciones de amortiguamiento y, por otro lado, también la afectan el nivel de no linealidad de la estructura y las características de alta frecuencia de los movimientos sísmicos.
- **Deformaciones:** las demandas de deformación para miembros que fluyen, son una medida importante del desempeño de estructuras que responden en el rango inelástico. Las deformaciones de los miembros inelásticos pueden incluir ya sea desplazamientos o rotaciones (por ejemplo, rotaciones de rótula plástica), deformaciones unitarias generalizadas (por ejemplo, curvatura de miembros), o deformaciones unitarias (por ejemplo, deformación unitaria longitudinal de compresión en paredes de cortante). En todos los casos, pero particularmente con las medidas de deformación unitaria, es importante considerar la longitud de referencia (o inicial) sobre la cual se toman las mediciones y la sensibilidad de estas medidas a la discretización del modelo de análisis.



- **Fuerzas:** para las acciones de un miembro que están previstas para responder elásticamente o diseñadas con capacidad para mantenerse esencialmente elásticas (por ejemplo, el cortante en edificios modernos con paredes de cortante), la acción del miembro es modelada elásticamente y los picos de demanda de fuerza para el componente son registrados en el análisis.

Un análisis más profundo de aspectos de modelado está fuera del alcance de este trabajo.

Información más detallada al respecto puede encontrarse en *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part IIa Steel Moment Frames* NIST GCR 17-917-46v2; y *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part IIb Reinforced Concrete Moment Frames* NIST GCR 17-917-46v3.

## 2.4 Aplicaciones del Análisis Dinámico No Lineal de estructuras

Tal como se analizó en las secciones precedentes, la consideración de demanda sísmica y modelación requeridos en los análisis no lineales, puede proporcionar un comportamiento más realista de la estructura ante la acción de terremotos fuertes comparado con los análisis lineales; por lo que, los análisis no lineales son de suma importancia para la determinación del desempeño (estado de daños) tanto de los elementos estructurales como no estructurales de una edificación.

A mediados de la década de los años noventa en los Estados Unidos, se inició la aplicación práctica y amplia de los análisis no lineales en la ingeniería sísmica, como producto de la necesidad de realizar la evaluación y rehabilitación de edificaciones existentes. Dentro de las publicaciones relevantes en ese tiempo, se encuentran los documentos del ATC 40 *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* (ATC, 1996) y FEMA 273 *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA, 1997); los cuales, se centraban principalmente en la utilización

del análisis estático no lineal (pushover) debido al estado del conocimiento y la tecnología computacional disponible en ese momento. Posteriormente, en ASCE 41-06 *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* (ASCE, 2007), se recabaron los conceptos y procedimientos de los documentos anteriormente mencionados (NIST, 2010). Mientras que el análisis estático no lineal (pushover) estuvo a la vanguardia de la práctica de la ingeniería a mediados y finales de la década de los años 90, hoy en día, el análisis dinámico no lineal se ha vuelto más accesible para la práctica (NIST, 2017).

Actualmente en ASCE 7-22 se permite realizar el ADNL como parte del diseño de cualquier estructura y es específicamente requerido para el diseño de ciertas estructuras que incorporan aislamiento sísmico o sistemas de disipación de energía, siendo también frecuente su aplicación para el diseño de estructuras en las que se utilizan sistemas estructurales alternativos o que no llenan completamente los requisitos prescriptivos de dicho estándar (ASCE, 2022). Así mismo, en ASCE 41-17 es permitido el uso del ADNL como método para la evaluación o reacondicionamiento de estructuras existentes (ASCE, 2017b).

En la Tabla 2.2, se muestra una síntesis de los enfoques de los ADNL y los respectivos estándares o publicaciones relacionadas en los Estados Unidos de acuerdo con lo expuesto en NIST (2017).

#### **2.4.1 Propósito del Análisis Dinámico No Lineal**

Es necesario definir cuál es el propósito del ADNL puesto que, este aspecto, tiene implicaciones importantes en cuanto a: la forma en que los registros acelerográficos son seleccionados y modificados (demanda sísmica de entrada); la definición correcta de los parámetros de demanda (respuesta estructural); las consideraciones de la variabilidad de los resultados; y, los criterios de aceptación de la respuesta estructural.

El objetivo o finalidad del ADNL en los códigos de diseño y en las metodologías de evaluación de desempeño sísmico es generalmente distinta; así mismo, la forma en que se evalúan los objetivos de desempeño puede ser tanto explícita como indirecta (NIST, 2011). Por ejemplo, en el estándar de ASCE 7-22 (ASCE, 2022), el ADNL es utilizado para evaluar el objetivo de desempeño de forma indirecta (que para estructuras con categoría de riesgo I y II es de 10% o menos de probabilidad de colapso total o parcial para el nivel de sacudida sísmica del  $MCE_R$ ); esto debido a que se utiliza un enfoque simple para demostrar implícitamente un desempeño adecuado a través de un conjunto prescrito de reglas de análisis y criterios de aceptación, sin la consideración de: (a) el tratamiento adecuado de muchas fuentes de incertezas; (b) un modelo estructural que sea capaz de simular de forma directa el comportamiento de colapso; y, (c) una cantidad numerosa de ADNL (ASCE, 2022). Por otro lado, en los lineamientos del FEMA P-58-1 (FEMA, 2012), no se prescribe un nivel mínimo de desempeño sísmico sino en cambio, se realizan estimaciones de pérdidas, tiempos de reparación y víctimas para diferentes niveles de intensidad sísmica; además, las estimaciones del desempeño sísmico se evalúan de forma explícita para lo cual, se hace una consideración apropiada de la variabilidad en el movimiento sísmico del terreno, condiciones del suelo, y modelamiento del sistema suelo-estructura (NIST, 2011 y 2017).

Tabla 2.2.

*Ejemplos de enfoques de evaluación y diseño sísmico basados en desempeño que emplean análisis no lineal*

Enfoque	Estándar y publicaciones con pautas o lineamientos relacionados	Uso de la respuesta estructural medida (parámetros de demanda ingenieril)
Análisis en códigos de edificación para el diseño de estructuras de edificios nuevos	ASCE/SEI 7-22, <i>Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures</i> (ASCE, 2022)	Evaluar la conformidad con los criterios de aceptación utilizando procedimientos basados en códigos prescriptivos
Métodos alternativos de análisis para el diseño de edificios altos nuevos	Pacific Earthquake Engineering Research Center Tall Buildings Initiative: <i>Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings</i> (PEER, 2010 and 2017)  Los Angeles Tall Buildings Structure Design Council's <i>An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region</i> (LATBSDC, 2015).	Evaluar la conformidad con los criterios de aceptación utilizando procedimientos basados en códigos prescriptivos
Análisis para evaluar el desempeño de los edificios existentes	ASCE/SEI 41-13 y ASCE/SEI 41-17, <i>Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings</i> (ASCE, 2013 y 2017b)	Evaluar la conformidad con los criterios de aceptación utilizando procedimientos basados en códigos prescriptivos
Análisis para evaluar el desempeño sísmico general de los edificios, incluida la predicción de pérdidas y otras medidas de desempeño	FEMA P-58, <i>Seismic Performance Assessment of Buildings</i> (FEMA, 2012 y 2018)	Predecir métricas de desempeño explícitas relacionadas con la funcionalidad, las pérdidas y la seguridad
Análisis de colapso de sistemas estructurales de edificación	FEMA P-695, <i>Quantification of Building Seismic Performance Factors</i> (FEMA, 2009)	Evaluar el riesgo de colapso

**Nota.** Fuente: Elaboración propia.

### **3 SELECCIÓN Y MODIFICACIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS**

En términos generales, actualmente los estándares y guías en los Estados Unidos en las que se utiliza el ADNL siguen tres pasos, como los descritos en FEMA P-58-1 (FEMA, 2018) y ASCE 7-22 (ASCE, 2022), para la selección y modificación de registros acelerográficos:

- Desarrollo de un espectro de respuesta de aceleraciones objetivo (espectro objetivo).
- Selección de un conjunto de movimientos sísmicos del terreno (registros acelerográficos).
- Modificación de los movimientos sísmicos del terreno para lograr que estos tengan consistencia con el espectro de respuesta objetivo.

En la sección 3.1, se analizan posibles espectros objetivos y sus características; en la sección 3.2, se identifican criterios de diferente índole para la búsqueda y selección de movimientos sísmicos, verificando su importancia o jerarquía; posteriormente, en la sección 3.3, se revisan los aspectos relacionados al proceso de escalado de amplitud de los movimientos sísmicos, el cual es uno de los métodos de modificación más ampliamente utilizado.

#### **3.1 Espectro de respuesta objetivo**

Cuando se realiza un ADNL no se aplican coeficientes tales como el factor de modificación de respuesta,  $R$ , o el de sobrerresistencia,  $\Omega_0$ , debido a que el análisis no lineal toma en cuenta directamente el efecto representado por dichos coeficientes; es decir, el espectro objetivo para la selección y modificación de registros acelerográficos debe ser elástico (ASCE, 2022).

Tal como se indicó en la sección 2.2.3, actualmente en estándares de diseño como el ASCE/SEI 7-22 (ASCE, 2022) y en guías para la evaluación por desempeño sísmico como el FEMA P-58-1 (FEMA, 2018), se recomiendan usar como espectro objetivo aquellos que están basados en el UHS o bien, el más recientemente desarrollado CMS.

En NIST (2011), se propuso al CMS para ser incorporado al Capítulo 16 del estándar ASCE/SEI 7, como un espectro de respuesta objetivo alternativo para la selección y modificación de movimientos sísmicos del terreno a utilizarse en los ADNL. Fue en el ASCE/SEI 7-16 (ASCE, 2017a) que el CMS apareció por primera vez, en dicho estándar, como un espectro objetivo alternativo al basado en el UHS y se ha mantenido así hasta el ASCE/SEI 7-22 (ASCE, 2022).

De acuerdo con NIST (2011), tanto el UHS como el CMS son adecuados cuando la meta del ADNL es obtener la respuesta media estructural; tal es el caso de los estándares ASCE/SEI 7 y ASCE/SEI 41 de diseño de estructuras nuevas y evaluación de existentes, respectivamente. Por otro lado, si la meta del ADNL es determinar la distribución de la respuesta, entonces se recomienda el uso del espectro condicional (CS por sus siglas en inglés) el cual, parte del concepto del CMS, pero además incluye espectros de respuesta que condicionan la variabilidad de las demandas espectrales (NIST, 2011). Este último enfoque, en el que se utiliza el CS, queda fuera del alcance de este trabajo.

Por otra parte, actualmente en El Salvador sigue siendo vigente la NTDS-97 (MOP, 1997) para el diseño sismorresistente de estructuras; por lo tanto, es necesario considerar el espectro de respuesta elástico que esta normativa define, como una alternativa para el espectro objetivo.

En las siguientes subsecciones, se analizan aspectos importantes de estos tres posibles espectros objetivos.

### **3.1.1 Espectro de diseño de la NTDS-97**

Los espectros de diseño que presenta la NTDS se establecen a partir de un valor de aceleración para periodo  $T = 0$  s, punto en el que se ancla el perfil espectral cuyas aceleraciones, para el resto de periodos, se calculan con base a ciertos factores que tienen por objetivo tomar en cuenta el efecto del suelo (BID, 2021).

La aceleración para el periodo  $T = 0$  s, representa la aceleración máxima efectiva, AME, que fue obtenida a partir de la aceleración pico del terreno, PGA, con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, y posteriormente modificada por efectos de duración (Singh et al., 1993).

En la Figura 3.1, se muestra el espectro elástico de la NTDS en zona sísmica 1 ( $A=0.4$ ); se puede apreciar el cambio de la forma espectral en función del perfil de suelo que se considere en el sitio de análisis.

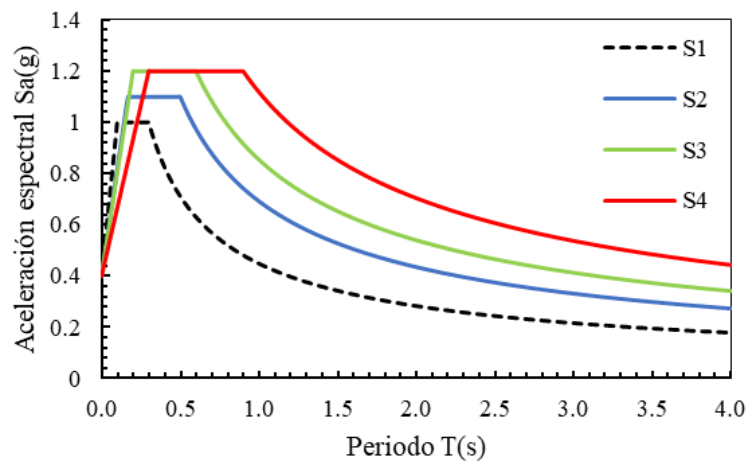


Figura 3.1. Espectros de respuesta elástica de la NTDS-97 para distintos perfiles de suelo.

Este método para la definición del perfil espectral tiene la gran desventaja que solamente se puede estar seguro que la única probabilidad anual de excedencia (o periodo de retorno, en su defecto) que se conoce es la de  $T = 0$  s; para el resto de ordenadas espectrales, el nivel de amenaza puede ser mayor o menor variando considerablemente (BID, 2021).

Es importante notar que, en la GMPE utilizada para el cálculo de la amenaza sísmica, se utilizó el PGA como medida de intensidad (IM), definida como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS por sus siglas en inglés) de las dos componentes horizontales del movimiento sísmico del terreno (Singh et al., 1993).

### 3.1.2 Espectro de Amenaza Uniforme (UHS)

El UHS se crea con la envolvente de los valores de aceleración espectral con una probabilidad de excedencia dada, que se obtienen a partir de análisis de amenaza sísmica independientes para cada periodo espectral (Haselton et al., 2017). Lo anterior implica que todas las ordenadas espectrales del UHS tienen la misma probabilidad de ocurrencia y son independientes entre ellas (Baker, 2011).

En la Figura 3.2 se muestra, de forma esquemática, cómo se obtienen los espectros UHS para diferentes periodos de retorno a partir de las curvas de amenaza sísmica estimadas de la evaluación probabilística de la amenaza sísmica (PSHA por sus siglas en inglés).

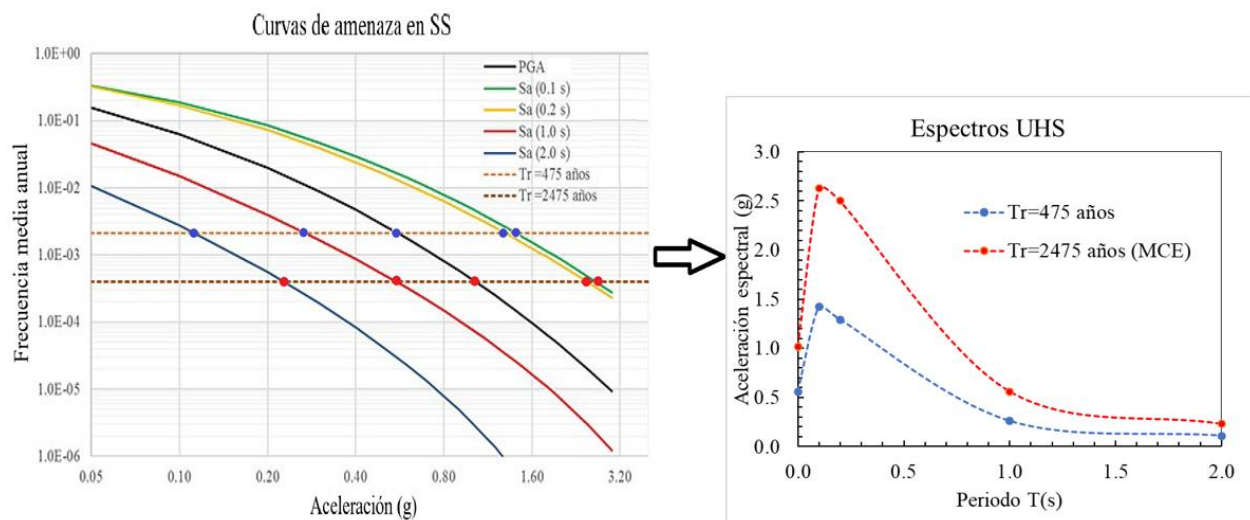


Figura 3.2. Obtención de espectros de amenaza uniforme a partir de curvas de amenaza (esquemático).

Fuente: Modificado de MARN (2020)

El UHS generalmente será un espectro objetivo conservador si se usa para la selección y escalado de movimientos sísmicos para ADNL, especialmente para aquellos de gran magnitud y raros, a menos que la estructura muestre solo una respuesta dominada por el primer modo elástico. Este conservadurismo se deriva del hecho de que es poco probable que todos los valores espectrales en el UHS ocurran en un solo evento sísmico (Haselton et al., 2017).



En el informe *Modernización de las provisiones que rigen el diseño sísmico* (BID, 2021), se presenta una iniciativa de un nuevo modelo de código sísmico para El Salvador. En dicho informe, se establecen los criterios de diseño sísmico, cuya base será el Terremoto Máximo Considerado (MCE), correspondiente a un evento que tiene una probabilidad de ocurrencia del 2% en 50 años (periodo de retorno de 2475 años) y que se toma como el sismo extremo. Así mismo, se define que el espectro de diseño será 2/3 del espectro del MCE. La evaluación de la amenaza sísmica ha sido hecha usando el concepto de la Amenaza Uniforme (BID, 2021).

El nuevo espectro propuesto en BID (2021) es del tipo multiperiodo, estando definido por ordenadas espectrales,  $S_n$ , correspondientes a 14 periodos de vibración distintos. Los efectos de sitio son considerados al aplicar factores de amplificación,  $F_n$ , a cada  $S_n$  según su intensidad y el tipo de suelo que se esté evaluando; los factores de amplificación,  $F_n$ , se encuentran definidos en las tablas 8.2.1 hasta la 8.2.14 del documento *Modelos analíticos para análisis de respuesta de sitio a nivel nacional y 16 sitios específicos* (MARN, 2020b).

De acuerdo con el informe del BID (2021), las ordenadas espectrales  $S_n$  del espectro MCE, en un sitio específico, serán proporcionadas por el MARN. En la Figura 3.3 se reproduce, a manera de ejemplo, el espectro MCE para las coordenadas -89.3205, 13.7841 y los correspondientes espectros de diseño elásticos evaluados para cuatro clases de sitio.

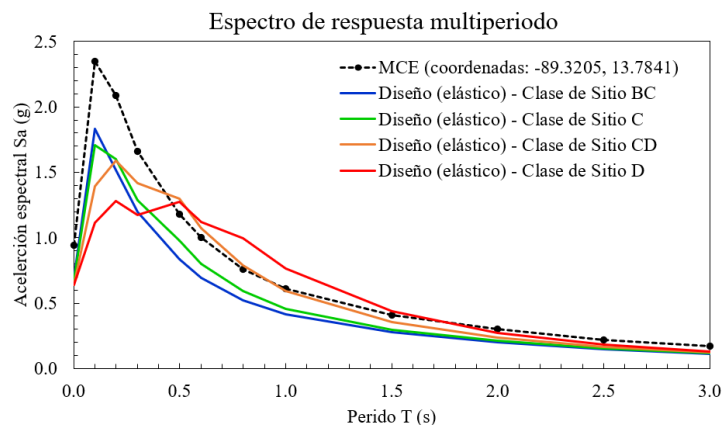


Figura 3.3. Espectro de respuesta MCE y espectros de diseño elásticos para cuatro clases de sitio.

La medida de intensidad,  $IM$ , para el MCE definida en BID (2021), es la aceleración pico obtenida por la media geométrica; por lo tanto, para la selección y modificación de registros acelerográficos usando este espectro como base para el espectro objetivo (ya sea a nivel de MCE o  $2/3MCE$ ), debería utilizarse la  $Sa_{med-geo}$ , de las componentes horizontales de los registros en todo el proceso.

### 3.1.3 Espectro Medio Condicional (CMS)

De acuerdo con Baker (2011), el cálculo del espectro medio condicional, CMS, puede realizarse con los resultados del PSHA (la desagregación y el UHS) y una GMPE que sea acorde con los resultados de la desagregación.

El CMS coincide con el UHS únicamente en la ordenada espectral correspondiente al periodo de vibración de interés para el análisis,  $T^*$ ; y, en periodos distintos a  $T^*$ , las ordenadas espectrales del CMS tienden a ser menores que las del UHS (Baker, 2011). En la Figura 3.4 se muestra, de manera esquemática, esta relación de forma entre ambos espectros; puede observarse que a periodos mayores y menores que  $T^*$  (por ejemplo 0.5 s y 1.5 s), las ordenadas espectrales en el CMS (puntos verdes) son inferiores que las ordenadas espectrales del UHS (puntos rojos).

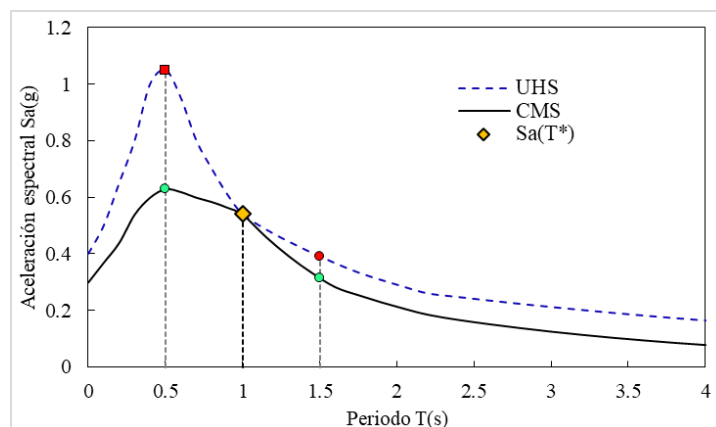


Figura 3.4. Ejemplo esquemático de la relación entre un espectro UHS y un CMS condicionado en  $T^* = 1$  s.

Fuente: Elaboración propia.

El UHS es considerado un espectro objetivo conservador para la selección de movimientos sísmicos debido a que, si bien es cierto que todas sus ordenadas espectrales tienen la misma probabilidad de ser excedidas de forma individual, la probabilidad de excederlas simultáneamente es mucho menor y desconocida (Baker, 2011). Por otro lado, el CMS estima las ordenadas espectrales en distintos periodos de una forma probabilística, con base a la ordenada espectral  $Sa(T^*)$  (Baker, 2011).

Una de las bases sobre las que se fundamentan las ventajas del uso del CMS para la selección de registros acelerográficos a ser usados en ADNL de estructuras, es que éste representa la forma espectral media asociada con la aceleración espectral objetivo,  $Sa(T^*)$ , en el periodo de interés  $T^*$ ; por lo que, los registros acelerográficos cuyos espectros de respuesta coinciden con la forma espectral del CMS, pueden tratarse como representativos de los movimientos sísmicos que tienen el valor objetivo  $Sa(T^*)$  de forma natural (Baker, 2011).

En el procedimiento para la obtención del CMS se utiliza el parámetro  $\epsilon$ , que es definido como el número de desviaciones estándar en el que difiere el logaritmo natural de una aceleración espectral dada,  $\ln Sa(T)$ , con el valor medio del  $\ln Sa(T)$  predicho por una GMPE dado un par M-R de un terremoto (Baker, 2011). En el periodo de interés,  $T^*$ , se calcula directamente el valor de  $\epsilon(T^*)$  que representa la diferencia entre la aceleración espectral del UHS y la aceleración espectral predicha por la GMPE.

Los valores medios de  $\epsilon$  en diferentes periodos,  $\mu_{\epsilon(Ti)|\epsilon(T^*)}$ , son determinados a partir del valor de  $\epsilon(T^*)$  por medio de un coeficiente de correlación,  $\rho$ , el cual se obtiene probabilísticamente; dichos valores medios de  $\epsilon$ , se utilizan para estimar las ordenadas espectrales del CMS, basándose en los valores medios de las ordenadas espectrales predichas por la GMPE (Baker, 2011).

Para la estimación de los valores de  $\mu_{\varepsilon(T_i)/\varepsilon(T^*)}$  en diferentes periodos, Baker y Jayaram (2008) analizaron una gran cantidad de conjuntos de espectros de respuesta, estando cada conjunto compuesto por: (1) el espectro de respuesta obtenido de un registro acelerográfico; y (2) el espectro de respuesta predicho por una GMPE para el par M-R correspondiente al registro. Para cada conjunto de registros, calcularon los valores de  $\mu_{\varepsilon(T_i)/\varepsilon(T^*)}$ ; y, estableciendo  $\varepsilon$  en un periodo fijo  $T^*$ , calcularon su relación con los valores de  $\varepsilon$  en periodos distintos  $T_i$ , repitiendo este cálculo para diferentes valores de  $T^*$ . Con esta base de datos, Baker y Jayaram (2008) desarrollaron una ecuación un tanto compleja para obtener el coeficiente de correlación  $\rho$ , en función de dos periodos de interés.

Baker (2011) propone el uso de la siguiente expresión simplificada para obtener los valores de  $\rho$  en el rango de periodos de 0.05 s a 5 s:

$$\rho(T_{menor}, T_{mayor}) = 1 - \cos\left(\frac{\pi}{2} - \left(0.359 + 0.163I_{(T_{menor} < 0.189)} \ln \frac{T_{menor}}{0.189}\right) \ln \frac{T_{mayor}}{T_{menor}}\right) \quad (3.1)$$

donde  $I_{(T_{menor} < 0.189)}$  es igual a 1 si  $T_{menor} < 0.189s$  de lo contrario es igual a 0, y donde  $T_{menor}$  y  $T_{mayor}$ , denotan el menor y mayor valor de los dos periodos de interés respectivamente.

Los pasos generales para determinar el CMS son explicados en Baker (2011) y pueden resumirse en los siguientes puntos:

**a) Determinar el valor de  $S_a$  para el periodo de interés  $T^*$  y luego, el par (M, R)**

Teniendo el espectro UHS como referencia del nivel de amenaza sísmica en el sitio de proyecto, se intercepta el valor de aceleración espectral,  $S_a$ , correspondiente al periodo de interés  $T^*$ . Usando la desagregación de la amenaza sísmica correspondiente al periodo de retorno analizado, la aceleración espectral,  $S_a$ , y su periodo de vibración asociado,  $T^*$ , se estima el valor medio del par magnitud-distancia (M,R) del sismo que controla la amenaza sísmica en el sitio.

**b) Calcular el espectro de respuesta medio y su desviación estándar para el par (M, R)**

Utilizando una GMPE adecuada, se calcula el valor medio del logaritmo natural de la aceleración espectral,  $\mu_{lnSa}(M, R, Ti)$ , y su desviación estándar,  $\sigma_{lnSa}(Ti)$ , para distintos periodos de vibración,  $Ti$ . El valor de  $\varepsilon(T^*)$  puede estimarse con la ecuación (3.2):

$$\varepsilon(T^*) = \frac{\ln Sa(T^*) - \mu_{lnSa}(M, R, T^*)}{\sigma_{lnSa}(T^*)} \quad (3.2)$$

donde  $\ln Sa(T^*)$ , es el logaritmo natural de la aceleración espectral del espectro UHS en el periodo  $T^*$ ;  $\mu_{lnSa}(M, R, T^*)$  y  $\sigma_{lnSa}(T^*)$ , son el valor medio y la desviación estándar respectivamente, del logaritmo natural de la aceleración espectral predicha por la GMPE para el periodo  $T^*$ .

**c) Calcular los valores medios del parámetro épsilon en otros periodos dado  $\varepsilon(T^*)$**

En cada periodo  $Ti$ , los valores medios de épsilon en distintos periodos se obtienen con la ecuación (3.3):

$$\mu_{\varepsilon(Ti)|\varepsilon(T^*)} = \rho(Ti, T^*)\varepsilon(T^*) \quad (3.3)$$

donde  $\rho(Ti, T^*)$  es el coeficiente de correlación.

**d) Calcular el espectro medio condicional (CMS)**

Los valores de  $\ln Sa_{CMS}(Ti)$  del CMS en los diferentes periodos  $Ti$  pueden obtenerse utilizando la ecuación (3.2) en donde, en lugar de  $\varepsilon(T^*)$  se utiliza  $\rho(Ti, T^*) \varepsilon(T^*)$  y, se ingresan, los valores respectivos de  $\mu_{lnSa}(M, R, Ti)$  y  $\sigma_{lnSa}(Ti)$  dados por la GMPE.

$$\rho(Ti, T^*)\varepsilon(T^*) = \frac{\ln Sa_{CMS}(Ti) - \mu_{lnSa}(M, R, Ti)}{\sigma_{lnSa}(Ti)} \quad (3.4)$$

y, finalmente, se despeja  $\ln Sa_{CMS}(Ti)$  quedando como:

$$\ln Sa_{CMS}(Ti) = \mu_{lnSa}(M, R, Ti) + \rho(Ti, T^*)\varepsilon(T^*)\sigma_{lnSa}(Ti) \quad (3.5)$$

El Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, ha obtenido la desagregación de la amenaza sísmica en 16 sitios ubicados en diferentes partes del país; esta ha sido calculada para siete periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años) y cuatro medidas de intensidad asociadas a cuatro periodos estructurales (PGA, Sa(0.1333), Sa(0.5) y Sa(1.5)).

En la Figura 3.5 se puede observar el resultado de desagregación para el sitio DIGESTYC donde se ha evaluado un periodo de retorno de 475 años y la ordenada espectral para un periodo de vibración de 0.5 s.

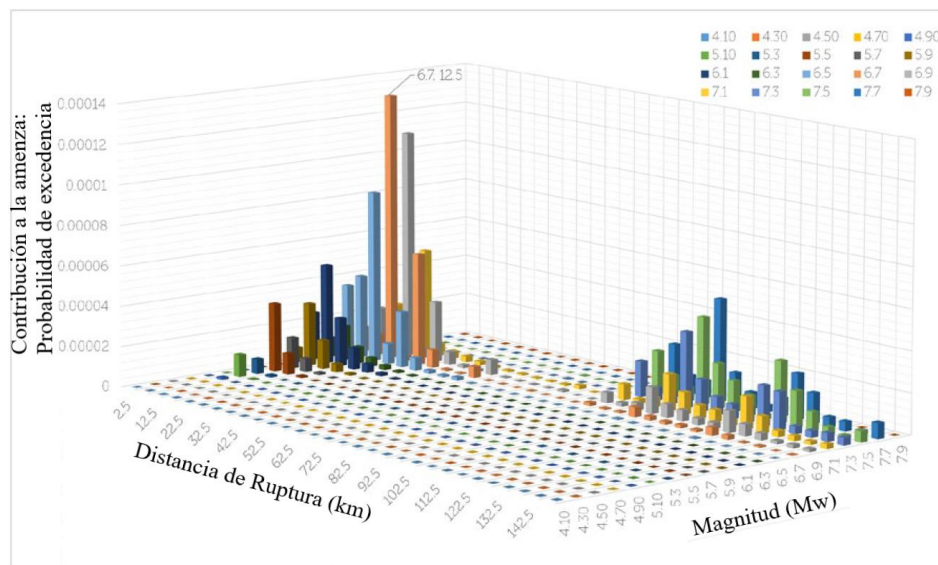


Figura 3.5. Desagregación de la amenaza sísmica para Sa (0.5 s) y periodo de retorno de 475 años, en sitio DIGESTYC. Fuente: MARN (2020b).

Utilizando la información de la desagregación, el MARN también ha calculado los espectros CMS correspondientes, para lo cual, ha tomado como criterio el derivar la contribución de cada fuente sísmica (obteniendo un UHS por cada fuente) y seleccionar GMPE congruentes con las fuentes sísmicas (MARN, 2020b). En la Figura 3.6 se muestra el CMS condicionado a  $T^*=0.5s$  partiendo del UHS de fuente cortical con un periodo de retorno de 475 años, en suelo firme.

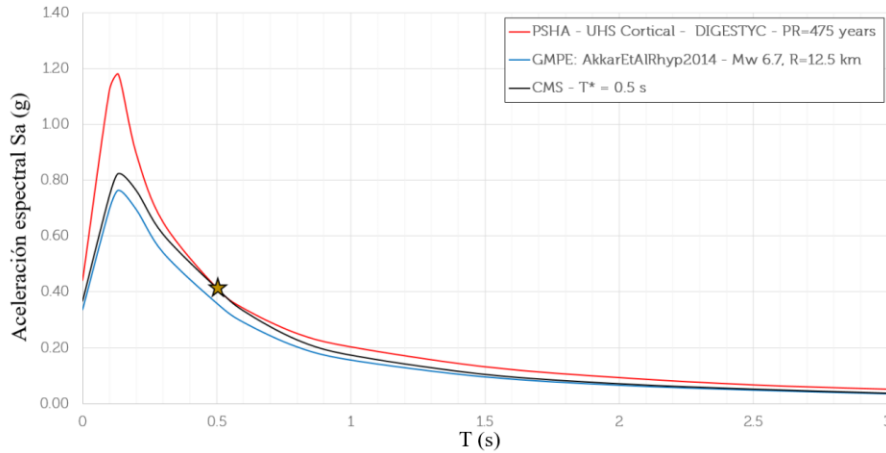


Figura 3.6. Espectros de respuesta UHS Cortical para un periodo de retorno de 475 años en sitio DIGESTYC, CMS (con Sa condicionada en  $T^*=0.5s$ ) y el obtenido con una GMPE. Fuente: MARN (2020b).

## 3.2 Criterios para la selección de movimientos sísmicos

### 3.2.1 Forma espectral

Existe una consistencia clara, entre distintas guías técnicas y estándares en los Estados Unidos (NIST, 2011; FEMA, 2018; ASCE, 2022), respecto a que el factor más importante para la selección de movimientos sísmicos que serán ajustados respecto a un espectro objetivo, es su forma espectral en un rango de periodos  $T_{mín}$  a  $T_{máx}$ .

Para tomar en cuenta la similitud de la forma espectral de un movimiento sísmico del terreno con la del espectro objetivo, se han propuesto expresiones que evalúan las diferencias entre las ordenadas espectrales de ambos espectros en el rango de periodos de interés, tales como las presentadas en Bommer y Acevedo (2004) y en Baker (2011).

La expresión presentada en Bommer y Acevedo (2004) se basa en la desviación media cuadrática,  $D_{rms}$ , del espectro del movimiento sísmico del terreno analizado respecto al espectro objetivo, y es la siguiente:

$$D_{rms} = \frac{1}{N} \sqrt{\sum_{i=1}^N \left( \frac{Sa_0(T_i)}{PGA_0} - \frac{Sa(T_i)}{PGA} \right)^2} \quad (3.6)$$

donde  $N$  es el número de periodos usados para especificar la forma espectral,  $Sa_o(T_i)$  es la aceleración espectral del registro en el periodo  $T_i$ ,  $Sa(T_i)$  es la aceleración espectral objetivo en el mismo periodo;  $PGA_o$  y  $PGA$  son la aceleración pico del terreno en el registro y la aceleración anclada en el periodo cero del espectro objetivo, respectivamente.

Baker (2011) por su parte, presentó una expresión similar pero más simple en la que la similitud entre espectros de respuesta se evalúa mediante la suma de los errores al cuadrado,  $SSE$ , usando para ello los logaritmos naturales de las ordenadas espectrales en los distintos periodos que, generalizado para cualquier espectro objetivo, es:

$$SSE = \sum_{i=1}^N (\ln Sa_o(T_i) - \ln Sa(T_i))^2 \quad (3.7)$$

donde  $\ln Sa_o(T_i)$  es el logaritmo natural de la aceleración espectral del registro en el periodo  $T_i$  y  $\ln Sa(T_i)$  es el logaritmo natural de la aceleración espectral objetivo en el mismo periodo.

En las ecuaciones (3.6) y (3.7), se obtiene una mayor similitud entre el espectro de respuesta de un movimiento sísmico del terreno evaluado y el espectro objetivo a medida que el valor resultante en dichas expresiones es menor.

### 3.2.2 Parámetros sismológicos

En estudios como el de PEER (2001) ya se hacía referencia a la necesidad de obtener los rangos más críticos de magnitud y distancia de la fuente al sitio de terremotos a partir de la desagregación de la amenaza sísmica del sitio y seleccionar así, acelerogramas apropiados para estas condiciones sismológicas. En estudios posteriores, como el de Bommer y Acevedo (2004), se enfatizó en la necesidad de considerar parámetros sismológicos adicionales a magnitud y distancia, tales como las condiciones de sitio y mecanismo de falla; esto, con el fin de complementar el criterio de la similitud espectral que ya se usaba en los códigos sísmicos de esa época, puesto que, el considerar únicamente la similitud de las ordenadas espectrales, genera ciertas



limitaciones como por ejemplo que las duraciones de los registros acelerográficos seleccionados podrían resultar ser muy distintas entre ellas.

Bommer y Acevedo (2004) indican que la utilización de parámetros sismológicos bajo la consideración de ambientes tectónicos similares hace posible el seleccionar los registros de movimientos sísmicos del terreno de un país para aplicarlos en otro. Las tres categorías básicas de ambientes tectónicos que deben considerarse son las zonas de subducción, regiones corticales activas y las regiones continentales estables (Bommer y Acevedo, 2004).

En el caso de El Salvador, los ambientes tectónicos aplicables son cortical, y zonas de subducción intraplaca e interfase (MARN, 2020).

En los comentarios del Capítulo 16 del ASCE/SEI 7-22 (ASCE, 2022), se considera a los parámetros sismológicos como criterios secundarios para la selección de registros acelerográficos; sugiriendo su utilización en un proceso de preselección en donde, se pueden usar rangos de valores que sean relativamente flexibles. Dicho estándar indica que el proceso de selección es refinado en un segundo paso en donde, se deben seleccionar los registros cuya forma espectral tienen mayor similitud con la del espectro objetivo.

Una vez que se han definido los regímenes o ambientes tectónicos que influyen en la amenaza sísmica del sitio, se podrá evaluar los diferentes parámetros sismológicos para cada uno de ellos. A continuación, se analizan los parámetros sismológicos a los que los investigadores, guías técnicas y estándares les asignan mayor peso en el proceso de selección de registros acelerográficos.

#### **a) Magnitud**

La magnitud de un terremoto ejerce una influencia pronunciada sobre la duración (o número de ciclos) y la forma del espectro de respuesta de sus registros de aceleración; por esta razón, se le considera un parámetro indispensable a tener en cuenta para la selección de registros (Bommer y

Acevedo, 2004). La relación de la magnitud del terremoto con su duración es reconocida en los comentarios del ASCE/SEI 7-22 (ASCE, 2022); en dicho estándar se considera que, el seleccionar eventos sísmicos con magnitudes apropiadas, permitirá tener registros acelerográficos con duraciones apropiadas.

El rango de magnitudes recomendado por Bommer y Acevedo (2004) es de  $\pm 0.2M_w$ , siendo  $M_w$  la magnitud objetivo identificada en la desagregación. Este rango de magnitudes podría servir de referencia para búsquedas preliminares y flexibilizarse de acuerdo a la cantidad de registros disponibles.

#### **b) Distancia**

La distancia de la fuente al sitio es considerado, por Bommer y Acevedo (2004), como el segundo parámetro sismológico de mayor importancia para la selección de registros puesto que observaron que tiene influencia en la forma espectral; sin embargo, en los comentarios del ASCE/SEI 7-22 (ASCE, 2022), se le considera un criterio de prioridad baja debido a que en algunos estudios se ha observado que al usar registros obtenidos a distintas distancias, pero por lo demás con propiedades equivalentes, se producen demandas sísmicas prácticamente equivalentes en la estructura.

#### **c) Tipos de suelo (clase de sitio)**

Se sabe que el perfil geotécnico influye en los movimientos sísmicos ya que modifican tanto sus amplitudes como sus formas espectrales. Para introducir el perfil del suelo en el proceso de selección de registros, generalmente se ha recomendado que la clasificación del sitio de análisis y la de los sitios donde se han registrado los movimientos sísmicos, se conozcan con un alto grado de confianza (Katsanos et al., 2010).

Tabla 3.1.

Clasificación de sitios según NEHRP 2016 y 2020 junto a reclasificaciones de sitio hechas por el MARN

Clase de Sitio NEHRP		Reclasificación de Clases de Sitio			Criterio Geotécnico		
2016	2020	Descripción general	Descripción detallada	Productos volcánicos predominantes en columnas de suelos, según geólogos del MARN	V <sub>S30</sub> (m/s)		
					Rango	Media geométrica	
A	A	Roca dura	Roca dura	Lavas sanas (Andesíticas o Basálticas)	>	1500	
	B	Roca media	Roca media	Lavas semi-fracturadas, Flujo de detritos con clastos lávicos, Lahares cementados con clastos lávicos, Avalancha de escombros		910 1500	1160
B	BC	Roca blanda	Roca blanda	Lavas fracturadas meteorizadas, Rocas Dacíticas, Lahares con escorias y fragmentos lávicos, Depósito de flujos piroclásticos, ej.: Boquerón (G1)		640 910	760
	C	Suelo duro	Suelo muy denso o arcilla dura	Lavas fracturadas bien meteorizadas, Ignimbritas máficas meteorizadas, Lahares con escorias, Tobas aglomeradas, Tobas inferiores (Productos antiguos de TB4 de la caldera de Ilopango)		440 640	530
C	CD	Suelo medio duro	Suelo de arena densa o arcilla muy rígida	Coluvios en profundidad, Sedimentos Aluviales, Lahares meteorizados, Ignimbritas de Boquerón (G2), Tobas Superiores en profundidad (Productos antiguos de TBJ de la caldera de Ilopango)		300 440	360
	D	Suelo poco duro	Suelo de arena medianamente densa o suelo arcilloso rígido	Tobas Superiores superficiales (Productos antiguos de TBJ de la caldera de Ilopango), Tierra Blanca Joven proximal en profundidad, Lahares bien meteorizados		210 300	250
D	DE	Suelo blando	Suelo de arena suelta o suelo arcilloso medio rígido	Tierra Blanca Joven distal superficial, Suelos plásticos meteorizados, Suelos retrabajados con bloques de rocas y granos gruesos		150 210	180
E	E	Suelo muy blando	Suelos de arena muy suelta o suelo arcilloso blando	Rellenos no compactados, Suelos orgánicos, Sedimentos fluviales o retrabajados de grano fino y Suelos bien meteorizados con arcillas blandas	<	150	
F	F			Suelos que requieren análisis de respuesta de sitio			

Nota. Fuente: MARN (2020c).

En MARN (2020c), se identificaron velocidades de onda de corte promedio a 30 metros de profundidad ( $V_{S30}$ ) de distintos estratos de suelo en El Salvador; los tipos de suelo encontrados, se correlacionaron con las clasificaciones de sitio del NEHRP 2016 y 2020 (ver Tabla 3.1). En el mismo documento, se desarrolló un mapa de  $V_{S30}$  para El Salvador, el cual se asocia a una estimación robusta de los efectos de amplificación del suelo, convirtiéndose en una herramienta importante para propósitos de clasificación de sitios a nivel nacional (MARN, 2020c).

Para el proceso de selección de registros acelerográficos, Zimmerman et al. (2017) recomienda usar un rango de  $\pm 1$  clase de sitio, relativa a la de interés. Sin embargo, en ASCE/SEI 7-22 (ASCE, 2022), se enfatiza en que es necesario flexibilizar el criterio de búsqueda por tipo de suelo, de ser necesario, con el fin de obtener la mayor cantidad posible de registro con potencial de ser elegibles.

### **3.2.3 Parámetros de amplitud (PGA y PGV)**

Un estudio notable en donde se emplearon los parámetros de amplitud PGA y PGV para la selección de movimientos sísmicos del terreno, es FEMA P-695 (FEMA, 2009). En dicho estudio, se utilizó la distancia del sitio a la ruptura de la falla para desarrollar dos conjuntos fijos de registros acelerográficos (campo lejano y campo cercano), para estimar la capacidad a colapso de modelos arquetipos. Se establecieron, de forma arbitraria, valores mínimos de PGA (0.2g) y PGV (15cm/s) para ambos conjuntos de registros con el fin de obtener movimientos lo suficientemente fuertes para la adecuada predicción del colapso (FEMA, 2009).

Sin embargo, se ha observado que en guías o estándares más recientes de evaluación y diseño de estructuras en los Estados Unidos, no se utilizan los parámetros PGA y PGV como criterio de selección de movimientos sísmicos para realizar ADNL.

### **3.2.4 Límites en factores de escala**

Durante el proceso de escalado de los espectros de respuesta de movimientos sísmicos, podrían alcanzarse factores de escala extremos (muy altos o muy bajos) que impliquen una gran modificación de los registros acelerográficos originales. Se considera que limitar los factores de escala a valores tan bajos como 0.25 o tan altos como 4 puede ser aceptable (ASCE, 2022). Presumiblemente, la razón detrás de la imposición de límites en los factores de escala es evitar la creación de movimientos sísmicos poco realistas, ya que esto socavaría el valor inherente en el uso de acelerogramas reales (Bommer y Acevedo, 2004).

Se ha observado que al seleccionar registros con factores de escala limitados por un rango de valores (mínimo y máximo), se produce una reducción en la dispersión de la respuesta estructural respecto a la obtenida sin controlar dicho factor de escala, lo cual proporciona una mayor confianza en la estimación de la respuesta estructural media (Dhakal et al., 2007).

### **3.2.5 Movimientos sísmicos pertenecientes a un mismo evento**

La razón de limitar la cantidad de registros acelerográficos pertenecientes a un mismo evento sísmico, dentro de un conjunto seleccionado, es evitar un posible sesgo en la respuesta estructural debido a dicho evento sísmico (FEMA, 2009). Aunque este criterio es menos importante que la forma espectral y el factor de escala, es común limitar el número de movimientos de un solo evento sísmico a tres o cuatro movimientos cuando sea posible (Haselton et al., 2017).

### **3.2.6 Cantidad de movimientos sísmicos requeridos**

El número mínimo de análisis para estimar la respuesta media con un alto grado de confianza es una función de la bondad del ajuste del movimiento escalado a la forma espectral objetivo, la dispersión esperada en la respuesta, el grado de confianza requerido y el nivel de exactitud requerido (NIST 2011).

La cantidad de registros acelerográficos requeridos, para mantener un cierto grado de confianza en la predicción de la respuesta media, se ve incrementada a medida que el nivel de intensidad sísmica es mayor; por ejemplo, se requerirán más registros cuando el análisis se realiza para amenaza sísmica a nivel del MCE que al nivel de diseño (2/3 del MCE), debido a que la respuesta estructural será más inelástica en el primer caso (Dhakal et al., 2007). Este hecho puede evidenciarse en PEER (2017) en donde, se requieren al menos 7 registros para análisis no lineales a nivel de servicio (SLE) mientras que, para nivel del MCE, se requieren al menos 11 registros.

Cabe mencionar que en FEMA P-58-1 (FEMA, 2018) se indica que, para obtener una estimación razonable de la respuesta mediana, se deben usar como mínimo: (a) 7 registros, cuando existe buena similitud espectral; y (b) 11 registros, cuando la similitud espectral es deficiente.

Por otro lado, si el enfoque de los análisis es obtener la distribución de la respuesta estructural, y no la respuesta media, la cantidad requerida de registros podría ser de varias decenas (NIST, 2011).

### **3.2.7 Efectos de directividad**

Los efectos de directividad están asociados a la cercanía de una estación acelerográfica con la zona de ruptura de una falla (sitios cercanos a fallas); las componentes horizontales de los registros obtenidos en tales estaciones han exhibido diferencias de carácter significativo (ASCE, 2022).

Estos efectos pueden incluir cambios en el espectro de respuesta en relación con un espectro obtenido con modelos estándar de movimientos sísmicos, pulsos de gran velocidad y polarización de los movimientos sísmicos donde la dirección máxima de respuesta tiende a ser la dirección perpendicular a la falla (Haselton et al., 2017).

En ASCE/SEI 7-22 (ASCE, 2022) se indica que los efectos de directividad están presentes cuando la distancia a la falla es menor a 15 km para terremotos de magnitud 7 o mayores, o una distancia de falla de menos de 10 km para terremotos de magnitud 6.0.

La selección de movimientos sísmicos para sitios cercanos a fallas requiere de consideraciones especiales, quedando por tanto fuera del alcance de este trabajo. En el Apéndice C de NIST (2011), se hacen recomendaciones sobre cómo incluir movimientos de tipo pulso en la selección de movimientos sísmicos para proyectos ubicados en la región cercana a la falla donde se determine que existen efectos de directividad.

### **3.3 Modificación de registros por escalado lineal**

El objetivo de los procedimientos de escalado de amplitud es determinar los factores de escala para un pequeño número de registros, de modo que los registros escalados proporcionen una estimación de las respuestas estructurales con buena exactitud (Reyes et al., 2018).

La exactitud en la respuesta significa que los registros escalados deben proporcionar respuestas medias geométricas o aritméticas cercanas a las respuestas "exactas", obtenidas al considerar una gran población de registros compatibles con las condiciones de amenaza sísmica específicas del sitio (Reyes et al., 2018).

#### **3.3.1 Rango de periodos**

Los movimientos sísmicos del terreno deben escalarse para que su forma espectral coincida con el espectro objetivo en un rango de periodos, correspondiente a los periodos de vibración que contribuyen significativamente a la respuesta dinámica del edificio. Por un lado, el límite inferior de dicho rango está destinado a asegurar que los modos de vibrar superiores importantes se exciten correctamente; y por otro, el límite superior se especifica para asegurar que, a medida que la estructura cede inelásticamente y el periodo se alarga, los movimientos sísmicos aún contengan suficiente energía para excitar adecuadamente a la estructura (Haselton et al., 2017).

Entre los criterios para definir el límite superior del rango de periodos están el nivel de intensidad sísmica a la que la estructura será sometida (Haselton et al., 2017) y el nivel de ductilidad que esta posea (ASCE, 2017b). De acuerdo con Haselton et al. (2017), el primer criterio fue considerado en la actualización del ASCE/SEI 7-10 al ASCE/SEI 7-16 en donde, se pasó de utilizar el sismo a nivel de diseño ( $2/3MCE$ ) al sismo MCE como base para realizar los ADNL en estructuras nuevas; en consecuencia, se incrementó el límite superior del rango de periodos de  $1.5T$  hasta  $2.0T$ , siendo  $T$  el periodo fundamental de la edificación (el máximo de ambas direcciones). El segundo criterio es considerado en los comentarios del ASCE/SEI 41-17 en donde, se decide mantener  $1.5T$  aún a niveles del sismo MCE, bajo la justificación de que las edificaciones existentes más antiguas poseen un nivel de ductilidad menor que el de las nuevas, por lo que sus periodos de vibración fundamental no experimentarán un alargamiento significativo.

El límite inferior del rango de periodos ha sido considerado normalmente como  $0.2T$  en versiones antiguas del ASCE 7 y aún en FEMA P-58-1 (FEMA, 2018). Sin embargo, a partir de ASCE/SEI 7-16 (ASCE, 2017a), se adicionó el requerimiento de que el límite inferior, del rango de periodos, debe ser tan bajo como para tomar en cuenta los modos superiores de tal manera que se logre el 90% de participación de la masa modal, evaluando ambas direcciones de la edificación (Haselton et al., 2017).

### **3.3.2 Componentes horizontales de los movimientos sísmicos del terreno**

Es fundamental utilizar una definición coherente de aceleración espectral,  $S_a$ , tanto para el espectro objetivo como para los espectros de respuesta calculados para los movimientos sísmicos (NIST, 2017). Lo anterior implica que en caso de que se utilicen como espectro objetivo el espectro multiperiodo de la sección 3.1.2 o el CMS de la sección 3.1.3, se deba obtener la media geométrica de



los espectros de respuesta producidos por ambas componentes horizontales de cada registro acelerográfico.

En NIST (2011) se observó la inconsistencia que existe en el ASCE/SEI 7-05 entre la definición de los espectros de respuesta de los movimientos sísmicos, tanto para análisis 2D como para 3D, y el espectro objetivo. Para análisis 2D, se indica seleccionar el espectro de respuesta de una de las componentes horizontales del registro mientras que, para los análisis 3D, se indica obtener la combinación SRSS de las componentes horizontales; sin embargo, el espectro objetivo para sacudidas horizontales, en ASCE/SEI 7-05, es un espectro medio geométrico. Esta observación también se hizo sobre el estándar ASCE/SEI 7-10, con la variante que el espectro objetivo en dicho estándar es un espectro de dirección máxima (espectro medio geométrico multiplicado por factores de dirección máxima), manteniéndose así la inconsistencia en la definición de la  $S_a$ .

No fue sino hasta el ASCE/SEI 7-16, que se logró establecer la consistencia en la definición de la medida de intensidad a utilizar ( $S_{a_{dir-máx}}$ ) en los espectros de respuesta de los movimientos sísmicos a seleccionar y el espectro de respuesta objetivo (Haselton et al., 2017). A partir de esta edición del estándar, ya no se presentan prescripciones que permitan emparejar una sola componente horizontal de los registros con el espectro objetivo, lo cual parece estar en consonancia con el establecimiento de la consistencia en la definición de la medida de intensidad.

En cuanto a la aplicación de las dos componentes horizontales de cada registro sobre la estructura (en sitios no cercanos a fallas), en ASCE/SEI 7-22 (ASCE, 2022) se considera el criterio de que el promedio de los espectros de respuesta aplicados en cada dirección ortogonal del edificio, tenga aceleraciones espectrales dentro de un rango de  $\pm 10\%$  las aceleraciones espectrales del promedio global de todos los espectros incluyendo ambas componentes, dentro del rango de periodos de interés. Con este enfoque, se busca evitar el sesgo no intencional en la aplicación del movimiento, que provocaría al tener un eje del edificio experimentando una mayor demanda que el otro (ASCE, 2022).

### 3.3.3 Proceso de escalado de amplitudes

La forma en que se escalan los movimientos sísmicos que han sido preseleccionados por similitud espectral en el rango de periodos de interés, respecto a un espectro objetivo, es relativamente sencilla; sin embargo, el proceso puede variar en función del estándar o guía técnica que se esté utilizando. A continuación, se mencionan de forma simplificada las consideraciones tomadas en dos de estos documentos.

#### a) FEMA P-58

Para cada movimiento sísmico del terreno, se debe construir un espectro medio geométrico a partir de los espectros de respuesta de cada componente horizontal. Se escala la amplitud de cada componente horizontal por el siguiente factor de escala común:

$$FE = \frac{Sa(\bar{T})}{Sa_{med-geo}(\bar{T})} \quad (3.8)$$

donde  $\bar{T}$  es el promedio de los periodos fundamentales desacoplados en las direcciones X y Y,  $Sa(\bar{T})$  es la aceleración espectral en el periodo  $\bar{T}$  obtenida del espectro objetivo y la  $Sa_{med-geo}(\bar{T})$  es obtenida del espectro medio geométrico en el periodo  $\bar{T}$ .

Se observa que el proceso de escalado en este caso es independiente para cada registro y no se verifica de forma implícita si las ordenadas espectrales a periodos distintos de  $\bar{T}$  se encuentran por debajo de las del espectro objetivo; sin embargo, se hace hincapié de que se deben seleccionar aquellos registros acelerográficos cuya forma espectral sea similar a la del espectro objetivo.

#### b) ASCE/SEI 7-22

En este estándar no se proporciona una expresión para el escalado de los registros, sin embargo, se proporcionan lineamientos que deben cumplirse. Para cada movimiento sísmico del terreno, se debe construir un espectro de dirección máxima a partir de sus dos componentes horizontales. Cada movimiento sísmico del terreno se escalará, con un factor de escala idéntico aplicado a ambos

componentes horizontales, de modo que el promedio de los espectros de dirección máxima de todos los movimientos sísmicos aproximadamente coincida o exceda el espectro de respuesta objetivo dentro del rango de periodo de interés. El promedio de los espectros de dirección máxima de todos los movimientos del suelo no deberá caer por debajo del 90% del espectro de respuesta objetivo dentro de dicho rango de periodos.

Este enfoque podría abordarse aplicando un factor de escala inicial e independiente a cada movimiento sísmico del terreno de tal manera que se supere al 90% del espectro objetivo dentro del rango de periodos y luego, aplicando un factor de ajuste general para lograr que el promedio de todos los espectros de los movimientos sísmicos no sea inferior al 90% del espectro objetivo dentro del rango de periodos.

### **3.4 Visión general de la selección y modificación de registros**

Algunos de los aspectos revisados en las secciones precedentes, sobre la selección y modificación de registros acelerográficos para su utilización en ADNL, se ven reflejados con mayor o menor detalle en las tablas 3.2 y 3.3 en la cuales, se muestran criterios tomados por diversos estándares y guías de evaluación y diseño de edificaciones en los Estados Unidos (NIST, 2017).

Tabla 3.2.

Visión general de guías contemporáneas para el ADNL

Componentes del ADNL	ASCE/SEI 7-16 y 22 (2017 y 2022)	ASCE/SEI 41-13 (2014)	LATBSDC (2015)	PEER TBI (2010)	FEMA P-58 (2012)
Metas y Niveles del Movimiento sísmico del terreno					
Metas explícitas de la evaluación	P[C]<10% para el MCE <sub>R</sub> (para edificios con Categoría de Riesgo I y II); riesgo de colapso del 1% en 50 años (en la mayoría de regiones)	Nivel de desempeño objetivo para cada nivel de amenaza sísmica	Comportamiento NL bien definido, funcional para movimientos de servicio, baja probabilidad de colapso para el MCE P[C MCE]	P[C]<10% para el MCE, derivas residuales bajas, bajo riesgo de falla en recubrimientos	Estimación de pérdidas, tiempos de reparación, y víctimas
Medida de Intensidad del Movimiento sísmico del terreno	S <sub>dir-máx</sub>	S <sub>dir-máx</sub>	S <sub>dir-máx</sub> , según ASCE 7-10, S <sub>med-geo</sub> para nivel de servicio	S <sub>med-geo</sub> o S <sub>dir-máx</sub> , ASCE 7-05/10	Típicamente S <sub>med-geo</sub>
Nivel del Movimiento sísmico del terreno	MCE <sub>R</sub>	MCE <sub>R</sub> , 2/3 MCE <sub>R</sub> , 5% o 20% en 50 años (para edificios existentes)	MCE, nivel de servicio	MCE, nivel de servicio	Desde el nivel de servicio hasta niveles más altos
Espectro Objetivo					
Enfoque general	UHS o múltiples CMS, ajustados al riesgo	UHS con o sin ajuste al riesgo	UHS o múltiples CMS, ajustados al riesgo	UHS o múltiples CMS, ajustados al riesgo	Cualquiera es permitido
Selección de los Movimientos Sísmicos					
Número de movimientos sísmicos	≥ 11 pares	Variable	≥ 7 pares	≥ 7 pares	≥ 7 pares

Nota. Fuente: NIST (2017).

Tabla 3.3.

Visión general de guías contemporáneas para el ADNL (continuación)

Componentes del ADNL	ASCE/SEI 7-16 y 22 (2017 y 2022)	ASCE/SEI 41-13 (2014)	LATBSDC (2015)	PEER TBI (2010)	FEMA P-58 (2012)
<b>Modificación de los Movimientos Sísmicos para adecuarse al Espectro Objetivo</b>					
Específicos para sitios de campo lejano	Ajustarse al objetivo, forzando un mínimo de 90%	La SRSS superior al objetivo, según ASCE 7-10	Ninguno	Ninguno	-
Específicos para sitios de campo cercano	Igual que para componentes de campo lejano	El promedio de FN (normal a la falla) es superior al objetivo	Ninguno, según ASCE 7-10	Ninguno	General, también checar velocidades
Rango de períodos para la modificación	$T_{MIN} - 2.0T$ , donde, $T_{MIN} = 0.2T$ o el que movilice el 90% de la masa	0.2T - 1.5T	0.2T (o 0.1T) - 1.5T, ASCE 7-10	No especificado	0.2T - 2.0T
<b>Aplicación de los Movimientos Sísmicos al Modelo Estructural</b>					
Sitios de campo lejano	Movimientos con orientación arbitraria; no es necesario aplicar múltiples orientaciones de los movimientos	Simplemente aplicar juntos los movimientos horizontales; no hay reglas respecto a la orientación	Orientación aleatoria de los movimientos; no aplicar múltiples orientaciones de los movimientos	"Aplicar a lo largo de las direcciones principales" (pero no rotar los movimientos)	No especificado
Sitios cercanos a fallas	Aplicar en las direcciones Normal a la Falla (FN) y Paralelo a la Falla (FP); no es necesario aplicar múltiples orientaciones de los movimientos	Aplicar FN/FP si el sitio está a menos de 5km desde la falla	Aplicar las direcciones FN y FP	Aplicar las direcciones FN y FP si la directividad domina	No especificado
Movimientos Sísmicos Verticales	Incluido en casos raros	Incluido para casos específicos	No considerados, según ASCE 7-10	Incluido en casos raros	No especificado

Nota. Fuente: NIST (2017).

### 3.5 Necesidad de una amplia base de datos de registros acelerográficos

Los criterios de selección y modificación de registros acelerográficos discutidos en las secciones precedentes para la aplicación de ADNL, como parte del proceso de diseño de edificios nuevos o evaluación de existentes, genera la necesidad de contar con una amplia base de datos de registros acelerográficos tanto de fuente cercana (sismos corticales) como de fuente lejana (sismos de subducción) dada la combinación de ambientes tectónicos que gobierna la amenaza sísmica en nuestro país. Lo anterior produce algunos inconvenientes si solo se considera la utilización de registros acelerográficos nacionales puesto que los más representativos con los que se cuenta son los correspondientes a los terremotos del 10 de octubre de 1986 y los del 13 de enero y febrero de 2001.

A continuación, se hace un análisis referente a los problemas que podrían tenerse al considerar únicamente los registros acelerográficos nacionales tomando como referencia la metodología del Capítulo 16 del estándar ASCE 7-16 (ASCE, 2017a), así como lo expuesto en Haselton et al. (2017) y en Zimmerman et al. (2017) en donde se analiza y ejemplifica dicha metodología la cual se mantiene invariante hasta el ASCE 7-22 (ASCE, 2022).

De acuerdo con Haselton et al. (2017), la metodología de selección y modificación de registros acelerográficos es desarrollada en dos pasos. El paso 1 consiste básicamente en la preselección de registros con ambientes tectónicos, magnitudes, distancias a la falla y clases de sitio razonables; se acepta usar rangos amplios en este paso ya que en el paso 2 está relacionado con la selección de aquellos registros cuya forma espectral tengan una buena similitud con el espectro objetivo.

- **Magnitud y distancia:** De acuerdo con Haselton et al. (2017) los valores de magnitudes y distancias que controlan la amenaza sísmica del sitio pueden obtenerse de los resultados de la desagregación. Los rangos de magnitudes y distancias pueden ser flexibles para la preselección; sin embargo, si se dispone de pocos registros, es posible que no se garantice

obtener una buena similitud en la forma espectral lo cual implicaría utilizar rangos más estrechos que igualmente limitaría la selección de registros de los eventos sísmicos con las magnitudes disponibles.

- **Clase de sitio:** En Zimmerman et al. (2017), se recomienda utilizar registros acelerográficos cuya respectiva clase de sitio se encuentren por un valor arriba y uno abajo del correspondiente al sitio de interés. Igual que en el criterio de magnitudes y distancias, el no garantizar una buena similitud espectral implicaría utilizar rangos de selección de velocidades ( $V_{S30}$ ) reducidos.
- **Similitud en la forma espectral.** Esta es una consideración importante a tener en cuenta al momento de seleccionar registros acelerográficos de acuerdo con la metodología del ASCE 7. Cuando se considera la forma espectral en la selección de los movimientos sísmicos, el rango permitido de magnitudes, distancias y condiciones del sitio se puede relajar para que se obtenga una cantidad suficiente de movimientos sísmicos (candidatos de selección) con formas espectrales apropiadas (Haselton et al., 2017). Sin embargo, si la cantidad de registros disponibles es muy reducida, sería difícil lograr una buena similitud espectral, quedando sin mayor efecto el permitir rangos amplios en los criterios sismológicos. Además, algunos registros podrían tener buena similitud de su forma espectral con la del espectro objetivo en algunos rangos específicos de periodos, pero ser deficiente en otros rangos; al haber pocos registros disponibles, se podrían estar utilizando prácticamente los mismos registros en todo el rango de periodos (para estructuras con diferentes periodos fundamentales) sin tener formas espectrales apropiadas.
- **Limitación en los factores de escala.** De acuerdo con Bommer y Acevedo (2004), en general ha sido aceptable usar factores de escala tan altos como 2 y preferiblemente lo más cercano posible a la unidad; sin embargo, este criterio se ha ido flexibilizado con el tiempo. En ASCE 7-22 (ASCE, 2022) se recomienda usar un factor de escala máximo igual a 4;

este valor no es un problema para los registros de los terremotos del 10 de octubre de 1986 ni del 13 de enero de 2001 pero si limita la utilización de registros de otros eventos sísmicos cuyas ordenadas espectrales son relativamente bajas. Este problema se acrecienta considerando que el espectro objetivo en estándares actuales se define a nivel del MCE (ordenadas espectrales altas). Por otro lado, es importante señalar que algunos autores como Zimmerman et al. (2017) y Morris et al. (2019) han manifestado que para el caso de los sismos de subducción en ocasiones es necesario flexibilizar el límite superior en el factor de escala puesto que la cantidad disponible de registros de eventos sísmicos representativos de este tipo suele ser menor.

- **Cantidad máxima de registros de un mismo evento sísmico.** En ASCE 7-22 (ASCE, 2022) se sugiere usar un máximo de 3 o 4 registros acelerográficos de un mismo evento sísmico. Con los pocos registros adecuados que se tienen, de distintos eventos sísmicos, esto difícilmente se cumpliría puesto que al menos para los sismos de subducción la mayoría, sino todos, corresponderían al evento del 13 de enero de 2001.
- **Efectos de directividad.** En ASCE 7-22 (ASCE, 2022) se establece que aquellos sitios cercanos a fallas en los que se determine que podrían experimentar efectos de directividad o pulsos, se debe calcular la proporción de registros con dichas características (no cubierto en este trabajo). De acuerdo con MARN (2020a), se indica que hay sospechas de que los registros del Instituto Geográfico Nacional y el del Centro de Investigaciones Geotécnicas del terremoto del 10 de octubre de 1986 poseen presencia de pulsos. Esta es una cantidad limitada de registros nacionales con características de directividad lo que puede causar inconvenientes en aquellos casos donde se requieran más de dos registros de este tipo.

Dado los inconvenientes anteriores, en este trabajo se ha optado por utilizar una combinación de registros de eventos sísmicos nacionales e internacionales como se detalla en la sección 4.2.



## **4 MODELOS MATEMÁTICOS Y ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA PARA LOS ANÁLISIS**

En este capítulo se desarrolla el proceso de selección y escalado de 30 conjuntos de registros acelerográficos siguiendo los criterios analizados en el capítulo anterior. Para tal fin, se han preparado 4 modelos estructurales de sistemas SDOF a partir de sistemas MDOF considerados representativos de marcos resistentes a momento de concreto reforzado; así mismo, se ha elaborado una base de datos de registros acelerográficos, tanto de nacionales como internacionales, de eventos sísmicos representativos de la amenaza sísmica en nuestro país. Los resultados obtenidos en este capítulo son utilizados en el siguiente para analizar la variabilidad de la respuesta estructural mediante la aplicación de análisis IDA.

### **4.1 Modelos estructurales para el análisis**

#### **4.1.1 Software y consideraciones de modelado**

Para realizar los Análisis Estáticos No Lineales, AENL, los Análisis Dinámicos No Lineales, ADNL y los análisis IDA, se ha utilizado el software SeismoStruct versión 2022 de la empresa Seismosoft Ltd. SeismoStruct es un paquete de elementos finitos capaz de predecir el comportamiento de grandes desplazamientos de marcos espaciales bajo carga estática o dinámica, teniendo en cuenta tanto las no linealidades geométricas como la inelasticidad del material (Seismosoft, 2022). Las consideraciones de modelado tomadas en cuenta son las siguientes:

##### **a) No linealidad geométrica**

SeismoStruct utiliza una formulación completamente co-rotacional que le permite tener en cuenta el efecto de grandes desplazamientos/rotaciones y grandes deformaciones independientes, relativas a la cuerda de los elementos del marco (conocidos habitualmente como efectos P-Delta) (Seismosoft, 2022).

## b) Inelasticidad del material

En SeismoStruct, se hace uso del llamado enfoque de fibra para representar el comportamiento de la sección transversal, donde cada fibra está asociada con una relación esfuerzo-deformación uniaxial; el estado de esfuerzo-deformación de la sección de los elementos viga-columna se obtiene luego a través de la integración de la respuesta de esfuerzo-deformación uniaxial no lineal de las fibras individuales (normalmente 100-150) en las que se ha subdividido la sección (Seismosoft, 2022).

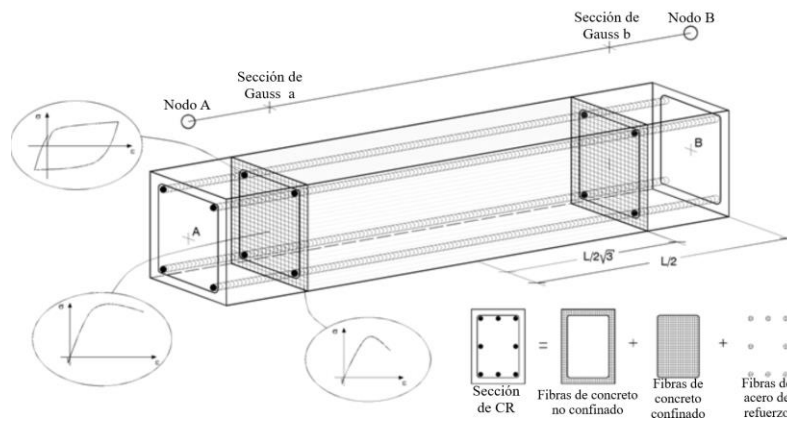


Figura 4.1. Ejemplo de discretización de una sección transversal típica de concreto reforzado. Fuente: Seismosoft (2022).

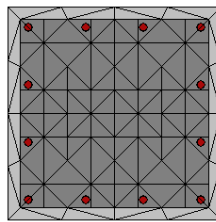


Figura 4.2. Ejemplo de sección de columna discretizada en 148 fibras en SeismoStruct.

## c) Leyes constitutivas de los materiales

Para el concreto se utilizó el modelo de Mander. Este es un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante, desarrollado inicialmente por Madas (1993), que sigue la relación constitutiva propuesta por Mander et al. (1988) y las leyes cíclicas propuestas por Martínez-Rueda y Elnashai (1997). Los efectos del confinamiento provisto por el refuerzo transversal son

incorporados mediante las leyes propuestas por Mander et al. (1988), en las cuales se asume una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones (Seismosoft, 2022). Para el concreto no confinado, se utiliza el mismo modelo con la diferencia que en este caso se desprecia el efecto beneficioso del confinamiento.

Para el acero de refuerzo se utilizó el modelo de Menegotto-Pinto. Es un modelo uniaxial para acero de refuerzo, desarrollado inicialmente por Yassin (1994) sobre la base de una relación esfuerzo-deformación simple pero eficiente propuesta por Menegotto y Pinto (1973), enriquecida con las leyes de endurecimiento isotrópico propuestas por Filippou et al. (1983). La actual implementación sigue aquella realizada por Monti et al. (1996). Se ha introducido una regla “de memoria” propuesta por Fragiadakis et al. (2008), para una mayor estabilidad y precisión numérica bajo cargas sísmicas transitorias (Seismosoft, 2022).

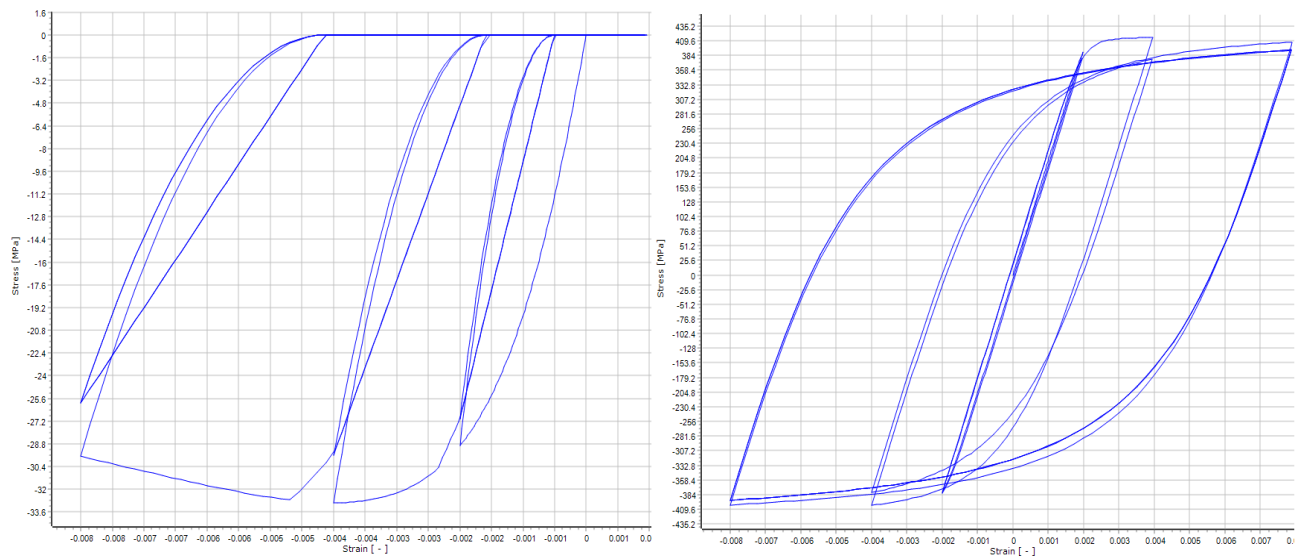


Figura 4.3. Modelo de Mander para concreto confinado (izquierda) y modelo de Menegotto -Pinto para acero de refuerzo (derecha).

#### d) Elemento inelástico tipo marco basado en fuerzas (infrmFB)

Los miembros estructurales se han modelado usando elementos tipo infrmFB de SeismoStruct. Este es el tipo de elemento viga-columna 3D basado en fuerzas capaz de modelar miembros de marcos espaciales con no linealidades geométricas y de los materiales. El estado de esfuerzo-deformación seccional de los elementos viga-columna se obtiene a través de la integración de la respuesta del material uniaxial no lineal de las fibras individuales en las que se ha subdividido la sección, teniendo en cuenta completamente la propagación de la inelasticidad a lo largo de la longitud del elemento y a través de la profundidad de la sección transversal (Seismosoft, 2022).

En la modelación de vigas y columnas de los sistemas MDOF se utilizaron 5 secciones de integración mientras que para los sistemas SDOF se utilizaron 4 (mínimo recomendado en SeismoStruct).

#### e) Amortiguamiento

El amortiguamiento del sistema se ha configurado en SeismoStruct utilizando el amortiguamiento de Rayleigh (ver Figura 4.4), para lo cual se han seleccionado las frecuencias naturales (o periodos de vibrar)  $\omega_i$  y  $\omega_j$  que movilizan al menos un 90% de la masa modal, asignándoles una fracción amortiguamiento,  $\zeta$ , del 5 % para el caso de los sistemas MDOF.

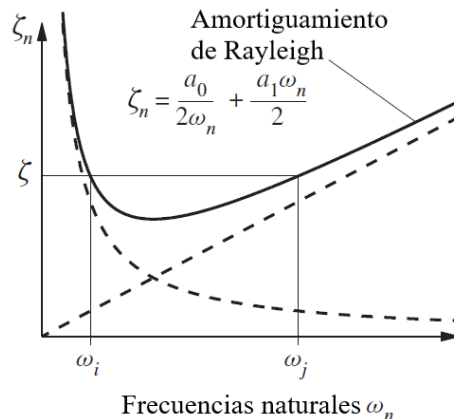


Figura 4.4. Amortiguamiento de Rayleigh. Fuente: Chopra (2020).

#### 4.1.2 Modelos de sistemas MDOF de referencia

Se ha utilizado, como modelos de referencia, los marcos de concreto reforzado representativos presentados en el documento “*Evaluación de la respuesta y vulnerabilidad sísmica de edificios de marcos resistentes a momento y su cuantificación*” (BID, 2020), correspondientes a edificios índices de 3, 6, 9 y 12 niveles (modelos M03, M06, M09 y M12 respectivamente) cuyos detalles se muestran desde la Figura 4.5 hasta la Figura 4.8.

Estos edificios índices son simétricos en ambas direcciones y poseen losas densas de piso y azotea con espesores de 25 cm y 20 cm respectivamente. Las cargas muertas y vivas adicionales al peso propio se muestran en la Tabla 4.1.

*Tabla 4.1.  
Cargas muertas y vivas en edificios índices de referencia.*

Carga Muerta		
	Entrepiso	Azotea
Piso cerámico (kgf/m <sup>2</sup> )	80	0
Cielo falso (kgf/m <sup>2</sup> )	20	20
Divisiones (kgf/m <sup>2</sup> )	30	0
A/C (kgf/m <sup>2</sup> )	20	20
Pared perimetral (kgf/m)	450	0
Carga Viva		
	Entrepiso	Azotea
Carga viva nominal (kgf/m <sup>2</sup> )	170	100

La combinación de cargas de gravedad utilizada en los análisis no lineales de los modelos de sistemas MDOF fue la recomendada por FEMA P-58 (FEMA, 2012) mediante la ecuación (4.1).

$$Cargas\ de\ gravedad = 1.0\ CM + 0.25CV \quad (4.1)$$

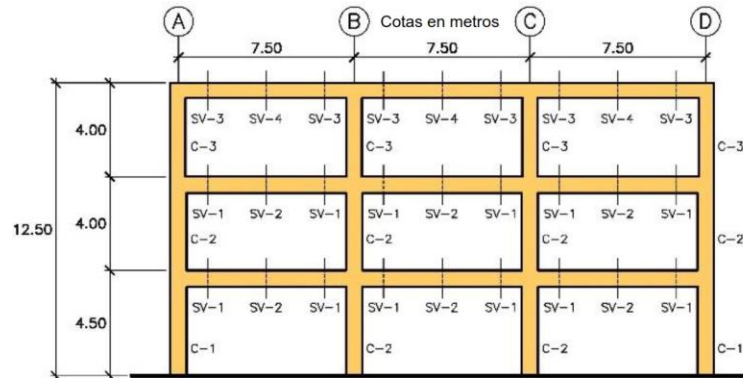


Figura 4.5. Detalle de marcos de concreto reforzado de 3 niveles (M03). Fuente: BID (2020).

RESISTENCIA DE MATERIALES	
MATERIAL	RESISTENCIA
CONCRETO	210 KG/CM <sup>2</sup> (3,000 PSI)
ACERO DE REFUERZO	2,800 KG/CM <sup>2</sup> (40,000 PSI)

DETALLE DE COLUMNAS				
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.	REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
C-1	70.0	70.0	12#8	2 EST. #4
C-2	70.0	70.0	4#8+8#7	2 EST. #4
C-3	65.0	65.0	4#8+8#6	2 EST. #4

NOTA: SEPARACION DE ESTRIBOS EN ZONA CONFINADA E INTERMEDIA DE 0.10M Y 0.15M, RESPECTIVAMENTE.

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL
			SUP.	INF.	
SV-1	70.0	40.0	5#8	3#8	1 EST. #3 @0.15m
SV-2	70.0	40.0	3#8	3#8	1 EST. #3 @0.25m
SV-3	65.0	30.0	5#6	4#6	1 EST. #3 @0.125m
SV-4	65.0	30.0	4#6	4#6	1 EST. #3 @0.25m

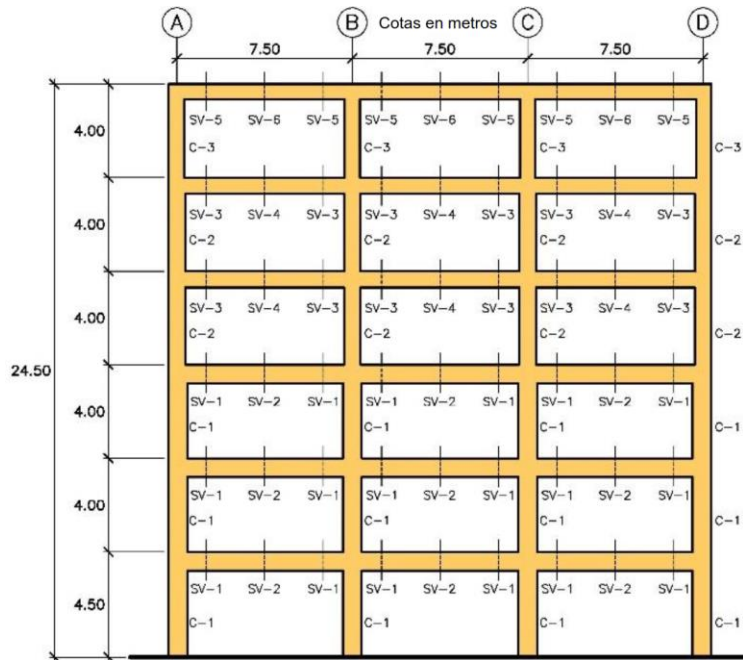


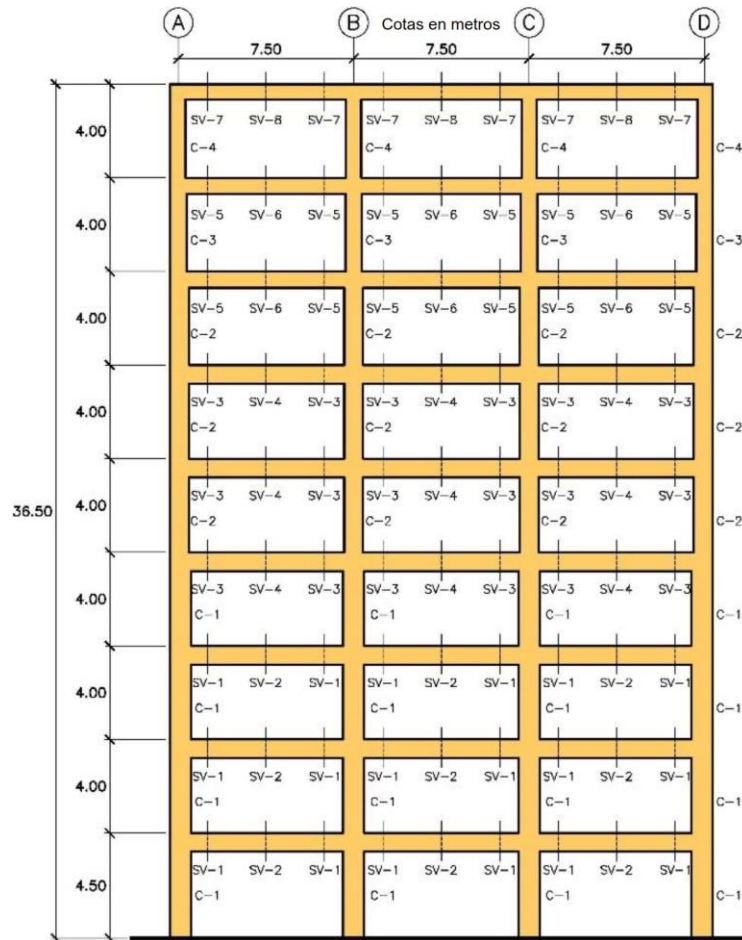
Figura 4.6. Detalle de marcos de concreto reforzado de 6 niveles (M06). Fuente: BID (2020).

RESISTENCIA DE MATERIALES	
MATERIAL	RESISTENCIA
CONCRETO	280 KG/CM <sup>2</sup> (4,000 PSI)
ACERO DE REFUERZO	2,800 KG/CM <sup>2</sup> (40,000 PSI)

DETALLE DE COLUMNAS				
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.	REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
C-1	80.0	80.0	4#9+8#8	3 EST. #4
C-2	70.0	70.0	4#8+8#7	3 EST. #4
C-3	65.0	65.0	4#8+8#6	2 EST. #4

NOTA: SEPARACION DE ESTRIBOS EN ZONA CONFINADA E INTERMEDIA DE 0.10M Y 0.15M, RESPECTIVAMENTE.

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL
			SUP.	INF.	
SV-1	80.0	40.0	6#8+2#7	2#8+2#7	1EST.+1GRAPA#4@0.175m
SV-2	80.0	40.0	2#8+2#7	2#8+2#7	1EST.+1GRAPA#4@0.25m
SV-3	70.0	40.0	6#8	3#8	1 EST. #3 @0.15m
SV-4	70.0	40.0	3#8	3#8	1 EST. #3 @0.25m
SV-5	65.0	30.0	4#6	4#6	1 EST. #3 @0.125m
SV-6	65.0	30.0	4#6	4#6	1 EST. #3 @0.25m



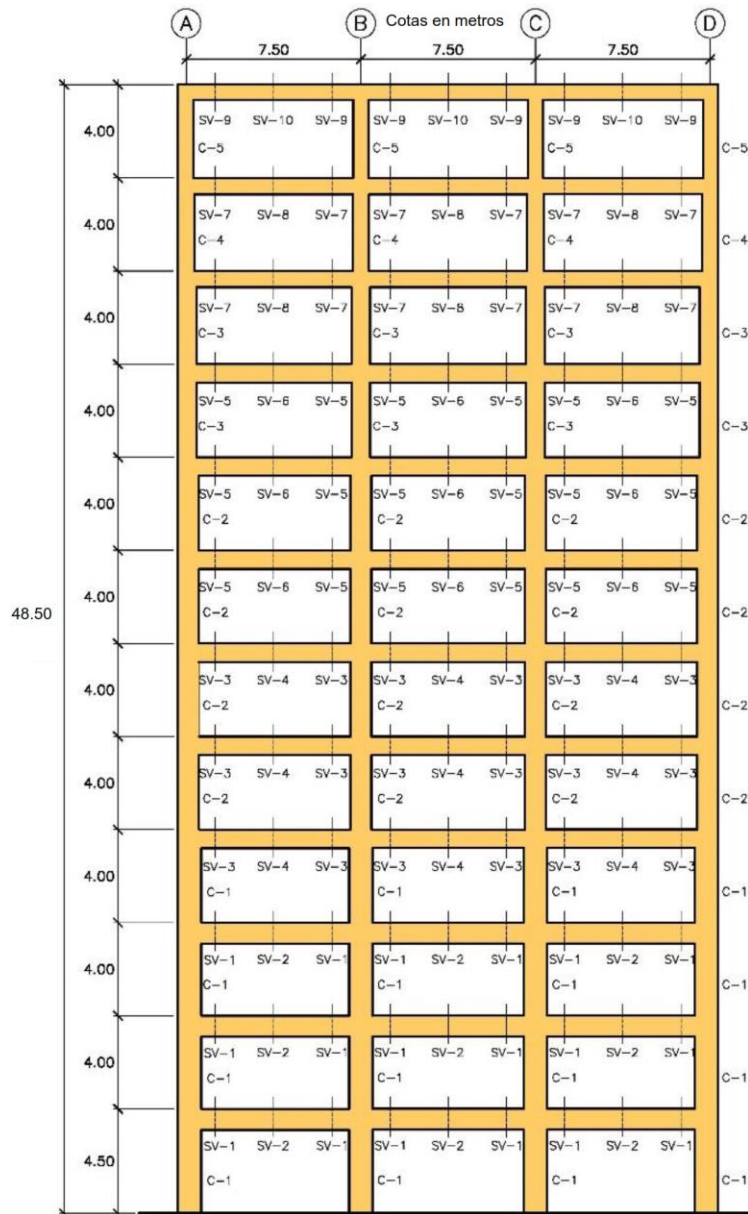
RESISTENCIA DE MATERIALES	
MATERIAL	RESISTENCIA
CONCRETO	280 KG/CM <sup>2</sup> (4,000 PSI)
ACERO DE REFUERZO	2,800 KG/CM <sup>2</sup> (40,000 PSI)

DETALLE DE COLUMNAS				
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.	REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
C-1	90.0	90.0	4#9+12#8	3 EST. #4
C-2	80.0	80.0	4#9+8#8	3 EST. #4
C-3	70.0	70.0	4#8+8#7	3 EST. #4
C-4	65.0	65.0	4#8+8#6	2 EST. #4

NOTA: SEPARACION DE ESTRIBOS EN ZONA CONFINADA E INTERMEDIA DE 0.10M Y 0.15V, RESPECTIVAMENTE.

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL
			SUP.	INF.	
SV-1	80.0	40.0	8#8+2#6	4#8+2#6	2 EST. #4 @0.175m
SV-2	80.0	40.0	4#8	4#8	2 EST. #4 @0.25m
SV-3	80.0	40.0	6#8+4#6	3#8+2#6	2 EST. #4 @0.175m
SV-4	80.0	40.0	3#8	3#8+2#6	2 EST. #4 @0.25m
SV-5	70.0	40.0	6#8	3#8	1 EST. #3 @0.15m
SV-6	70.0	40.0	3#8	3#8	1 EST. #3 @0.25m
SV-7	65.0	30.0	4#6+2#5	4#6	1 EST. #3 @0.125m
SV-8	65.0	30.0	4#6	4#6	1 EST. #3 @0.25m

Figura 4.7. Detalle de marcos de concreto reforzado de 9 niveles (M09). Fuente: BID (2020).



RESISTENCIA DE MATERIALES	
MATERIAL	RESISTENCIA
CONCRETO	280 KG/CM <sup>2</sup> (4,000 PSI)
ACERO DE REFUERZO	2,800 KG/CM <sup>2</sup> (40,000 PSI)

DETALLE DE COLUMNAS				
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.	REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
C-1	100.0	100.0	16#9	3 EST. + 1 GRAPA #4
C-2	90.0	90.0	4#9+12#8	3 EST. #4
C-3	80.0	80.0	4#9+8#8	3 EST. #4
C-4	70.0	70.0	4#8+8#7	3 EST. #4
C-5	65.0	65.0	4#8+8#6	2 EST. #4

NOTA: SEPARACION DE ESTRIBOS EN ZONA CONFINADA E INTERMEDIA DE 0.10M Y 0.15M, RESPECTIVAMENTE.

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL
			SUP.	INF.	
SV-1	90.0	45.0	10#8	5#8+3#6	2 EST. #4 @0.175m
SV-2	90.0	45.0	5#8	5#8	2 EST. #4 @0.225m
SV-3	80.0	40.0	10#8	6#8	2 EST. #4 @0.175m
SV-4	80.0	40.0	4#8	4#8	2 EST. #4 @0.25m
SV-5	80.0	40.0	6#8+4#6	3#8+3#6	2 EST. #4 @0.175m
SV-6	80.0	40.0	3#8	3#8+2#6	2 EST. #4 @0.25m
SV-7	70.0	40.0	6#8	3#8	1 EST. #3 @0.15m
SV-8	70.0	40.0	3#8	3#8	1 EST. #3 @0.25m
SV-9	65.0	30.0	4#6+2#5	4#6	1 EST. #3 @0.125m
SV-10	65.0	30.0	4#6	4#6	1 EST. #3 @0.25m

Figura 4.8. Detalle de marcos de concreto reforzado de 12 niveles (M12). Fuente: BID (2020).



### 4.1.3 Modelos de sistemas SDOF equivalentes

De acuerdo con Kuramoto et al. (2000) y Decanini et al. (2001), para edificios de hasta 10 a 12 niveles, se pueden obtener buenas estimaciones de desplazamientos globales para sistemas MDOF idealizados como sistemas SDOF, considerando únicamente la respuesta dinámica del primer modo de vibración del sistema MDOF.

Para cada sistema MDOF se ha obtenido un sistema SDOF equivalente, usando como referencia la metodología propuesta en “*A nonlinear SDOF model for the simplified evaluation of the displacement demand of low-rise URM buildings*” (Graziotti et al., 2016), en donde, inicialmente se hace una calibración estática y luego una calibración dinámica entre ambos sistemas; esto bajo la consideración de que la respuesta de la estructura está influenciada principalmente por el primer modo de vibración.

A manera de ejemplo, se presenta a continuación el proceso de obtención del sistema SDOF equivalente correspondiente al modelo M09.

#### a) Calibración estática

Se procedió a realizar un análisis modal del sistema MDOF del modelo M09 para obtener sus propiedades dinámicas elásticas y calcular el factor de participación modal correspondiente al primer modo de vibrar mediante la ecuación (4.2).

$$\Gamma_1 = \frac{\boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_1} = \frac{L_1^h}{M_1} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} \quad (4.2)$$

donde:

$\Gamma_1$ : Factor de participación modal correspondiente al primer modo de vibrar.

$L_1^h$ : Factor de excitación modal correspondiente al primer modo de vibrar.

$M_1$ : Masa generalizada correspondiente al primer modo de vibrar.

$\mathbf{M}$ : Matriz de masa del sistema MDOF.

$\boldsymbol{\phi}_1$ : Vector correspondiente a la forma modal del modo de vibración 1, normalizado para

$d_M = 1$  en la azotea o nivel superior del MDOF.

$m_i$ : Masa en el nivel  $i$ .

$\phi_i$ : Forma modal en el nivel  $i$ .

Tabla 4.2.

Cálculo del factor de participación modal del modelo M09.

Nivel	$\phi_i$ (mm)	$\phi_i$ normalizado	$m_i$ (tonne)	$m_i\phi_i$	$m_i\phi_i^2$
9	0.045	1.00	81.19	81.19	81.19
8	0.042	0.93	126.17	117.76	109.91
7	0.038	0.84	130.26	110.00	92.89
6	0.034	0.76	141.00	106.54	80.49
5	0.029	0.64	141.00	90.87	58.56
4	0.023	0.51	144.12	73.66	37.65
3	0.017	0.38	147.65	55.78	21.07
2	0.011	0.24	147.65	36.09	8.82
1	0.004	0.09	149.68	13.31	1.18
$\Sigma =$				685.20	491.77
				$\Gamma_1 =$	1.39

La comparación de fuerzas y desplazamientos entre ambos sistemas se realiza mediante las ecuaciones (4.3) y (4.4) respectivamente.

$$F_S = \frac{F_M}{\Gamma_1} \quad (4.3)$$

$$d_S = \frac{d_M}{\Gamma_1} \quad (4.4)$$

donde:

$F_M$ : Fuerza cortante en el sistema MDOF.

$F_S$ : Fuerza cortante en el sistema SDOF.

$d_M$ : Desplazamiento en el sistema MDOF.

$d_S$ : Desplazamiento en el sistema SDOF.

Se realizó un análisis estático no lineal para determinar la curva de capacidad (curva pushover) del sistema MDOF aplicando un patrón de cargas basado en el vector normalizado  $\phi_1$ .

El sistema SDOF se idealizó como un marco de un claro y un nivel, al cual se le regularon

propiedades tales como geometría (global y de los elementos individuales) y características mecánicas a manera de que este alcanzase de forma aproximada el cortante basal máximo (corregido por  $\Gamma_1$ ) y la rigidez inicial obtenidos para el sistema MDOF. En la Figura 4.9 se muestran las curvas de capacidad de ambos sistemas de forma esquemática.

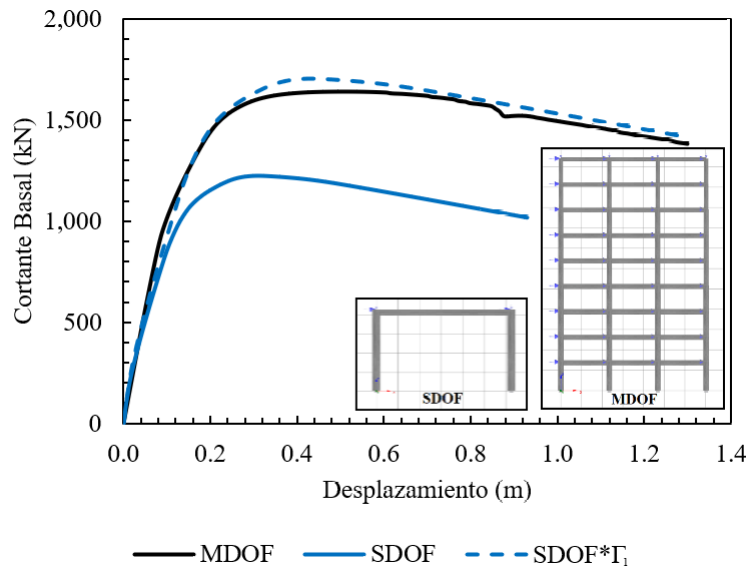


Figura 4.9. Curvas de capacidad de los sistemas MDOF y SDOF del modelo M09.

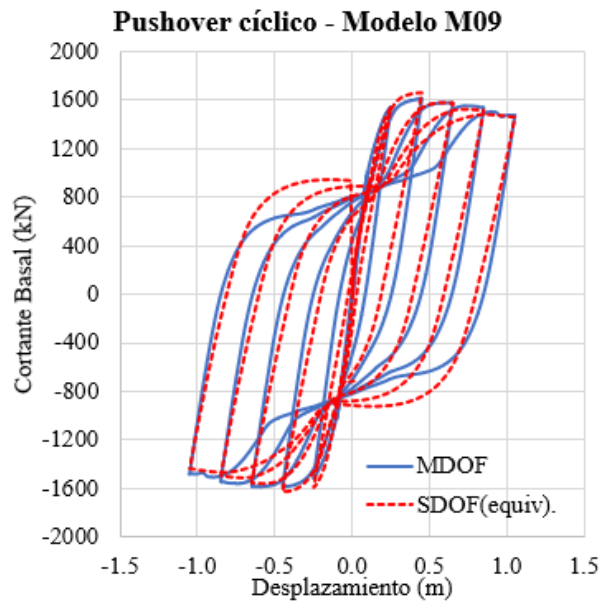


Figura 4.10. Pushover cíclico realizado en los sistemas MDOF y SDOF del modelo M09.

Seguidamente, para comparar el comportamiento de carga y descarga de ambos modelos, se realizaron análisis pushover cíclicos con incrementos graduales del desplazamiento objetivo en ambos sistemas (a nivel de techo). Los resultados del pushover cíclico sobre los modelos M09 se muestran en la Figura 4.10.

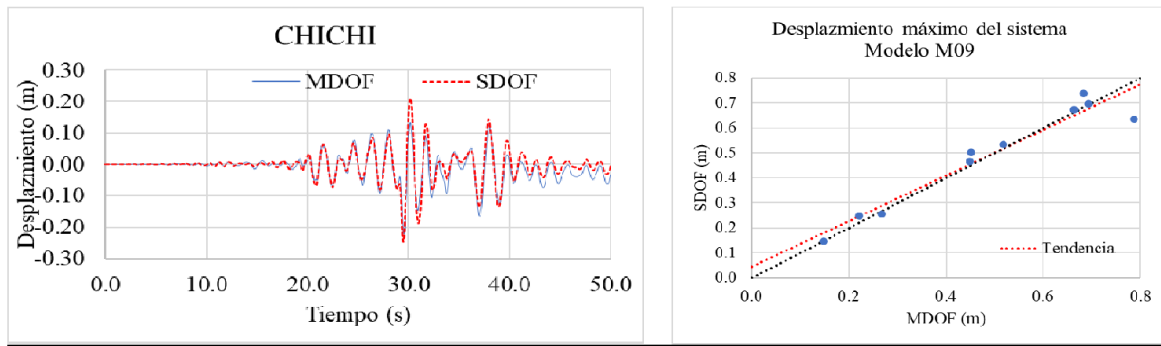
#### a) Calibración dinámica

Para la calibración dinámica del sistema SDOF es necesario asignar la masa equivalente,  $M_s$ , y la fracción de amortiguamiento de Rayleigh equivalente,  $\zeta_s$ . La masa equivalente del sistema SDOF se estableció con la ecuación (4.5) y se aplicó de forma repartida en los extremos superiores de las 2 columnas (masa que fue incluida también en la calibración estática).

$$M_s = \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \mathbf{1} = L_1^h = \sum_{i=1}^n m_i \phi_i \quad (4.5)$$

El valor de  $\zeta_s$  se estimó al realizar varios ADNL en ambos sistemas utilizando 10 registros de diferentes eventos sísmicos de tal manera que, ajustando  $\zeta_s$  en el software de análisis, se obtuviesen valores similares de desplazamientos máximos a nivel de techo.

En la Figura 4.11 se muestra: (a) un ejemplo de la historia de desplazamientos obtenidos a nivel de techo para ambos sistemas del modelo M09 bajo la acción de un movimiento sísmico del terreno; (b) gráfica de desplazamiento máximo de sistemas SDOF versus MDOF para 10 movimientos sísmicos y su línea de tendencia; y, (c) porcentaje de error para resultados individuales y su promedio. Para compara las respuestas de desplazamientos máximos de techo entre ambos modelos en un rango amplio, se han aplicado distintos factores de escala a los registros acelerográficos utilizados en la calibración dinámica de tal manera que, por cada registro, los modelos incurrieren a un determinado nivel de inelasticidad. Se puede observar que la equivalencia entre ambos sistemas, en términos de desplazamientos máximos en techo, es satisfactoria.



DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN EL PUNTO DE CONTROL (metros)					
Análisis	Registro	Factor de escala	MDOF	SDOF	Error (%)
1	CHICHI	3	0.147	0.247	11.49
2	FRIULIS	4	0.268	0.256	4.32
3	HOLLISTER	6	0.449	0.465	3.61
4	IMPERIAL VALLEY	3	0.451	0.503	11.38
5	KOBE	5	0.663	0.672	1.32
6	KOCAELI	2	0.787	0.634	19.43
7	LANDERS	4	0.694	0.746	0.25
8	LOMA PRIETA	3	0.684	0.740	8.17
9	NORTHRIDGE	2	0.518	0.533	2.84
10	TRINIDAD	10	0.148	0.147	0.75
				<b>Error promedio</b>	<b>6.36%</b>

Figura 4.11. Comparación de desplazamientos obtenidos a nivel de techo en modelos M09 para los respectivos sistemas SDOF ( $\zeta_S = 23\%$ ) y MDOF ( $\zeta = 5\%$ ).

En el Apéndice A se presentan los resultados completos obtenidos para los 4 modelos de los que se resumen las principales características en la Tabla 4.3 y la Figura 4.12.

Tabla 4.3.

Geometría global y propiedades dinámicas de sistemas MDOF y SDOF equivalentes.

Modelo	Sistema MDOF						Sistema SDOF (equivalente)				
	H (m)	B (m)	T (s)	Masa (tonne)	$\zeta$ (%)	$\Gamma_1$	h (m)	b (m)	T (s)	Masa (tonne)	$\zeta_S$ (%)
M03	12.50	22.50	0.41	336.0	5	1.32	7.45	12.00	0.46	223.0	18
M06	24.50	22.50	0.65	756.2	5	1.37	11.00	17.50	0.68	441.3	20
M09	36.50	22.50	0.91	1208.8	5	1.39	13.75	20.00	1.02	685.2	23
M12	48.50	22.50	1.11	1721.2	5	1.36	21.00	20.00	1.06	955.1	8

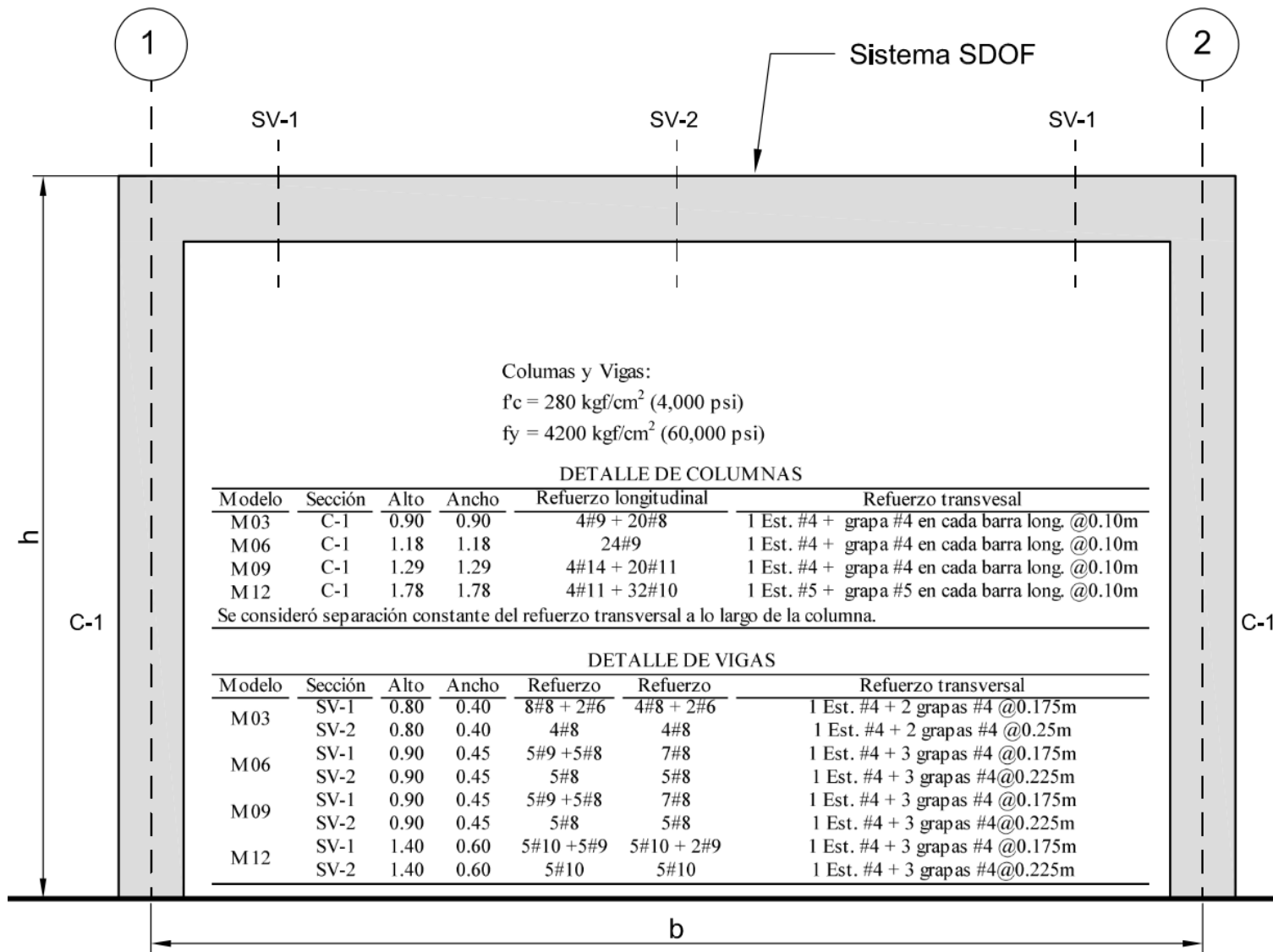


Figura 4.12. Detalle de los modelos de sistemas SDOF a utilizar en los análisis.

## 4.2 Base de datos de registros acelerográficos

Para solventar el problema de la baja cantidad de registros acelerográficos locales de diferentes eventos sísmicos representativos con los que se cuenta, se ha procedido a elaborar una base de datos que combina registros nacionales e internacionales. El proceso de preselección de registros utilizado en esta sección se basa en los criterios planteados por Bommer y Acevedo (2004), Zimmerman et al. (2017) y en ASCE/SEI 7-22 (ASCE, 2022) los cuales fueron presentados en la sección 3.2.2.

La base de datos de registros acelerográficos se ha subdividido en los siguientes ambientes tectónicos aplicables a El Salvador:

- Zona de corteza superficial activa (cortical).
- Zona de subducción.

Como un primer filtro para la selección de registros que conformarían la base de datos, se identificaron los pares magnitud-distancia correspondiente a sismos que tienen alguna contribución para niveles de amenaza sísmica con periodos de retorno  $Tr = 174$  años hasta  $Tr = 2475$  años, presentados en MARN (2020a). De igual forma, se identificaron las clases de sitio predominante a nivel nacional (y su correspondiente  $V_{S30}$ ) de acuerdo a MARN (2020c). Los valores límite de los parámetros sismológicos considerados en este trabajo para la conformación de la base de datos de registros acelerográficos se muestran en la Tabla 4.4.

*Tabla 4.4.*

*Rango de valores de parámetros sismológicos para la conformación de base de datos de registros acelerográficos.*

Ambiente tectónico	Magnitud Mw		Distancia epicentral (km)		$V_{S30}$ (m/s)	
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
Zona de corteza superficial activa	5	7.5	5	30	210	910
Zona de subducción	6.5	8.3	55	145		

Dado que los parámetros sismológicos son considerados como un filtro preliminar o de carácter secundario para la selección de registros, se han tomado las siguientes consideraciones para la conformación de la base de datos:

- Se ha utilizado la distancia epicentral para definir la distancia de la fuente del evento sísmico al sitio donde se ubica la estación acelerográfica.
- Para el caso de las estaciones acelerográficas nacionales se les ha estimado, de forma aproximada, la clase de sitio de acuerdo a su ubicación y el mapa de  $V_{S30}$  desarrollado en MARN (2020c) y se ha asignado el valor de la media geométrica de  $V_{S30}$  correspondiente de acuerdo a la Tabla 3.1.

En la Tabla 4.5 se desglosa la cantidad de registros acelerográficos, por origen y ambiente tectónico, que se han considerado para la elaborar la base de datos utilizada en este trabajo. En las siguientes subsecciones se describe cada una de las fuentes de información utilizadas para elaborar esta base de datos.

*Tabla 4.5.*

*Cantidad de registros contenidos en la base de datos conformada.*

Origen	Ambiente tectónico	
	Zona de corteza superficial activa	Zona de subducción
Nacional	8	15
Internacional	189	132
Subtotal	197	147
Total	344	



Tabla 4.6.

*Parámetros sismológicos de eventos sísmicos nacionales.*

Evento sísmico	Mw	Ambiente tectónico	Red	Ubicación de estación acelerográfica	Distancia epicentral (km)	V <sub>S30</sub> (m/s)
10 de octubre de 1986	5.7	Zona de corteza superficial activa	CIG	Hotel Camino Real	8.80	360
				Centro de Investigaciones Geotécnicas	7.93	530
				Hotel Sheraton	7.80	360
				Instituto Geográfico Nacional	9.54	360
				Instituto de Vivienda Urbana	9.70	360
				Universidad UCA	6.80	360
13 de febrero de 2001	6.6	Zona de corteza superficial activa	UCA	Unidad de Salud, Tonacatepeque	22.30	360
				Hospital Santa Teresa, Zacatecoluca	18.60	530
				Santiago de María	52.50	530
				San Miguel	70.00	360
				Sensuntepeque	90.50	530
				Observatorio Nacional	91.00	360
				Ciudadela Don Bosco	92.40	250
				Seminario San José de la Montaña	94.90	360
				Relaciones Exteriores (F)	95.60	360
				Relaciones Exteriores (S)	95.60	360
13 de enero de 2001	7.6	Zona de subducción	CIG	Cutuco	96.60	360
				Santa Tecla	98.00	250
				CEPA-Acajutla	139.40	530
				Santa Ana	142.00	530

**Notas:**

Para el evento del 10 de octubre de 1986, las distancias epicentrales fueron estimadas a partir de la ubicación de dicho evento sísmico dada por el NGA-West2 (Lat. 13.633° y Long. -89.200°).

Para el evento del 13 de febrero de 2001, las distancias epicentrales fueron estimadas a partir de la ubicación de dicho evento sísmico dada por el USGS (Lat. 13.670° y Long. -88.940°).

Para el evento del 13 de enero de 2001, las distancias epicentrales están acorde al USGS (ubicación de evento: Lat. 13.049° y Long. -88.660°).

Los valores de V<sub>S30</sub> fueron estimados de forma orientativa (no exacta) usando el mapa de V<sub>S30</sub> desarrollado en MARN (2020c).

#### **4.2.1 Registros nacionales**

Se han seleccionado 6 registros correspondientes al terremoto del 10 de octubre de 1986 y 2 registros correspondientes al terremoto del 13 de febrero de 2001 los cuales son representativos de eventos sísmicos en ambiente tectónico de corteza superficial activa. Por otro lado, se han seleccionado 12 registros correspondientes al terremoto del 13 de enero de 2001 como representación de eventos sísmicos en ambiente tectónico de subducción.

En la Tabla 4.6 se muestran los parámetros sismológicos de los registros nacionales que se han incluido en la base de datos.

#### **4.2.2 Registros internacionales**

Los registros acelerográficos internacionales se han obtenido a partir de dos bases de datos que contienen eventos sísmicos a nivel mundial y que están clasificados por ambiente tectónico. El Proyecto NGA-West 2 incluye las zonas de corteza superficial activa mientras que, por otro lado, el Proyecto NGA-Sub incluye las zonas de subducción.

##### **a) Base de datos del Proyecto NGA-West 2**

La base de datos del proyecto NGA-West 2 se amplía con respecto a su predecesora (NGA-West 1) para incluir datos de movimiento sísmico del terreno en todo el mundo registrados a partir de terremotos de corteza superficial en regímenes tectónicos activos posteriores al año 2000 y un conjunto de terremotos de magnitud pequeña a moderada en California entre 1998 y 2011. La base de datos incluye 21,336 registros de tres componentes (en su mayoría) de 599 eventos. Tiene un rango de magnitud de 3 a 7,9 y un rango de distancia de ruptura de 0,05 a 1533 km. La velocidad de onda de corte  $V_{S30}$  oscila entre 94 y 2,100 m/s (Ancheta et al., 2014).

La base de datos NGA-West 2 es una combinación de dos conjuntos de datos recopilados en esfuerzos separados y luego combinados. El primer conjunto de datos es global y se concentra

en eventos relativamente grandes con magnitud mayor a 5. Esta porción del conjunto de datos incluye 173 eventos de NGA-West 1 y 160 eventos agregados. El segundo conjunto de datos son 266 eventos pequeños a moderados de California (Ancheta et al., 2014).

Luego de filtrar con los criterios de la Tabla 4.4, se obtuvieron más de 300 registros disponibles para descarga por lo que adicionalmente se aplicó un filtro correspondiente a obtener valores de PGA mayores a 0.125g y otro para permitir únicamente la selección de 3 registros para un mismo evento sísmico, obteniéndose finalmente 189 registros.

En la selección de registros de sismos corticales tomados de la base de datos del NGA-West 2, en general se excluyeron aquellos con presencia de pulsos (efectos de directividad) debido a que la selección adecuada de los mismos para sitios cercanos a fallas queda fuera del alcance de este trabajo.

Cabe mencionar que dentro de la base de datos del NGA-West 2 se encuentran 2 registros del terremoto del 10 de octubre de 1986 en San Salvador los cuales, corresponden a las estaciones del Centro de Investigaciones Geotécnicas y la del Instituto de Geografía Nacional, siendo estos catalogados como “pulse-like” en dicha base de datos lo cual coincide con las observaciones hechas al respecto en MARN (2020a). A pesar de ello, se ha decidido mantener dichos registros en la base de datos conformada para este trabajo, puesto que fueron utilizados en el proceso de selección de GMPEs para la evaluación probabilística de la amenaza sísmica de El Salvador en MARN (2020a).

#### **b) Base de datos del Proyecto NGA-Sub**

La base de datos desarrollada en el Proyecto NGA-Sub consta de registros de movimiento sísmico del terreno de dos y tres componentes de terremotos seleccionados en zonas de subducción. La base de datos también incluye los datos de apoyo, como la fuente, la ruta y los metadatos del sitio. Los terremotos están ubicados en Japón, Taiwán, la región noroeste del Pacífico de Norteamérica, Alaska, México, Centroamérica, Suramérica y Nueva Zelanda. Los eventos en la

base de datos se clasifican como de interfase, intraplaca o outer-rise, y tienen magnitudes que van de 4 a 9. La base de datos incluye más de 71,000 registros de tres componentes, la mayoría de los cuales provienen de acelerogramas digitales (Kishida et al., 2021).

Luego de filtrar con los criterios de la Tabla 4.4 para sismos de subducción (interfase e intraplaca), se obtuvieron 135 registros. En este caso no se aplicó filtrado en los valores de PGA puesto que la cantidad de registros que se ajustaban a los criterios preliminares de selección fue mucho menor comparado con el caso de los sismos corticales.

Cabe señalar que dentro de los sismos seleccionados desde la base de datos del NGA-Sub se identificaron 3 registros nacionales correspondientes al sismo de Mw 7.32 ocurrido el 13 de octubre de 2014 frente a las costas del oriente del país. Estos 3 registros han sido considerados en la contabilización indicada en la Tabla 4.5.

En el Apéndice B se presenta un resumen de la base de datos de registros acelerográficos conformada en este trabajo. Se ha asignado un identificador (ID) a cada registro acelerográfico de forma separada para cada ambiente tectónico (de 1 hasta 197 para cortical y de 1 hasta 147 para subducción).

### **4.3 Selección y modificación de registros**

Partiendo de los periodos de vibración de las estructuras a analizar, los niveles de amenaza sísmica seleccionados y la clase de sitio donde se ubican las estructuras (y su respectivo  $V_{S30}$ ), se procede a establecer valores de los parámetros sismológicos con los que se realiza una preselección de los registros acelerográficos dentro de la base de datos.

Usando la información disponible en MARN (2020a) de la desagregación de la amenaza sísmica se establecen, de forma aproximada, los rangos de pares magnitud-distancia y la proporción de registros acelerográficos a seleccionar por ambiente tectónico.

Para la selección y modificación de registros acelerográficos con base al criterio principal de similitud de la forma espectral, se ha desarrollado una rutina en Matlab en la cual, se da lectura a 4 archivos externos que contienen: (a) las ordenadas espectrales del espectro objetivo; (b) las ordenadas espectrales de la media geométrica (MG) de los espectros de respuesta de ambas componentes horizontales de los registros acelerográficos en la base de datos; (c) los ID de los registros preseleccionados con los parámetros sismológicos; y (d) las ordenadas espectrales de los espectros de respuesta de las componentes horizontales (1 y 2) de cada registro acelerográfico en la base de datos.

Los datos a ingresar manualmente en la rutina de selección y modificación de registros son: (a) el periodo de vibración de interés,  $T^*$ , y los límites en el rango de periodos en donde se evaluará la similitud de la forma espectral; (b) los factores de escala,  $FE$ , mínimo y máximo deseado; y (c) la cantidad de registros acelerográficos requeridos para cada ambiente tectónico (cortical y subducción).

La rutina calcula primero el factor de escala,  $FE$ , requerido por cada registro acelerográfico para igualar la aceleración espectral de su espectro de respuesta con la del espectro objetivo en el periodo de interés  $T^*$ , identificando aquellos cuyo  $FE$  se encuentre dentro del rango establecido y que por tanto serán sujetos de selección. La evaluación de la similitud espectral se realiza a través del cálculo de la sumatoria de los errores al cuadrado,  $SSE$ , dados por la ecuación (3.7), ordenando los registros de menor a mayor valor obtenido.

Parte de los resultados devueltos por la rutina son: los ID de los registros acelerográficos seleccionados, los valores de  $SSE$  calculados y los factores de escala correspondientes. Estos resultados se adecúan para ser presentados como se muestra en la Tabla 4.9.

Adicionalmente, la rutina devuelve: (a) los espectros de respuesta (MG) que han sido modificados por sus respectivos factores de escala,  $FE$ , así como también su promedio resultante;

y (b) los promedios resultantes de los espectros de respuesta de las componentes horizontales 1 y 2 (por separado) que han sido modificados por sus respectivos factores de escala, *FE*. Estos resultados se adecúan para ser presentados como se muestra en la Figura 4.17.

Se han preparado 30 conjuntos de registros acelerográficos que han sido seleccionados realizando variaciones en el espectro objetivo, nivel de amenaza sísmica, modelo estructural y rango de periodos para la evaluación de la similitud espectral. El factor de escala mínimo se estableció en 0.25 mientras que el máximo se fijó en un valor de 4 tal como es sugerido en Haselton et al. (2017) así como también en los comentarios del capítulo 16 del ASCE 7-22 (ASCE, 2022). En la Tabla 4.7 y la Tabla 4.12 se presentan las asignaciones para cada conjunto y los resultados completos de la selección se muestran en el Apéndice C.

A pesar de que actualmente en nuestro país sigue vigente la amenaza sísmica definida por el espectro de diseño de la NTDS-97, se ha decidido el no utilizarlo como espectro objetivo en el proceso de selección de registros acelerográficos en este trabajo, debido a que no se adecua muy bien a los procedimientos aquí presentados por carecer de herramientas importantes tales como la desagregación de la amenaza sísmica.

#### **4.3.1 Conjuntos 1 al 24**

Con los primeros 24 conjuntos se busca evaluar la variabilidad en la respuesta estructural debido a la influencia del periodo de vibración, del rango de periodos sobre el que se calcula la similitud espectral y del nivel de amenaza sísmica sobre el que se realiza la selección de registros. Se han seleccionado 20 registros acelerográficos para cada uno de estos conjuntos. En la Tabla 4.7 se muestra las configuraciones de las variables antes mencionadas.

Como espectro objetivo, se ha utilizado el espectro multiperiodo en la zona de la Plaza Salvador del Mundo en San Salvador obtenido del portal web de PRASEDES perteneciente al

MARN, con Clase de Sitio C y un valor hipotético de Vs30 igual a 530 m/s el cual está presente en la zona de acuerdo con MARN (2020c), tanto a nivel del MCE como a nivel del sismo de diseño. Para este caso académico, se asume que no hay efecto de directividad debido a fallas cercanas en el sitio.

Tabla 4.7.

*Periodos de vibración de interés y niveles de amenaza para los conjuntos 1 a 24.*

Conjunto	Modelo Estructural	Rango de periodos (s)		Nivel de Amenaza	Espectro Objetivo		
1	M03 (T* = 0.46 s)	0.9T* - 1.1T*	0.42 - 0.50	Probabilidad de excedencia de 2% en 50 años Sismo MCE	UHS (multiperiodo)		
2		0.5T* - 1.5T*	0.22 - 0.70				
3		0.2T* - 2.5T*	0.10 - 1.16				
4	M06 (T* = 0.68 s)	0.9T* - 1.1T*	0.62 - 0.74				
5		0.5T* - 1.5T*	0.34 - 1.02				
6		0.2T* - 2.5T*	0.14 - 1.70				
7	M09 (T* = 1.02 s)	0.9T* - 1.1T*	0.92 - 1.12				
8		0.5T* - 1.5T*	0.50 - 1.54				
9		0.2T* - 2.5T*	0.20 - 2.56				
10	M12 (T* = 1.06 s)	0.9T* - 1.1T*	0.96 - 1.16			Sismo de diseño 2/3MCE	UHS (multiperiodo)
11		0.5T* - 1.5T*	0.52 - 1.60				
12		0.2T* - 2.5T*	0.22 - 2.66				
13	M03 (T* = 0.46 s)	0.9T* - 1.1T*	0.42 - 0.50				
14		0.5T* - 1.5T*	0.22 - 0.70				
15		0.2T* - 2.5T*	0.10 - 1.16				
16	M06 (T* = 0.68 s)	0.9T* - 1.1T*	0.62 - 0.74				
17		0.5T* - 1.5T*	0.34 - 1.02				
18		0.2T* - 2.5T*	0.14 - 1.70				
19	M09 (T* = 1.02 s)	0.9T* - 1.1T*	0.92 - 1.12				
20		0.5T* - 1.5T*	0.50 - 1.54				
21		0.2T* - 2.5T*	0.20 - 2.56				
22	M12 (T* = 1.06 s)	0.9T* - 1.1T*	0.96 - 1.16				
23		0.5T* - 1.5T*	0.52 - 1.60				
24		0.2T* - 2.5T*	0.22 - 2.66				

**Nota:**

Los límites en el rango de periodo se han redondeado al 0.02 s más próximo.

El espectro de diseño, tomado como 2/3 del MCE, tiene un nivel de amenaza similar a eventos con un periodo de retorno de 475 años por lo que se ha considerado en el análisis la

desagregación de la amenaza sísmica para dicho periodo de retorno. De acuerdo con MARN (2020a) para un periodo de retorno de 475 años en los sitios DIGESTYC e ITCA (los más cercanos a la ubicación bajo análisis), los porcentajes de contribución a la amenaza por fuente sísmica son de forma aproximada 60% para sismos corticales y 40% para sismos de subducción (interfase e intraplaca juntos) para los cuatro periodos estructurales evaluados en dicho documento (ver Figura 4.15). Estos porcentajes podrían servir como una orientación de la proporción de registros acelerográficos a seleccionar por fuente sísmica en cada conjunto (Morris et al., 2019).

El rango de clases de sitio a ser considerada va desde BC hasta CD (una por arriba y por debajo de la de interés) considerando sus respectivos valores de media geométrica de  $V_{S30}$  de acuerdo a la Tabla 3.1. En la Figura 4.14 se observa que los sismos de control para periodos de retorno de 475 y 2475 años son prácticamente iguales para los cuatro periodos estructurales en los que se ha evaluado la desagregación de la amenaza sísmica.

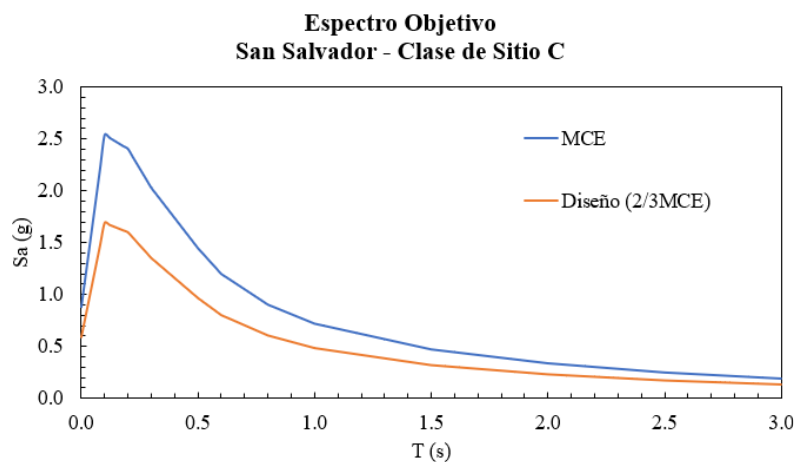


Figura 4.13. Espectros Objetivo utilizados en el proceso de selección de registros de conjuntos 1 a 12 (MCE) y conjuntos 13 a 24 (Diseño).



PGA (g)	475 años - 10% en 50 años				PGA (g)	2475 años - 2% en 50 años			
0.507					0.836				
	Cortical		Subducción Intraplaca			Cortical		Subducción Intraplaca	
	Mw	Rjb	Mw	Rjb		Mw	Rjb	Mw	Rjb
PGA	6.7	12.5	7.7	97.5	PGA	6.7	12.5	7.7	97.5
SA (0.1333s)	5.5	7.5	7.7	97.5	SA (0.1333s)	5.5	7.5	7.7	97.5
SA (0.5s)	6.7	12.5	7.7	97.5	SA (0.5s)	6.7	12.5	7.7	97.5
SA (1.5s)	6.7	12.5	7.7	97.5	SA (1.5s)	6.9	12.5	7.7	97.5

Figura 4.14. Sismos de control identificados de la desagregación de la amenaza sísmica para periodos de retorno de 475 años y 2475 años en sitio DIGESTYC. Fuente: MARN (2020a).

Medida de intensidad	Fuentes corticales	Fuente subducción interfase	Fuente subducción intraplaca
<b>SITIO 7: DIGESTYC</b>			
PGA	64 %	0 %	36 %
SA (0.1333 s)	64 %	11 %	25 %
SA (0.5 s)	59 %	4 %	36 %
SA (1.5 s)	70 %	8 %	22 %
<b>SITIO 5: ITCA</b>			
PGA	53 %	0 %	47 %
SA (0.1333 s)	66 %	0 %	34 %
SA (0.5 s)	47 %	8 %	45 %
SA (1.5 s)	61 %	13 %	26 %

Figura 4.15. Contribuciones a la amenaza por fuente sísmica para periodo de retorno de 475 años en sitios DIGESTYC e ITCA. Fuente: MARN (2020a).

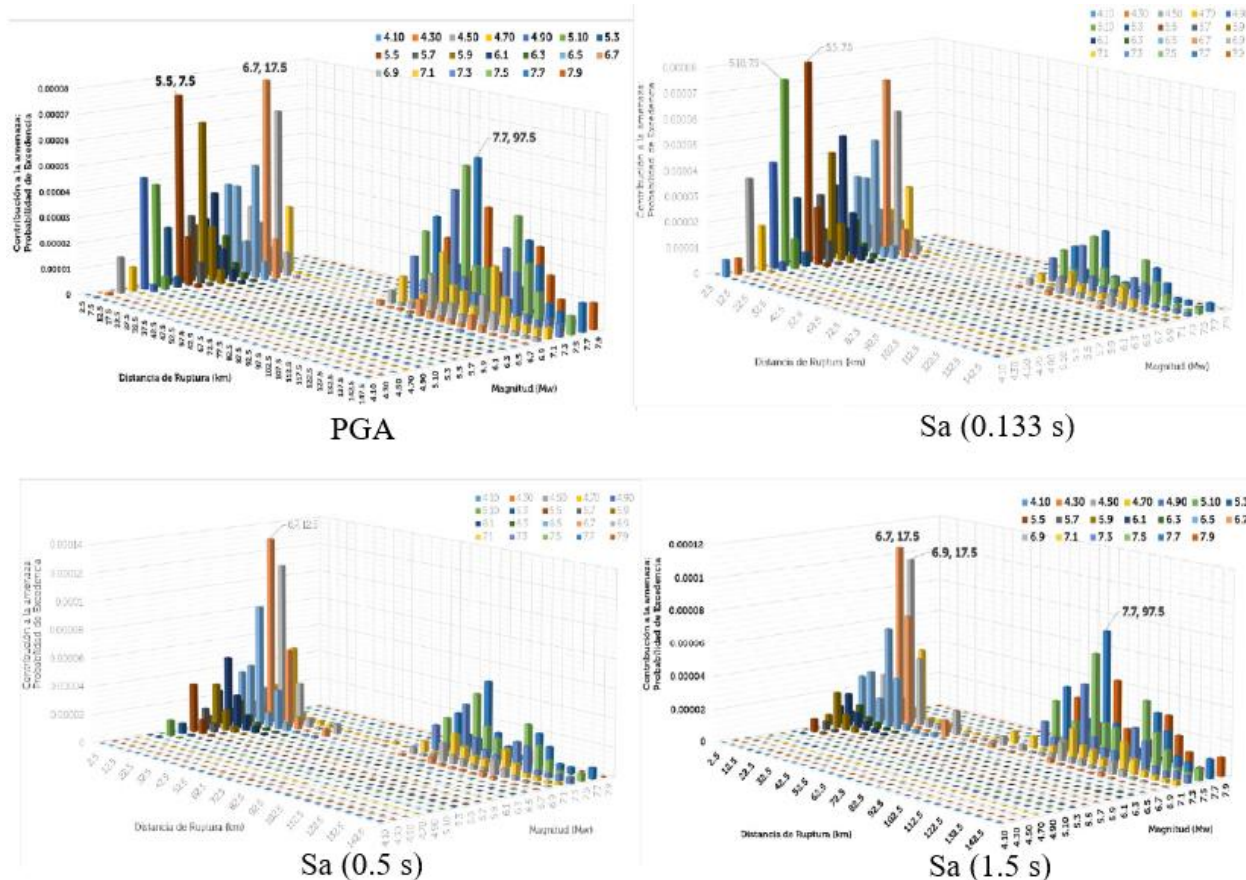


Figura 4.16. Desagregación sísmica para PGA, Sa(0.133 s), Sa(0.5 s) y Sa(1.5 s) para periodo de retorno de 475 años en sitio DIGESTYC. Fuente: MARN (2020a).

Para la preselección de registros considerando los parámetros de magnitud y distancia es necesario no solo conocer los sismos de control por fuente sino también, se deben establecer rangos razonables de estos parámetros los cuales deben estar acorde con los resultados de la desagregación de la amenaza sísmica.

En la Figura 4.16 se muestran la distribución de magnitudes y distancias de eventos sísmicos que tienen alguna contribución en la amenaza sísmica para un periodo de retorno de 475 años en una zona cercana al sitio evaluado. Para los periodos estructurales de 0.5 s y 1.5 s se observan magnitudes Mw desde 5.5 hasta 7.1 y distancias desde 2.5 hasta 20 km aproximadamente para los sismos corticales mientras que, para los sismos de subducción, se observan magnitudes Mw desde 6.9 hasta 7.9 y distancias desde 75 hasta 142.5 km aproximadamente.

*Tabla 4.8.*

*Criterios sismológicos utilizados para los conjuntos 1 a 24.*

Ambiente tectónico	Cantidad de registros	Magnitud Mw		Distancia epicentral (km)		V <sub>S30</sub> (m/s)	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Zona de corteza superficial activa	12	5.5	7.1	5	20	360	760
Zona de subducción	8	6.7	8.2	70	145		
Total	20						

La cantidad de registros a seleccionar por fuente sísmica, así como los rangos de los parámetros sismológicos utilizados para la preselección se muestran en la Tabla 4.8.

Los resultados para los conjuntos 7, 8 y 9 se muestran, a manera de ejemplo, de la Tabla 4.9 a la Tabla 4.11 y de la Figura 4.17 a la Figura 4.19.

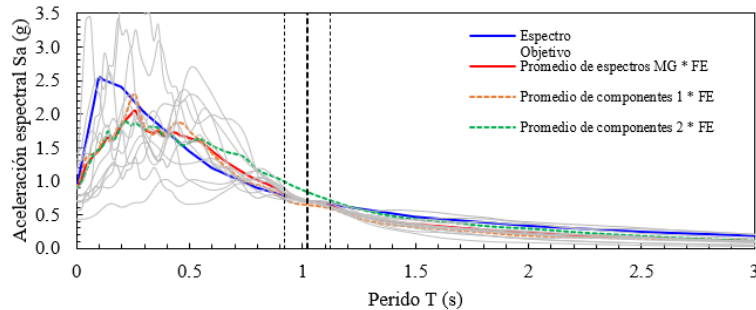
Tabla 4.9.

Registros acelerográficos seleccionados en el conjunto 7.

Sismos Corticales - Conjunto 7						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	3	0.0014	3.08	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
2	41	0.0068	1.97	Mammoth Lakes-06/Long Valley Dam (Upr L Abut)	250	5.94
3	1	0.0081	1.82	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
4	62	0.0090	3.71	Nahanni, Canada/Site 2	496	6.76
5	95	0.0120	2.46	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
6	77	0.0141	2.73	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	589	5.99
7	85	0.0165	2.04	Superstition Hills-02/Superstition Mtn Camera	727	6.54
8	58	0.0218	3.39	Coalinga-05/Oil Fields Fire Station - FF	408	5.77
9	6	0.0281	1.89	El Salvador 10-10-1986/Universidad UCA	Nacional	5.70
10	4	0.0330	0.94	El Salvador 10-10-1986/Instituto Geográfico Nacional	Nacional	5.70
11	174	0.0409	2.81	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
12	44	0.0411	2.65	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60

Sismos de Subducción - Conjunto 7						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	12	0.0058	2.67	El Salvador 13-01-2001 / Santa Ana	Nacional	7.60
2	107	0.0179	1.66	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
3	6	0.0394	2.65	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
4	68	0.0433	3.86	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
5	100	0.0476	1.98	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
6	2	0.0501	2.91	El Salvador 13-01-2001 / San Miguel	Nacional	7.60
7	146	0.0512	1.89	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
8	7	0.0917	2.99	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60

Conjunto 7 - Cortical



Conjunto 7 - Subducción

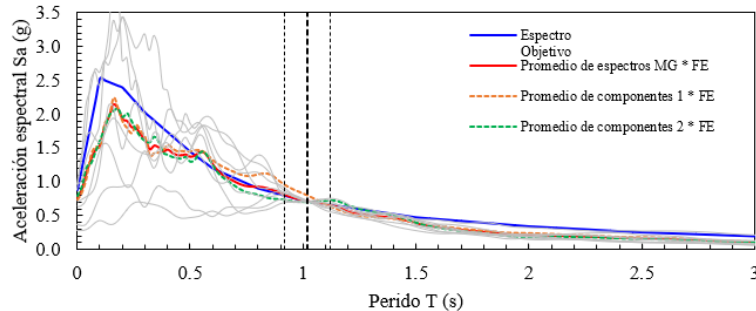


Figura 4.17. Espectros de respuesta de registros acelerográficos del conjunto 7.

Tabla 4.10.

Registros acelerográficos seleccionados en el conjunto 8.

Sismos Corticales - Conjunto 8						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	174	0.4778	2.81	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
2	44	0.9908	2.65	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
3	142	1.2764	3.44	Tottori, Japan/SMNH01	3947	6.61
4	3	1.2900	3.08	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
5	4	1.6895	0.94	El Salvador 10-10-1986/Instituto Geográfico Nacional	Nacional	5.70
6	185	1.7108	2.46	Iwate/AKT023	5478	6.90
7	95	1.8746	2.46	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
8	1	1.8880	1.82	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
9	5	2.0988	1.73	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
10	74	2.1000	2.94	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
11	141	2.1424	3.84	Tottori, Japan/SMN015	3943	6.61
12	149	3.0512	2.35	Niigata, Japan/NIG028	4218	6.63

Sismos de Subducción - Conjunto 8						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	110	1.2120	1.90	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
2	7	1.2406	2.99	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
3	146	1.7244	1.89	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
4	68	1.8661	3.86	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
5	8	2.2204	2.66	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
6	6	3.2807	2.65	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
7	100	3.5850	1.98	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
8	107	3.7513	1.66	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15

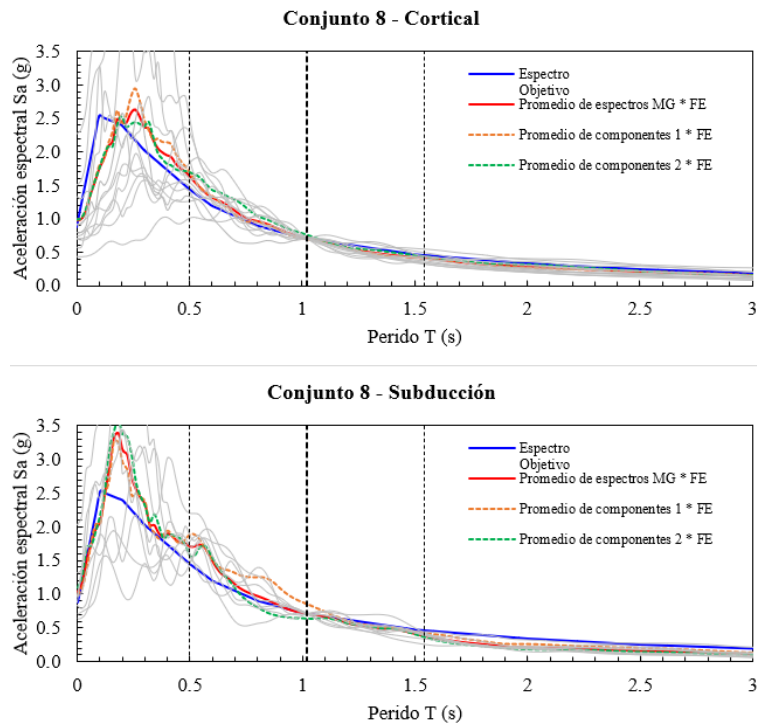


Figura 4.18. Espectros de respuesta de registros acelerográficos del conjunto 8.

Tabla 4.11.

Registros acelerográficos seleccionados en el conjunto 9.

Sismos Corticales - Conjunto 9						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	44	2.5391	2.65	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
2	74	3.6368	2.94	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
3	174	4.6124	2.81	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
4	185	4.8194	2.46	Iwate/AKT023	5478	6.90
5	62	6.4726	3.71	Nahanni, Canada/Site 2	496	6.76
6	2	6.5725	1.40	El Salvador 10-10-1986/Centro de Investigaciones Geotécnicas	Nacional	5.70
7	141	8.3995	3.84	Tottori, Japan/SMN015	3943	6.61
8	149	10.1559	2.35	Niigata, Japan/NIG028	4218	6.63
9	3	10.8508	3.08	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
10	95	11.7372	2.46	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
11	6	14.5260	1.89	El Salvador 10-10-1986/Universidad UCA	Nacional	5.70
12	61	16.3487	3.05	Morgan Hill/Anderson Dam (Downstream)	448	6.19

Sismos de Subducción - Conjunto 9						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	68	3.1745	3.86	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
2	6	10.9382	2.65	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
3	7	11.7454	2.99	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
4	8	13.5306	2.66	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
5	146	22.3881	1.89	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
6	110	22.4298	1.90	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
7	107	25.9893	1.66	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
8	11	31.8532	3.07	El Salvador 13-01-2001 / CEPA-Acajutla	Nacional	7.60

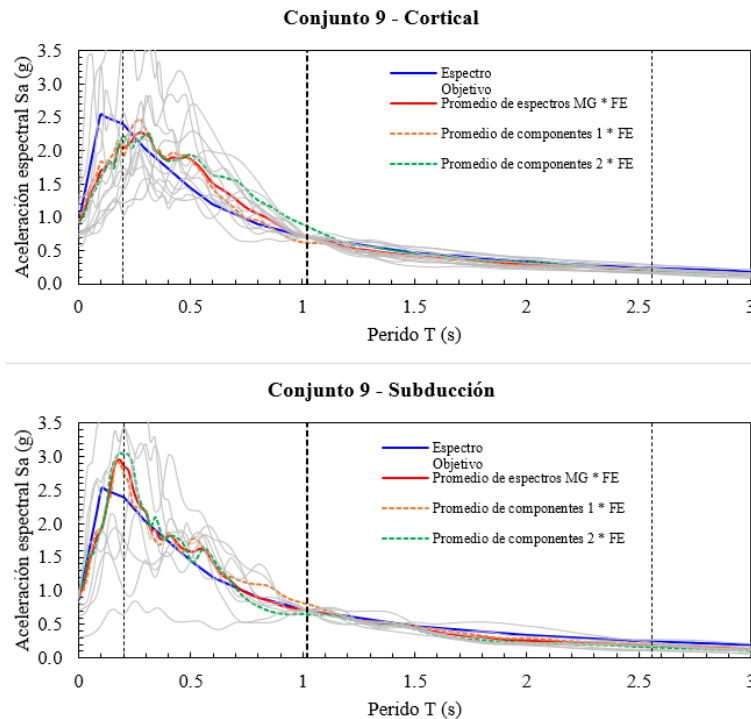


Figura 4.19. Espectros de respuesta de registros acelerográficos del conjunto 9.

### 4.3.2 Conjuntos 25 al 30

Con estos conjuntos de registros acelerográficos se busca comparar el nivel de ajuste en la forma espectral que se logra usando el UHS y el CMS como espectros objetivo para la selección, así como la influencia, sobre la respuesta estructural, que tiene el uso del CMS. Se han considerado 3 modelos estructurales, con un solo rango de periodos y nivel amenaza sísmica y se han seleccionado 11 registros acelerográficos para cada uno de estos conjuntos. En la Tabla 4.12 se muestran las configuraciones correspondientes.

Tabla 4.12.

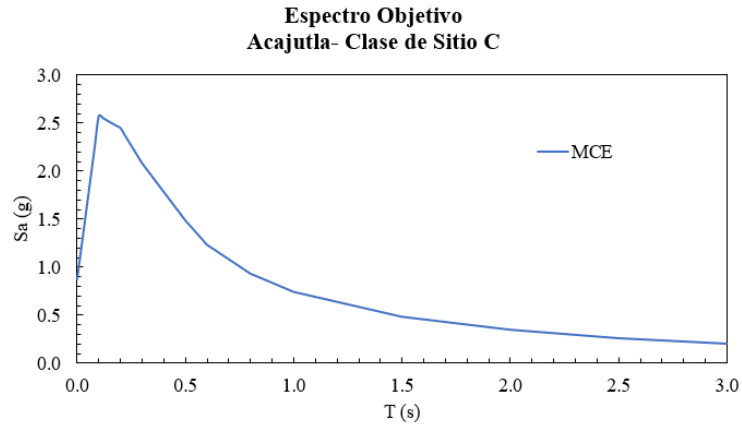
*Periodos de vibración de interés y niveles de amenaza para los conjuntos 25 a 30.*

Conjunto	Modelo Estructural	Rango de periodos (s)	Nivel de Amenaza	Espectro Objetivo
25	M03 ( $T^* = 0.46$ s)	0.1 - 0.92		UHS (multiperiodo)
26				CMS
27	M06 ( $T^* = 0.68$ s)	0.2 $T^*$ - 2 $T^*$ (según ASCE 7-22)	Probabilidad de excedencia de 2% en 50 años Sismo MCE	UHS (multiperiodo)
28				CMS
29	M09 ( $T^* = 1.02$ s)	0.2 - 2.04		UHS (multiperiodo)
30				CMS

**Notas:**

Los límites en el rango de periodo se han redondeado al 0.02 s más próximo.

Para los conjuntos 25 a 30 se ha utilizado el espectro multiperiodo a nivel del MCE en Acajutla obtenido del portal web de PRASEDES perteneciente al MARN, con Clase de Sitio C y un valor hipotético de  $V_{s30}$  igual a 530 m/s el cual está presente en la zona de acuerdo con MARN (2020c). Para este caso académico, se asume que no hay efecto de directividad debido a fallas cercanas en el sitio.



*Figura 4.20. Espectro de respuesta a nivel del MCE utilizado en el proceso de selección de registros de conjuntos 25, 27 y 19 así como también para el cálculo de espectros CMS.*

Tal como se describió en la sección 3.1.3, el espectro CMS se obtiene a partir de un espectro basado en el UHS (ver Figura 4.20) y el espectro medio obtenido con una GMPE para un evento sísmico representativo de la amenaza sísmica en la zona de estudio.

De acuerdo con MARN (2020b), la amenaza sísmica en la zona de Acajutla para un periodo de retorno 2475 años es principalmente influenciada por la fuente sísmica de subducción intraplaca, por lo que, se ha seleccionado la GMPE AbrahamsonEtAl2015Slab utilizada en el mismo documento para la obtención de la desagregación de la amenaza sísmica. Para la generación del espectro de respuesta medio predicho por esta GMPE se ha utilizado una función de Matlab presentada en Mongold y Baker (2021), asignando el sismo de control indicado en la Figura 4.21 y considerando de forma directa el efecto de sitio al definir una  $V_{S30} = 530$  m/s en su cálculo. El espectro medio predicho por la GMPE se muestra en la Figura 4.22.

Para el cálculo del espectro CMS, se ha desarrollado una rutina en Matlab en la cual, se da lectura a 3 archivos externos que contienen: (a) las ordenadas espectrales del espectro objetivo; (b) las ordenadas espectrales del espectro medio predicho por la GMPE; y (c) los valores de la desviación estándar del logaritmo natural de las ordenadas espectrales predichas por la GMPE.



El único dato a ingresar manualmente en esta rutina es el periodo de interés,  $T^*$ , en el que se condiciona al CMS para que su ordenada espectral coincida con la del UHS y en el cual se calcula su respectivo valor de  $\epsilon(T^*)$ . Los coeficientes de correlación,  $\rho$ , se calculan internamente por medio de la ecuación (3.1) y las ordenadas espectrales del CMS son calculadas a partir de los resultados obtenidos con la ecuación (3.5). De la Figura 4.21 se ha considerado un escenario sísmico con magnitud  $M_w$  7.7 y distancia  $R = 67.5$  km para ser evaluado en la GMPE; los espectros CMS para los tres periodos de vibración (0.46 s, 0.68 s y 1.02 s) se muestran junto con el UHS en la Figura 4.22.

PGA (g)	2475 años - 2% en 50 años			
0.714	Cortical		Subducción Intraplaca	
	Mw	Rjb	Mw	Rjb
PGA	5.5	7.5	7.7	67.5
SA (0.1333s)	5.5	7.5	7.7	67.5
SA (0.5s)	6.1	7.5	7.7	67.5
SA (1.5s)	7.1	12.5	7.7	67.5

Figura 4.21. Sismos de control identificados de la desagregación de la amenaza sísmica para periodo de retorno de 2475 años en sitio Acajutla. Fuente: MARN (2020a).

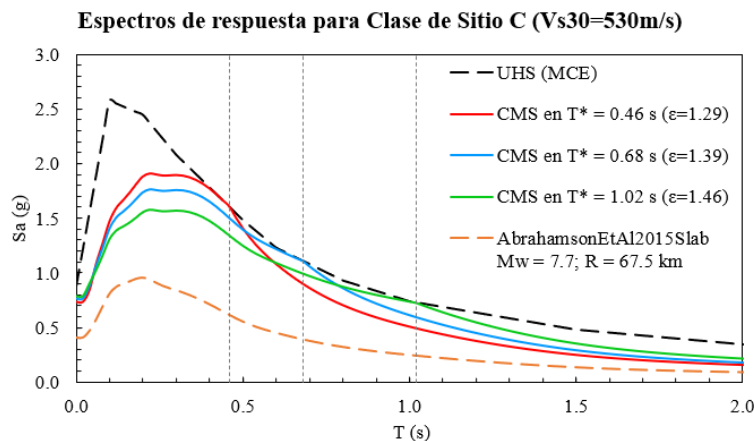


Figura 4.22. Espectros CMS obtenidos para tres periodos de vibración distintos y a nivel del MCE en Acajutla.

En este caso los porcentajes de contribución a la amenaza por fuente sísmica varían dependiendo del periodo de vibración estructural (ver Figura 4.23 usada como referencia) rondando

de un 10% a 30% para sismos corticales y de un 70 a 90% para sismos de subducción (interfase e intraplaca juntos). El rango de clases de sitio a ser considerada va desde BC hasta CD (una por arriba y por debajo de la de interés) considerando en este caso el valor del límite superior de  $V_{S30}$  para BC y el inferior para CD de acuerdo a la Tabla 3.1.

Medida de intensidad	Fuentes corticales	Fuente subducción interfase	Fuente subducción intraplaca
SITIO 1: ACAJUTLA			
PGA	8 %	10 %	82 %
SA (0.1333 s)	14 %	4 %	82 %
SA (0.5 s)	8 %	33 %	58 %
SA (1.5 s)	27 %	39 %	33 %

Figura 4.23. Contribuciones a la amenaza por fuente sísmica para periodo de retorno de 475 años en sitio Acajutla. Fuente: MARN (2020a).

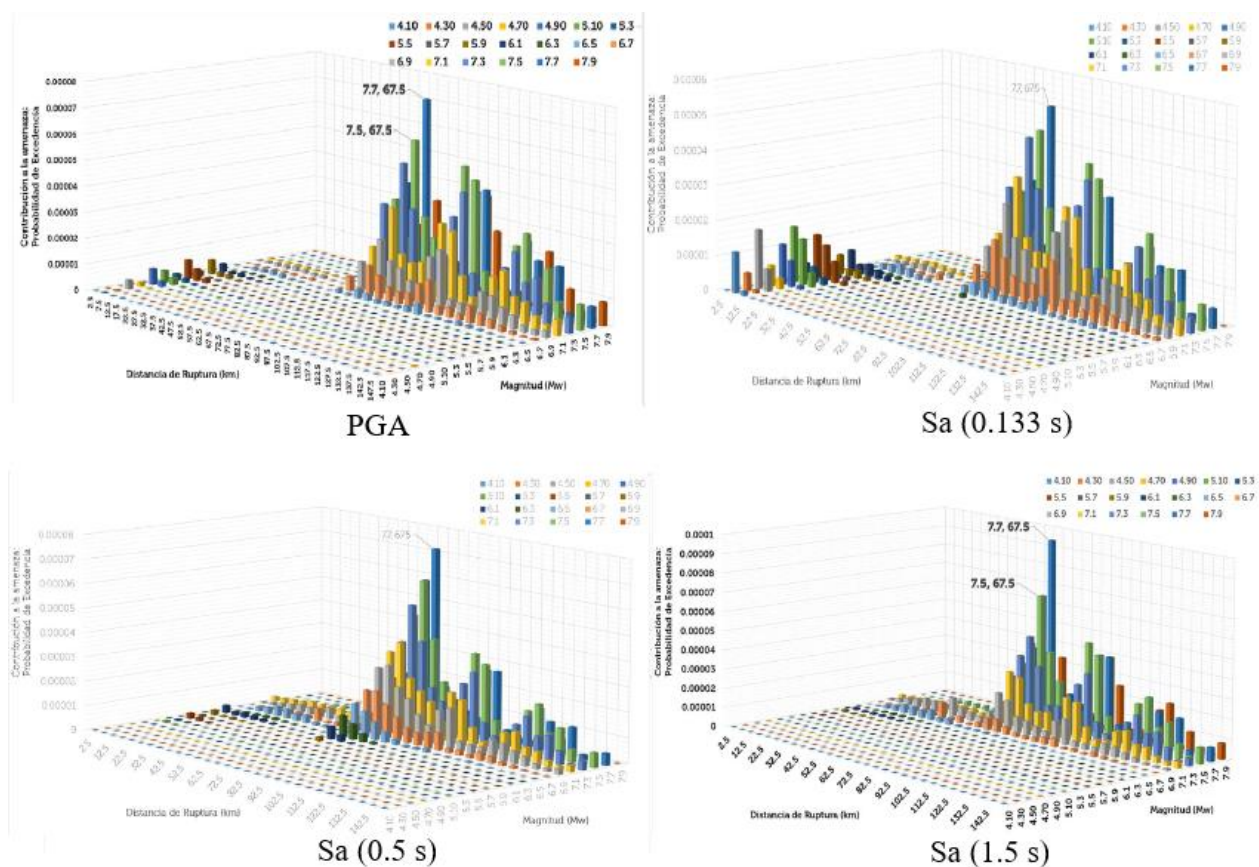


Figura 4.24. Desagregación sísmica para PGA, Sa(0.133 s), Sa(0.5 s) y Sa(1.5 s) para periodo de retorno de 475 años en sitio Acajutla. Fuente: MARN (2020a).

De la Figura 4.24 se observa que para los periodos estructurales de 0.5 s y 1.5 s, las magnitudes  $M_w$  van desde 5.3 hasta 7.3 y las distancias van desde 2.5 hasta 30 km aproximadamente para los sismos corticales mientras que, para los sismos de subducción, se observan magnitudes  $M_w$  desde 6.7 hasta 7.9 y distancias desde 55 hasta 142.5 km aproximadamente.

La cantidad de registros a seleccionar por fuente sísmica, así como los rangos de los parámetros sismológicos utilizados para la preselección se muestran en la Tabla 4.13. Los resultados para los conjuntos 29 y 30 se muestran, a manera de ejemplo, de la Tabla 4.14 a la Tabla 4.15 y de la Figura 4.25 a la Figura 4.26.

*Tabla 4.13.*

*Criterios sismológicos utilizados para los conjuntos 25 a 30.*

Ambiente tectónico	Cantidad de registros	Magnitud $M_w$		Distancia epicentral (km)		$V_{S30}$ (m/s)	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Zona de corteza superficial activa	3	5.7	7.5	5	30	300	910
Zona de subducción	8	6.7	8.2	55	140		
Total	11						

Tabla 4.14.

Registros acelerográficos seleccionados en el conjunto 29.

Sismos Corticales - Conjunto 29						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	22	1.362	2.68	Tabas, Iran/Dayhook	139	7.35
2	44	2.292	2.72	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
3	74	3.178	3.01	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
Promedio:		2.277	2.80			

Sismos de Subducción - Conjunto 29						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	68	3.027	3.95	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
2	6	6.792	2.72	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
3	146	8.610	1.94	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
4	7	9.621	3.07	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
5	8	9.729	2.72	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
6	107	10.437	1.70	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
7	110	12.879	1.95	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
8	89	14.122	2.89	2944860/ILA068	7004779	7.12
Promedio:		8.349	3.62			

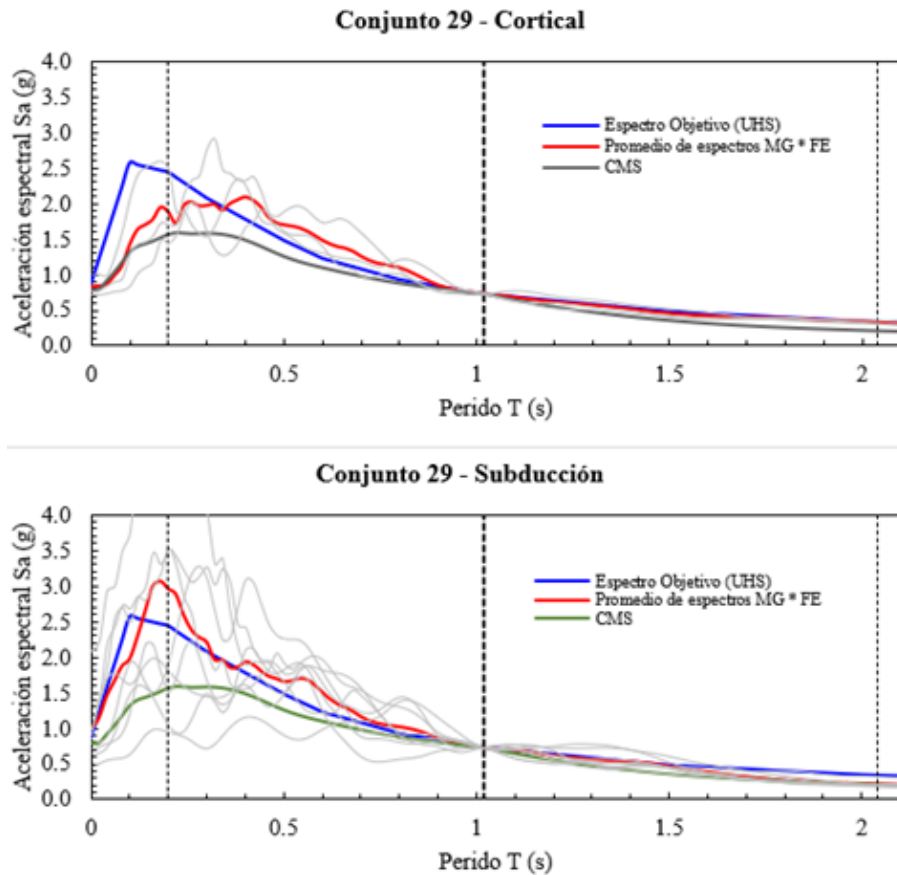


Figura 4.25. Espectros de respuesta de registros acelerográficos del conjunto 29.

Tabla 4.15.

Registros acelerográficos seleccionados en el conjunto 30.

Sismos Corticales - Conjunto 30						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	69	0.891	2.97	Chalfant Valley-02/Bishop - LADWP South St	549	6.19
2	3	1.083	3.16	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
3	5	1.715	1.77	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
Promedio:		1.230	2.63			

Sismos de Subducción - Conjunto 30						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	7	3.276	3.07	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
2	6	4.391	2.72	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
3	100	4.574	2.03	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
4	107	6.770	1.70	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
5	4	7.339	1.33	El Salvador 13-01-2001 / Observatorio Nacional	Nacional	7.60
6	68	7.732	3.95	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
7	8	8.396	2.72	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
8	146	9.758	1.94	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
Promedio:		6.529	2.43			

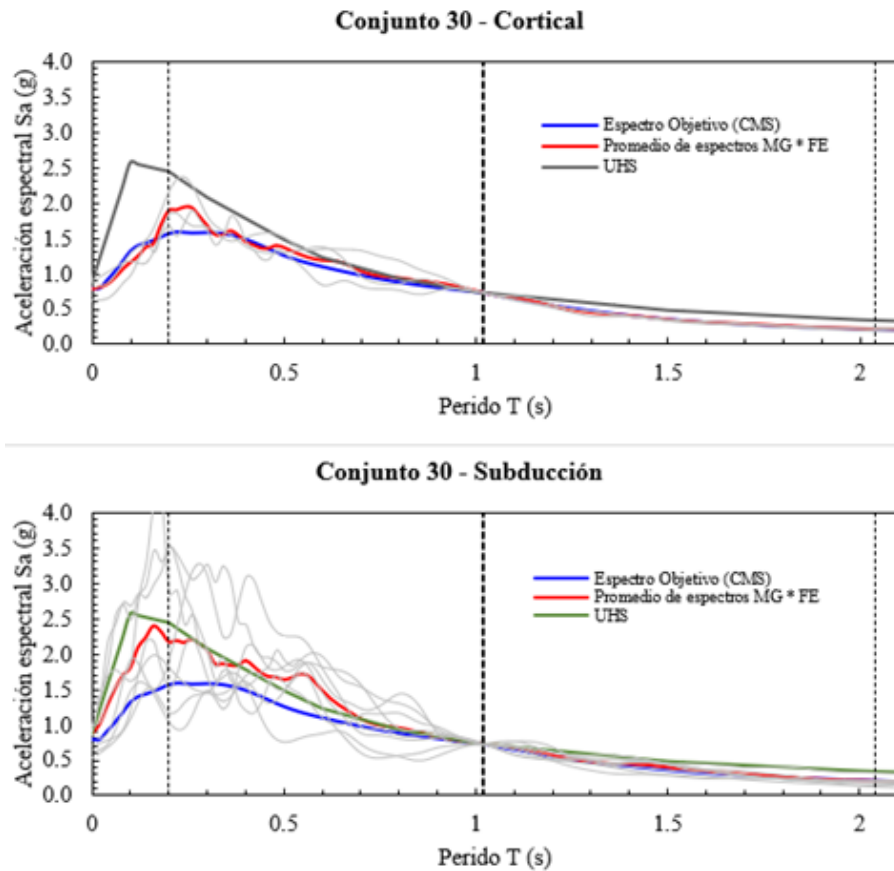


Figura 4.26. Espectros de respuesta de registros acelerográficos del conjunto 30.

### **4.3.3 Análisis de resultados de la selección y modificación de registros acelerográficos**

Luego de obtener los 30 conjuntos de registros acelerográficos bajo el proceso de selección mostrado en las secciones 4.3.1 y 4.3.2, se realiza el análisis de algunos aspectos observados en los resultados obtenidos y que están relacionados con algunas de las provisiones del ASCE 7-22 (ASCE, 2022). En la Tabla 4.16 y la Tabla 4.17 se resumen los resultados obtenidos en el proceso de selección de registros acelerográficos siguiendo los criterios descritos en las secciones anteriores para los 30 conjuntos.

#### **a) Límite inferior del promedio de las ordenadas espectrales en el rango de periodos evaluado**

En la sección 16.2.3.2 del ASCE 7-22 (ASCE, 2022) se establece que el promedio de los espectros de respuesta de todos los registros seleccionados y modificados por escalado de amplitudes, no debe tener ordenadas espectrales inferiores al 90% del espectro objetivo en el rango de periodos que se esté evaluando. En la Figura 4.27 y Figura 4.28 se presenta la comparación de los resultados obtenidos para los conjuntos 7, 8, 9, 27 y 30; puede observarse que mediante el proceso de selección utilizado en este trabajo, este requerimiento se cumple casi por completo en todo el rango de periodos sin necesidad de aplicar un segundo factor de escala global a todo el conjunto a excepción de algunos casos (ver todos los resultados en Apéndice C).

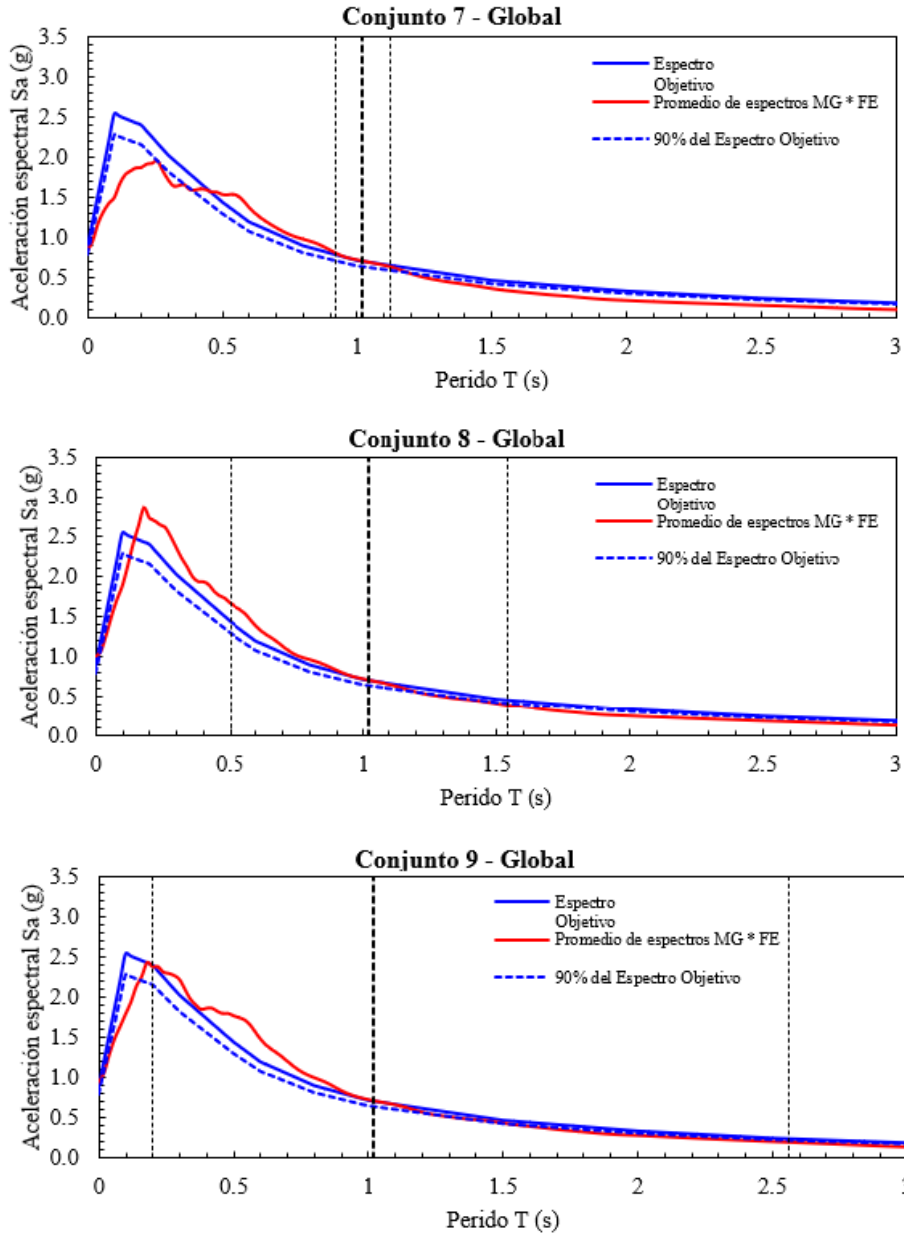


Figura 4.27. Comparación del espectro de respuesta promedio en los conjuntos 7, 8 y 9 con el espectro objetivo y un límite inferior de 90% del espectro objetivo.

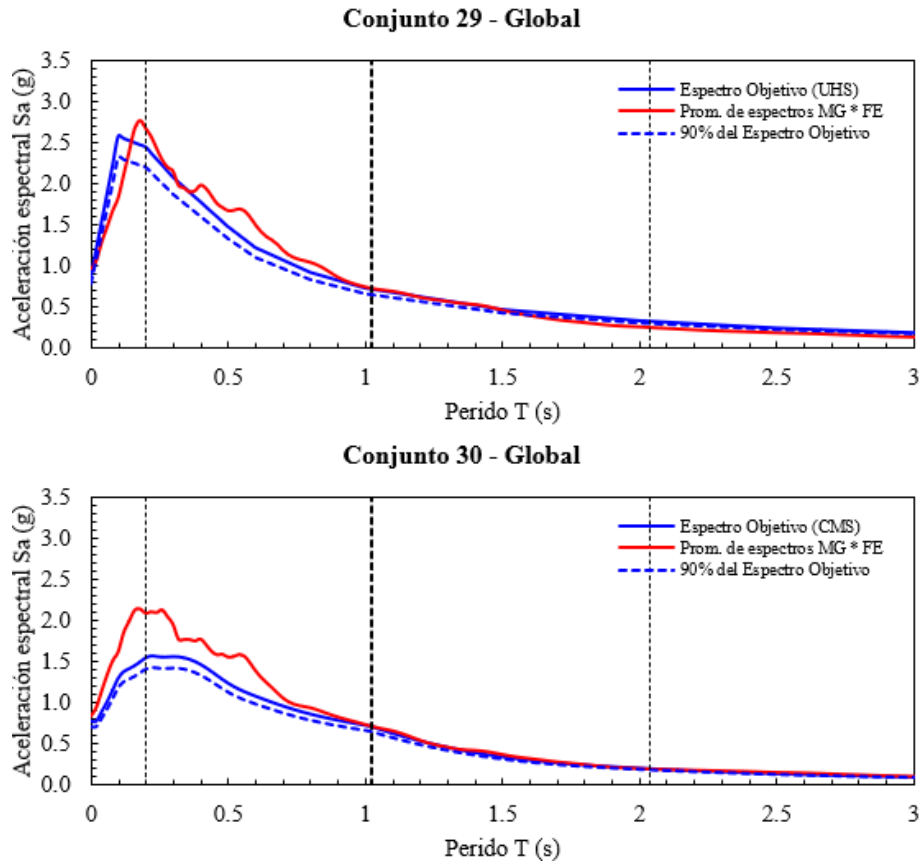


Figura 4.28. Comparación del espectro de respuesta promedio en los conjuntos 29, 30 con el espectro objetivo y un límite inferior de 90% del espectro objetivo.

### b) Promedio de los espectros de respuesta para cada componente horizontal

En la sección 16.2.4 del ASCE 7-22 (ASCE, 2022) se establece que, para sitios donde no se esperan efectos de directividad, las componentes horizontales de los registros se deben aplicar a la estructura de tal manera que el espectro de respuesta promedio en cada dirección esté dentro de  $\pm 10\%$  respecto al espectro de respuesta promedio de todas las componentes horizontales en el rango de periodos evaluado. Para la verificación de este criterio, se presentan como ejemplo las gráficas en la Figura 4.29 y Figura 4.30 en donde puede observarse que generalmente se cumple este criterio sin necesidad de realizar un segundo proceso donde se busque la mejor combinación de componentes horizontales a excepción de algunos aislados casos como el del conjunto 30 en donde,



para periodos de vibrar cercanos al límite superior del rango, se sobrepasa la variación permitida de  $\pm 10\%$  respecto al promedio global. Esta es una verificación que debe realizarse para cada caso de aplicación real. En este trabajo se han utilizado las componentes 1 en los análisis estructurales para todos los casos tal como se encuentran en la base de datos de registros acelerográficos conformada en la sección 4.2.

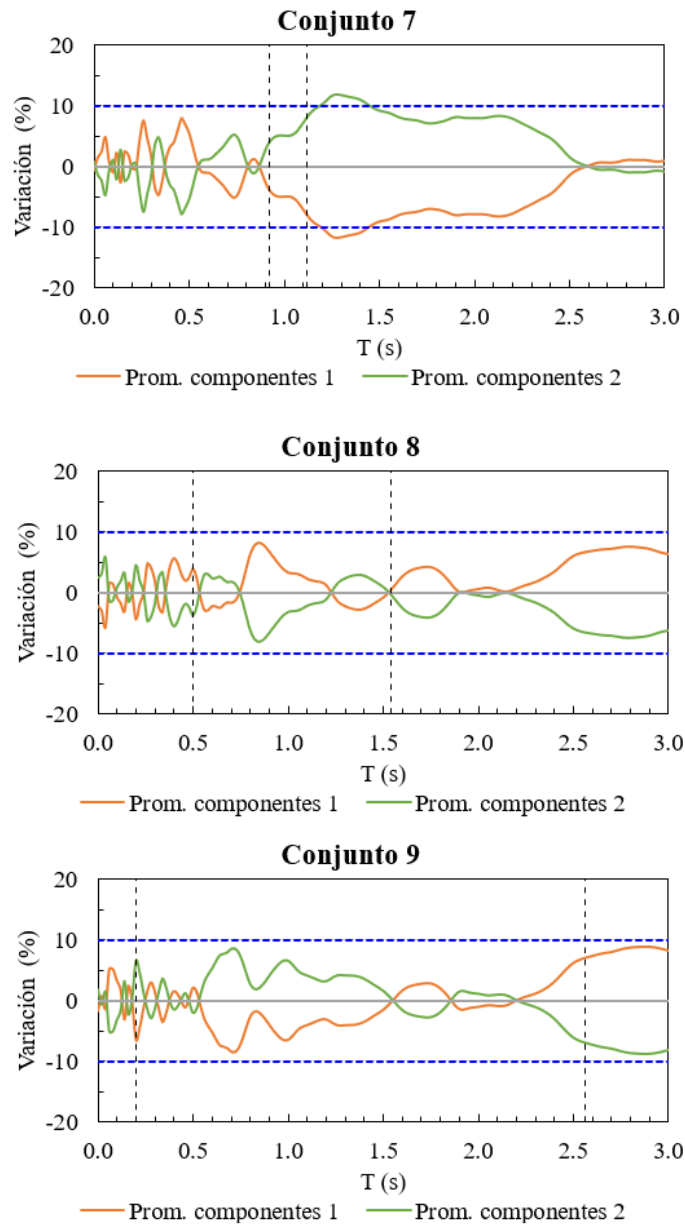


Figura 4.29. Variación en las ordenadas espectrales,  $S_a$ , del promedio de las componentes horizontales 1 y 2 respecto al promedio global de todas las componentes horizontales en el conjunto de registro seleccionados.

Conjuntos 7, 8 y 9.

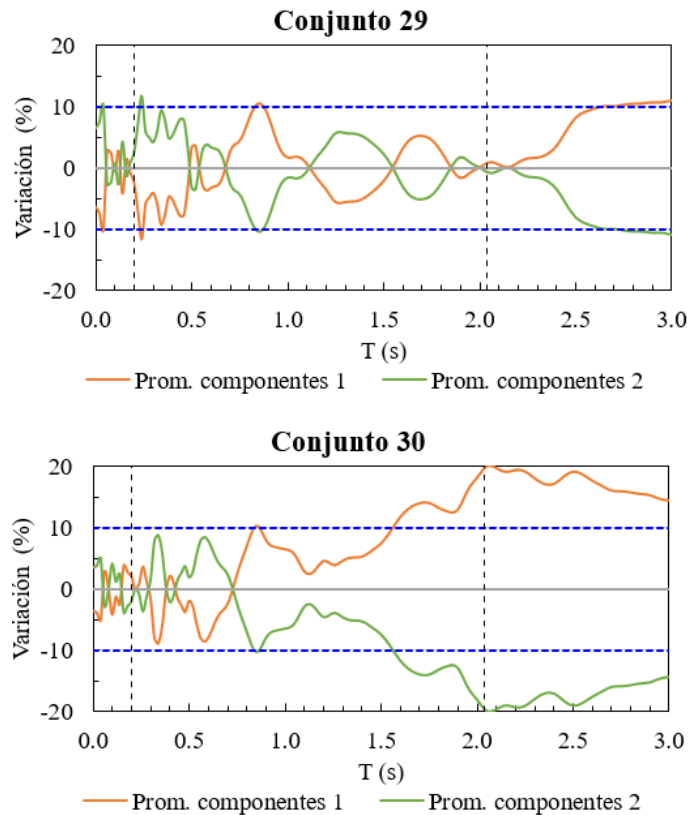


Figura 4.30. Variación en las ordenadas espectrales,  $S_a$ , del promedio de las componentes horizontales 1 y 2 respecto al promedio global de todas las componentes horizontales en el conjunto de registro seleccionados. Conjuntos 29 y 30.

### c) Límites inferiores para la envolvente de espectros CMS

La sección 16.2.1 del ASCE 7-22 (ASCE, 2022) establece que se deben generar dos o más espectros objetivos cuando se utiliza el CMS para la selección y modificación de registros acelerográficos y que las ordenadas espectrales de la envolvente de los mismos no debe ser inferior al 75% del espectro objetivo basado en el UHS. En Haselton et al. (2017) se plantea que el límite del 75% del espectro objetivo basado en el UHS se ha establecido para: (a) proveer una base para determinar el número espectros CMS requeridos y (b) forzar un límite inferior razonable para los movimientos sísmicos usados en el diseño de tal manera de asegurar que la estructura pueda tolerar demandas de escenarios sísmicos distintos a los seleccionados. En la Figura 4.31 se muestra la

comparación de los tres CMS calculados en este trabajo para distintos periodos condicionantes y se puede observar que en ninguno de los casos es suficiente un solo espectro CMS para cumplir con el criterio anterior, especialmente para periodos cercanos al límite inferior del rango de periodos donde las ordenadas espectrales de los CMS decaen rápidamente por lo que es evidente que generalmente se requerirán dos o más CMS en cada caso. En Zimmerman et al. (2017) se desarrolla un ejemplo detallado al respecto.

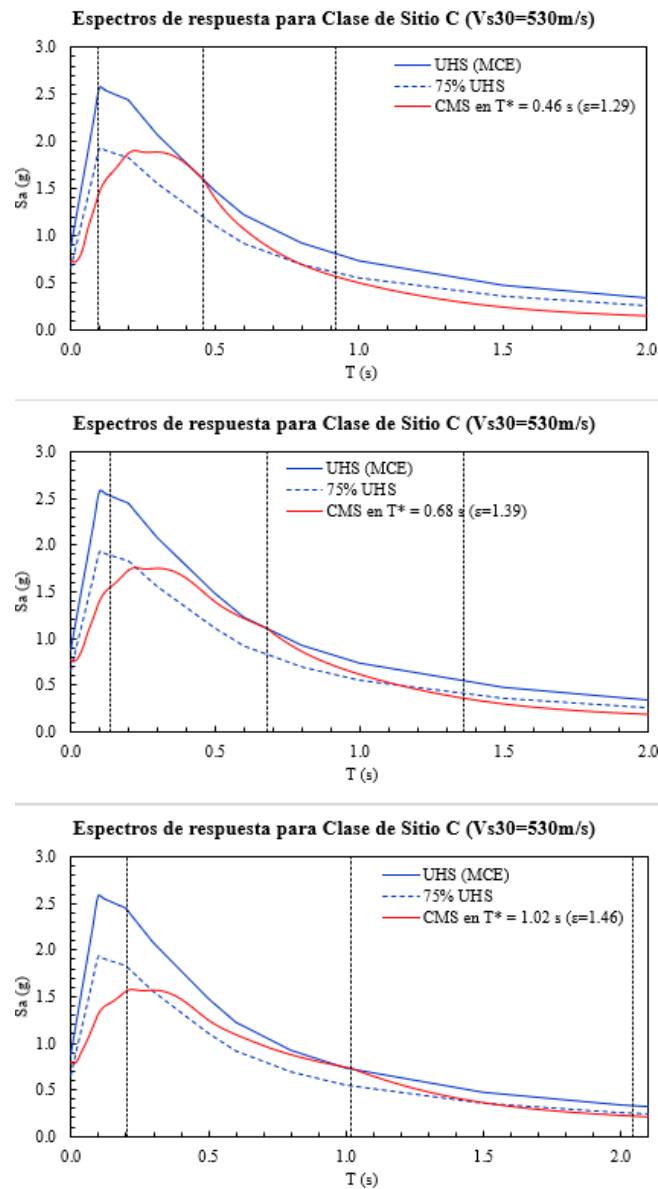


Figura 4.31. Comparación de espectros CMS (obtenidos en  $T^* = 0.46$  s,  $T^* = 0.68$  s y  $T^* = 1.02$  s) y límite inferior de 75% del espectro objetivo basado en el UHS.

#### d) **Dispersión entre los espectros de respuesta de los registros escalados**

En los trabajos de Bommer y Acevedo (2004) y Dhakal et al. (2007) se señala que un punto importante a tener en cuenta en la selección de los registros acelerográficos a ser usados en ADNL, es la dispersión entre los espectros de respuesta de los mismos siendo deseable el obtener los valores más bajos posibles. Esto es tomado en cuenta en los comentarios de la sección 16.2.2 del ASCE 7-22 (ASCE, 2022) en donde se da la importancia de tener suficientes registros candidatos a ser elegidos bajo el criterio de la forma espectral.

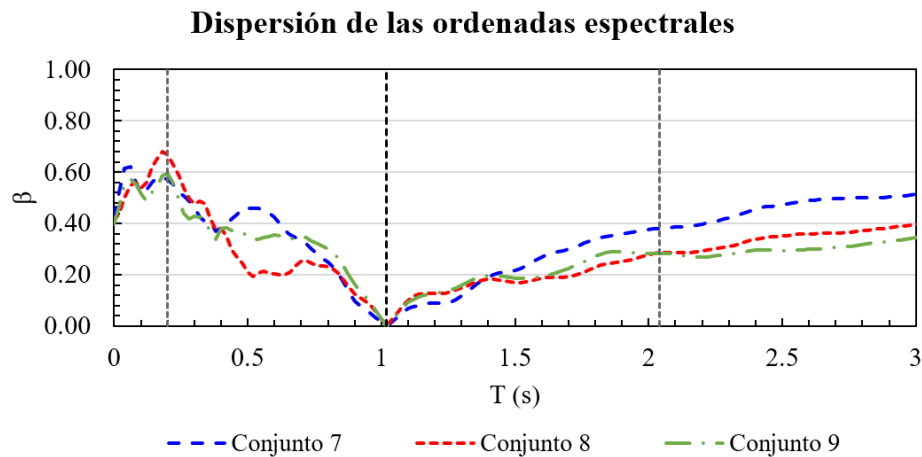


Figura 4.32. Comparación de la dispersión de las ordenadas espectrales versus el periodo de vibrar para los conjuntos de registros 7, 8 y 9. El rango de periodos para la comparación es  $0.2T - 2.0T$ .

En la Figura 4.32 se presenta la variación de la desviación estándar lognormal (dispersión) de las  $S_a$  a distintos periodos para los conjuntos de registros 7, 8 y 9; en periodos cercanos a  $T^*$ , la dispersión es similar para los tres conjuntos siendo levemente menor para el conjunto 7 lo cual es debido a que para dicho conjunto, el rango de periodos donde se verificó la similitud espectral fue el más estrecho y cercano al periodo  $T^*$ ; también, puede observarse que para periodos más alejados a  $T^*$ , la dispersión en el conjunto 8 tiende a disminuir respecto a la del conjunto 7 debido a que el rango de periodos donde se verificó la similitud espectral para la selección de los registros fue más

amplio sin embargo, un incremento adicional en dicho rango (conjunto 9) no proporciona necesariamente una disminución adicional en la dispersión de las ordenadas espectrales.

En la Figura 4.33 se muestra la dispersión de las  $S_a$  en los conjuntos 29 y 30 siendo la diferencia en este caso que los espectros objetivos para la selección son distintos (UHS y CMS respectivamente) manteniendo el mismo rango de periodos para la selección de registros; se observa que la variación de la dispersión de las  $S_a$  obtenida en ambos conjuntos es similar, siendo ligeramente mayor la dispersión para los periodos cortos en el conjunto 29, por lo que esta no parece depender del espectro objetivo que se esté utilizando.

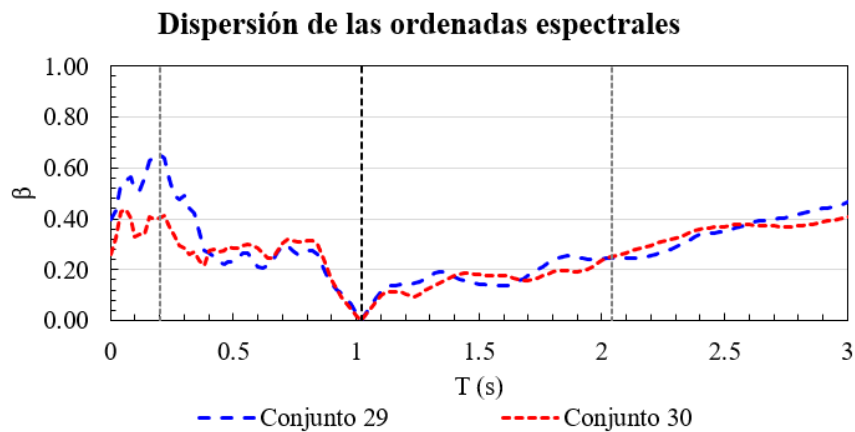


Figura 4.33. Comparación de la dispersión de las ordenadas espectrales versus el periodo de vibrar para los conjuntos de registros 7, 8 y 9. El rango de periodos para la comparación es  $0.2T - 2.0T$ .

Tabla 4.16.

Resumen de resultados en los parámetros de selección y modificación de registros acelerográficos para los conjuntos 1 a 24.

Conjunto	SSE Promedio		Factor de escala FE						Mw						
	Cortical	Subducción	Máximo admitido	Cortical			Subducción			Cortical			Subducción		
				Mín.	Prom.	Máx.	Mín.	Prom.	Máx.	Mín.	Prom.	Máx.	Mín.	Prom.	Máx.
1	0.010	0.015		1.00	2.50	3.96	1.01	2.33	3.91	5.70	6.25	6.93	7.15	7.56	8.15
2	1.019	0.982	4.00	1.30	2.68	3.90	1.45	2.35	3.56	5.70	6.18	6.90	7.15	7.49	8.15
3	3.842	4.438		1.45	2.67	3.90	1.45	2.46	3.56	5.70	6.27	7.10	7.15	7.55	8.15
4	0.013	0.043		0.78	2.02	3.99	1.16	2.20	3.43	5.70	6.16	7.10	7.03	7.48	8.15
5	1.200	2.333	4.00	0.91	2.13	3.23	1.16	2.08	3.43	5.70	6.18	7.10	7.15	7.55	8.15
6	8.333	8.461		1.42	2.37	3.76	1.16	2.06	3.43	5.70	6.34	7.10	7.15	7.42	7.98
7	0.019	0.043		0.94	2.46	3.71	1.66	2.58	3.86	5.70	6.18	7.10	7.15	7.60	8.15
8	1.716	2.360	4.00	0.94	2.54	3.84	1.66	2.45	3.86	5.70	6.35	7.10	7.15	7.55	8.15
9	8.389	17.756		1.40	2.72	3.84	1.66	2.58	3.86	5.70	6.40	7.10	7.15	7.60	8.15
10	0.019	0.027		0.98	2.49	3.82	1.64	2.59	3.78	5.70	6.10	6.76	7.15	7.60	8.15
11	1.663	2.422	4.00	0.98	2.62	3.84	1.64	2.48	3.78	5.70	6.29	7.10	7.15	7.55	8.15
12	8.403	18.688		1.44	2.75	3.82	1.64	2.61	3.78	5.70	6.40	7.10	7.15	7.60	8.15
13	0.009	0.012		0.67	1.77	3.78	0.68	1.65	3.34	5.60	6.17	6.93	7.15	7.56	8.15
14	0.576	0.937	4.00	0.97	2.67	3.78	0.97	1.82	3.80	5.60	6.20	6.90	7.15	7.49	8.15
15	2.431	4.034		0.97	2.39	3.90	0.97	2.00	3.80	5.63	6.21	6.90	7.15	7.67	8.15
16	0.009	0.026		0.52	1.97	3.96	0.78	1.86	3.76	5.69	6.14	7.10	7.03	7.37	8.15
17	0.866	1.498	4.00	0.95	2.36	3.90	0.78	2.10	3.76	5.63	6.16	7.10	7.15	7.50	8.15
18	4.615	6.845		1.36	2.57	3.90	1.09	2.17	3.50	5.63	6.18	7.10	7.15	7.66	8.15
19	0.009	0.026		1.21	2.48	3.84	1.11	2.33	3.75	5.61	6.10	6.76	7.15	7.39	8.15
20	1.416	1.662	4.00	0.63	1.95	3.84	1.26	2.34	3.54	5.69	6.22	7.10	7.15	7.49	8.15
21	7.166	13.129		0.93	2.15	3.77	1.26	2.44	3.62	5.70	6.45	7.10	7.15	7.68	8.15
22	0.012	0.013		0.66	2.25	3.86	1.09	2.38	3.79	5.61	6.03	6.69	7.15	7.38	7.60
23	1.342	1.627	4.00	0.66	2.33	3.86	1.17	2.43	3.95	5.61	6.18	7.10	7.15	7.51	8.15
24	7.343	10.557		0.96	2.18	3.88	1.77	2.85	3.95	5.70	6.45	7.10	7.15	7.60	8.15

Tabla 4.17.

Resumen de resultados en los parámetros de selección y modificación de registros acelerográficos para los conjuntos 25 a 30.

Conjunto	SSE Promedio		Máximo admitido	Factor de escala FE						Mw					
	Cortical	Subducción		Cortical			Subducción			Cortical			Subducción		
				Mín.	Prom.	Máx.	Mín.	Prom.	Máx.	Mín.	Prom.	Máx.	Mín.	Prom.	Máx.
25	0.75	2.82		2.75	3.04	3.52	1.49	2.27	3.61	6.06	6.62	6.90	7.03	7.35	7.98
26	0.81	3.40		1.33	2.21	2.69	1.59	2.19	2.74	6.61	6.71	6.90	7.03	7.50	7.98
27	1.07	4.43	4.00	2.81	3.30	3.80	1.19	2.44	3.52	5.70	6.41	7.35	7.15	7.52	7.98
28	1.10	4.84		2.01	2.55	2.96	1.19	2.39	3.52	6.06	6.39	6.60	7.15	7.55	8.15
29	2.28	9.40		2.68	2.80	3.01	1.70	2.62	3.95	6.20	6.72	7.35	7.12	7.54	8.15
30	1.23	6.53		1.77	2.63	3.16	1.33	2.43	3.95	5.70	5.86	6.19	7.15	7.60	8.15

## **5 VARIABILIDAD EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL**

En el capítulo anterior se desarrolló el proceso de selección y modificación de registros acelerográficos de diferentes eventos sísmicos para la realización de ADNL sobre diferentes modelos estructurales. Para ello, se tomaron en cuenta criterios sismológicos tales como ambiente tectónico, magnitud, distancia de la fuente al sitio y condiciones de sitio, así como limitación en factores de escala necesarios para hacer coincidir la ordenada espectral de cada registro con la correspondiente ordenada espectral del espectro de respuesta objetivo en el periodo de interés. Sin embargo, dado que el criterio principal de selección de registros acelerográficos es la buena similitud espectral entre sus respectivos espectros de respuesta y el espectro de respuesta objetivo en un rango de periodos definido (ASCE, 2022), en este capítulo se evalúa la influencia que tiene el rango de periodos (utilizado en la selección) sobre la variabilidad de la respuesta estructural.

### **5.1 Método de evaluación**

El enfoque utilizado en este trabajo para identificar el rango de periodos más adecuado en la verificación de la similitud espectral es el presentado en Dhakal et al. (2007) en donde, se afirma que la variación en la respuesta estructural para un nivel dado de amenaza sísmica se ajusta a una distribución lognormal y que por lo tanto, el nivel de confianza en la demanda sísmica estimada (registros acelerográficos seleccionados) es mayor a medida que la desviación estándar lognormal (dispersión) de las respuestas estructurales se reduce. En estándares como el ASCE 7, es de primordial importancia obtener estimaciones de la respuesta estructural media con un alto nivel de confianza (NIST, 2011) y una medida de intensidad (IM) eficiente reducirá la variabilidad en la respuesta estructural (Dhakal et al., 2007).

De acuerdo con Dhakal et al. (2007) los valores de la desviación estándar lognormal de la respuesta estructural (EDP) a diferentes niveles de intensidad sísmica, proporciona la mejor



indicación de la eficiencia de una medida de intensidad (IM) usada en la selección de registros acelerográficos, para lo cual proponen la realización de análisis dinámicos incrementales (IDA). El análisis dinámico incremental (IDA) es un método de análisis paramétrico que implica someter un modelo estructural a uno o más registros de movimientos sísmicos del suelo, cada uno escalado a múltiples niveles de intensidad, produciendo así una o más curvas de respuesta parametrizada versus nivel de intensidad (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

La IM usada en el capítulo 4 para la selección de registros fue la ordenada espectral,  $S_a$ , en el periodo fundamental de la estructura con variaciones en el rango de periodos en el que se verificó la similitud entre espectros de respuesta (ver Tabla 5.1). Se ha seleccionado el valor pico de la distorsión de entrepiso como EDP en los análisis.

*Tabla 5.1.*

*Valores de las ordenadas espectrales a nivel del MCE en los periodos de vibrar de los modelos.*

Modelo	Aceleraciones espectrales $S_{aMCE}$ (g)	
	San Salvador	Acajutla
M03 ( $T^* = 0.46$ s)	1.56	1.60
M06 ( $T^* = 0.68$ s)	1.08	1.11
M09 ( $T^* = 1.02$ s)	0.71	0.73
M12 ( $T^* = 1.06$ s)	0.69	0.71

## 5.2 Análisis IDA

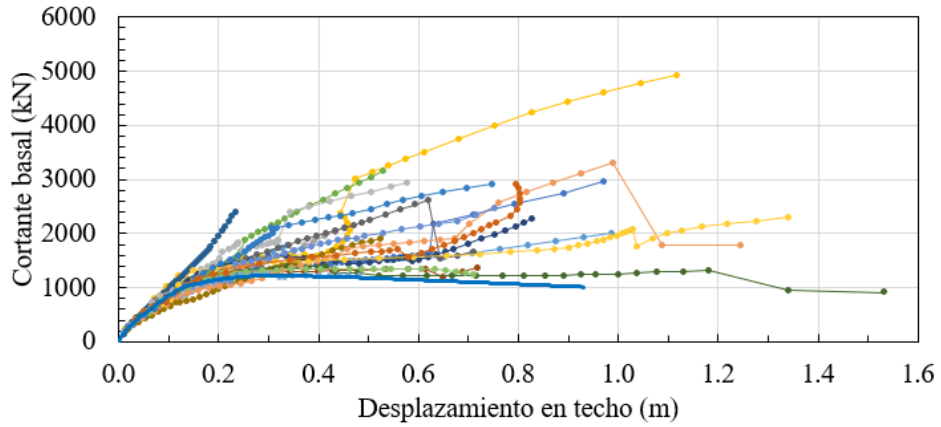
Para la realización de los análisis IDA, se aplicaron incrementos de 0.1 en el factor de escala para aquellos conjuntos seleccionados con IM a nivel del MCE y de 0.15 para los seleccionados con IM a nivel de  $2/3MCE$  hasta un nivel de intensidad de tres veces el MCE; posteriormente, los incrementos se cambiaron a 0.2 y 0.3 respectivamente. Los análisis se detuvieron hasta obtener alguna inestabilidad numérica la cual se obtuvo niveles de intensidad que ronda valores entre cuatro a seis veces el nivel de MCE; lo anterior, debido a que el objetivo en este caso es observar la tendencia en la variación de la dispersión con el incremento de la intensidad sísmica y no el evaluar

un estado de daño en particular (Dhakal et al., 2007). Se ejecutó un total de 546 análisis IDA correspondientes a los 30 conjuntos de registros acelerográficos seleccionados en este trabajo; la cantidad de ADNL realizados asciende a más de 24,200.

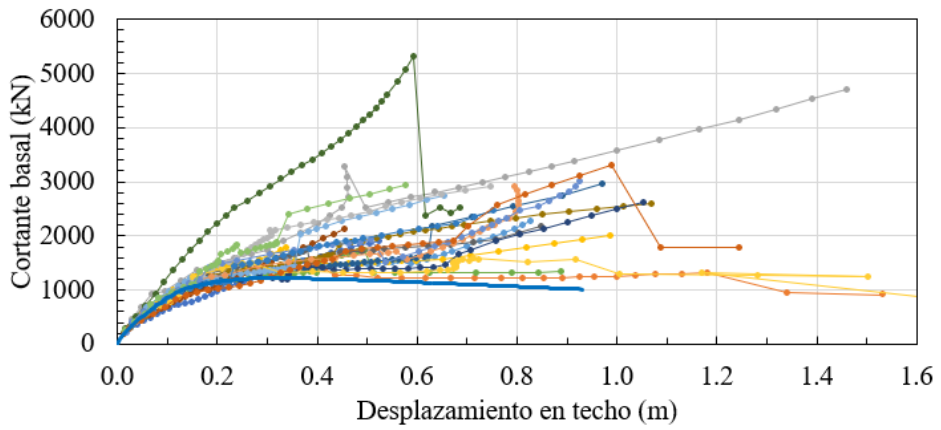
En la Figura 5.1 se muestran, a manera de ejemplo, las curvas de pushover dinámico obtenidas en el modelo M09 correspondientes a los registros acelerográficos de los conjuntos 7, 8 y 9. Se puede observar cómo los resultados de cortante-desplazamiento siguen de forma aproximada la misma tendencia que la curva de pushover estático (mostrada en línea continua azul) en la rama lineal que llega hasta un desplazamiento en techo de 0.15 m aproximadamente; a partir de ese punto, las respuestas son más dispersas y se en general se observan mayores cortantes basales en los pushover dinámicos que en el estático para un mismo nivel de desplazamiento; sin embargo, en estas gráficas se dificulta comparar la dispersión para un mismo nivel de intensidad sísmica.

En la Figura 5.2 se muestran las curvas IDA obtenidas en el modelo M09 para los registros acelerográficos de los conjuntos 7, 8 y 9 (ver resultados completos en Apéndice D); una mayor cercanía entre curvas IDA indica una menor dispersión en la respuesta estructural. En estas gráficas es fácil apreciar que la dispersión de la respuesta estructural se reduce a medida que se incrementa el rango de periodos donde se evalúa la similitud espectral para la selección de los registros acelerográficos. En la siguiente sección se cuantifica la dispersión a diferentes niveles de intensidad sísmica.

### Pushover dinámicos en modelo M09 - Conjunto 7



### Pushover dinámicos en modelo M09 - Conjunto 8



### Pushover dinámicos en modelo M09 - Conjunto 9

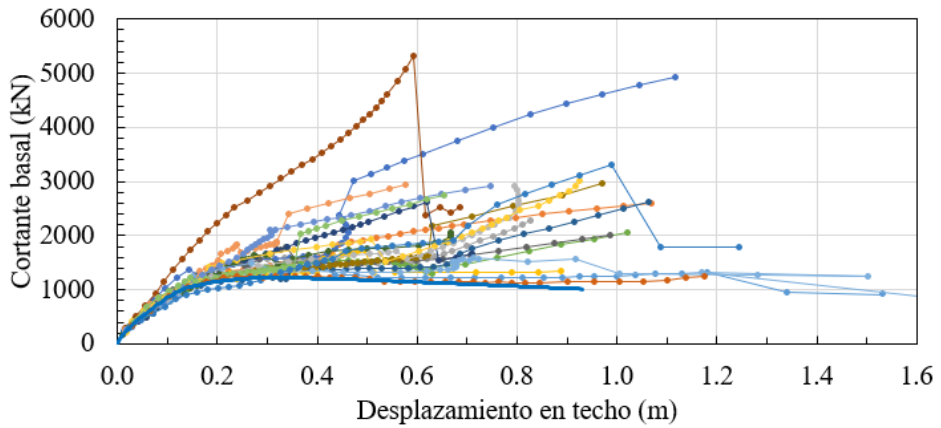


Figura 5.1. Curvas de pushover dinámico en modelo M09 para conjuntos 7, 8 y 9.

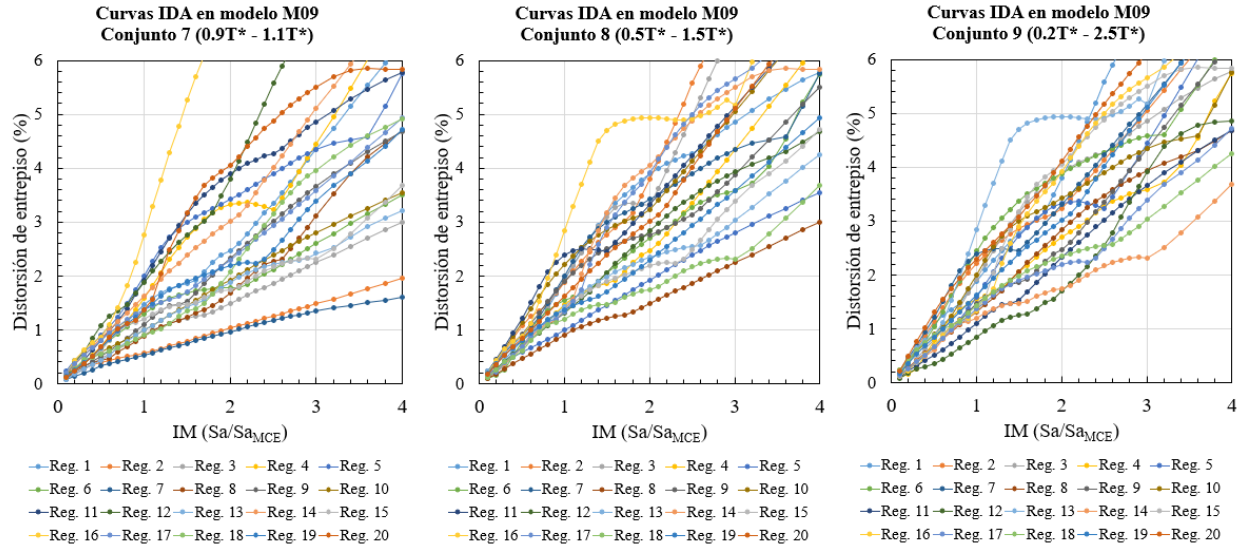


Figura 5.2. Curvas IDA en modelo M09 para conjuntos 7, 8 y 9.

### 5.3 Análisis de resultados en la respuesta estructural y su dispersión

En la Figura 5.3 se resumen los resultados de la variación de la desviación estándar lognormal (dispersión) de la respuesta estructural a diferentes niveles de intensidad sísmica para los conjuntos 1 a 24. Se han agrupado los resultados de tal manera de poder comparar en cada gráfica el efecto que tiene la amplitud del rango de periodos usado en la selección de los registros acelerográficos sobre la dispersión de las respuestas estructurales. Se destacan los siguientes puntos:

- La dispersión tiende a incrementar junto con un incremento en la intensidad sísmica. En todos los casos se observa una disminución general de la dispersión de la respuesta estructural al cambiar el rango de periodos de  $0.9T^* - 1.1T^*$  a un rango más amplio.
- En la mayoría de los casos se reduce la dispersión de la respuesta estructural al incrementar el rango de periodos de  $0.5T^* - 1.5T^*$  a  $0.2T^* - 2.5T^*$  sin embargo, esta diferencia no es tan marcada y en el caso de los conjuntos 2 y 3 se observan algunos niveles de intensidad sísmica en los que esta tendencia se invierte.

- A niveles de intensidad sísmica superiores al del MCE, la dispersión de la respuesta estructural para los conjuntos con escaso control en la similitud espectral ( $0.9T^*$  -  $1.1T^*$ ) ronda valores entre 0.4 y 0.6; mientras que, para los conjuntos donde el rango de periodos en el que se verifica la similitud espectral es más amplio, la dispersión tiene valores entre 0.3 y 0.45.
- La reducción de la dispersión en la respuesta estructural conforme se incrementa el rango de periodos para la selección de los registros es más pronunciada para el periodo entorno a  $T^* = 0.68$  s, que para los periodos extremos  $T^* = 0.46$  s y  $T^* = 1.02$  s. Los valores de dispersión en la respuesta estructural muestran una dependencia del periodo de vibrar de la estructura que se está analizando.

Para tener otra perspectiva de la variación de la dispersión de la respuesta estructural respecto al periodo de vibración evaluado y el rango de periodos para la selección, se muestra dicha dependencia en la Figura 5.4 para tres niveles de intensidad sísmica. Se destacan los siguientes puntos:

- Los mayores valores de dispersión se obtienen para el período más bajo  $T^* = 0.46$  s.
- Los menores valores de dispersión se obtienen para el período  $T^* = 0.68$  s.

La Figura 5.4 también ofrece indirectamente alguna información respecto al efecto del factor de escala  $FE$  máximo utilizado puesto que, los conjuntos de registros del 13 al 24 fueron seleccionados con un espectro objetivo a nivel de  $2/3MCE$ , es decir, algunos de los factores de escala aplicados en dichos conjuntos tenderían a ser mayores que los de los conjuntos 1 a 12 para obtener el mismo nivel de amenaza sísmica. Los resultados muestran una tendencia a obtener mayores dispersiones para los conjuntos 13 a 24 lo cual significa que admitir factores de escala mayores (a 4 en este caso) implica obtener respuestas estructurales con mayor dispersión.

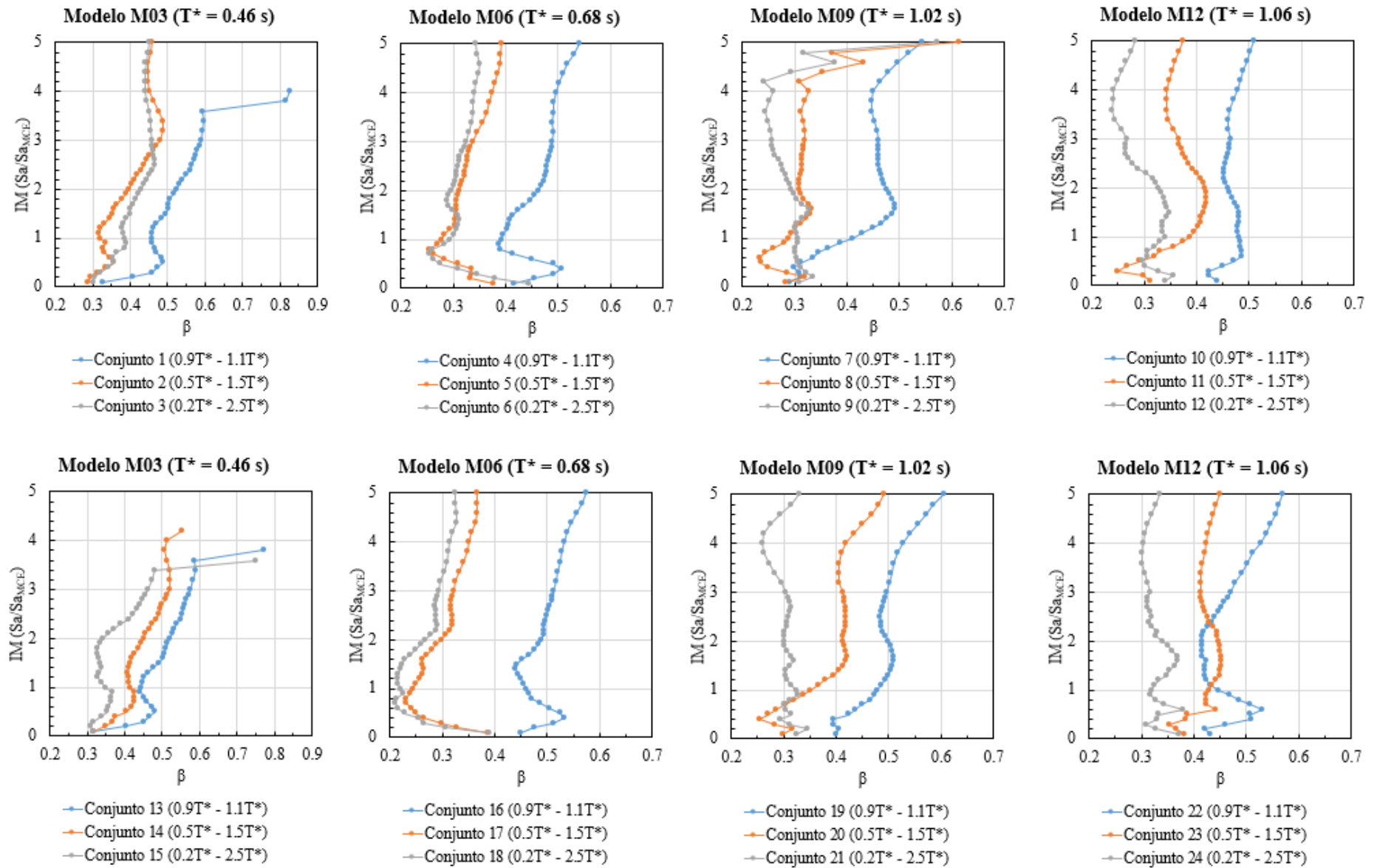


Figura 5.3. Desviación estándar lognormal,  $\beta$ , calculada a diferentes niveles de intensidad sísmica para los 24 conjuntos de registros acelerográficos.

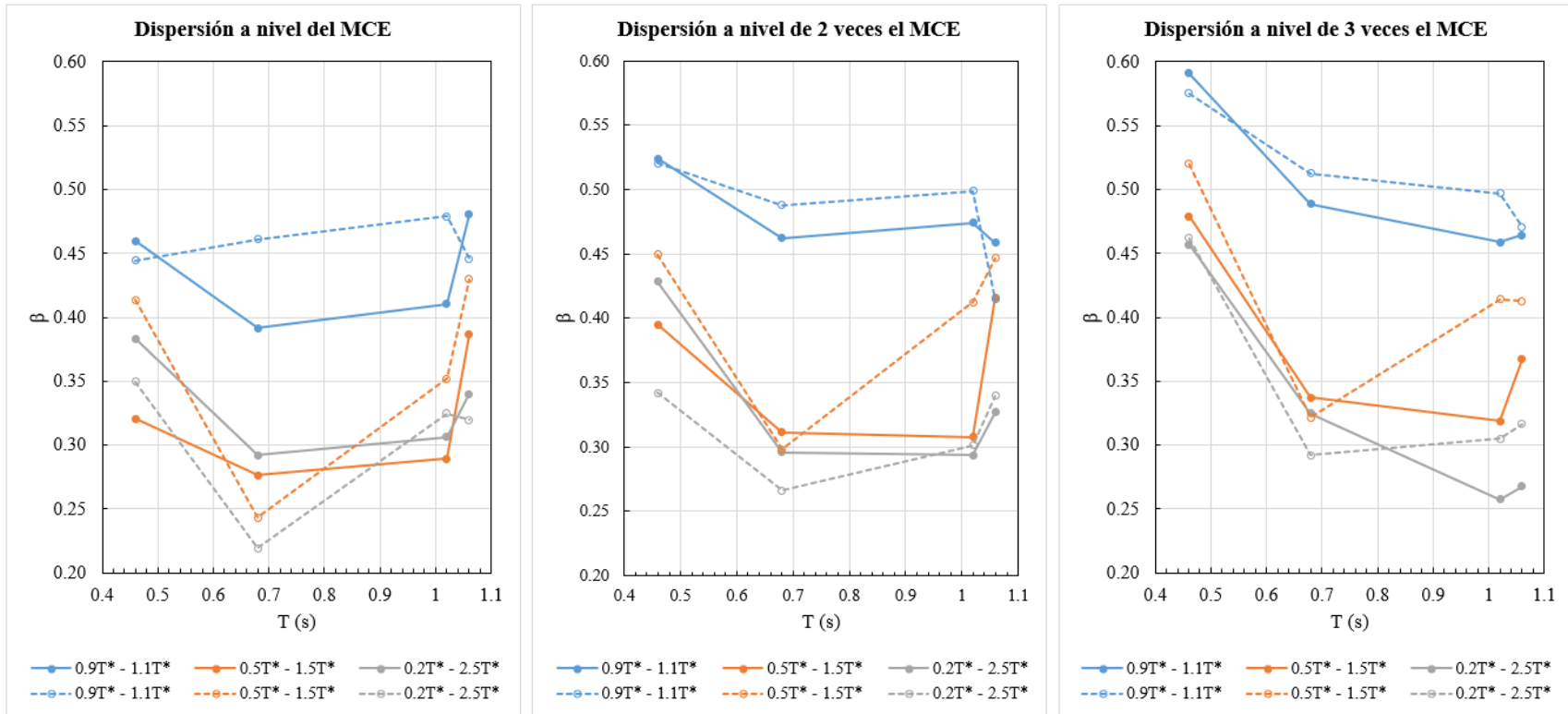


Figura 5.4. Comparación de la dispersión obtenida para los cuatro periodos de vibración al nivel de una, dos y tres veces el MCE. Las líneas continuas unen los resultados de los conjuntos 1 al 12; las líneas discontinuas, los resultados de los conjuntos 13 al 24.

Adicionalmente, en la Figura 5.6, se resumen los valores mínimos, promedio y máximo de la respuesta estructural obtenida para los conjuntos de registros acelerográficos del 1 al 24. Los resultados se han agrupado por modelo estructural y se compara la influencia que tiene el rango de periodos utilizado para la selección de los registros destacando los siguientes puntos:

En todos los casos puede observarse una tendencia clara de obtener mayores valores promedio en la respuesta estructural a media que el rango de periodos para la selección de registros se incrementa. Lo anterior implica que al no controlar la similitud espectral en un rango de periodos lo suficientemente amplio en la selección de registros, se estarían obteniendo resultados del lado de la inseguridad.

Para los casos de los conjuntos 1 y 13, en donde se utilizaron rangos de periodos pequeños para la selección, se han obtenido respuestas máximas que tienden a duplicar los valores obtenidos para los correspondientes conjuntos con rangos de periodos más amplios. Esto es debido a que, en ambos conjuntos con rangos de periodo tan pequeño para la selección de registros, no se logró filtrar un registro cuyas ordenas espectrales a periodos mayores que  $T^*$  son excesivamente altas comparadas con las del espectro objetivo (ver Figura 5.5).

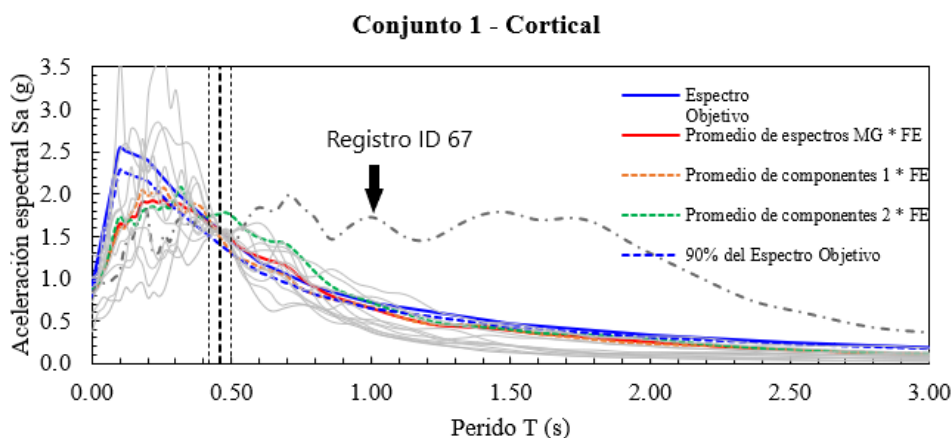


Figura 5.5. Registro que causa respuesta máxima extrema en conjuntos 1 y 13.



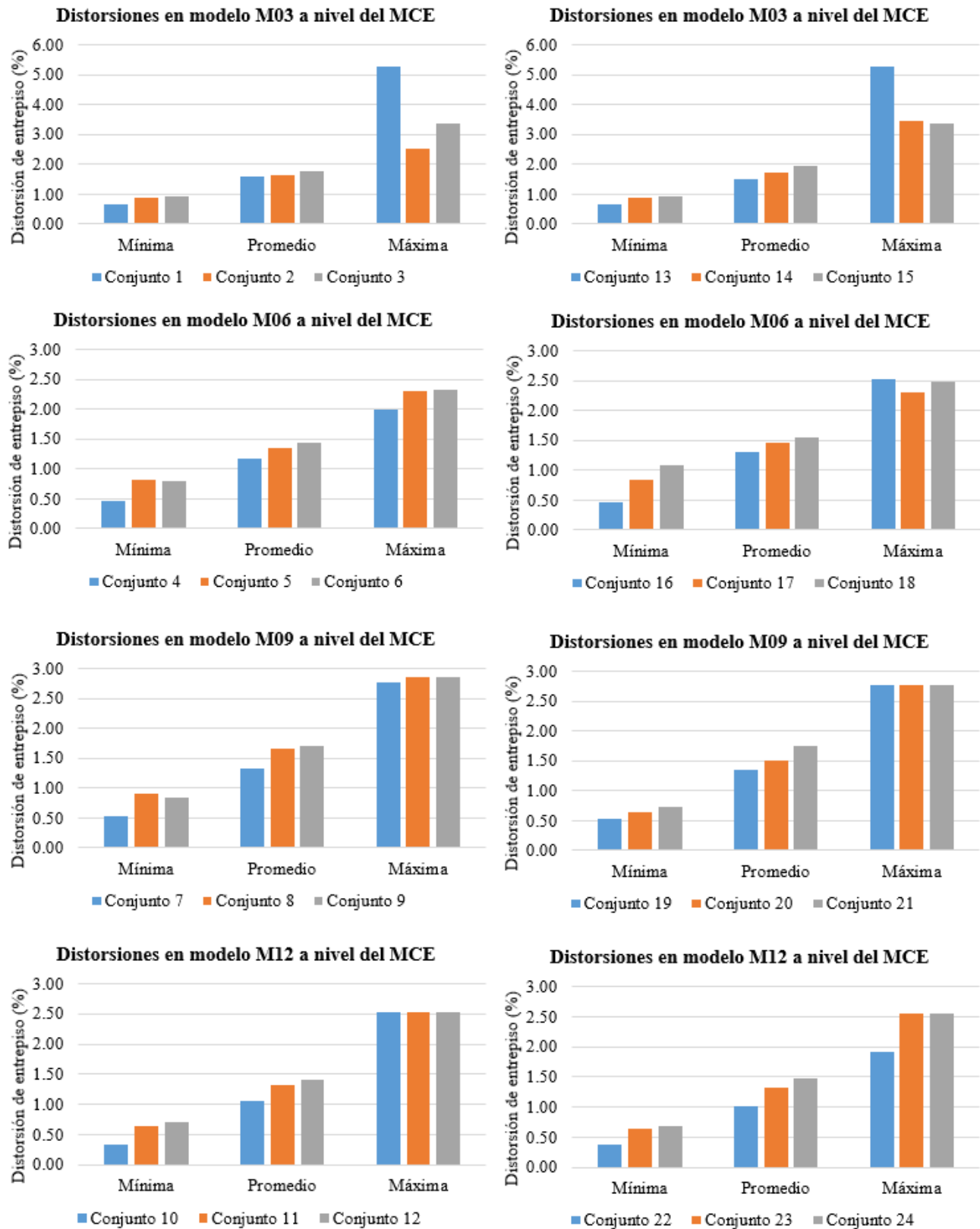


Figura 5.6. Comparación de la respuesta mínima, promedio y máxima obtenida para los tres rangos de periodos de vibración usados para la selección en los 24 conjuntos de registros acelerográficos.

Los resultados de los conjuntos de registro acelerográficos 25 al 30, en donde se utilizaron distintas concepciones de espectros objetivo para la selección (UHS y CMS), se muestran en la Figura 5.7 y la Figura 5.8. Para los casos evaluados en este trabajo se hacen las siguientes observaciones:

- De la Figura 5.7 se observa que para el modelo M03, con  $T^* = 0.46$  s, se obtiene una disminución en la dispersión de la respuesta estructural al utilizar el CMS como espectro objetivo comparado con el UHS; por otro lado, para los modelos M06 y M09 con  $T^*$  igual a 0.68 s y 1.02 s respectivamente, no se observa una diferencia sustancial en los resultados de la dispersión en la respuesta estructural al utilizar diferentes espectros objetivos para la selección de registros.
- De la Figura 5.8 se observa que la respuesta media en términos de distorsión de entrepisos es en general menor cuando se utiliza el CMS como espectro objetivo comparado con el UHS; este resultado era de esperarse dados los menores valores de  $S_a$  que tiene el CMS respecto al UHS para periodos mayores y menores a  $T^*$ . La mayor diferencia en la respuesta se observa en el modelo M03 lo cual puede ser debido a que el espectro CMS calculado para  $T^* = 0.46$  s produce mayores reducciones en las ordenadas espectrales respecto al UHS en comparación con los CMS calculado para  $T^*$  igual a 0.68 s y 1.02 s.

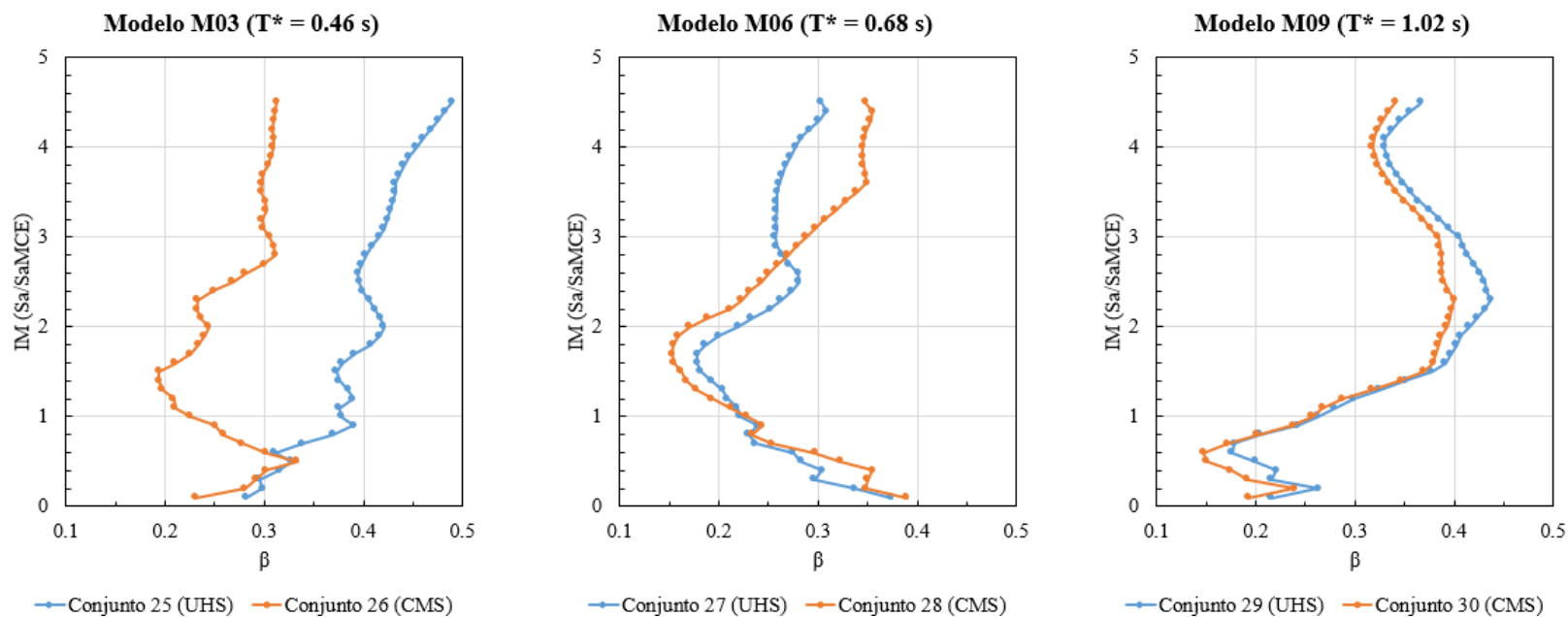


Figura 5.7. Desviación estándar lognormal,  $\beta$ , calculada a diferentes niveles de intensidad sísmica para los conjuntos de registros acelerográficos 25 al 30.

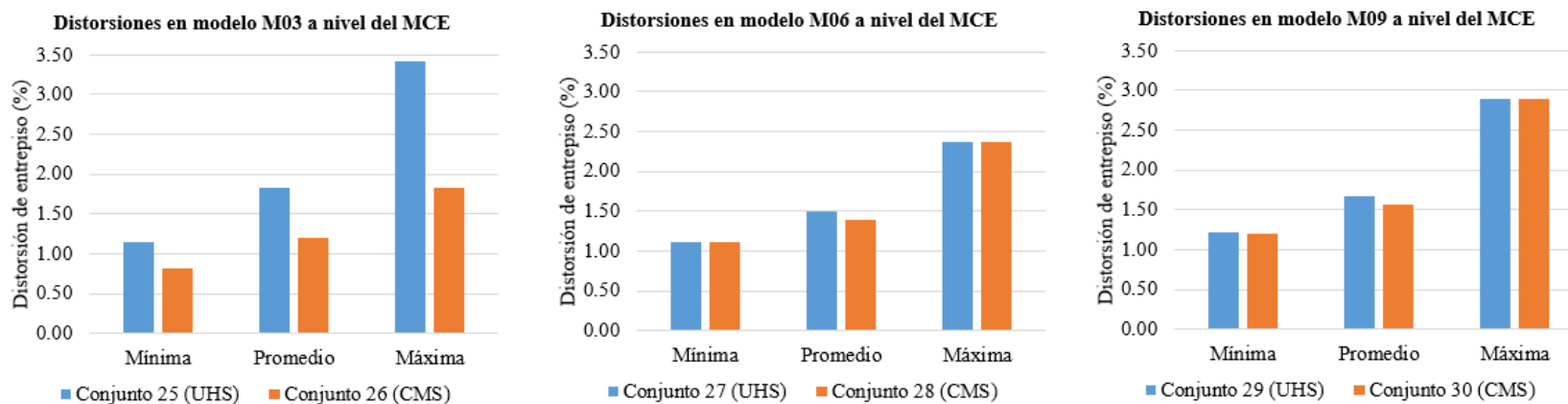


Figura 5.8. Comparación de la respuesta mínima, promedio y máxima obtenida al usar dos espectros objetivos distintos (UHS y CMS) en la selección de registros para los conjuntos 25 al 30.

## **6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

La estimación de la demanda sísmica apropiada para la aplicación del ADNL en la evaluación o diseño de estructuras no es una tarea sencilla, puesto que la selección y modificación de los movimientos sísmicos está influenciada por diversos factores tales como el evento sísmico esperado (M-R), condiciones geotécnicas del sitio, amplitud y forma espectral de los registros acelerográficos disponibles, espectro objetivo y las características dinámicas de la estructura. Esto implica que se debe contar con una amplia base de registros acelerográficos para considerar, de forma adecuada, todos los factores antes mencionados.

Este es un tema que ha estado en constante desarrollo en las últimas décadas y en el que no ha existido un consenso en cuanto a los criterios utilizados para la selección y modificación de registros acelerográficos. Lo anterior es crucial puesto que la respuesta estructural obtenida en los ADNL depende de los registros acelerográficos utilizados y la forma en que estos se seleccionan y modifican.

Se ha aplicado la metodología expuesta en este trabajo para la selección y modificación de registros acelerográficos orientada a obtener la mejor estimación de la respuesta estructural media y se ha evaluado la influencia que tienen, sobre la dispersión de la respuesta, algunos factores utilizados en el proceso de selección tales como: el rango de periodos sobre el que se verifica la similitud en la forma espectral, tipo de espectro objetivo y nivel de amenaza sísmica. Para ello se han utilizado 4 modelos de un grado de libertad representativos de edificios de marcos resistentes a momento de concreto reforzado de 3, 6, 9 y 12 niveles.

A continuación, se presentan las conclusiones de este trabajo basadas tanto en la investigación bibliográfica como en los resultados obtenidos en los ejemplos de aplicación realizados.

## 6.1 Conclusiones

En este trabajo se han logrado identificar, con base a estándares y guías internacionales, los criterios que actualmente tienen una mayor importancia en el proceso de selección y modificación de registros acelerográficos para la determinación de la demanda sísmica requerida en la aplicación del ADNL para la evaluación o diseño de edificaciones; se ha expuesto, además, una metodología de selección y modificación de registros acelerográficos basada en el estándar ASCE 7-22 y se ha realizado la aplicación práctica de la misma, por lo que se considera que los resultados de este trabajo pueden servir de guía u orientación a los profesionales e instituciones involucradas en la evaluación y aprobación de proyectos de edificación donde sea necesaria la aplicación del ADNL. Se considera también, que los criterios técnicos y la metodología de selección y modificación de registros acelerográficos para el ADNL, analizados y expuestos en este trabajo, podrían ser tomados en consideración para formar parte de un nuevo Código Salvadoreño para las Edificaciones, cumpliendo de esta manera con el objetivo trazado al inicio de la investigación.

- En estándares y guías de diseño actuales, la estimación de la demanda sísmica a utilizar para el ADNL de estructuras se hace mediante una combinación de criterios sismológicos y criterios relacionados con la forma y amplitud espectral de los registros acelerográficos. Para definir los parámetros sismológicos como magnitud y distancia de la fuente al sitio se requiere información detallada de desagregación de la amenaza sísmica en el sitio de interés; la clase de sitio por otro lado, toma los efectos locales debido a las condiciones geotécnicas del sitio y se podría consultar preliminarmente en mapas de  $V_{S30}$  como el presentado en MARN (2020c), siendo recomendable su corroboración por medio de campañas geotécnicas apropiadas. Los parámetros sismológicos son utilizados como filtros

de carácter secundario, que permiten obtener una cantidad suficiente de registros acelerográficos apropiados como candidatos para una selección más rigurosa. La selección final se basa en identificar aquellos registros acelerográficos cuya forma espectral, dentro de un rango de periodos definido por la guía o estándar, se asemeje mejor al espectro de respuesta objetivo definido para el sitio de análisis; en este paso final se debe verificar que los factores de escala de amplitud se encuentren en rangos aceptables y además evitar, en la medida de lo posible, el seleccionar demasiados registros de un mismo evento sísmico que podrían producir respuestas sesgadas a dicho evento.

- En el contexto de los ADNL se reconoce que el espectro objetivo basado en el UHS es muy conservador debido a que es poco probable que todas sus ordenadas espectrales sean alcanzadas simultáneamente en eventos sísmicos reales con altos periodos de retorno. Por lo anterior, han emergido nuevos procedimientos para establecer espectros objetivos que tienen una mayor consistencia probabilística como lo es el CMS, el cual es un espectro de escenario sísmico producido al tomar como referencia el espectro de respuesta predicho por una GMPE y cuya forma espectral tiene mejor consistencia con los espectros de respuesta de eventos sísmicos reales.
- En lo referente a la realización de ADNL para el diseño de estructuras nuevas, la tendencia actual es utilizar espectros objetivos a nivel del sismo MCE; esto refuerza la necesidad de actualizar las provisiones que rigen el diseño sísmico de estructuras en El Salvador puesto que el espectro de la NTDS-97 no corresponde a dicho nivel de amenaza sísmica. Con la información actualizada del PSHA en El Salvador presentada en documentos como el de MARN (2020a) se logra solventar este inconveniente, ya que se han evaluado diferentes periodos de retorno incluyendo el correspondiente al del MCE. En el caso de evaluación de

edificaciones existentes, el espectro objetivo para realizar los ADNL se define a diferentes niveles de amenaza según los objetivos de desempeño en los que se requiera la evaluación, por lo que es aún más crítico el contar con información amplia del PSHA en El Salvador.

- La información de desagregación de la amenaza sísmica en El Salvador, como la presentada en MARN (2020a), es una herramienta de vital importancia para la aplicación de la metodología de selección de registros acelerográficos, puesto que esta permite identificar rangos de magnitudes y distancias de terremotos que gobiernan la amenaza sísmica en el sitio analizado, diferenciándolos por fuente sísmica y para diferentes periodos de retorno; sin embargo, para una mejor aplicación de la metodología de selección de registros acelerográficos, es deseable contar con datos más refinados en cuanto a la cantidad de periodos de vibrar y ubicaciones geográficas en los que se evalúe la desagregación.
- Los criterios de selección y modificación de movimientos sísmicos analizados en este trabajo obligan a contar con una amplia base de registros acelerográficos con características apropiadas y que estén acorde al nivel de amenaza sísmica en el que se requiera realizar el ADNL. Dado que en nuestro país no se cuenta con una amplia base de registros acelerográficos de eventos sísmicos representativos, es necesario recurrir a la utilización de tal información obtenida en otras regiones del mundo que tengan ambientes tectónicos y parámetros sismológicos similares a los que gobiernan la amenaza sísmica en nuestro país.
- Los resultados obtenidos para los primeros 24 conjuntos de registros acelerográficos en general muestran que incrementar el rango de periodos sobre el que se evalúa la similitud espectral para la selección, de  $0.9T^* - 1.1T^*$  hasta  $0.5T^* - 1.5T^*$ , tiende a reducir notablemente la dispersión de la respuesta estructural. Por otro lado, se observa que seguir incrementando dicho rango de periodos hasta  $0.2T^* - 2.5T^*$  no necesariamente resulta en

una disminución adicional de la dispersión de la respuesta estructural en todos los casos, lo cual puede ser debido a que la expresión utilizada para verificar la similitud espectral asigna el mismo peso al error calculado entre ordenadas espectrales en todo el rango de periodos.

- Con base a lo observado en el punto anterior, y dado que una menor dispersión de la respuesta estructural obtenida con el ADNL proporciona un mayor grado de confianza en la demanda sísmica estimada, se concluye que utilizar rangos amplios de periodos para la verificación de la similitud espectral, como el requerido por el ASCE 7-22 ( $0.2T^*$  a  $2.0T^*$ ), permite obtener la mejor estimación de la respuesta estructural promedio, es decir, la más próxima a la real esperada.
- Las distorsiones de entrepiso promedio obtenidas a nivel del MCE para los primeros 24 conjuntos de registros, muestran una tendencia a incrementarse a medida que se amplía el rango de periodos en el que se evalúa la similitud espectral para la selección final de registros acelerográficos; notándose, por otra parte, que al utilizar un rango de periodos muy reducido, se podría estar subestimando la respuesta estructural en términos de distorsiones de entrepiso promedio, debido a que la demanda sísmica estimada de esta manera tiene un grado de confianza bajo (alta dispersión en la respuesta estructural). Este es un aspecto importante si se toma en cuenta que en estándares como el ASCE 7-22 se utilizan las respuestas medias de distorsión de entrepiso como criterios de aceptación global del comportamiento de la estructura.
- Utilizar rangos de periodos muy pequeños para la selección de registros acelerográficos también podría causar valores elevados de respuesta pico tal como los obtenidos en los conjuntos de registros 1 y 13, donde se obtuvieron respuestas máximas de distorsión de entrepiso muy superiores a las obtenidas para rangos de periodos más amplios. Esto es



debido a que la falta de control en la forma espectral podría permitir la selección de registros acelerográficos que tengan ordenadas espectrales muy elevadas en periodos de vibrar cercanos al fundamental, para los que la estructura es aún sensible (ver Figura 5.5). Dada la observación anterior, se puede concluir que al utilizar un rango de periodos muy pequeño para la selección de registros acelerográficos, en algunos casos se podría estar sobreestimando la respuesta estructural en términos de distorsión pico de entrepiso (el valor máximo del conjunto); este aspecto es importante ya que las distorsiones pico de entrepiso son también utilizadas por el ASCE 7-22 como criterio de aceptación global del comportamiento de la estructura.

- Para rangos de periodos de selección pequeños, se observa que la dispersión de la respuesta estructural es alta y similar para las cuatro estructuras analizadas; sin embargo, a medida que el rango de periodos se incrementa, esta dispersión se reduce para todas las estructuras, pero en forma desigual por lo que dicha reducción parece depender del periodo de vibrar que se esté analizando.
- Los valores de distorsión de entrepiso obtenidos para los conjuntos 25 a 30 muestran una leve reducción cuando se utiliza el CMS como espectro objetivo comparado con el espectro objetivo basado en el UHS, lo cual era de esperarse dado que las ordenadas espectrales del CMS tienden a ser menores que las del UHS para periodos distintos a  $T^*$ . Por otro lado, el uso del CMS como espectro objetivo no muestra una tendencia clara a reducir la dispersión de la respuesta estructural para un mismo rango de periodos evaluado.

## 6.2 Recomendaciones

- Dada la necesidad de importar registros acelerográficos internacionales para una correcta aplicación del ADNL para evaluación y diseño de estructuras, es importante realizar investigaciones futuras que estén enfocadas en determinar, de manera minuciosa, aquellos registros acelerográficos internacionales que se adecuen mejor a la amenaza sísmica de El Salvador para que puedan ser utilizados por los ingenieros en la práctica.
- El análisis de la dispersión en la respuesta estructural se llevó a cabo utilizando modelos de un grado de libertad por lo que la contribución de los modos de vibrar superiores sobre la respuesta estructural no fue tomada en cuenta. Es conveniente realizar investigaciones futuras usando modelos de varios grados de libertad para corroborar los resultados obtenidos en este trabajo y, de ser posible, utilizar también otros sistemas estructurales distintos a marcos de concreto reforzado a fin de verificar si existe una dependencia de variabilidad de la respuesta con el sistema estructural elegido.
- El uso del CMS como espectro objetivo para la selección y modificación de registro acelerográficos es relativamente reciente incluso en los Estados Unidos y es poco conocido en nuestro medio. En este trabajo se usó este espectro objetivo para un sitio donde la amenaza sísmica está controlada principalmente por la zona de subducción, por lo que se consideró una sola GMPE para generar un CMS en general; sin embargo, en sitios como San Salvador, la amenaza sísmica está controlada por la fuente cortical y subducción en proporciones similares, por lo que es necesario realizar estudios futuros enfocados en indagar la forma más adecuada de definir el CMS como espectro objetivo en dichos casos.
- Es necesario realizar investigaciones que aborden el tema de los efectos de directividad y/o pulsos que podrían experimentar sitios cercanos a fallas en El Salvador, estableciendo los

criterios para determinar la proporción de registros acelerográficos a seleccionar con dichas características.

## REFERENCIAS

American Society of Civil Engineers. (2017a). ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.

American Society of Civil Engineers. (2017b). ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

American Society of Civil Engineers. (2022). ASCE/SEI 7-22 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.

Ancheta T., Darragh R., Stewart J., et al. (2014). NGA-West2 Database. *Earthquake Spectra*, 30(3), 989-1005. doi: 10.1193/070913EQS197M

Ay, B. O., y Akkar, S. (2012). A procedure on ground motion selection and scaling for nonlinear response of simple structural systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(12), 1693-1707. doi: 10.1002/eqe.1198

Baker, J. W. (2011). Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 322-331. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000215

Baker, J. W. y Jayaram, N. (2008). Correlation of Spectral Acceleration Values from NGA Ground Motion Models. *Earthquake Spectra*, 24(1), 299-317. doi: <https://doi.org/10.1193/1.2857544>

Banco Interamericano de Desarrollo. (2020). *Evaluación de la Respuesta y Vulnerabilidad Sísmica de Edificios de Marcos Resistentes a Momentos y su Cuantificación*. Recuperado de <http://srt.snet.gob.sv/>

Banco Interamericano de Desarrollo. (2021). *Modernización de las Provisiones que Rigen el Diseño Sísmico*. Recuperado de <http://srt.snet.gob.sv/>

Benito, B., Cepeda, J., y Martínez, D. (2004). Analysis of the spatial and temporal distribution of the 2001 earthquakes in El Salvador. *Geological Society of America, Special Paper* 375, 339-356.

Benito, B., Hasbun, P., Cepeda, J., Hernández, D., Pullinger, C., Marroquín, G. y Martínez, J. (2005). *Caracterización del movimiento del suelo y sus efectos en la infraestructura durante los terremotos del 2001, El Salvador*. San Salvador, El Salvador: Universidad Politécnica de Madrid, Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas”, SNET-MARN.

Boomer, J.J. y Acevedo, A.B. (2004). The Use of Real Earthquake Accelerograms as Input to Dynamic Analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(1), 43-91.

Chopra, A. K. (2020). *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake and Engineering*. Harlow, Reino Unido: Pearson Education Limited.

Dhakal, R. P., Singh, S. y Mander, J.B. (2007). Effectiveness of Earthquake Selection and Scaling Method in New Zealand. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40(3), 160-171.

Federal Emergency Management Agency. (2009). FEMA P-695 Quantification of Building Seismic Performance Factors.

Federal Emergency Management Agency. (2012). FEMA P-58 Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 – Methodology.

Haselton et al. (2017). Response History Analysis for the Design of New Buildings in the NEHRP Provisions and ASCE/SEI 7 Standard: Part I – Overview and Specification of Ground Motions. *Earthquake Spectra*, 33(2), 373-395. doi.org/10.1193/032114EQS039M

Huang, Y., Whittaker, A. S., Luco, N. y Hamburger, R. O. (2011). Scaling Earthquake Ground Motions for Performance-Based Assessment of Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 311-321. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000155

Katsanos, E., Sextos, A. y Manolis, G. (2010). Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(4), 157-169. doi: 10.1016/j.soildyn.2009.10.005

Kishida, T, Contreras, V., Bozorgnia, Y., Abrahamson, N., Ahdi, S., Ancheta, T., et al. (2021). NGA-Sub ground motion database. UCLA. Recuperado de <https://escholarship.org/uc/item/3bn528xc>

López, M., Bommer, J.J., y Pinho, R. (2004). Seismic hazard assessment, seismic design codes, and earthquake engineering in El Salvador. *Geological Society of America, Special Paper* 375, 301-320.

Marroquín, G. y Benito, M. B. (2009). RESIS II Evaluación de la Amenaza Sísmica en El Salvador.

Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2020a). *Evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador*. Recuperado de <http://srt.snet.gob.sv/>

Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2020b). *Modelos analíticos para análisis de respuesta de sitio a nivel nacional*. Recuperado de <http://srt.snet.gob.sv/>

Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2020c). *Generación de mapa de velocidades promedio a 30 metros de profundidad ( $V_{s30}$ ) de El Salvador*. Recuperado de <http://srt.snet.gob.sv/>

Mongold, E. y Baker, J. (2021). *A software repository of Ground Motion Models - Version 1.0.0*. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report 207. Stanford Digital Repository. Recuperado de <https://purl.stanford.edu/qy113my5899>

Morris, G.J. Thompson, A., Dismuke, J. y Bradley, B. (2019). Ground motion input for Nonlinear Response History Analysis: practical limitations of NZS 1170.5 and comparison to US standards. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 52(3), 119-132.

National Institute of Standards and Technology. (2010). Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design, A guide for Practicing Engineers (NIST GCR 10-917-5). Recuperado de <https://www.nist.gov/publications>

National Institute of Standards and Technology. (2011). Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses (NIST GCR 11-917-15). Recuperado de <https://www.nist.gov/publications>

National Institute of Standards and Technology. (2014). Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance-Based Seismic Engineering (NIST GCR 14-917-27). Recuperado de <https://www.nist.gov/publications>

National Institute of Standards and Technology. (2017). Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part I - General (NIST GCR 17-917-46v1). Recuperado de <https://www.nist.gov/publications>

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2001). Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design (PEER Report No. 2001/09). Recuperado de <https://peer.berkeley.edu/peer-reports>

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2015). Selection and Scaling of Ground Motions for Nonlinear Response History Analysis of Buildings in Performance-Based Earthquake Engineering (PEER Report No. 2015/11). Recuperado de <https://peer.berkeley.edu/peer-reports>

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2017). Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, PEER TBI (PEER Report No. 2017/06). Recuperado de <https://peer.berkeley.edu/peer-reports>

Reyes, J., González, C., y Kalkan, E. (2018). Improved ASCE/SEI 7-10 Ground-Motion Scaling Procedure for Nonlinear Analysis of Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 25(4), 597-620. doi: 10.1080/13632469.2018.1526140

Seismosoft. (2022). SeismoStruct 2022– A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Recuperado de <http://www.seismosoft.com>

Shome, N., Cornell, C. A., Bazzurro, P. y Carballo, J. E. (1998). Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses. *Earthquake Spectra*, 14(3), 469-500. doi: 10.1193/1.1586011

Singh, S., Gutiérrez, C., y Arboleda, J. (1993). Peligro Sísmico en El Salvador

Vamvatsikos, D. y Cornell, C. A. (2002). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 31(3), 491-514. doi.org/10.1002/eqe.141

Zimmerman et al. (2017). Response History Analysis for the Design of New Buildings in the NEHRP Provisions and ASCE/SEI 7 Standard: Part III – Example Applications Illustrating the Recommended Methodology. *Earthquake Spectra*, 33(2), 419-447. doi.org/10.1193/061814EQS087M



## **APÉNDICES**

## **APÉNDICE A: CALIBRACIÓN DE SISTEMAS SDOF EQUIVALENTES**

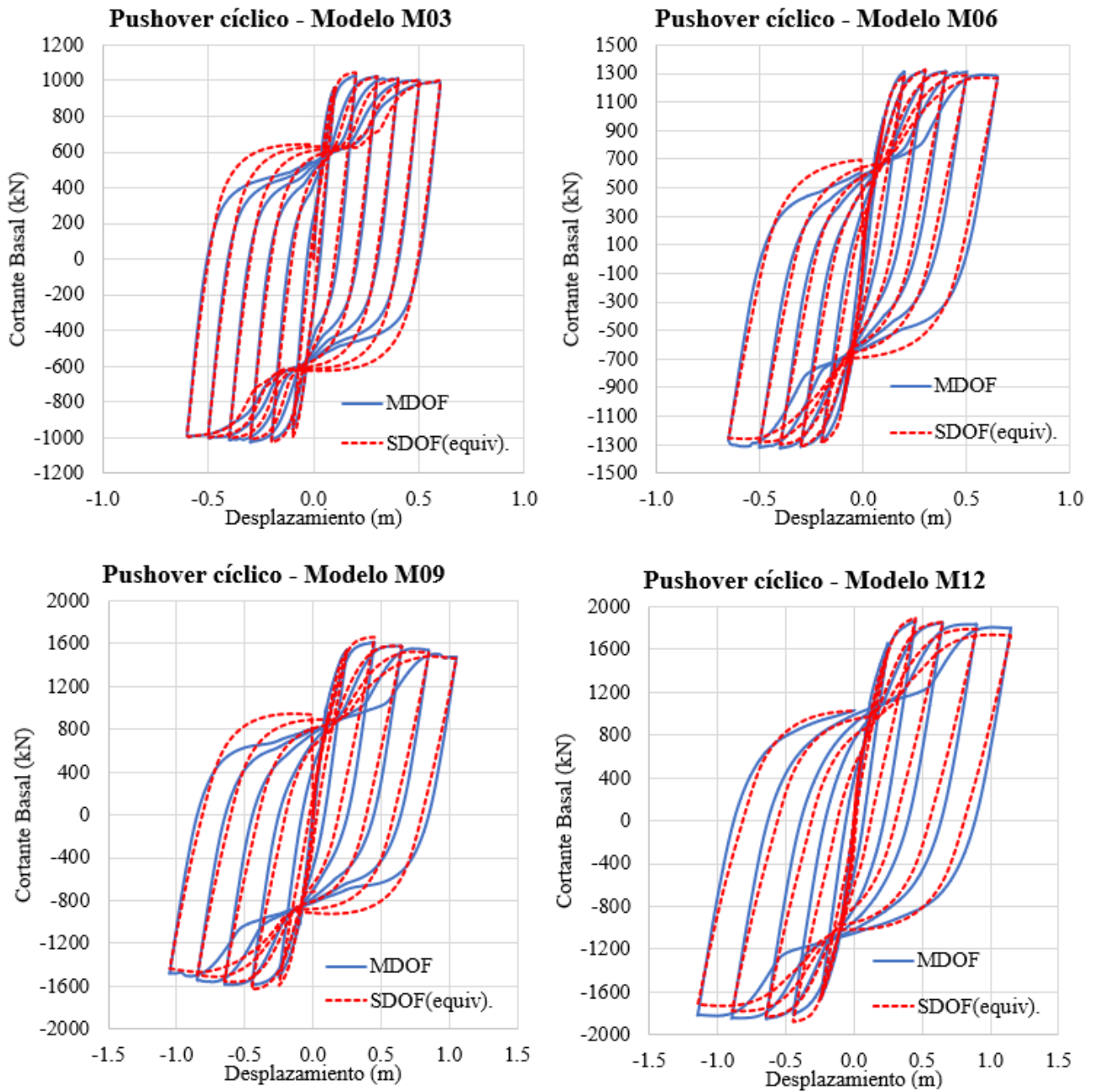


Figura A - 1. Calibración estática de sistemas SDOF mediante comparación de sus curvas de pushover cíclicos con las de los correspondientes sistemas MDOF.

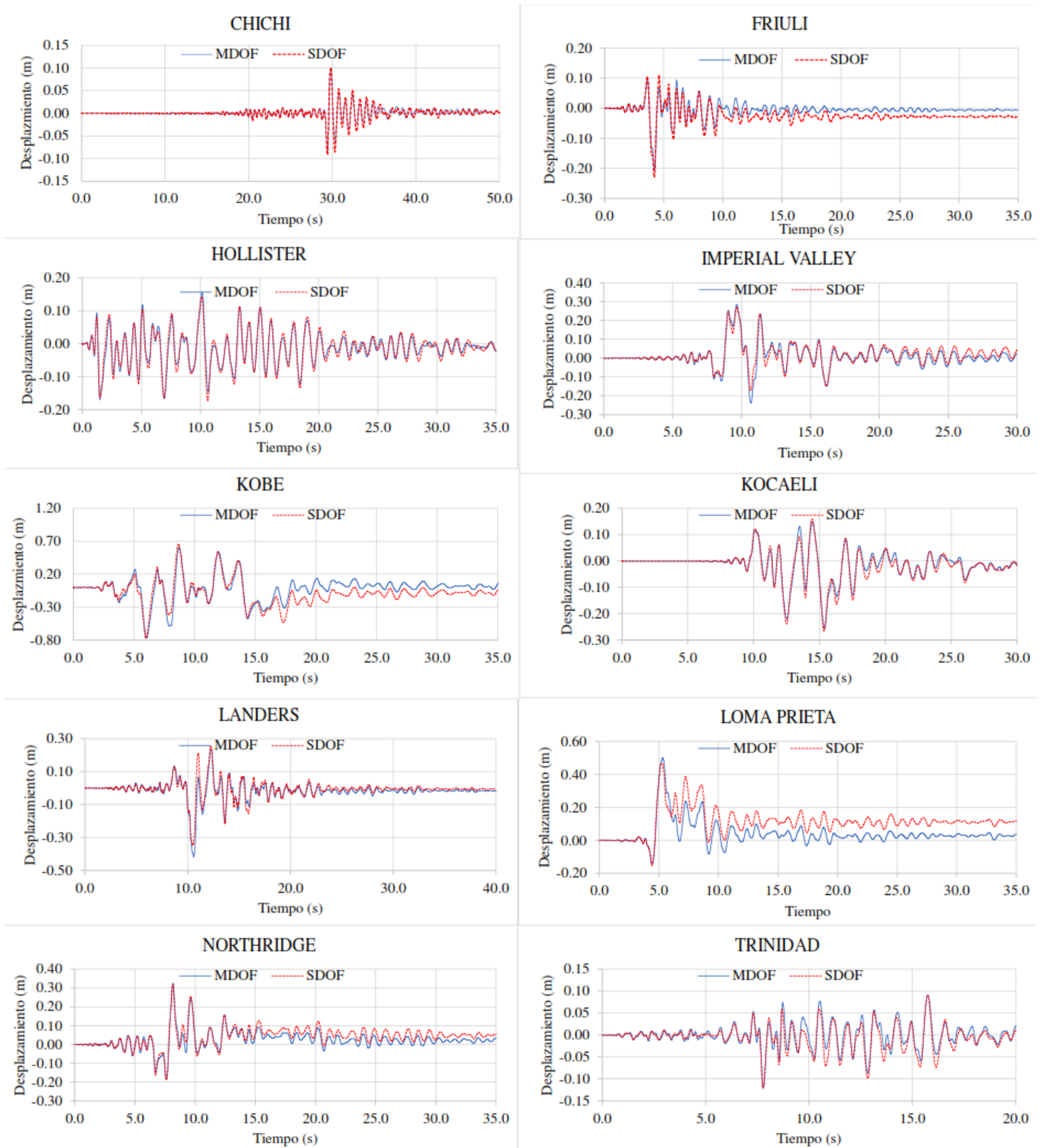


Figura A - 2. Historia de desplazamientos obtenidos a nivel de techo para ambos sistemas del modelo M03 bajo la acción de diferentes movimientos sísmicos.

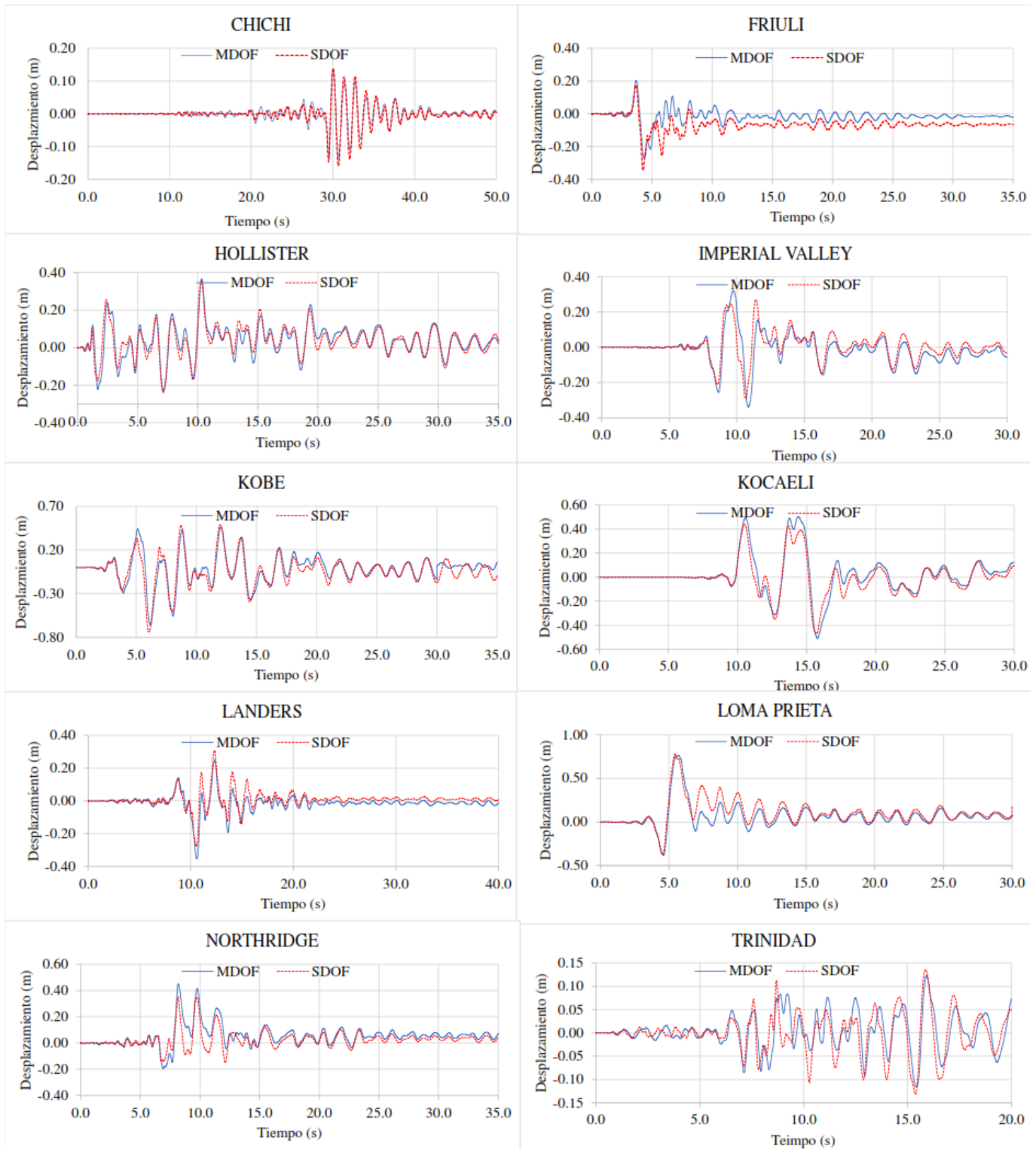


Figura A - 3. Historia de desplazamientos obtenidos a nivel de techo para ambos sistemas del modelo M06 bajo la acción de diferentes movimientos sísmicos.

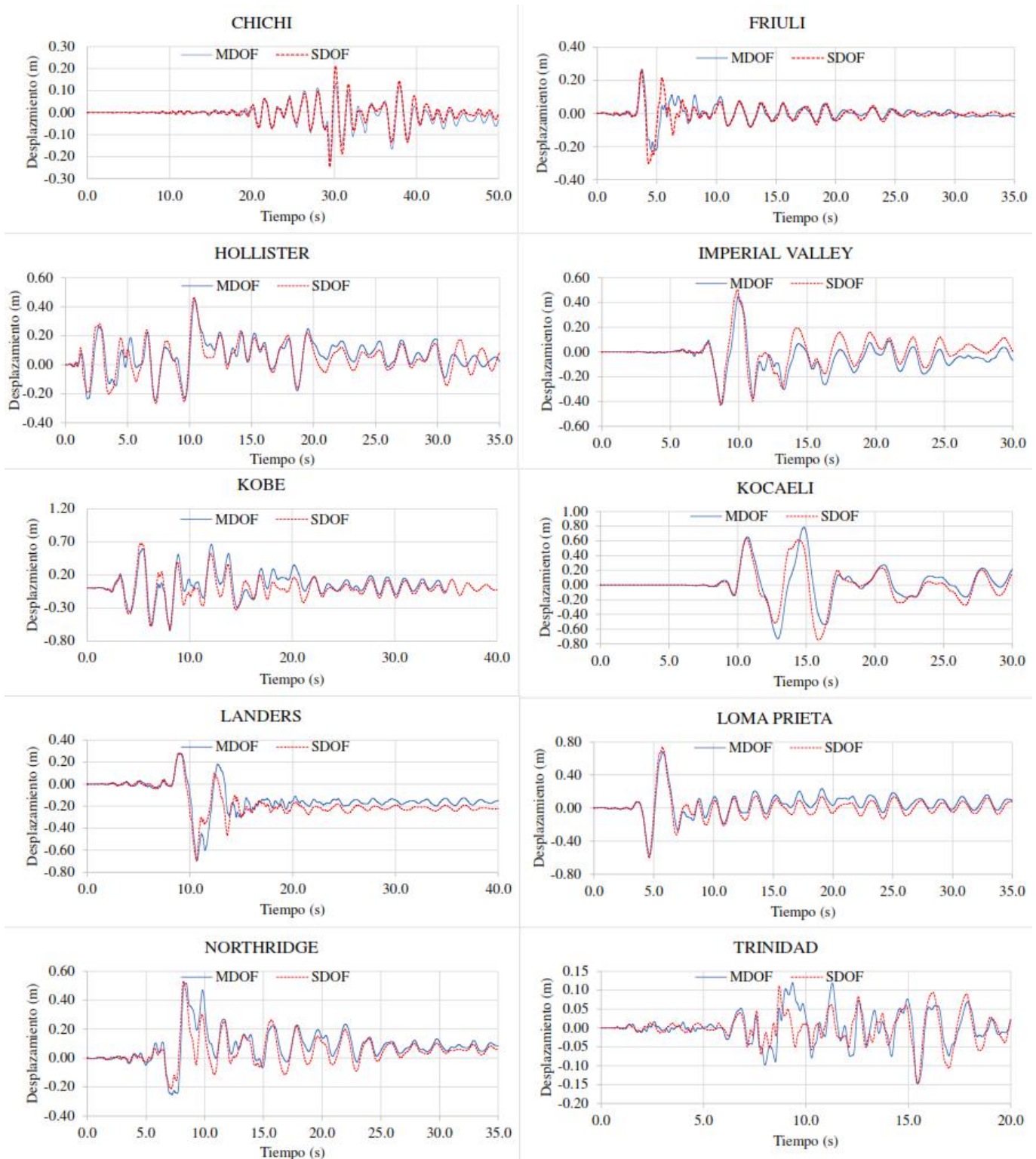


Figura A - 4. Historia de desplazamientos obtenidos a nivel de techo para ambos sistemas del modelo M09 bajo la acción de diferentes movimientos sísmicos.

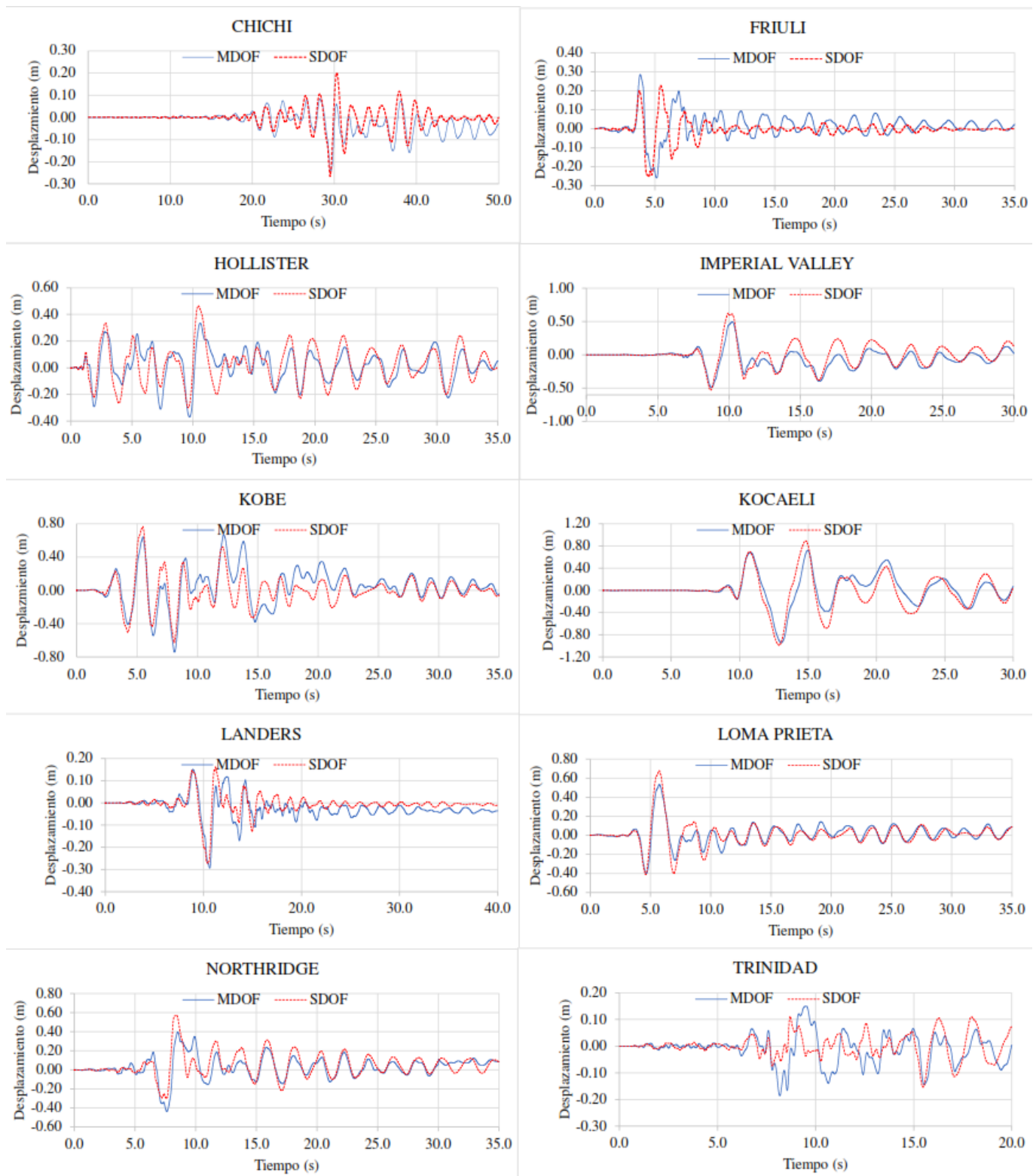


Figura A - 5. Historia de desplazamientos obtenidos a nivel de techo para ambos sistemas del modelo M12 bajo la acción de diferentes movimientos sísmicos.

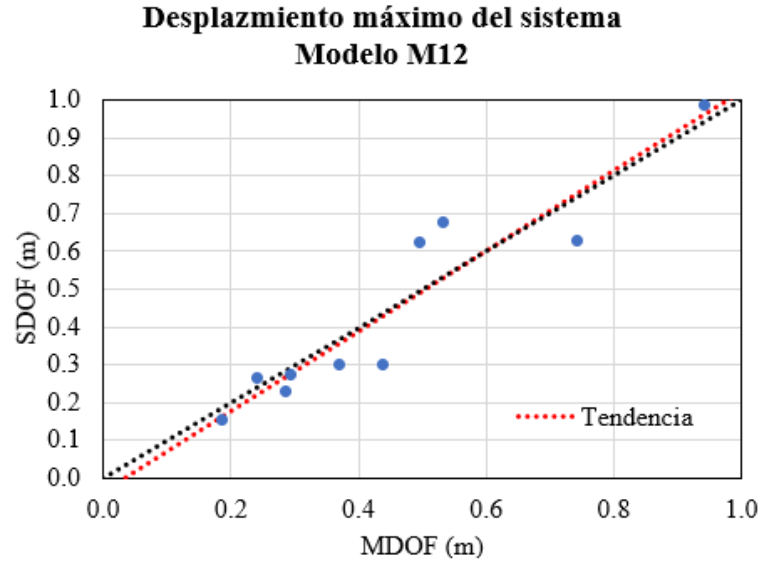
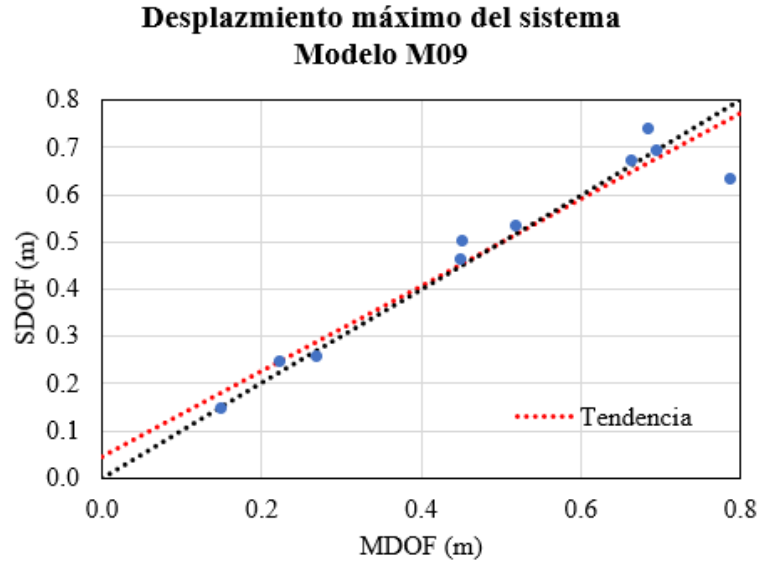
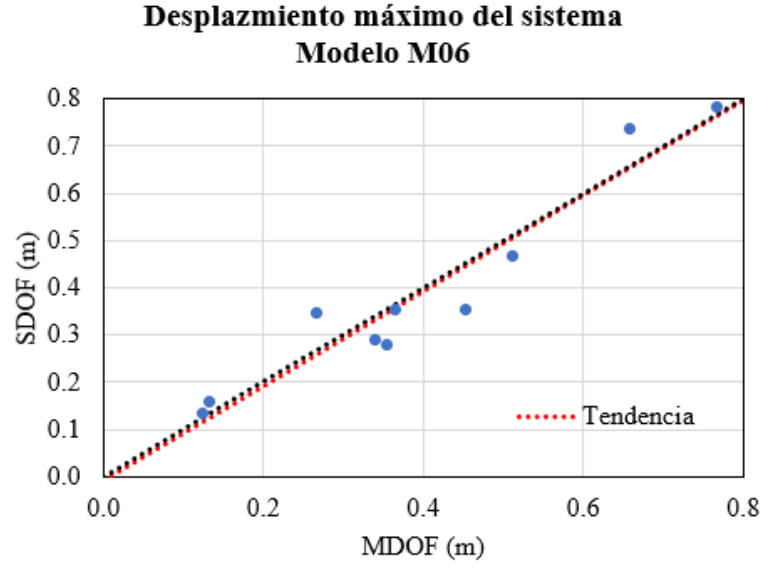
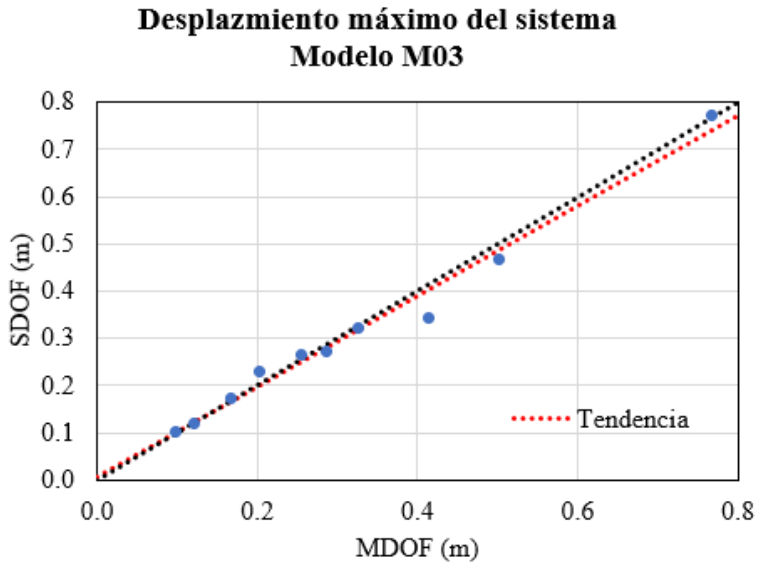


Figura A - 6. Desplazamiento máximo de sistemas SDOF versus MDOF para 10 movimientos sísmicos y su línea de tendencia.



## **APÉNDICE B: BASE DE DATOS DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS**

Ambiente tectónico: Corteza superficial activa (Cortical)

ID	RSN NGAwest2	Evento sísmico/estación	Mw	R (km)	V <sub>S30</sub> (m/s)
1	Nacional	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	5.70	8.80	360.00
2	Nacional	El Salvador 10-10-1986/Centro de Investigaciones Geotécnicas	5.70	7.93	530.00
3	Nacional	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	5.70	7.80	360.00
4	Nacional	El Salvador 10-10-1986/Instituto Geográfico Nacional	5.70	9.54	360.00
5	Nacional	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	5.70	9.70	360.00
6	Nacional	El Salvador 10-10-1986/Universidad UCA	5.70	6.80	360.00
7	Nacional	El Salvador 13-02-2001/Unidad de Salud, Tonacatepeque	6.60	22.30	360.00
8	Nacional	El Salvador 13-02-2001/Hospital Santa Teresa, Zacatecoluca	6.60	18.60	530.00
9	1	Helena, Montana-01/Carroll College	6.00	6.31	593.35
10	6	Imperial Valley-02/El Centro Array #9	6.95	12.98	213.44
11	34	Northern Calif-05/Ferndale City Hall	5.60	29.73	219.31
12	45	Lytle Creek/Devil's Canyon	5.33	20.43	667.13
13	50	Lytle Creek/Wrightwood - 6074 Park Dr	5.33	13.01	486.00
14	57	San Fernando/Castaic - Old Ridge Route	6.61	25.36	450.28
15	71	San Fernando/Lake Hughes #12	6.61	20.04	602.10
16	72	San Fernando/Lake Hughes #4	6.61	24.18	600.06
17	95	Managua, Nicaragua-01/Managua, ESSO	6.24	5.68	288.77
18	96	Managua, Nicaragua-02/Managua, ESSO	5.20	5.68	288.77
19	125	Friuli, Italy-01/Tolmezzo	6.50	20.24	505.23
20	126	Gazli, USSR/Karakyr	6.80	12.81	259.59
21	132	Friuli, Italy-02/Forcaria Cornino	5.91	17.96	412.37
22	139	Tabas, Iran/Dayhook	7.35	20.63	471.53
23	144	Dursunbey, Turkey/Dursunbey	5.34	5.96	585.04
24	145	Coyote Lake/Coyote Lake Dam - Southwest Abutment	5.74	7.95	561.43
25	160	Imperial Valley-06/Bonds Corner	6.53	6.19	223.03
26	162	Imperial Valley-06/Calexico Fire Station	6.53	17.66	231.23
27	164	Imperial Valley-06/Cerro Prieto	6.53	24.82	471.53
28	205	Imperial Valley-07/El Centro Array #7	5.01	9.08	210.51
29	212	Livermore-01/Del Valle Dam (Toe)	5.80	26.79	403.37
30	222	Livermore-02/Livermore - Morgan Terr Park	5.42	10.33	550.88
31	223	Livermore-02/San Ramon - Eastman Kodak	5.42	16.57	377.51
32	231	Mammoth Lakes-01/Long Valley Dam (Upr L Abut)	6.06	12.65	537.16
33	232	Mammoth Lakes-01/Mammoth Lakes H. S.	6.06	10.91	346.82
34	233	Mammoth Lakes-02/Convict Creek	5.69	8.60	382.12
35	234	Mammoth Lakes-02/Long Valley Dam (Upr L Abut)	5.69	20.07	537.16
36	236	Mammoth Lakes-03/Convict Creek	5.91	5.90	382.12
37	239	Mammoth Lakes-03/Long Valley Dam (Upr L Abut)	5.91	11.51	537.16
38	243	Mammoth Lakes-04/Long Valley Dam (Upr L Abut)	5.70	14.19	537.16
39	248	Mammoth Lakes-06/Convict Creek	5.94	12.03	382.12
40	249	Mammoth Lakes-06/Fish & Game (FIS)	5.94	12.02	373.18
41	250	Mammoth Lakes-06/Long Valley Dam (Upr L Abut)	5.94	14.04	537.16
42	289	Irpinia, Italy-01/Calitri	6.90	15.04	455.93
43	300	Irpinia, Italy-02/Calitri	6.20	11.97	455.93
44	313	Corinth, Greece/Corinth	6.60	19.92	361.40
45	315	Westmorland/Niland Fire Station	5.90	18.45	212.00

Ambiente tectónico: Corteza superficial activa (Cortical)

ID	RSN NGAwest2	Evento sísmico/estación	Mw	R (km)	V <sub>S30</sub> (m/s)
46	320	Mammoth Lakes-10/Convict Creek	5.34	8.91	382.12
47	367	Coalinga-01/Pleasant Valley P.P. - bldg	6.36	9.98	257.38
48	368	Coalinga-01/Pleasant Valley P.P. - yard	6.36	9.98	257.38
49	379	Coalinga-02/Oil City	5.09	5.79	398.49
50	383	Coalinga-02/Pleasant Valley P.P. - yard	5.09	8.23	257.38
51	384	Coalinga-02/SGT (temp)	5.09	7.43	481.07
52	391	Coalinga-03/Burnett Construction	5.38	15.56	352.20
53	394	Coalinga-04/Anticline Ridge Free-Field	5.18	6.34	478.63
54	395	Coalinga-04/Anticline Ridge Pad	5.18	6.34	478.63
55	396	Coalinga-04/Burnett Construction	5.18	13.15	352.20
56	405	Coalinga-05/Burnett Construction	5.77	12.38	352.20
57	406	Coalinga-05/Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.77	11.21	286.41
58	408	Coalinga-05/Oil Fields Fire Station - FF	5.77	8.55	474.15
59	418	Coalinga-07/Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.21	9.57	286.41
60	419	Coalinga-07/Sulphur Baths (temp)	5.21	12.02	617.43
61	448	Morgan Hill/Anderson Dam (Downstream)	6.19	16.67	488.77
62	496	Nahanni, Canada/Site 2	6.76	6.52	605.04
63	497	Nahanni, Canada/Site 3	6.76	22.36	605.04
64	502	Mt. Lewis/Halls Valley	5.60	15.86	281.61
65	514	N. Palm Springs/Cabazon	6.06	18.30	376.91
66	517	N. Palm Springs/Desert Hot Springs	6.06	10.38	359.00
67	527	N. Palm Springs/Morong Valley Fire Station	6.06	6.23	396.41
68	547	Chalfant Valley-01/Zack Brothers Ranch	5.77	10.54	316.19
69	549	Chalfant Valley-02/Bishop - LADWP South St	6.19	20.27	303.47
70	550	Chalfant Valley-02/Bishop - Paradise Lodge	6.19	15.42	585.12
71	558	Chalfant Valley-02/Zack Brothers Ranch	6.19	14.33	316.19
72	561	Chalfant Valley-03/Zack Brothers Ranch	5.65	15.24	316.19
73	562	Chalfant Valley-04/Bishop - LADWP South St	5.44	26.70	303.47
74	564	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	6.20	9.97	382.21
75	565	Kalamata, Greece-02/Kalamata (bsmt) (1st trigger)	5.40	7.12	382.21
76	587	New Zealand-02/Matahina Dam	6.60	24.23	551.30
77	589	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	5.99	6.77	549.75
78	590	Whittier Narrows-01/Altadena - Eaton Canyon	5.99	14.28	375.16
79	592	Whittier Narrows-01/Arcadia - Campus Dr	5.99	9.89	367.53
80	708	Whittier Narrows-02/Altadena - Eaton Canyon	5.27	13.04	375.16
81	711	Whittier Narrows-02/LA - 116th St School	5.27	20.52	301.00
82	714	Whittier Narrows-02/LA - Obregon Park	5.27	7.33	349.43
83	724	Superstition Hills-02/Plaster City	6.54	25.98	316.64
84	725	Superstition Hills-02/Poe Road (temp)	6.54	11.20	316.64
85	727	Superstition Hills-02/Superstition Mtn Camera	6.54	7.50	362.38
86	739	Loma Prieta/Anderson Dam (Downstream)	6.93	26.57	488.77
87	741	Loma Prieta/BRAN	6.93	9.01	476.54
88	752	Loma Prieta/Capitola	6.93	9.78	288.62
89	821	Erzican, Turkey/Erzincan	6.69	8.97	352.05
90	850	Landers/Desert Hot Springs	7.28	27.32	359.00

Ambiente tectónico: Corteza superficial activa (Cortical)

ID	RSN NGAwest2	Evento sísmico/estación	Mw	R (km)	V <sub>S30</sub> (m/s)
91	864	Landers/Joshua Tree	7.28	13.67	379.32
92	881	Landers/Morongo Valley Fire Station	7.28	21.34	396.41
93	901	Big Bear-01/Big Bear Lake - Civic Center	6.46	10.15	430.36
94	949	Northridge-01/Arleta - Nordhoff Fire Sta	6.69	11.10	297.71
95	952	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	6.69	16.27	545.66
96	953	Northridge-01/Beverly Hills - 14145 Mulhol	6.69	13.39	355.81
97	1107	Kobe, Japan/Kakogawa	6.90	24.20	312.00
98	1111	Kobe, Japan/Nishi-Akashi	6.90	8.70	609.00
99	1126	Kozani, Greece-01/Kozani	6.40	18.27	649.67
100	1129	Kozani, Greece-02/Chromio Anapsiktirio	5.10	12.93	520.19
101	1131	Kozani, Greece-03/Chromio Anapsiktirio	5.30	10.83	520.19
102	1135	Kozani, Greece-04/Karpero	5.10	11.85	511.16
103	1612	Duzce, Turkey/Lamont 1059	7.14	24.26	551.30
104	1615	Duzce, Turkey/Lamont 1062	7.14	29.27	338.00
105	1617	Duzce, Turkey/Lamont 375	7.14	24.05	454.20
106	1631	Upland/Pomona - 4th & Locust FF	5.63	10.82	384.44
107	1632	Upland/Rancho Cucamonga - Law and Justice Center FF, F.	5.63	12.19	390.18
108	1641	Sierra Madre/Altadena - Eaton Canyon	5.61	12.64	375.16
109	1642	Sierra Madre/Cogswell Dam - Right Abutment	5.61	18.77	680.37
110	1644	Sierra Madre/LA - Obregon Park	5.61	29.61	349.43
111	1660	Northridge-02/LA - Hollywood Stor FF	6.05	24.95	316.46
112	1670	Northridge-03/Newhall - Fire Sta	5.20	9.14	269.14
113	1681	Northridge-04/Moorpark - Fire Sta	5.93	17.33	341.58
114	1694	Northridge-06/Beverly Hills - 12520 Mulhol	5.28	13.28	545.66
115	1697	Northridge-06/Burbank - N Buena Vista	5.28	15.01	320.57
116	1698	Northridge-06/Calabasas - N Las Virg	5.28	22.26	403.72
117	1740	Little Skull Mtn,NV/Station #1-Lathrop Wells	5.65	14.12	302.64
118	1748	Northwest China-01/Jiashi	5.90	13.20	240.09
119	1750	Northwest China-02/Jiashi	5.93	23.13	240.09
120	1752	Northwest China-03/Jiashi	6.10	19.11	240.09
121	1754	Northwest China-04/Jiashi	5.80	24.99	240.09
122	1787	Hector Mine/Hector	7.13	26.53	726.00
123	1853	Yountville/Napa Fire Station #3	5.00	9.89	328.57
124	1866	Yountville/Sonoma Fire Station #1	5.00	10.61	299.37
125	2386	Chi-Chi, Taiwan-02/TCU073	5.90	10.30	473.65
126	2387	Chi-Chi, Taiwan-02/TCU074	5.90	5.49	549.43
127	2391	Chi-Chi, Taiwan-02/TCU079	5.90	16.24	363.99
128	2457	Chi-Chi, Taiwan-03/CHY024	6.20	25.52	427.73
129	2495	Chi-Chi, Taiwan-03/CHY080	6.20	29.48	496.21
130	2622	Chi-Chi, Taiwan-03/TCU071	6.20	20.51	624.85
131	2703	Chi-Chi, Taiwan-04/CHY028	6.20	22.19	542.61
132	2752	Chi-Chi, Taiwan-04/CHY101	6.20	27.97	258.89
133	3474	Chi-Chi, Taiwan-06/TCU079	6.30	12.26	363.99
134	3553	Fruili, Italy-03/Tarcento	5.50	8.38	629.08
135	3563	Taiwan SMART1(5)/SMART1 M04	5.90	29.68	306.38

Ambiente tectónico: Corteza superficial activa (Cortical)

ID	RSN NGAwest2	Evento sísmico/estación	Mw	R (km)	V <sub>S30</sub> (m/s)
136	3605	Lazio Abruzzo, Italy/Cassino-Sant' Elia	5.80	21.05	436.79
137	3748	Cape Mendocino/Ferndale Fire Station	7.01	27.85	387.95
138	3764	Northridge-02/LA - UCLA Grounds	6.05	23.53	398.42
139	3830	Yountville/Napa - Napa College	5.00	17.00	331.66
140	3935	Tottori, Japan/SMN003	6.61	25.61	343.97
141	3943	Tottori, Japan/SMN015	6.61	18.72	616.55
142	3947	Tottori, Japan/SMNH01	6.61	8.16	446.34
143	3979	San Simeon, CA/Cambria - Hwy 1 Caltrans Bridge	6.50	12.10	362.42
144	4064	Parkfield-02, CA/PARKFIELD - DONNA LEE	6.00	14.61	656.75
145	4066	Parkfield-02, CA/PARKFIELD - FROELICH	6.00	15.12	226.63
146	4069	Parkfield-02, CA/PARKFIELD - JACK CANYON	6.00	18.65	576.21
147	4207	Niigata, Japan/NIG017	6.63	14.98	274.17
148	4210	Niigata, Japan/NIG020	6.63	13.64	331.63
149	4218	Niigata, Japan/NIG028	6.63	13.89	430.71
150	4276	Friuli (aftershock 9), Italy/Buia	5.50	8.96	310.68
151	4277	Friuli (aftershock 9), Italy/Forcaria Cornino	5.50	15.06	412.37
152	4284	Basso Tirreno, Italy/Naso	6.00	18.04	620.56
153	4285	Basso Tirreno, Italy/Patti-Cabina Prima	6.00	18.13	441.28
154	4313	Umbria-03, Italy/Nocera Umbra	5.60	19.20	428.00
155	4316	Umbria-03, Italy/Pietralunga	5.60	27.13	497.00
156	4321	Lazio Abruzzo (aftershock 1), Italy/Villetta Barrea	5.50	6.42	519.00
157	4330	Sicilia-Orientale, Italy/Catania-Piana	5.60	24.39	261.00
158	4336	Umbria Marche (foreshock), Italy/Borgo-Cerreto Torre	5.70	23.16	519.00
159	4339	Umbria Marche (foreshock), Italy/Nocera Umbra	5.70	13.16	428.00
160	4345	Umbria Marche, Italy/Assisi-Stallone	6.00	21.30	376.60
161	4348	Umbria Marche, Italy/Castelnuovo-Assisi	6.00	22.23	293.00
162	4352	Umbria Marche, Italy/Nocera Umbra	6.00	10.95	428.00
163	4356	Umbria Marche (aftershock 3), Italy/Nocera Umbra	5.30	9.76	428.00
164	4357	Umbria Marche (aftershock 3), Italy/Nocera Umbra-Biscontini	5.30	8.21	442.00
165	4362	Umbria Marche (aftershock 1), Italy/Assisi-Stallone	5.50	19.79	376.60
166	4367	Umbria Marche (aftershock 1), Italy/Nocera Umbra	5.50	11.18	428.00
167	4368	Umbria Marche (aftershock 1), Italy/Nocera Umbra-Biscontini	5.50	9.70	442.00
168	4377	Umbria Marche (aftershock 8), Italy/Borgo-Cerreto Torre	5.20	10.80	519.00
169	4383	Umbria Marche (aftershock 2), Italy/Borgo-Cerreto Torre	5.60	11.54	519.00
170	4391	Umbria Marche (aftershock 2), Italy/Norcia-Altavilla	5.60	19.08	218.00
171	4411	Umbria Marche (aftershock 17), Italy/Nocera Umbra-Biscontini	5.10	10.89	442.00
172	4412	Umbria Marche (aftershock 17), Italy/Nocera Umbra 2	5.10	9.85	428.00
173	4456	Montenegro, Yugo./Petrovac - Hotel Olivia	7.10	28.30	543.26
174	4457	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	7.10	13.50	410.35
175	4477	L'Aquila, Italy/GRAN SASSO (Assergi)	6.30	14.04	488.00
176	4508	L'Aquila (aftershock 1), Italy/GRAN SASSO (Assergi)	5.60	16.86	488.00
177	4509	L'Aquila (aftershock 1), Italy/L'Aquila - V. Aterno -Colle Grill	5.60	15.10	685.00
178	4510	L'Aquila (aftershock 1), Italy/L'Aquila - V. Aterno - Centro Val	5.60	15.04	475.00
179	4546	L'Aquila (aftershock 2), Italy/GRAN SASSO (Assergi)	5.40	16.06	488.00
180	4547	L'Aquila (aftershock 2), Italy/L'Aquila - V. Aterno - Centro Val	5.40	11.91	475.00

Ambiente tectónico: Corteza superficial activa (Cortical)

ID	RSN NGAwest2	Evento sísmico/estación	Mw	R (km)	V <sub>S30</sub> (m/s)
181	4548	L'Aquila (aftershock 2), Italy/Montereale	5.40	9.19	421.13
182	4856	Chuetsu-oki/Kashiwazaki City Center	6.80	19.50	294.38
183	4859	Chuetsu-oki/Mitsuke Kazuiti Arita Town	6.80	23.94	274.23
184	4860	Chuetsu-oki/Sanjo Shinbori	6.80	27.70	278.12
185	5478	Iwate/AKT023	6.90	19.22	555.96
186	5618	Iwate/IWT010	6.90	23.17	825.83
187	5619	Iwate/IWT011	6.90	27.09	279.36
188	5823	El Mayor-Cucapah/Chihuahua	7.20	20.63	242.05
189	5825	El Mayor-Cucapah/CERRO PRIETO GEOTHERMAL	7.20	11.41	242.05
190	5827	El Mayor-Cucapah/MICHOACAN DE OCAMPO	7.20	18.82	242.05
191	6059	Big Bear-01/Morongo Valley Fire Station	6.46	29.33	396.41
192	6874	Joshua Tree, CA /Thousand Palms Post Office	6.10	17.50	333.89
193	6877	Joshua Tree, CA /Indio - Jackson Road	6.10	25.54	292.12
194	6878	Joshua Tree, CA /North Palm Springs Fire Sta #36	6.10	21.70	367.84
195	6893	Darfield, New Zealand/DFHS	7.00	14.41	344.02
196	6961	Darfield, New Zealand/RKAC	7.00	15.51	295.74
197	6965	Darfield, New Zealand/SBRC	7.00	27.21	263.20

Ambiente tectónico: Subducción

ID	RSN NGASub	Evento sísmico/estación	Mw	R (km)	V <sub>S30</sub> (m/s)
1	Nacional	El Salvador 13-01-2001 / Santiago de María	7.60	52.50	530.00
2	Nacional	El Salvador 13-01-2001 / San Miguel	7.60	70.00	360.00
3	Nacional	El Salvador 13-01-2001 / Sensuntepeque	7.60	90.50	530.00
4	Nacional	El Salvador 13-01-2001 / Observatorio Nacional	7.60	91.00	360.00
5	Nacional	El Salvador 13-01-2001 / Ciudadela Don Bosco	7.60	92.40	250.00
6	Nacional	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	7.60	94.90	360.00
7	Nacional	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	7.60	95.60	360.00
8	Nacional	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	7.60	95.60	360.00
9	Nacional	El Salvador 13-01-2001 / Cutuco	7.60	96.60	360.00
10	Nacional	El Salvador 13-01-2001 / Santa Tecla	7.60	98.00	250.00
11	Nacional	El Salvador 13-01-2001 / CEPA-Acajutla	7.60	139.40	530.00
12	Nacional	El Salvador 13-01-2001 / Santa Ana	7.60	142.00	530.00
13	1002304	4224881/ADK	7.00	102.25	635.00
14	1002800	Iniskin/BRLK	7.15	142.86	665.00
15	1002808	Iniskin/CNP	7.15	125.11	455.00
16	1002829	Iniskin/HOM	7.15	100.79	455.00
17	1002911	Iniskin/O19K	7.15	77.51	453.00
18	2000019	Nisqually/MAR	6.80	56.15	228.00
19	2000020	Nisqually/NOR	6.80	55.83	225.00
20	2000029	Nisqually/UNR	6.80	56.67	216.00
21	2000034	Nisqually/BRKS	6.80	72.66	228.00
22	2000036	Nisqually/EARN	6.80	80.62	506.00
23	2000037	Nisqually/ELW	6.80	71.45	438.00
24	2000049	Nisqually/LEOT	6.80	80.06	420.00
25	2000053	Nisqually/NOWS	6.80	66.97	275.00
26	2000063	Nisqually/RWW	6.80	68.81	455.00
27	2000071	Nisqually/BEVT	6.80	90.53	632.00
28	2000089	Nisqually/WA: Pt Townsend;Ft Worden St Pk	6.80	108.82	386.00
29	2000097	Nisqually/7039	6.80	94.46	358.00
30	2000098	Nisqually/7040	6.80	78.01	285.00
31	2000888	Ferndale/89146	6.55	94.92	665.00
32	2000900	Ferndale/CA: Arcata;Humboldt State Univ	6.55	57.49	362.00
33	2001636	Ferndale/KRMB	6.55	116.84	565.00
34	2001983	Nisqually/WA: Wynoochee Dam, Abutment	6.80	74.06	358.00
35	3000098	38/3567	6.51	110.77	568.00
36	3000099	38/3568	6.51	89.36	519.00
37	3000100	38/3570	6.51	90.99	429.00
38	3000101	38/2857	6.51	61.61	519.00
39	3000102	38/2893	6.51	65.41	517.00
40	3000103	38/2894	6.51	56.69	586.00
41	3001294 (N)	143/644 (La Unión, El Salvador)	7.32	124.65	517.00
42	3001303 (N)	143/2062 (San Miguel, El Salvador)	7.32	130.86	429.00
43	3001311 (N)	143/3295 (Aeropuerto Oscar Arnulfo Romero)	7.32	140.40	281.00
44	3001493	184/LA UNION	7.15	106.85	517.00
45	3001494	184/VILE	7.15	65.06	429.00
46	3001522	188/LA UNION	6.51	76.57	517.00
47	3001523	188/VILE	6.51	92.46	429.00
48	4007388	Miyagi_Pre.Off/NARUKO	7.15	132.57	398.60
49	4007389	Miyagi_Pre.Off/TOUWA	7.15	81.26	849.80

Ambiente tectónico: Subducción

ID	RSN NGASub	Evento sísmico/estación	Mw	R (km)	V <sub>S30</sub> (m/s)
50	4022913	Tokachi-oki/SHIRANUKA-S	8.29	134.33	230.20
51	4024986	Miyagi-Eq/TOUWA	7.22	106.47	849.80
52	4024992	Miyagi-Eq/KAHOKU	7.22	87.99	859.20
53	4028557	Tokachi-oki/KUSHIRO	8.29	136.28	213.80
54	4028572	Tokachi-oki/IKEDA	8.29	137.83	255.10
55	4028587	Tokachi-oki/MITSUSHI	8.29	135.71	280.10
56	4028591	Tokachi-oki/ERIMOMISAKI	8.29	71.60	293.80
57	4028592	Tokachi-oki/MEGURO	8.29	74.10	600.30
58	4032458	Kushiro-oki/47409	7.59	125.93	417.87
59	4032461	Kushiro-oki/47420	7.59	106.50	290.88
60	4032552	Tokachi-oki/51562	8.29	108.01	425.32
61	4032577	Tokachi-oki/47418	8.29	136.46	296.77
62	4032616	ChibaEastoff/hitachinaka-f	6.53	110.63	332.80
63	4032628	Kushiro-oki/hanasaki-f	7.59	104.21	316.40
64	4040376	Miyagi-Eq/Ground Observation Point	7.22	70.09	406.13
65	4040378	Miyagi-Eq/Ground Observation Point	7.22	70.09	406.13
66	4040379	Miyagi-Eq/Ground Observation Point	7.22	70.09	406.13
67	6001246	2575090/TOCOPILLA PUERTO (SOQUIMICH)	6.74	96.29	605.00
68	6001373	Iquique/HMBCX	8.15	120.17	743.00
69	6001374	Iquique/MNMCX	8.15	140.19	415.00
70	6001386	Iquique/PB12	8.15	125.32	586.00
71	6001390	Iquique/T03A	8.15	95.95	613.00
72	6001512	597505/CCALA	6.77	79.01	519.00
73	6001540	597505/CROLD	6.77	86.09	517.00
74	6001546	597505/CSTRC	6.77	120.03	517.00
75	6001549	597505/CTORI	6.77	114.76	519.00
76	6001550	597505/CTRUJ	6.77	81.53	517.00
77	6001680	3414107/CPAS2	7.27	124.05	517.00
78	6001684	3414107/CPOP3	7.27	67.50	425.00
79	6001723	4209613/CRICA	7.01	62.91	519.00
80	6002200	Iquique/T07A	8.15	127.62	326.00
81	6002203	Iquique/T10A	8.15	116.69	336.00
82	6002241	Coastal.Chile/CO03	8.31	122.21	704.00
83	6003444	2575090/PB04	6.74	69.85	414.00
84	6003446	2575090/PB06	6.74	70.49	489.00
85	6005360	Coastal.Chile/C110	8.31	116.77	626.00
86	7004744	2944860/ILA007	7.12	57.86	432.35
87	7004755	2944860/ILA028	7.12	78.30	218.38
88	7004772	2944860/ILA055	7.12	73.50	265.96
89	7004779	2944860/ILA068	7.12	58.08	506.15
90	7005081	7418598/HWA012	6.59	127.86	409.78
91	7005096	7418598/HWA029	6.59	135.50	597.13
92	7005162	7418598/ILA060	6.59	95.20	443.56
93	7005932	Pingtung.Doublet1/CHY125	7.02	129.64	271.64
94	7006061	Pingtung.Doublet1/KAU060	7.02	90.90	246.01
95	7006328	Pingtung.Doublet2/CHY065	6.94	97.40	222.69
96	7006355	Pingtung.Doublet2/CHY100	6.94	133.10	344.25
97	4003180	IbarakiOff/ HITACHINAKA	7.92	63.24	558.6
98	4007335	Miyagi_Pre.Off/ SUMITA	7.15	114.55	455.9



Ambiente tectónico: Subducción

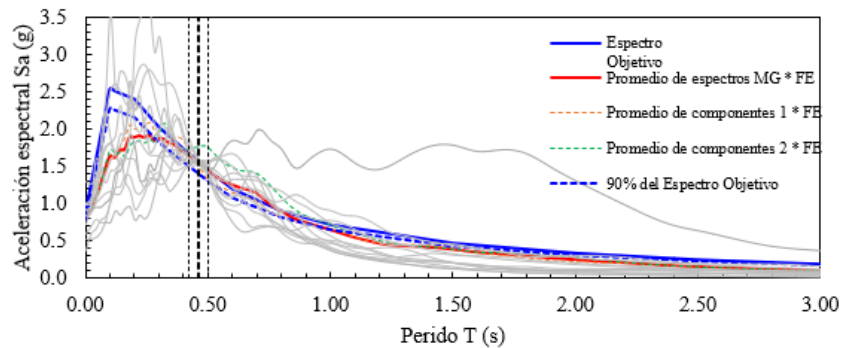
RSN				R	V <sub>S30</sub>
ID	NGAsub	Evento sísmico/estación	Mw	(km)	(m/s)
99	4007336	Miyagi_Pre.Off/ FUJISAWA	7.15	86.49	429.2
100	4007353	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	7.15	115.51	371.1
101	4007354	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-W2	7.2	127.3	416.7
102	4007394	Miyagi_Pre.Off/ YAMAMOTO	7.2	100	347.5
103	4016855	Miyagi_Pre.Off/ SOHMA	7.2	104.7	318.7
104	4016858	Miyagi_Pre.Off/ IITATE	7.2	125.2	346.6
105	4017014	Miyagi_Pre.Off/ KAMAISHI	7.2	113.5	366.1
106	4017015	Miyagi_Pre.Off/ DAITOH	7.2	98.12	607.8
107	4017016	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	7.2	105.6	737.7
108	4017052	Miyagi_Pre.Off/ KESENNUMA	7.2	79.91	503.5
109	4017053	Miyagi_Pre.Off/ TOHWA	7.2	78.16	516.9
110	4017054	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	7.2	97.66	479.1
111	4017060	Miyagi_Pre.Off/ SHIOGAMA	7.2	82.81	456
112	4021801	Geiyo/ MITSUGI	6.8	58.83	486.8
113	4022554	SouthSanriku/ TAMAYAMA	7	100.9	389.6
114	4022556	SouthSanriku/ SUMITA	7	36	455.9
115	4022557	SouthSanriku/ FUJISAWA	7	29.81	429.2
116	4022569	SouthSanriku/ KAWAI-S	7	57.37	891.6
117	4022572	SouthSanriku/ YAMADA	7	62.49	521.1
118	4022577	SouthSanriku/ ICHINOSEKI-E	7	58.67	371.1
119	4022578	SouthSanriku/ RIKUZENTAKATA	7	15.76	670.3
120	4022609	SouthSanriku/ TOUWA	7	35.49	849.8
121	4022610	SouthSanriku/ ONODA	7	88.02	305.3
122	4024718	Kushirooki/ TSURUI-E	7	73.22	326.2
123	4027354	Geiyo/ YUKI	6.8	56.01	482.4
124	4027362	Geiyo/ MIHARA	6.8	46.4	475.4
125	4028276	SouthSanriku/ KAMAISHI	7	39.02	366.1
126	4028281	SouthSanriku/ TOHNO	7	45.01	396.8
127	4028314	SouthSanriku/ UTATSU	7	28.57	520.8
128	4028315	SouthSanriku/ TOHWA	7	39.71	516.9
129	4028322	SouthSanriku/ OSHIKA	7	72.98	525.4
130	4030503	Kushirooki/ NOSAPPU	7	64.14	302.4
131	4030898	Miyagi-Eq/ UTATSU	7.2	90.24	520.8
132	4030899	Miyagi-Eq/ TOHWA	7.2	103.7	516.9
133	4030900	Miyagi-Eq/ TSUKIDATE	7.2	123.9	479.1
134	4032520	Geiyo/972	6.8	62.98	503.7
135	4032662	Sanriku-ho/ hachinohe-ji-s	7.8	192.5	301.6
136	4038953	MiddleIwate/ TAMAYAMA	6.8	26.08	389.6
137	4038954	MiddleIwate/ IWAIZUMI	6.8	7.12	732.6
138	4038963	MiddleIwate/ KUNOHE	6.8	50.48	367.9
139	4038965	MiddleIwate/ TAROU	6.8	20.71	816.3
140	4038969	MiddleIwate/ KAWAI-S	6.8	30.7	891.6
141	4038972	MiddleIwate/ YAMADA	6.8	37.35	521.1
142	4039844	MiddleIwate/ KAMAISHI	6.8	54.61	366.1
143	4039846	MiddleIwate/ DAITOH	6.8	83.23	607.8
144	4039883	MiddleIwate/ UTATSU	6.8	113.4	520.8
145	4040695	IbarakiOff/ NAKAMINATO	7.9	64.67	300.6
146	6001767	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	8	72.52	598
147	6002707	Coastal.Ecuador/ AMNT0	7.82	160.39	544.00

**APÉNDICE C: CONJUNTOS DE REGISTROS SELECCIONADOS PARA  
LOS ANÁLISIS**

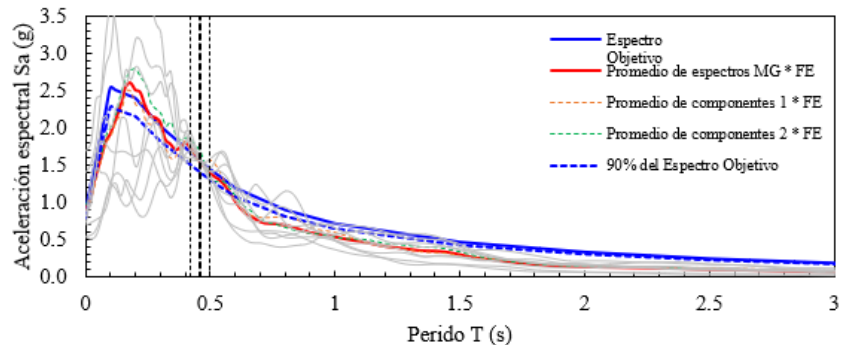
Sismos Corticales - Conjunto 1						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	87	0.0008	1.00	Loma Prieta/BRAN	741	6.93
2	67	0.0039	3.96	N. Palm Springs/Morong Valley Fire Station	527	6.06
3	85	0.0058	1.46	Superstition Hills-02/Superstition Mtn Camera	727	6.54
4	133	0.0059	1.36	Chi-Chi, Taiwan-06/TCU079	3474	6.30
5	24	0.0096	3.41	Coyote Lake/Coyote Lake Dam - Southwest Abutment	145	5.74
6	185	0.0107	2.68	Iwate/AKT023	5478	6.90
7	3	0.0112	3.83	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
8	5	0.0116	1.75	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
17	38	0.0121	3.87	Mammoth Lakes-04/Long Valley Dam (Upr L Abut)	243	5.70
10	149	0.0136	1.30	Niigata, Japan/NIG028	4218	6.63
11	61	0.0157	1.50	Morgan Hill/Anderson Dam (Downstream)	448	6.19
12	8	0.0201	3.90	El Salvador 13-02-2001/Hospital Santa Teresa, Zacatecoluca	Nacional	6.60

Sismos de Subducción - Conjunto 1						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	6	0.0013	2.65	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
2	146	0.0014	1.55	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
3	111	0.0088	1.01	Miyagi_Pre.Off/ SHIOGAMA	4017060	7.15
4	110	0.0120	1.59	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
5	69	0.0136	3.56	Iquique/MNMCX	6001374	8.15
6	7	0.0194	2.68	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
7	8	0.0265	1.72	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
8	65	0.0346	3.91	Miyagi-Eq/Ground Observation Point	4040378	7.22

Conjunto 1 - Cortical



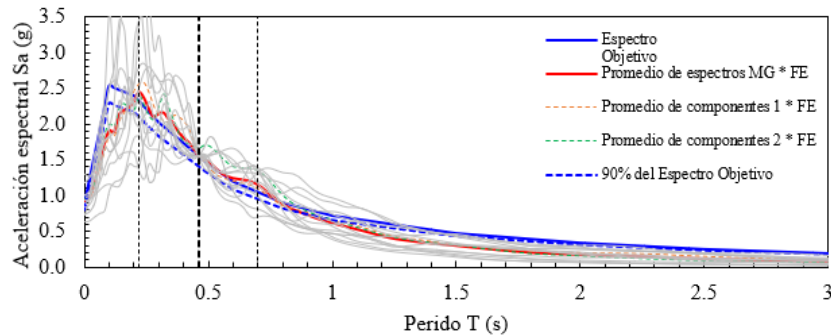
Conjunto 1 - Subducción



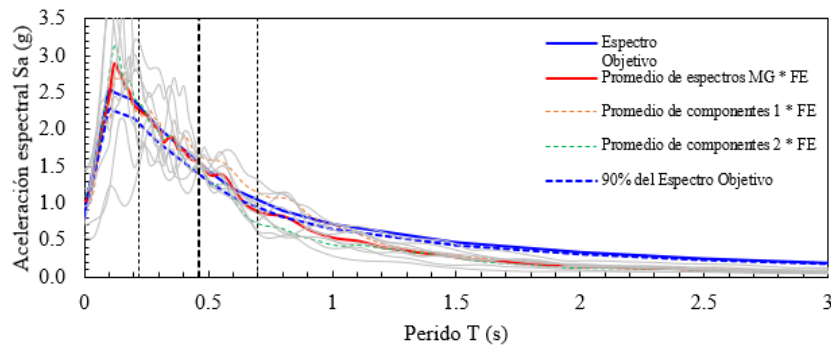
Sismos Corticales - Conjunto 2						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	85	0.3627	1.46	Superstition Hills-02/Superstition Mtn Camera	727	6.54
2	185	0.4020	2.68	Iwate/AKT023	5478	6.90
3	8	0.7243	3.90	El Salvador 13-02-2001/Hospital Santa Teresa, Zacatecoluca	Nacional	6.60
4	5	0.7324	1.75	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
5	3	0.7766	3.83	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
6	74	0.9408	2.51	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
7	149	1.2529	1.30	Niigata, Japan/NIG028	4218	6.63
8	77	1.3370	3.61	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	589	5.99
9	133	1.3809	1.36	Chi-Chi, Taiwan-06/TCU079	3474	6.30
10	162	1.3960	2.22	Umbria Marche, Italy/Nocera Umbra	4352	6.00
11	36	1.3998	3.62	Mammoth Lakes-03/Convict Creek	236	5.91
12	38	1.5228	3.87	Mammoth Lakes-04/Long Valley Dam (Upr L Abut)	243	5.70

Sismos de Subducción - Conjunto 2						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	146	0.4579	1.55	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
2	100	0.6808	2.00	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
3	101	0.7203	3.52	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-W2	4007354	7.15
4	98	1.0810	2.35	Miyagi_Pre.Off/ SUMITA	4007335	7.15
5	107	1.1132	1.45	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
6	8	1.1328	1.72	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
7	69	1.2202	3.56	Iquique/MNMCX	6001374	8.15
8	6	1.4515	2.65	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60

**Conjunto 2 - Cortical**



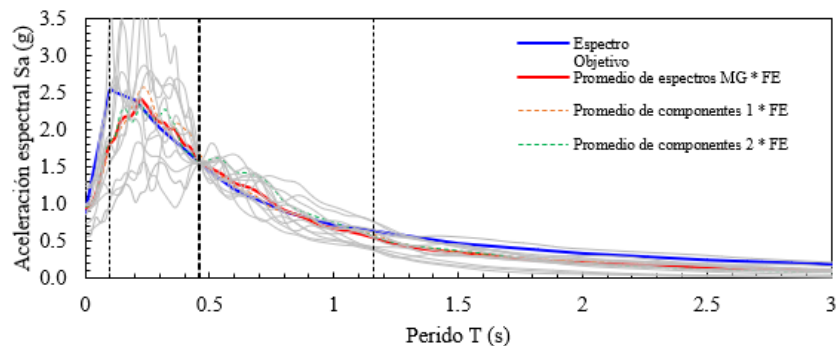
**Conjunto 2 - Subducción**



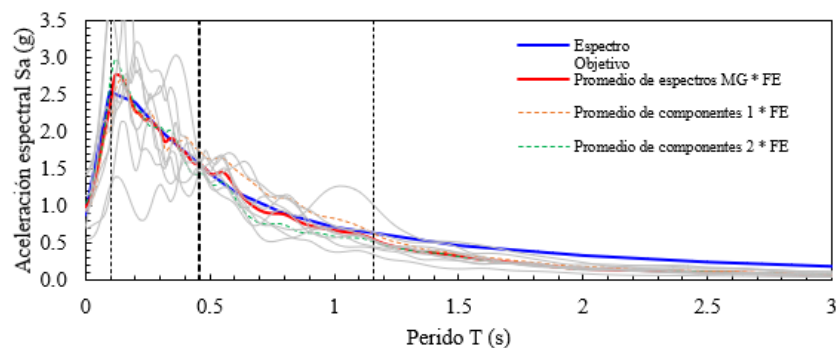
Sismos Corticales - Conjunto 3						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	185	0.6627	2.68	Iwate/AKT023	5478	6.90
2	3	2.2868	3.83	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
3	8	3.0443	3.90	El Salvador 13-02-2001/Hospital Santa Teresa, Zacatecoluca	Nacional	6.60
4	95	3.0826	2.29	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
5	162	3.2484	2.22	Umbria Marche, Italy/Nocera Umbra	4352	6.00
6	85	3.3927	1.46	Superstition Hills-02/Superstition Mtn Camera	727	6.54
7	77	3.7323	3.61	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	589	5.99
8	5	3.7895	1.75	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
9	74	4.1916	2.51	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
10	36	5.6580	3.62	Mammoth Lakes-03/Convict Creek	236	5.91
11	174	6.1689	2.78	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
12	41	6.8458	1.45	Mammoth Lakes-06/Long Valley Dam (Upr L Abut)	250	5.94

Sismos de Subducción - Conjunto 3						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	146	1.2978	1.55	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
2	107	1.6663	1.45	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
3	100	1.8138	2.00	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
4	69	3.5172	3.56	Iquique/MNMCX	6001374	8.15
5	6	4.8586	2.65	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
6	4	5.4091	2.31	El Salvador 13-01-2001 / Observatorio Nacional	Nacional	7.60
7	101	8.2511	3.52	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-W2	4007354	7.15
8	7	8.6928	2.68	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60

Conjunto 3 - Cortical



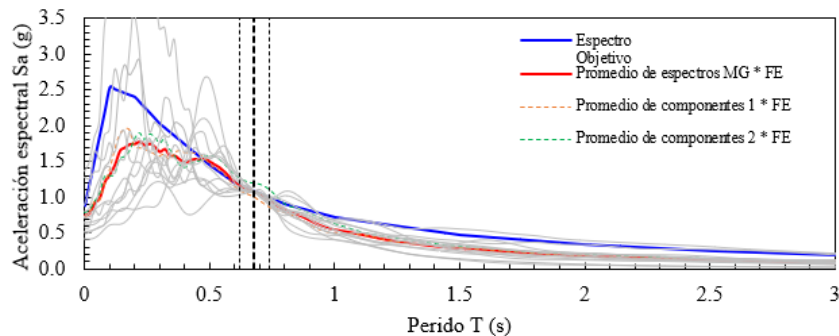
Conjunto 3 - Subducción



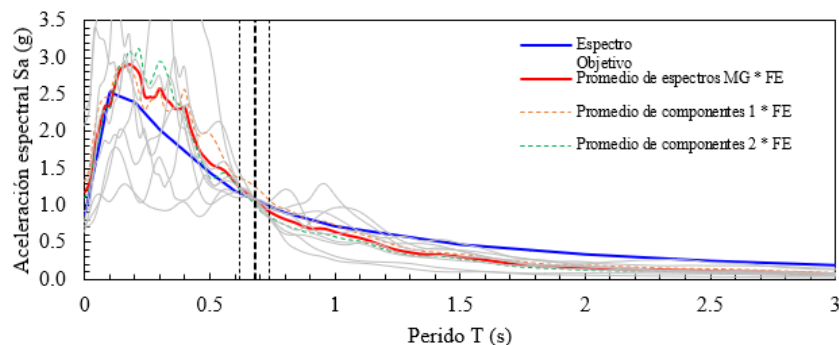
Sismos Corticales - Conjunto 4						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	44	0.0025	2.42	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
2	40	0.0032	3.99	Mammoth Lakes-06/Fish & Game (FIS)	249	5.94
3	2	0.0054	0.78	El Salvador 10-10-1986/Centro de Investigaciones Geotécnicas	Nacional	5.70
4	85	0.0073	1.14	Superstition Hills-02/Superstition Mtn Camera	727	6.54
5	174	0.0079	2.77	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
6	5	0.0098	1.42	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
7	95	0.0108	2.35	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
8	32	0.0143	2.88	Mammoth Lakes-01/Long Valley Dam (Upr L Abut)	231	6.06
9	1	0.0193	1.61	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
10	74	0.0216	1.93	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
11	162	0.0217	1.69	Umbria Marche, Italy/Nocera Umbra	4352	6.00
12	6	0.0268	1.30	El Salvador 10-10-1986/Universidad UCA	Nacional	5.70

Sismos de Subducción - Conjunto 4						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	146	0.0069	1.63	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
2	107	0.0070	1.16	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
3	111	0.0095	2.36	Miyagi_Pre.Off/ SHIOGAMA	4017060	7.15
4	98	0.0437	2.61	Miyagi_Pre.Off/ SUMITA	4007335	7.15
5	68	0.0503	2.55	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
6	129	0.0681	2.05	SouthSanriku/ OSHIKA	4028322	7.03
7	4	0.0739	1.78	El Salvador 13-01-2001 / Observatorio Nacional	Nacional	7.60
8	7	0.0862	3.43	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60

**Conjunto 4 - Cortical**



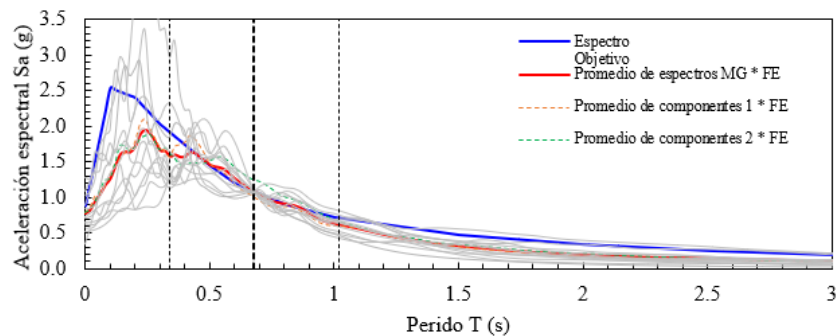
**Conjunto 4 - Subducción**



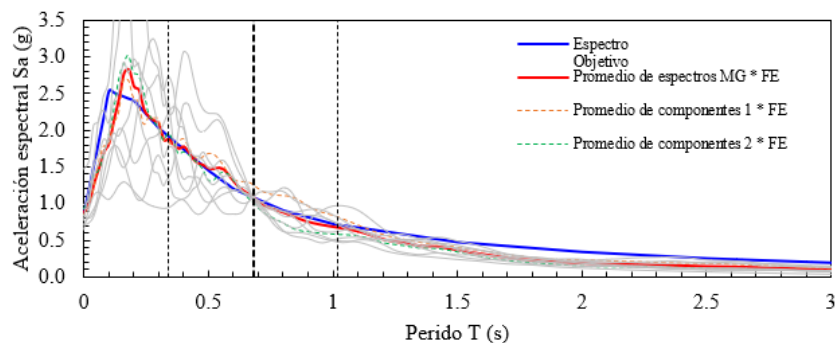
Sismos Corticales - Conjunto 5						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	3	0.4601	3.23	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
2	174	0.8371	2.77	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
3	44	0.8487	2.42	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
4	95	0.9555	2.35	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
5	77	1.1655	3.11	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	589	5.99
6	1	1.2006	1.61	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
7	5	1.2322	1.42	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
8	32	1.3440	2.88	Mammoth Lakes-01/Long Valley Dam (Upr L Abut)	231	6.06
9	6	1.4469	1.30	El Salvador 10-10-1986/Universidad UCA	Nacional	5.70
10	41	1.5035	1.82	Mammoth Lakes-06/Long Valley Dam (Upr L Abut)	250	5.94
11	162	1.6267	1.69	Umbria Marche, Italy/Nocera Umbra	4352	6.00
12	87	1.7732	0.91	Loma Prieta/BRAN	741	6.93

Sismos de Subducción - Conjunto 5						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	100	0.9393	2.04	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
2	146	1.0044	1.63	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
3	4	1.3583	1.78	El Salvador 13-01-2001 / Observatorio Nacional	Nacional	7.60
4	7	1.8139	3.43	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
5	107	1.9552	1.16	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
6	8	3.0455	2.70	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
7	110	3.5363	1.38	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
8	68	5.0112	2.55	Iquique/HMBCX	6001373	8.15

Conjunto 5 - Cortical



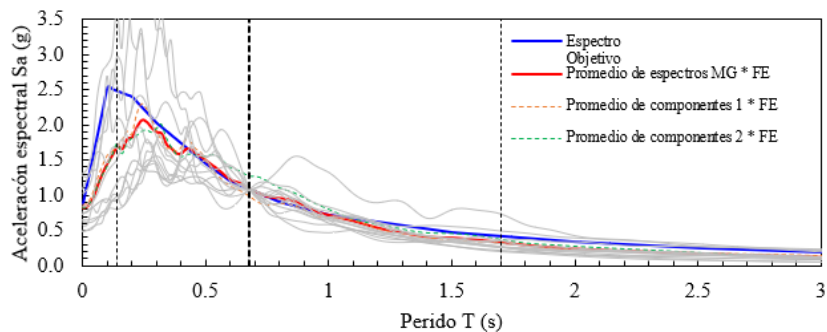
Conjunto 5 - Subducción



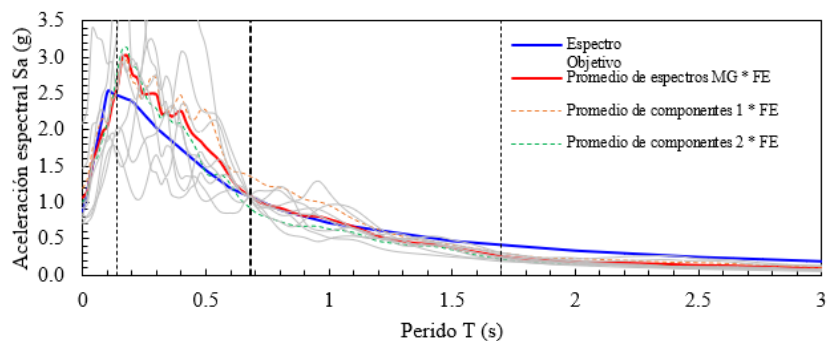
Sismos Corticales - Conjunto 6						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	3	2.3610	3.23	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
2	77	3.5851	3.11	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	589	5.99
3	174	4.7994	2.77	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
4	95	5.4775	2.35	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
5	44	5.7353	2.42	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
6	149	7.9517	2.03	Niigata, Japan/NIG028	4218	6.63
7	185	9.4042	2.03	Iwate/AKT023	5478	6.90
8	41	9.9999	1.82	Mammoth Lakes-06/Long Valley Dam (Upr L Abut)	250	5.94
9	74	10.9098	1.93	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
10	1	11.0465	1.61	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
11	5	12.4253	1.42	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
12	42	16.3054	3.76	Irpinia, Italy-01/Calitri	289	6.90

Sismos de Subducción - Conjunto 6						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	4	3.7025	1.78	El Salvador 13-01-2001 / Observatorio Nacional	Nacional	7.60
2	146	3.7417	1.63	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
3	7	4.9416	3.43	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
4	8	5.6550	2.70	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
5	100	7.3944	2.04	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
6	110	13.1671	1.38	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
7	111	13.7907	2.36	Miyagi_Pre.Off/ SHIOGAMA	4017060	7.15
8	107	15.2920	1.16	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15

Conjunto 6 - Cortical



Conjunto 6 - Subducción

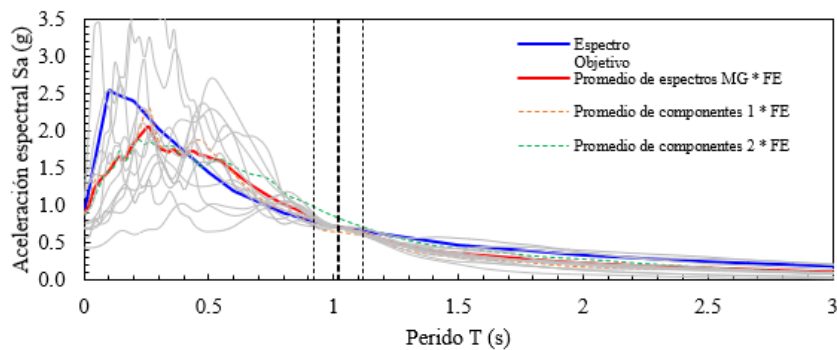




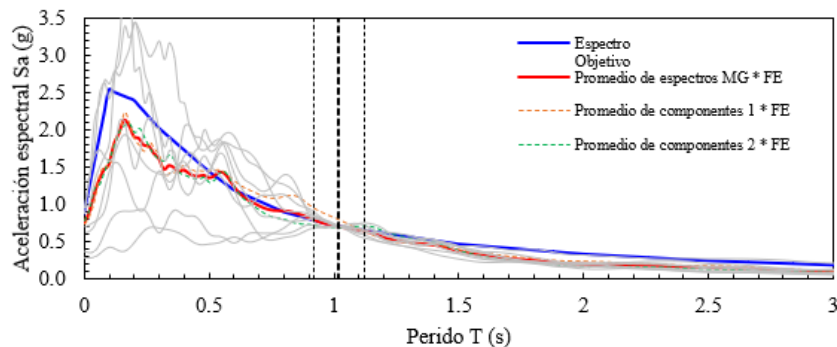
Sismos Corticales - Conjunto 7						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	3	0.0014	3.08	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
2	41	0.0068	1.97	Mammoth Lakes-06/Long Valley Dam (Upr L Abut)	250	5.94
3	1	0.0081	1.82	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
4	62	0.0090	3.71	Nahanni, Canada/Site 2	496	6.76
5	95	0.0120	2.46	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
6	77	0.0141	2.73	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	589	5.99
7	85	0.0165	2.04	Superstition Hills-02/Superstition Mtn Camera	727	6.54
8	58	0.0218	3.39	Coalinga-05/Oil Fields Fire Station - FF	408	5.77
9	6	0.0281	1.89	El Salvador 10-10-1986/Universidad UCA	Nacional	5.70
10	4	0.0330	0.94	El Salvador 10-10-1986/Instituto Geográfico Nacional	Nacional	5.70
11	174	0.0409	2.81	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
12	44	0.0411	2.65	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60

Sismos de Subducción - Conjunto 7						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	12	0.0058	2.67	El Salvador 13-01-2001 / Santa Ana	Nacional	7.60
2	107	0.0179	1.66	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
3	6	0.0394	2.65	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
4	68	0.0433	3.86	Iquique/HMCBX	6001373	8.15
5	100	0.0476	1.98	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
6	2	0.0501	2.91	El Salvador 13-01-2001 / San Miguel	Nacional	7.60
7	146	0.0512	1.89	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
8	7	0.0917	2.99	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60

Conjunto 7 - Cortical



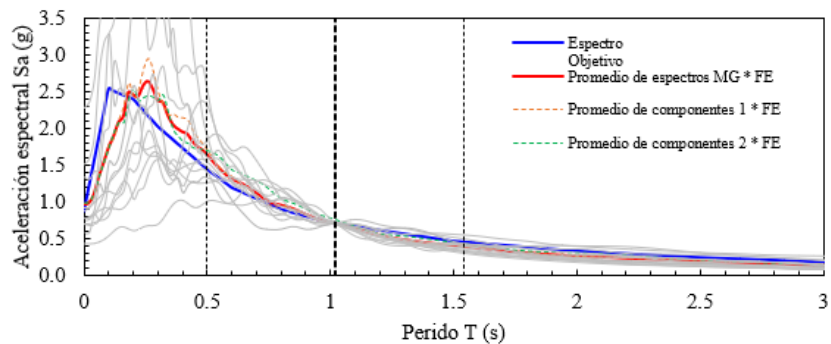
Conjunto 7 - Subducción



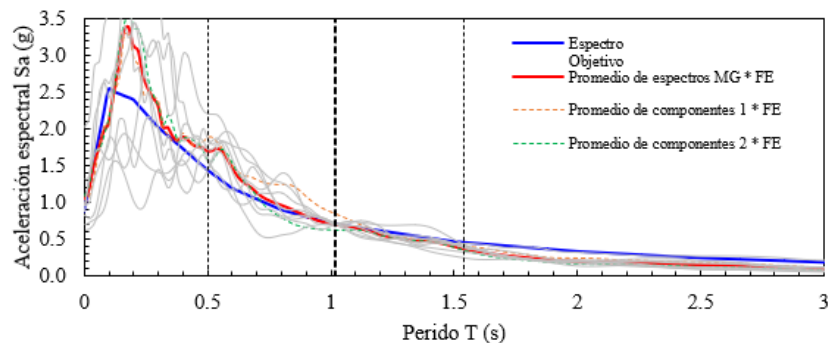
Sismos Corticales - Conjunto 8						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	174	0.4778	2.81	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
2	44	0.9908	2.65	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
3	142	1.2764	3.44	Tottori, Japan/SMNH01	3947	6.61
4	3	1.2900	3.08	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
5	4	1.6895	0.94	El Salvador 10-10-1986/Instituto Geográfico Nacional	Nacional	5.70
6	185	1.7108	2.46	Iwate/AKT023	5478	6.90
7	95	1.8746	2.46	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
8	1	1.8880	1.82	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
9	5	2.0988	1.73	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
10	74	2.1000	2.94	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
11	141	2.1424	3.84	Tottori, Japan/SMN015	3943	6.61
12	149	3.0512	2.35	Niigata, Japan/NIG028	4218	6.63

Sismos de Subducción - Conjunto 8						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	110	1.2120	1.90	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
2	7	1.2406	2.99	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
3	146	1.7244	1.89	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
4	68	1.8661	3.86	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
5	8	2.2204	2.66	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
6	6	3.2807	2.65	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
7	100	3.5850	1.98	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
8	107	3.7513	1.66	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15

Conjunto 8 - Cortical



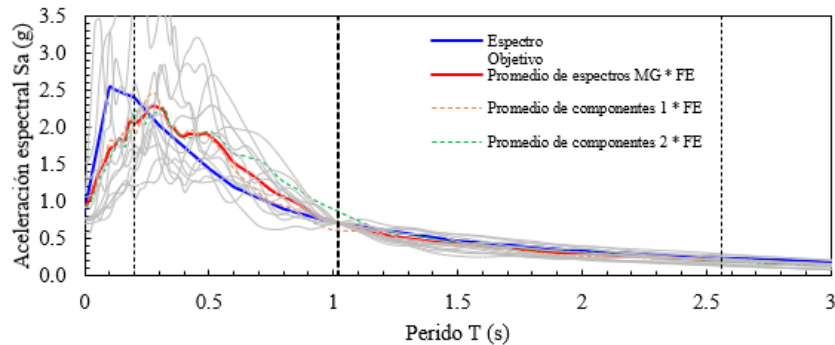
Conjunto 8 - Subducción



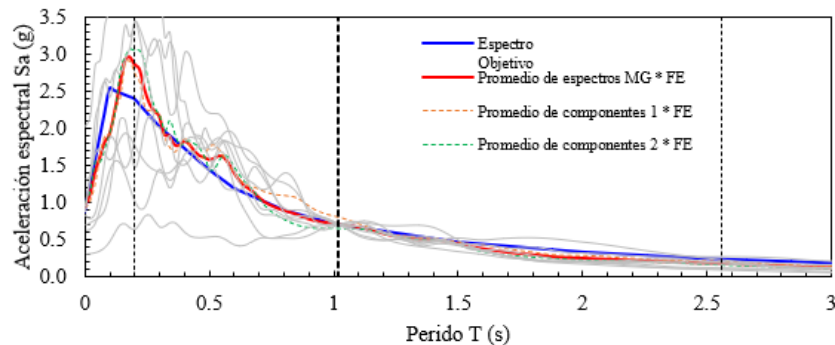
Sismos Corticales - Conjunto 9						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	44	2.5391	2.65	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
2	74	3.6368	2.94	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
3	174	4.6124	2.81	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
4	185	4.8194	2.46	Iwate/AKT023	5478	6.90
5	62	6.4726	3.71	Nahanni, Canada/Site 2	496	6.76
6	2	6.5725	1.40	El Salvador 10-10-1986/Centro de Investigaciones Geotécnicas	Nacional	5.70
7	141	8.3995	3.84	Tottori, Japan/SMN015	3943	6.61
8	149	10.1559	2.35	Niigata, Japan/NIG028	4218	6.63
9	3	10.8508	3.08	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
10	95	11.7372	2.46	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
11	6	14.5260	1.89	El Salvador 10-10-1986/Universidad UCA	Nacional	5.70
12	61	16.3487	3.05	Morgan Hill/Anderson Dam (Downstream)	448	6.19

Sismos de Subducción - Conjunto 9						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	68	3.1745	3.86	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
2	6	10.9382	2.65	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
3	7	11.7454	2.99	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
4	8	13.5306	2.66	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
5	146	22.3881	1.89	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
6	110	22.4298	1.90	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
7	107	25.9893	1.66	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
8	11	31.8532	3.07	El Salvador 13-01-2001 / CEPA-Acajutla	Nacional	7.60

**Conjunto 9 - Cortical**



**Conjunto 9 - Subducción**



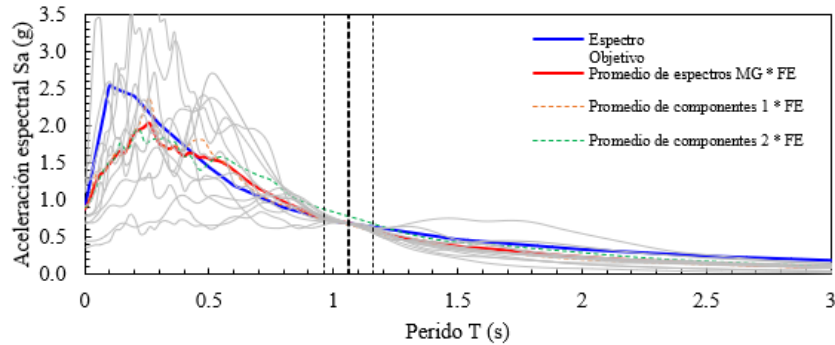
Sismos Corticales - Conjunto 10

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	3	0.0038	3.14	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
2	95	0.0069	2.39	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
3	67	0.0106	1.67	N. Palm Springs/Morongo Valley Fire Station	527	6.06
4	1	0.0126	1.86	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
5	41	0.0153	2.00	Mammoth Lakes-06/Long Valley Dam (Upr L Abut)	250	5.94
6	77	0.0192	2.81	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	589	5.99
7	141	0.0217	3.82	Tottori, Japan/SMN015	3943	6.61
8	4	0.0229	0.98	El Salvador 10-10-1986/Instituto Geográfico Nacional	Nacional	5.70
9	58	0.0236	3.42	Coalinga-05/Oil Fields Fire Station - FF	408	5.77
10	6	0.0283	1.96	El Salvador 10-10-1986/Universidad UCA	Nacional	5.70
11	62	0.0293	3.71	Nahanni, Canada/Site 2	496	6.76
12	85	0.0308	2.08	Superstition Hills-02/Superstition Mtn Camera	727	6.54

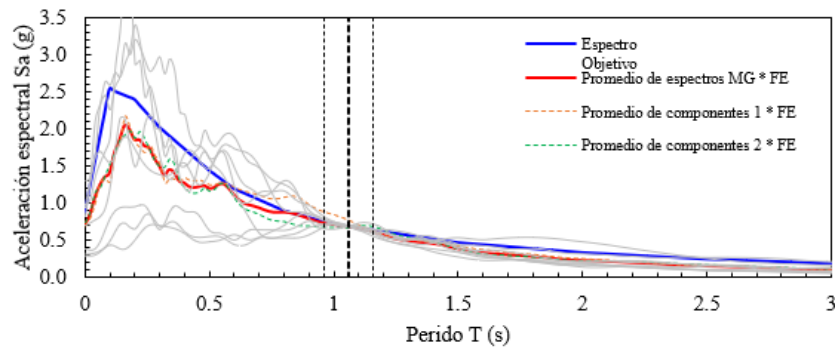
Sismos de Subducción - Conjunto 10

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	12	0.0045	2.71	El Salvador 13-01-2001 / Santa Ana	Nacional	7.60
2	6	0.0078	2.65	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
3	107	0.0103	1.64	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
4	2	0.0118	3.01	El Salvador 13-01-2001 / San Miguel	Nacional	7.60
5	11	0.0185	3.12	El Salvador 13-01-2001 / CEPA-Acajutla	Nacional	7.60
6	100	0.0526	2.05	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
7	68	0.0531	3.78	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
8	146	0.0573	1.76	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98

Conjunto 10 - Cortical



Conjunto 10 - Subducción



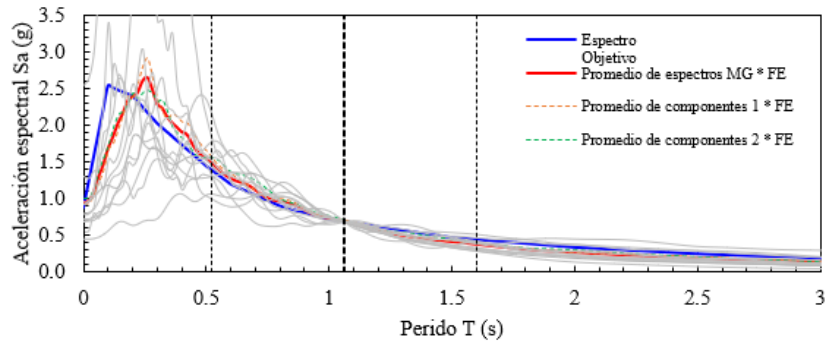
Sismos Corticales - Conjunto 11

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	174	0.5309	2.72	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
2	142	0.9768	3.84	Tottori, Japan/SMNH01	3947	6.61
3	44	1.0585	2.75	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
4	74	1.3085	2.74	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
5	3	1.3779	3.14	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
6	185	1.3813	2.54	Iwate/AKT023	5478	6.90
7	4	1.6172	0.98	El Salvador 10-10-1986/Instituto Geográfico Nacional	Nacional	5.70
8	1	1.8577	1.86	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
9	95	2.0775	2.39	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
10	141	2.1872	3.82	Tottori, Japan/SMN015	3943	6.61
11	5	2.4535	1.78	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
12	77	3.1337	2.81	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	589	5.99

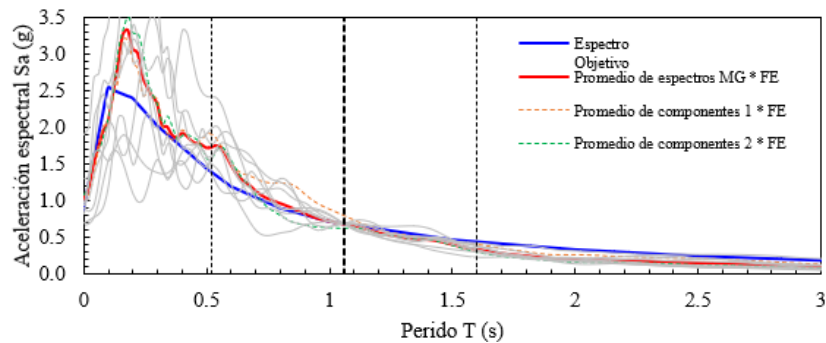
Sismos de Subducción - Conjunto 11

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	7	0.9848	3.24	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
2	110	1.1280	1.78	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
3	146	1.5480	1.76	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
4	68	1.7336	3.78	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
5	8	2.1698	2.92	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
6	6	3.4059	2.65	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
7	107	4.0310	1.64	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
8	100	4.3717	2.05	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15

Conjunto 11 - Cortical



Conjunto 11 - Subducción



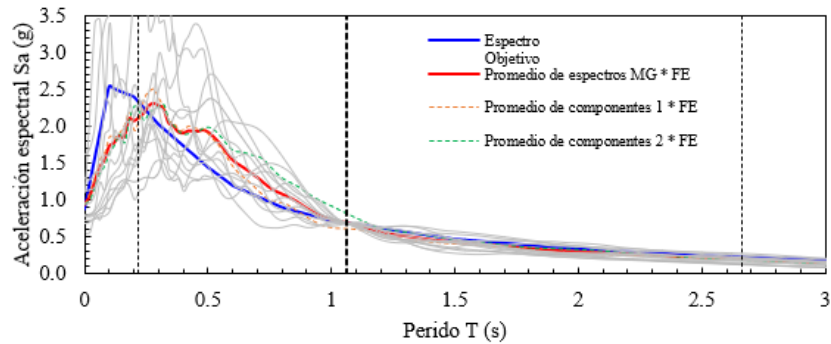
Sismos Corticales - Conjunto 12

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	44	2.4556	2.75	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
2	74	3.6165	2.74	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
3	174	3.7415	2.72	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
4	185	3.8469	2.54	Iwate/AKT023	5478	6.90
5	62	6.4413	3.71	Nahanni, Canada/Site 2	496	6.76
6	2	7.5643	1.44	El Salvador 10-10-1986/Centro de Investigaciones Geotécnicas	Nacional	5.70
7	141	9.3522	3.82	Tottori, Japan/SMN015	3943	6.61
8	149	10.0852	2.51	Niigata, Japan/NIG028	4218	6.63
9	3	11.1214	3.14	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
10	95	13.5920	2.39	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
11	6	14.0010	1.96	El Salvador 10-10-1986/Universidad UCA	Nacional	5.70
12	61	15.0229	3.23	Morgan Hill/Anderson Dam (Downstream)	448	6.19

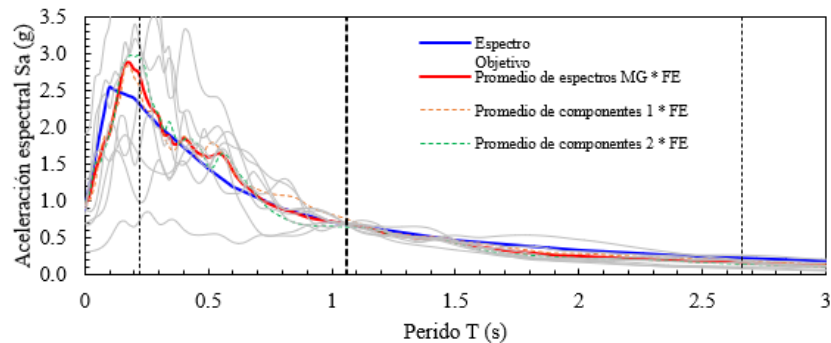
Sismos de Subducción - Conjunto 12

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	68	3.2322	3.78	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
2	7	8.0487	3.24	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
3	6	11.3326	2.65	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
4	8	11.3808	2.92	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
5	110	25.9800	1.78	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
6	146	29.1946	1.76	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
7	11	29.5265	3.12	El Salvador 13-01-2001 / CEPA-Acajutla	Nacional	7.60
8	107	30.8086	1.64	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15

Conjunto 12 - Cortical



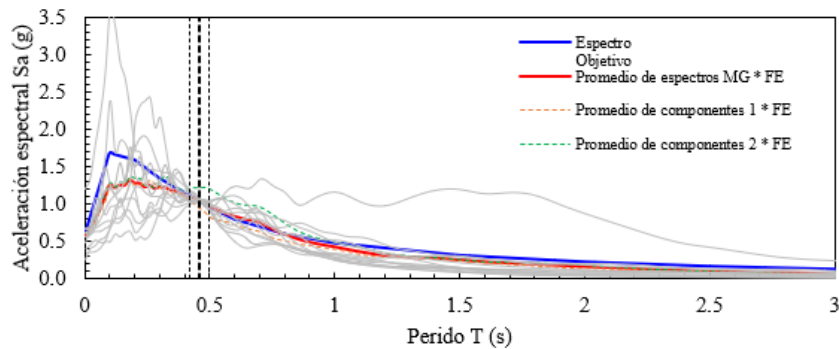
Conjunto 12 - Subducción



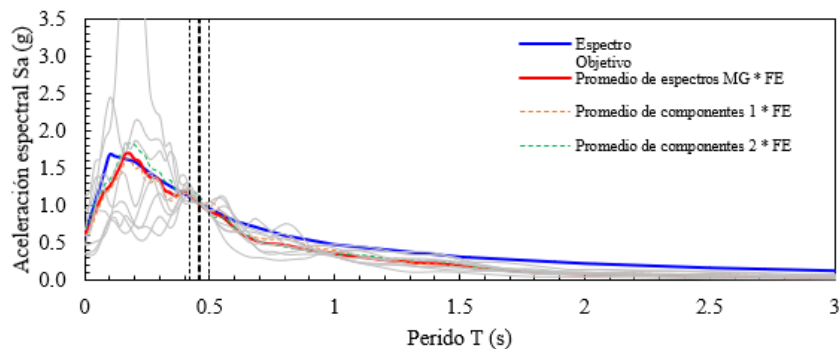
Sismos Corticales - Conjunto 13						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	87	0.0008	0.67	Loma Prieta/BRAN	741	6.93
2	67	0.0039	2.64	N. Palm Springs/Morong Valley Fire Station	527	6.06
3	85	0.0058	0.97	Superstition Hills-02/Superstition Mtn Camera	727	6.54
4	133	0.0059	0.91	Chi-Chi, Taiwan-06/TCU079	3474	6.30
5	169	0.0095	3.78	Umbria Marche (aftershock 2), Italy/Borgo-Cerreto Torre	4383	5.60
6	24	0.0096	2.28	Coyote Lake/Coyote Lake Dam - Southwest Abutment	145	5.74
7	185	0.0107	1.79	Iwate/AKT023	5478	6.90
8	3	0.0112	2.55	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
9	5	0.0116	1.17	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
10	38	0.0121	2.58	Mammoth Lakes-04/Long Valley Dam (Upr L Abut)	243	5.70
11	149	0.0136	0.87	Niigata, Japan/NIG028	4218	6.63
12	61	0.0157	1.00	Morgan Hill/Anderson Dam (Downstream)	448	6.19

Sismos de Subducción - Conjunto 13						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	6	0.0013	1.76	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
2	146	0.0014	1.03	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
3	111	0.0088	0.68	Miyagi_Pre.Off/ SHIOGAMA	4017060	7.15
4	110	0.0120	1.06	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
5	64	0.0133	3.34	Miyagi-Eq/Ground Observation Point	4040376	7.22
6	69	0.0136	2.37	Iquique/MNMCX	6001374	8.15
7	7	0.0194	1.78	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
8	8	0.0265	1.15	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60

**Conjunto 13 - Cortical**



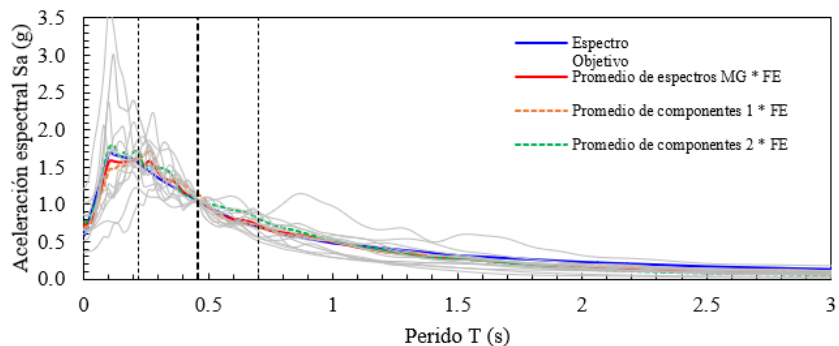
**Conjunto 13 - Subducción**



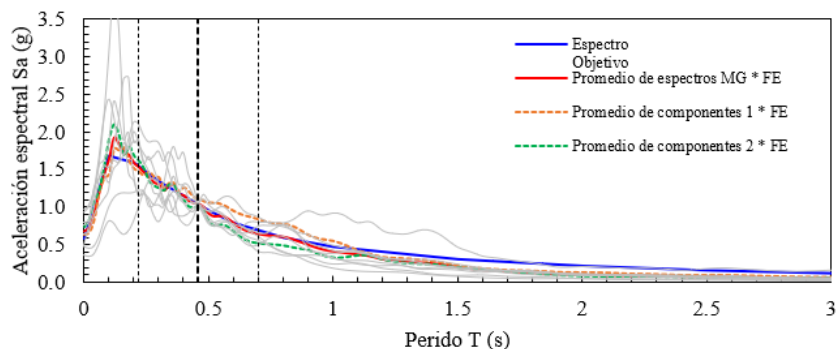
Sismos Corticales - Conjunto 14						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	169	0.2566	3.78	Umbria Marche (aftershock 2), Italy/Borgo-Cerreto Torre	4383	5.60
2	143	0.3428	3.49	San Simeon, CA/Cambria - Hwy 1 Caltrans Bridge	3979	6.50
3	85	0.3627	0.97	Superstition Hills-02/Superstition Mtn Camera	727	6.54
4	185	0.4020	1.79	Iwate/AKT023	5478	6.90
5	34	0.4227	3.69	Mammoth Lakes-02/Convict Creek	233	5.69
6	42	0.6115	2.78	Irpinia, Italy-01/Calitri	289	6.90
7	109	0.6465	3.05	Sierra Madre/Cogswell Dam - Right Abutment	1642	5.61
8	8	0.7243	2.60	El Salvador 13-02-2001/Hospital Santa Teresa, Zacatecoluca	Nacional	6.60
9	5	0.7324	1.17	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
10	3	0.7766	2.55	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
11	144	0.7873	3.09	Parkfield-02, CA/PARKFIELD - DONNA LEE	4064	6.00
12	141	0.8413	3.15	Tottori, Japan/SMN015	3943	6.61

Sismos de Subducción - Conjunto 14						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	146	0.4579	1.03	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
2	100	0.6808	1.33	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
3	101	0.7203	2.34	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-W2	4007354	7.15
4	98	1.0810	1.57	Miyagi_Pre.Off/ SUMITA	4007335	7.15
5	2	1.0863	3.80	El Salvador 13-01-2001 / San Miguel	Nacional	7.60
6	107	1.1132	0.97	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
7	8	1.1328	1.15	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
8	69	1.2202	2.37	Iquique/MNMCX	6001374	8.15

**Conjunto 14 - Cortical**



**Conjunto 14 - Subducción**

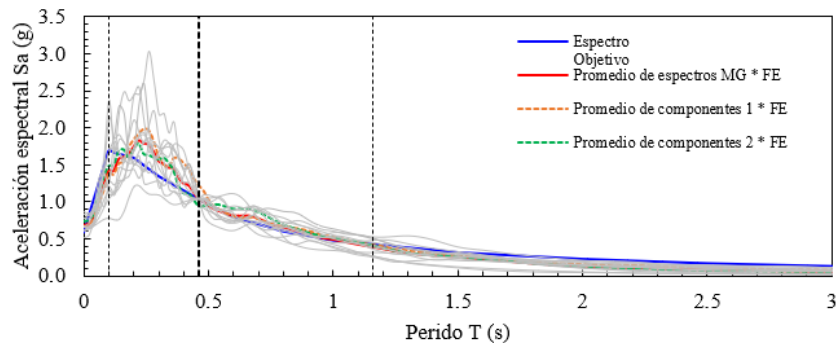




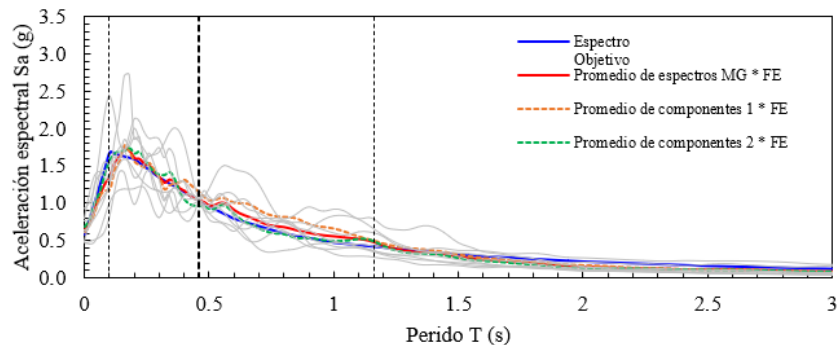
Sismos Corticales - Conjunto 15						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	185	0.6627	1.79	Iwate/AKT023	5478	6.90
2	143	0.9523	3.49	San Simeon, CA/Cambria - Hwy 1 Caltrans Bridge	3979	6.50
3	34	1.2744	3.69	Mammoth Lakes-02/Convict Creek	233	5.69
4	141	1.8048	3.15	Tottori, Japan/SMN015	3943	6.61
5	106	1.8975	3.90	Upland/Pomona - 4th & Locust FF	1631	5.63
6	3	2.2868	2.55	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
7	8	3.0443	2.60	El Salvador 13-02-2001/Hospital Santa Teresa, Zacatecoluca	Nacional	6.60
8	95	3.0826	1.53	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
9	162	3.2484	1.48	Umbria Marche, Italy/Nocera Umbra	4352	6.00
10	85	3.3927	0.97	Superstition Hills-02/Superstition Mtn Camera	727	6.54
11	77	3.7323	2.41	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	589	5.99
12	5	3.7895	1.17	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70

Sismos de Subducción - Conjunto 15						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	146	1.2978	1.03	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
2	107	1.6663	0.97	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
3	100	1.8138	1.33	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
4	69	3.5172	2.37	Iquique/MNMCX	6001374	8.15
5	6	4.8586	1.76	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
6	4	5.4091	1.54	El Salvador 13-01-2001 / Observatorio Nacional	Nacional	7.60
7	68	5.5258	3.15	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
8	2	8.1794	3.80	El Salvador 13-01-2001 / San Miguel	Nacional	7.60

**Conjunto 15 - Cortical**



**Conjunto 15 - Subducción**



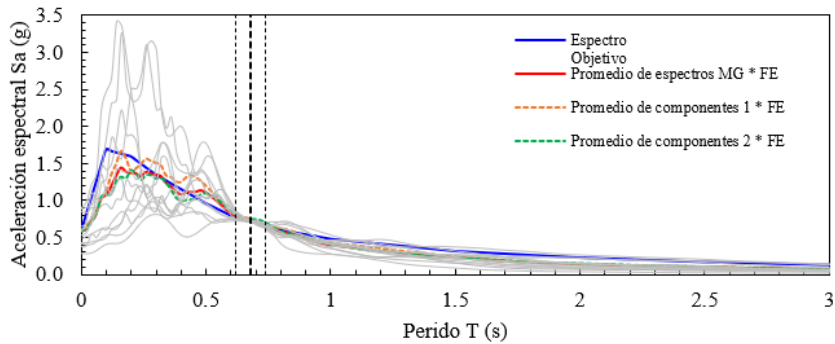
Sismos Corticales - Conjunto 16

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	44	0.0025	1.61	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
2	40	0.0032	2.66	Mammoth Lakes-06/Fish & Game (FIS)	249	5.94
3	2	0.0054	0.52	El Salvador 10-10-1986/Centro de Investigaciones Geotécnicas	Nacional	5.70
4	79	0.0069	3.96	Whittier Narrows-01/Arcadia - Campus Dr	592	5.99
5	36	0.0071	3.19	Mammoth Lakes-03/Convict Creek	236	5.91
6	85	0.0073	0.76	Superstition Hills-02/Superstition Mtn Camera	727	6.54
7	174	0.0079	1.85	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
8	34	0.0093	3.58	Mammoth Lakes-02/Convict Creek	233	5.69
9	5	0.0098	0.95	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
10	95	0.0108	1.57	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
11	32	0.0143	1.92	Mammoth Lakes-01/Long Valley Dam (Upr L Abut)	231	6.06
12	1	0.0193	1.07	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70

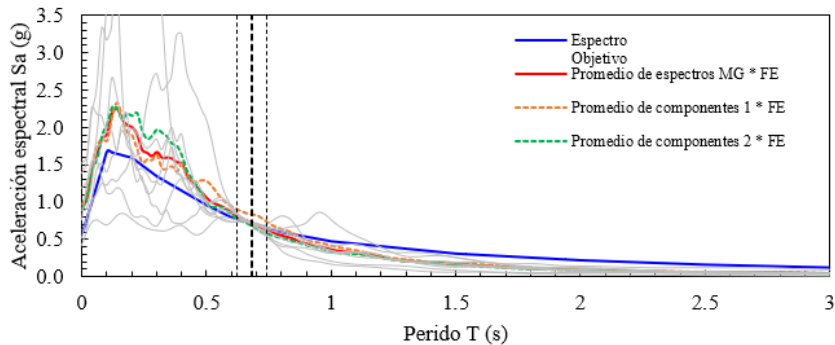
Sismos de Subducción - Conjunto 16

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	64	0.0035	3.76	Miyagi-Eq/Ground Observation Point	4040376	7.22
2	146	0.0069	1.09	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
3	107	0.0070	0.78	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
4	111	0.0095	1.57	Miyagi_Pre.Off/ SHIOGAMA	4017060	7.15
5	101	0.0193	2.87	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-W2	4007354	7.15
6	98	0.0437	1.74	Miyagi_Pre.Off/ SUMITA	4007335	7.15
7	68	0.0503	1.70	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
8	129	0.0681	1.37	SouthSanriku/ OSHIKA	4028322	7.03

Conjunto 16 - Cortical



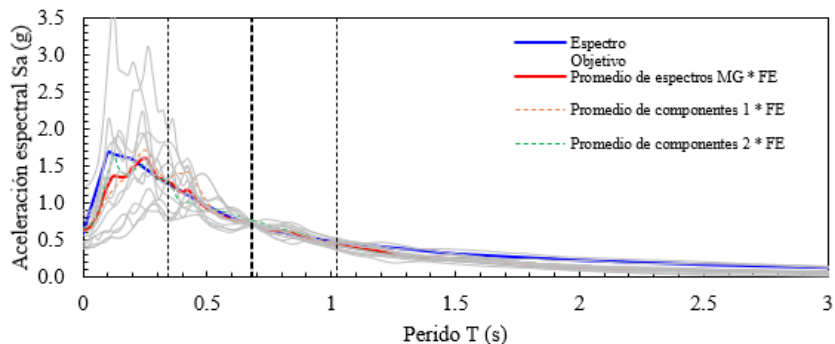
Conjunto 16 - Subducción



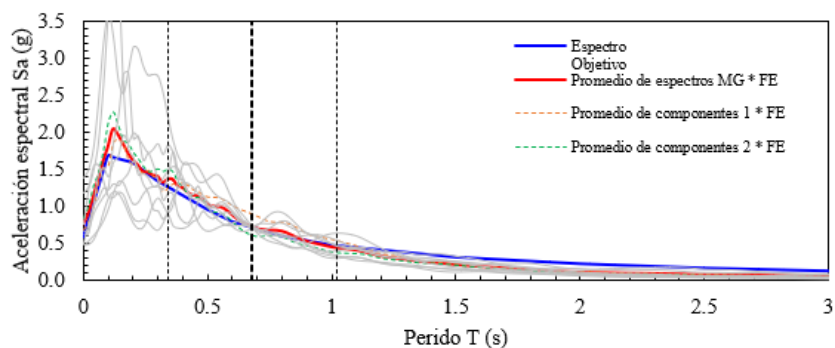
Sismos Corticales - Conjunto 17						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	3	0.4601	2.15	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
2	34	0.5144	3.58	Mammoth Lakes-02/Convict Creek	233	5.69
3	143	0.5880	3.13	San Simeon, CA/Cambria - Hwy 1 Caltrans Bridge	3979	6.50
4	144	0.6243	3.73	Parkfield-02, CA/PARKFIELD - DONNA LEE	4064	6.00
5	174	0.8371	1.85	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
6	44	0.8487	1.61	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
7	95	0.9555	1.57	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
8	106	0.9703	3.90	Upland/Pomona - 4th & Locust FF	1631	5.63
9	8	0.9940	2.74	El Salvador 13-02-2001/Hospital Santa Teresa, Zacatecoluca	Nacional	6.60
10	77	1.1655	2.07	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	589	5.99
11	1	1.2006	1.07	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
12	5	1.2322	0.95	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70

Sismos de Subducción - Conjunto 17						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	64	0.6423	3.76	Miyagi-Eq/Ground Observation Point	4040376	7.22
2	100	0.9393	1.36	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
3	146	1.0044	1.09	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
4	4	1.3583	1.18	El Salvador 13-01-2001 / Observatorio Nacional	Nacional	7.60
5	101	1.6384	2.87	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-W2	4007354	7.15
6	7	1.8139	2.29	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
7	107	1.9552	0.78	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
8	69	2.6290	3.50	Iquique/MNMCX	6001374	8.15

Conjunto 17 - Cortical



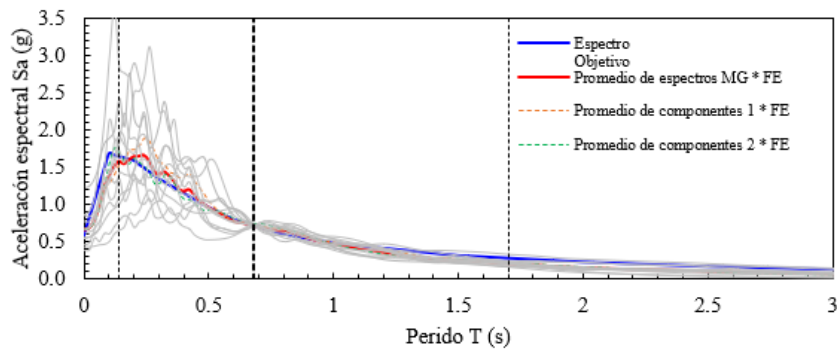
Conjunto 17 - Subducción



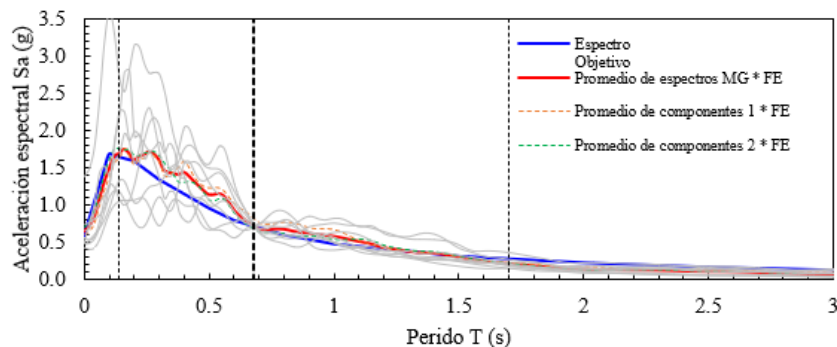
Sismos Corticales - Conjunto 18						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	34	1.0587	3.58	Mammoth Lakes-02/Convict Creek	233	5.69
2	3	2.3610	2.15	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
3	106	2.8168	3.90	Upland/Pomona - 4th & Locust FF	1631	5.63
4	36	3.1765	3.19	Mammoth Lakes-03/Convict Creek	236	5.91
5	77	3.5851	2.07	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	589	5.99
6	143	3.9335	3.13	San Simeon, CA/Cambria - Hwy 1 Caltrans Bridge	3979	6.50
7	174	4.7994	1.85	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
8	95	5.4775	1.57	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
9	44	5.7353	1.61	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
10	144	5.9465	3.73	Parkfield-02, CA/PARKFIELD - DONNA LEE	4064	6.00
11	149	7.9517	1.36	Niigata, Japan/NIG028	4218	6.63
12	58	8.5387	2.71	Coalinga-05/Oil Fields Fire Station - FF	408	5.77

Sismos de Subducción - Conjunto 18						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	4	3.7025	1.18	El Salvador 13-01-2001 / Observatorio Nacional	Nacional	7.60
2	146	3.7417	1.09	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
3	7	4.9416	2.29	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
4	8	5.6550	1.80	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
5	100	7.3944	1.36	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
6	69	8.0246	3.50	Iquique/MNMCX	6001374	8.15
7	2	10.4513	3.36	El Salvador 13-01-2001 / San Miguel	Nacional	7.60
8	6	10.8508	2.81	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60

Conjunto 18 - Cortical



Conjunto 18 - Subducción



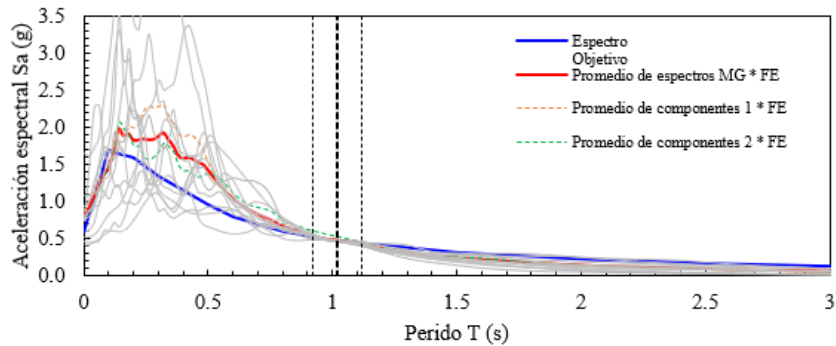
Sismos Corticales - Conjunto 19

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	36	0.0010	3.77	Mammoth Lakes-03/Convict Creek	236	5.91
2	3	0.0014	2.05	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
3	108	0.0027	3.82	Sierra Madre/Altadena - Eaton Canyon	1641	5.61
4	153	0.0064	3.84	Basso Tirreno, Italy/Patti-Cabina Prima	4285	6.00
5	41	0.0068	1.31	Mammoth Lakes-06/Long Valley Dam (Upr L Abut)	250	5.94
6	1	0.0081	1.21	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
7	62	0.0090	2.47	Nahanni, Canada/Site 2	496	6.76
8	95	0.0120	1.64	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
9	39	0.0140	3.36	Mammoth Lakes-06/Convict Creek	248	5.94
10	77	0.0141	1.82	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	589	5.99
11	85	0.0165	1.36	Superstition Hills-02/Superstition Mtn Camera	727	6.54
12	93	0.0215	3.13	Big Bear-01/Big Bear Lake - Civic Center	901	6.46

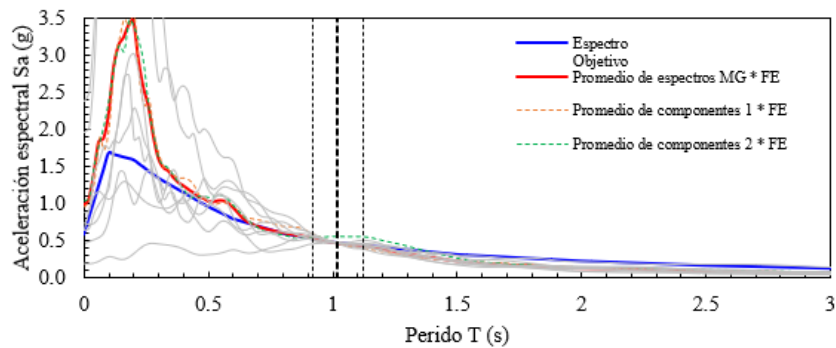
Sismos de Subducción - Conjunto 19

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	106	0.0020	3.75	Miyagi_Pre.Off/ DAITOH	4017015	7.15
2	12	0.0058	1.78	El Salvador 13-01-2001 / Santa Ana	Nacional	7.60
3	99	0.0134	2.81	Miyagi_Pre.Off/ FUJISAWA	4007336	7.15
4	107	0.0179	1.11	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
5	16	0.0390	3.49	Iniskin/HOM	1002829	7.15
6	6	0.0394	1.77	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
7	68	0.0433	2.57	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
8	100	0.0476	1.32	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15

Conjunto 19 - Cortical



Conjunto 19 - Subducción



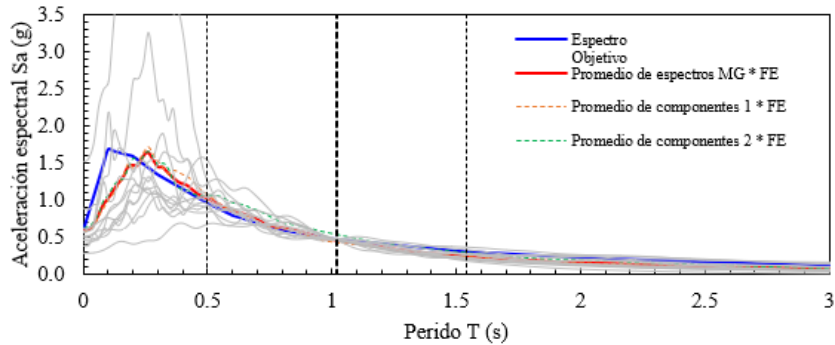
Sismos Corticales - Conjunto 20

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	34	0.2640	3.31	Mammoth Lakes-02/Convict Creek	233	5.69
2	174	0.4778	1.87	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
3	44	0.9908	1.77	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
4	142	1.2764	2.29	Tottori, Japan/SMNH01	3947	6.61
5	3	1.2900	2.05	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
6	153	1.3352	3.84	Basso Tirreno, Italy/Patti-Cabina Prima	4285	6.00
7	4	1.6895	0.63	El Salvador 10-10-1986/Instituto Geográfico Nacional	Nacional	5.70
8	185	1.7108	1.64	Iwate/AKT023	5478	6.90
9	95	1.8746	1.64	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
10	1	1.8880	1.21	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
11	5	2.0988	1.15	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
12	74	2.1000	1.96	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20

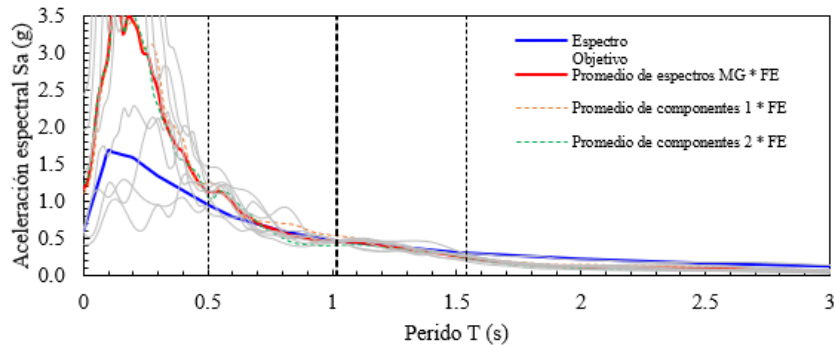
Sismos de Subducción - Conjunto 20

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	99	1.1924	2.81	Miyagi_Pre.Off/ FUJISAWA	4007336	7.15
2	110	1.2120	1.27	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
3	7	1.2406	2.00	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
4	109	1.6411	3.47	Miyagi_Pre.Off/ TOHWA	4017053	7.15
5	146	1.7244	1.26	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
6	68	1.8661	2.57	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
7	108	2.2010	3.54	Miyagi_Pre.Off/ KESENUMA	4017052	7.15
8	8	2.2204	1.77	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60

Conjunto 20 - Cortical



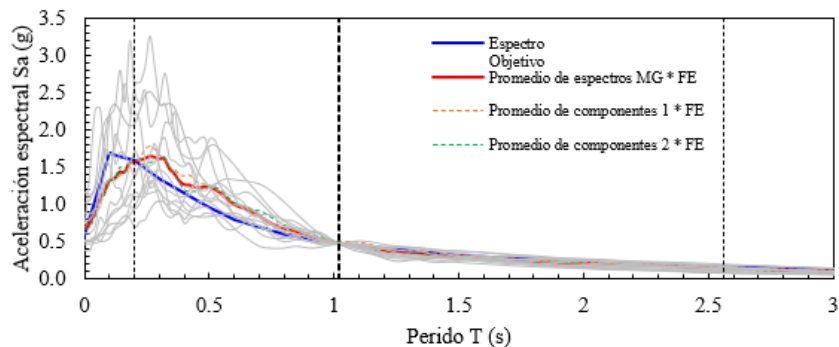
Conjunto 20 - Subducción



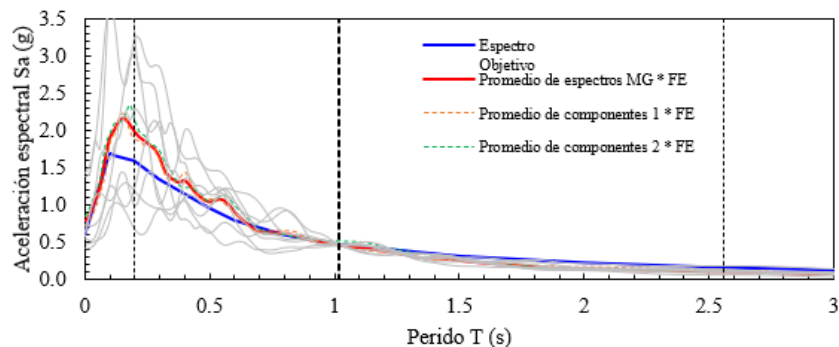
Sismos Corticales - Conjunto 21						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	44	2.5391	1.77	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
2	74	3.6368	1.96	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
3	174	4.6124	1.87	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
4	185	4.8194	1.64	Iwate/AKT023	5478	6.90
5	36	4.8369	3.77	Mammoth Lakes-03/Convict Creek	236	5.91
6	62	6.4726	2.47	Nahanni, Canada/Site 2	496	6.76
7	2	6.5725	0.93	El Salvador 10-10-1986/Centro de Investigaciones Geotécnicas	Nacional	5.70
8	141	8.3995	2.56	Tottori, Japan/SMN015	3943	6.61
9	149	10.1559	1.57	Niigata, Japan/NIG028	4218	6.63
10	3	10.8508	2.05	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
11	8	11.3569	3.52	El Salvador 13-02-2001/Hospital Santa Teresa, Zacatecoluca	Nacional	6.60
12	95	11.7372	1.64	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69

Sismos de Subducción - Conjunto 21						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	68	3.1745	2.57	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
2	16	9.9623	3.49	Iniskin/HOM	1002829	7.15
3	6	10.9382	1.77	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
4	7	11.7454	2.00	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
5	69	12.6127	3.62	Iquique/MNMCX	6001374	8.15
6	8	13.5306	1.77	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
7	133	20.6795	3.07	Miyagi-Eq/ TSUKIDATE	4030900	7.22
8	146	22.3881	1.26	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98

**Conjunto 21 - Cortical**



**Conjunto 21 - Subducción**



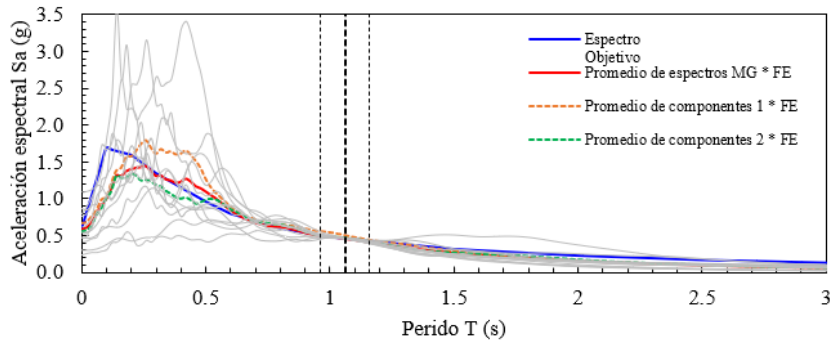
Sismos Corticales - Conjunto 22

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	153	0.0005	3.84	Basso Tirreno, Italy/Patti-Cabina Prima	4285	6.00
2	36	0.0023	3.75	Mammoth Lakes-03/Convict Creek	236	5.91
3	3	0.0038	2.09	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
4	108	0.0062	3.86	Sierra Madre/Altadena - Eaton Canyon	1641	5.61
5	95	0.0069	1.60	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69
6	67	0.0106	1.11	N. Palm Springs/Morongo Valley Fire Station	527	6.06
7	1	0.0126	1.24	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
8	41	0.0153	1.33	Mammoth Lakes-06/Long Valley Dam (Upr L Abut)	250	5.94
9	77	0.0192	1.87	Whittier Narrows-01/Alhambra - Fremont School	589	5.99
10	143	0.0205	3.16	San Simeon, CA/Cambria - Hwy 1 Caltrans Bridge	3979	6.50
11	141	0.0217	2.55	Tottori, Japan/SMN015	3943	6.61
12	4	0.0229	0.66	El Salvador 10-10-1986/Instituto Geográfico Nacional	Nacional	5.70

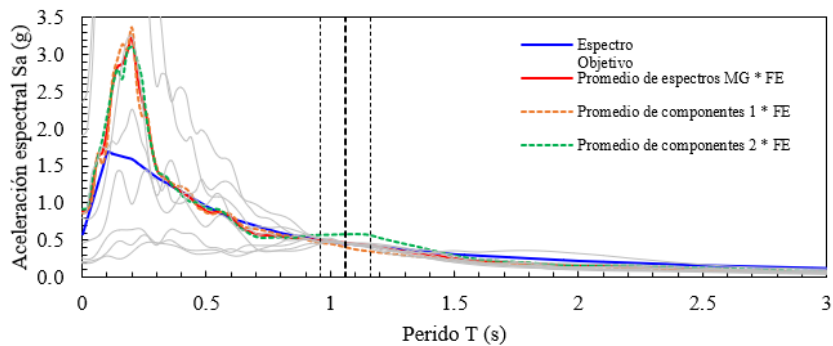
Sismos de Subducción - Conjunto 22

Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	106	0.0012	3.73	Miyagi_Pre.Off/ DAITOH	4017015	7.15
2	12	0.0045	1.81	El Salvador 13-01-2001 / Santa Ana	Nacional	7.60
3	6	0.0078	1.77	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
4	107	0.0103	1.09	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
5	2	0.0118	2.01	El Salvador 13-01-2001 / San Miguel	Nacional	7.60
6	99	0.0175	2.73	Miyagi_Pre.Off/ FUJISAWA	4007336	7.15
7	11	0.0185	2.08	El Salvador 13-01-2001 / CEPA-Acajutla	Nacional	7.60
8	16	0.0283	3.79	Iniskin/HOM	1002829	7.15

Conjunto 22 - Cortical



Conjunto 22 - Subducción

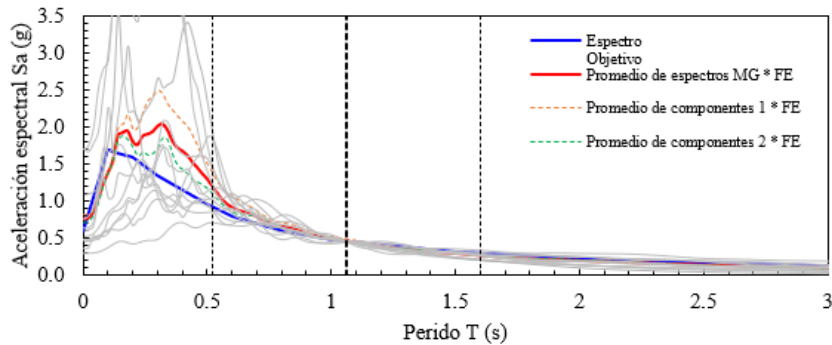




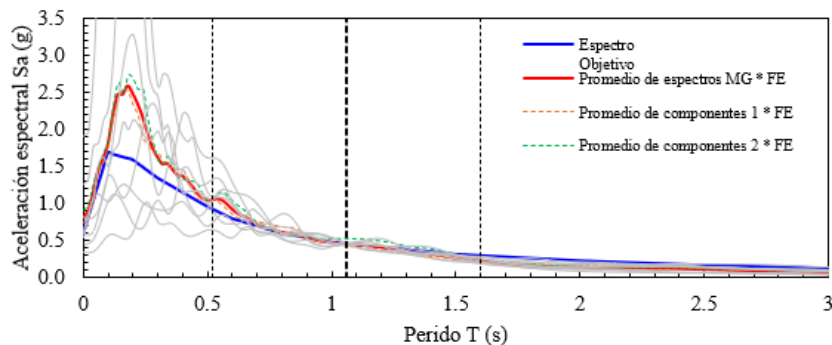
Sismos Corticales - Conjunto 23						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	34	0.3137	3.46	Mammoth Lakes-02/Convict Creek	233	5.69
2	174	0.5309	1.82	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
3	142	0.9768	2.56	Tottori, Japan/SMNH01	3947	6.61
4	44	1.0585	1.83	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
5	74	1.3085	1.83	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
6	3	1.3779	2.09	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
7	185	1.3813	1.69	Iwate/AKT023	5478	6.90
8	4	1.6172	0.66	El Salvador 10-10-1986/Instituto Geográfico Nacional	Nacional	5.70
9	36	1.7419	3.75	Mammoth Lakes-03/Convict Creek	236	5.91
10	1	1.8577	1.24	El Salvador 10-10-1986/Hotel Camino Real	Nacional	5.70
11	108	1.9641	3.86	Sierra Madre/Altadena - Eaton Canyon	1641	5.61
12	93	1.9802	3.23	Big Bear-01/Big Bear Lake - Civic Center	901	6.46

Sismos de Subducción - Conjunto 23						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	7	0.9848	2.16	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
2	110	1.1280	1.19	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
3	146	1.5480	1.17	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
4	42	1.6340	3.95	143/2062 (San Miguel, El Salvador)	3001303 (N)	7.32
5	68	1.7336	2.52	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
6	99	1.7531	2.73	Miyagi_Pre.Off/ FUJISAWA	4007336	7.15
7	16	2.0685	3.79	Iniskin/HOM	1002829	7.15
8	8	2.1698	1.95	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60

Conjunto 23 - Cortical



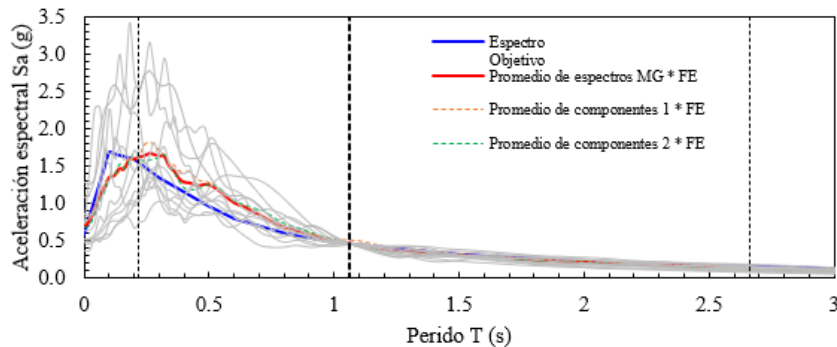
Conjunto 23 - Subducción



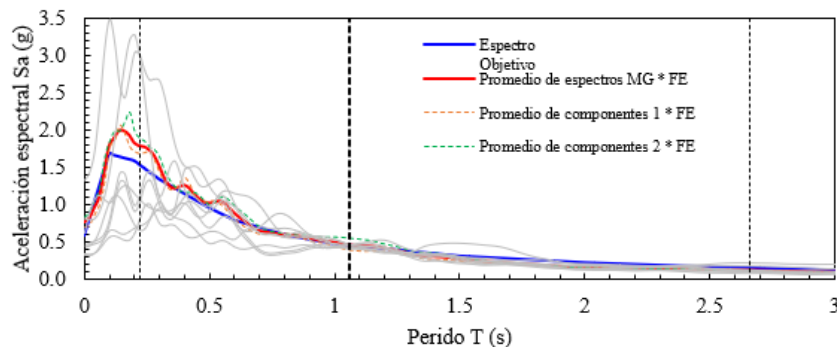
Sismos Corticales - Conjunto 24						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	44	2.4556	1.83	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
2	74	3.6165	1.83	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
3	174	3.7415	1.82	Montenegro, Yugo./Ulcinj - Hotel Albatros	4457	7.10
4	185	3.8469	1.69	Iwate/AKT023	5478	6.90
5	36	4.5971	3.75	Mammoth Lakes-03/Convict Creek	236	5.91
6	62	6.4413	2.47	Nahanni, Canada/Site 2	496	6.76
7	2	7.5643	0.96	El Salvador 10-10-1986/Centro de Investigaciones Geo.	Nacional	5.70
8	141	9.3522	2.55	Tottori, Japan/SMN015	3943	6.61
9	149	10.0852	1.68	Niigata, Japan/NIG028	4218	6.63
10	3	11.1214	2.09	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
11	8	11.6996	3.88	El Salvador 13-02-2001/Hospital Santa Teresa, Zacatecoluca	Nacional	6.60
12	95	13.5920	1.60	Northridge-01/Beverly Hills - 12520 Mulhol	952	6.69

Sismos de Subducción - Conjunto 24						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	68	3.2322	2.52	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
2	16	6.6624	3.79	Iniskin/HOM	1002829	7.15
3	7	8.0487	2.16	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
4	42	8.6049	3.95	143/2062 (San Miguel, El Salvador)	3001303 (N)	7.32
5	6	11.3326	1.77	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
6	8	11.3808	1.95	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
7	69	12.8415	3.67	Iquique/MNMCX	6001374	8.15
8	133	22.3544	3.03	Miyagi-Eq/ TSUKIDATE	4030900	7.22

Conjunto 24 - Cortical



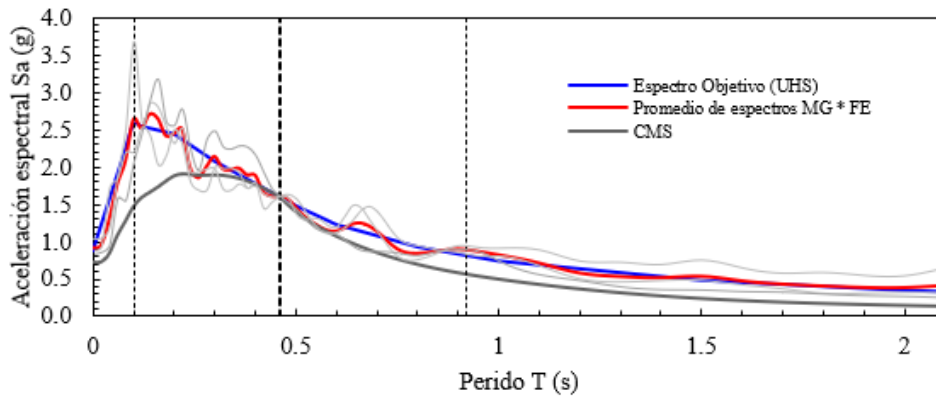
Conjunto 24 - Subducción



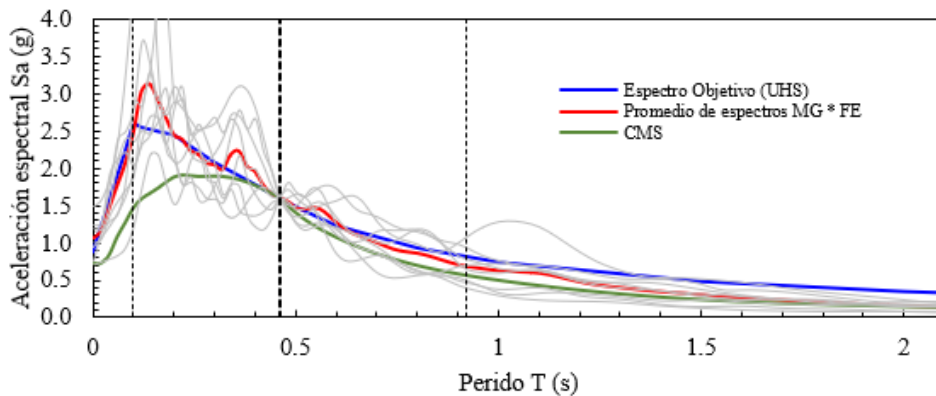
Sismos Corticales - Conjunto 25						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	185	0.599	2.75	Iwate/AKT023	5478	6.90
2	186	0.767	3.52	Iwate/IWT010	5618	6.90
3	22	0.978	2.50	Tabas, Iran/Dayhook	139	7.35
Promedio:		0.781	2.93			

Sismos de Subducción - Conjunto 25						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	146	0.875	1.59	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
2	107	1.471	1.49	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
3	100	1.752	2.05	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
4	4	2.027	2.37	El Salvador 13-01-2001 / Observatorio Nacional	Nacional	7.60
5	121	3.487	1.92	SouthSanriku/ ONODA	4022610	7.03
6	98	4.030	2.41	Miyagi_Pre.Off/ SUMITA	4007335	7.15
7	101	4.075	3.61	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-W2	4007354	7.15
8	6	4.822	2.71	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
Promedio:		2.818	2.27			

**Conjunto 25 - Cortical**



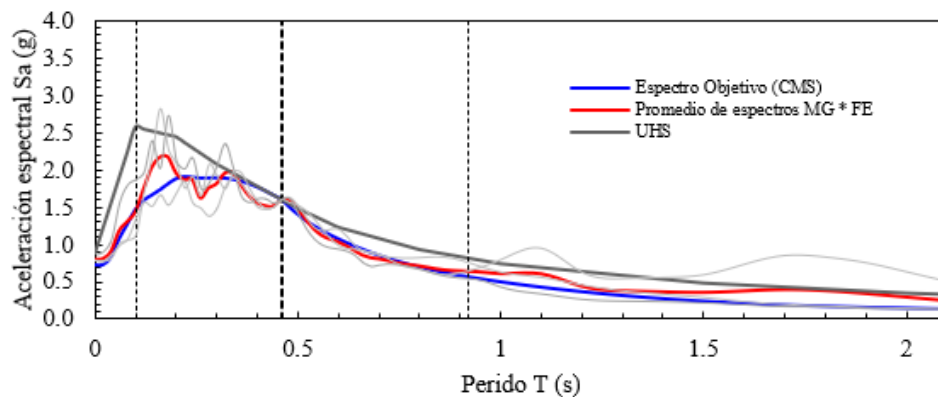
**Conjunto 25 - Subducción**



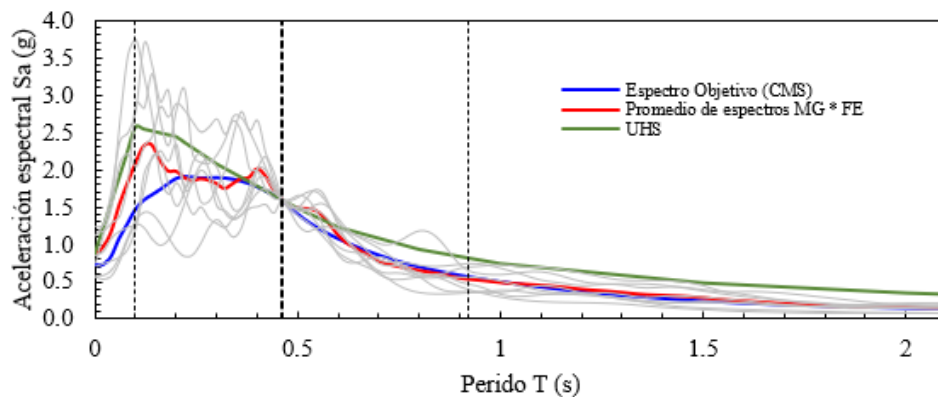
Sismos Corticales - Conjunto 26						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	97	0.637	2.69	Kobe, Japan/Kakogawa	1107	6.90
2	14	0.889	2.60	San Fernando/Castaic - Old Ridge Route	57	6.61
3	149	0.910	1.33	Niigata, Japan/NIG028	4218	6.63
Promedio:		0.812	2.21			

Sismos de Subducción - Conjunto 26						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	6	1.792	2.71	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
2	8	2.026	1.77	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
3	121	3.071	1.92	SouthSanriku/ ONODA	4022610	7.03
4	98	3.482	2.41	Miyagi_Pre.Off/ SUMITA	4007335	7.15
5	146	3.839	1.59	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
6	103	3.990	2.52	Miyagi_Pre.Off/ SOHMA	4016855	7.15
7	7	4.161	2.74	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
8	145	4.846	1.82	IbarakiOff/ NAKAMINATO	4040695	7.92
Promedio:		3.401	2.19			

**Conjunto 26 - Cortical**



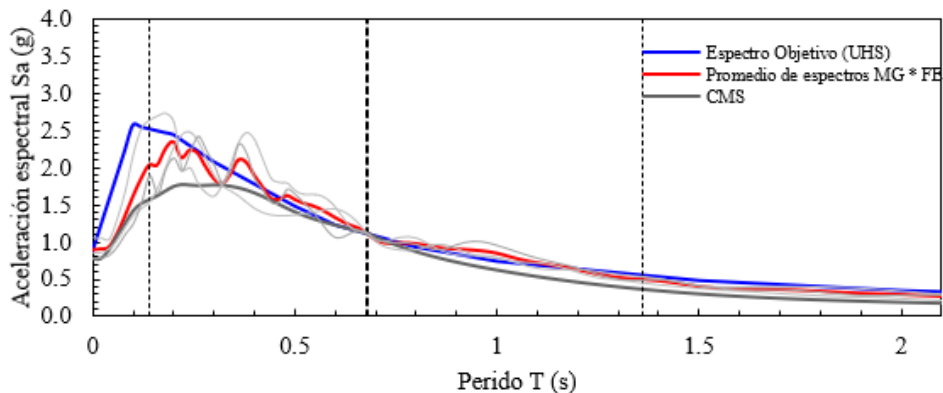
**Conjunto 26 - Subducción**



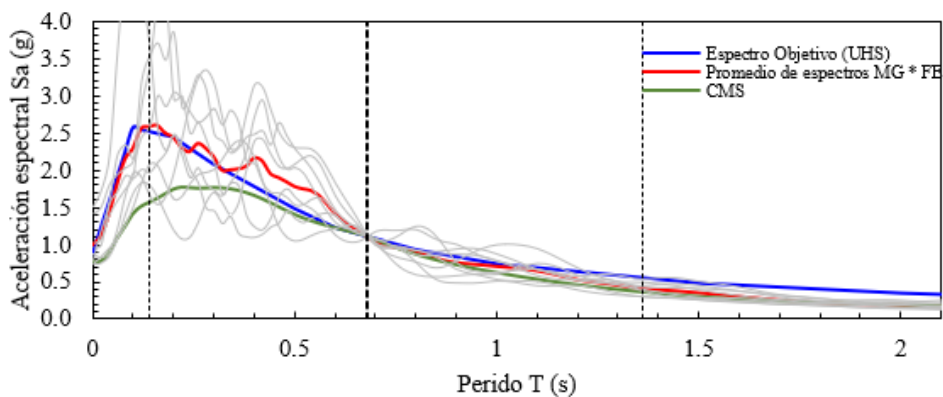
Sismos Corticales - Conjunto 27						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	22	0.842	2.81	Tabas, Iran/Dayhook	139	7.35
2	3	1.147	3.31	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
3	69	1.207	3.80	Chalfant Valley-02/Bishop - LADWP South St	549	6.19
Promedio:		1.065	3.30			

Sismos de Subducción - Conjunto 27						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	146	1.805	1.67	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
2	100	2.414	2.10	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
3	4	2.781	1.82	El Salvador 13-01-2001 / Observatorio Nacional	Nacional	7.60
4	7	4.656	3.52	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
5	8	4.854	2.77	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
6	145	5.267	2.99	IbarakiOff/ NAKAMINATO	4040695	7.92
7	103	6.817	3.43	Miyagi_Pre.Off/ SOHMA	4016855	7.15
8	107	6.835	1.19	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
Promedio:		4.429	2.44			

**Conjunto 27 - Cortical**



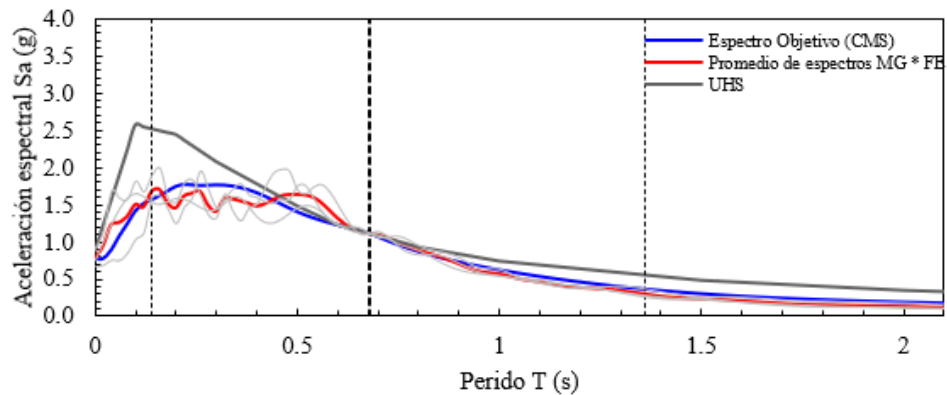
**Conjunto 27 - Subducción**



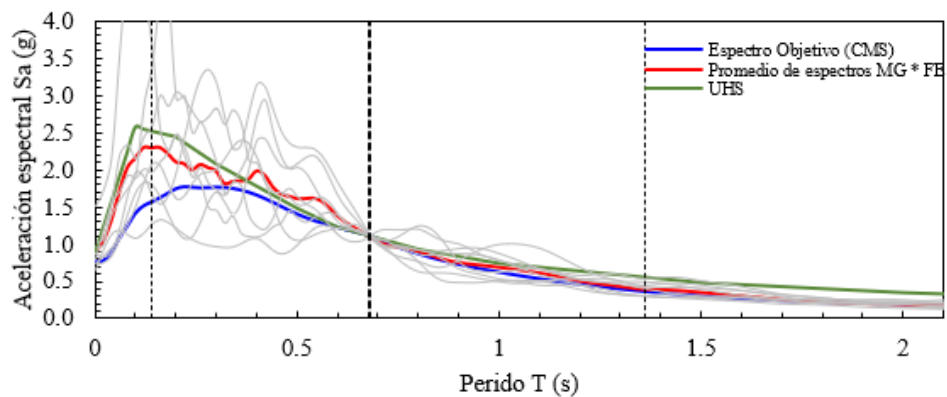
Sismos Corticales - Conjunto 28						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	19	0.897	2.01	Friuli, Italy-01/Tolmezzo	125	6.50
2	7	0.932	2.68	El Salvador 13-02-2001/Unidad de Salud, Tonacatepeque	Nacional	6.60
3	32	1.463	2.96	Mammoth Lakes-01/Long Valley Dam (Upr L Abut)	231	6.06
Promedio:		1.097	2.55			

Sismos de Subducción - Conjunto 28						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	107	2.014	1.19	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
2	103	4.181	3.43	Miyagi_Pre.Off/ SOHMA	4016855	7.15
3	146	4.654	1.67	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
4	4	5.030	1.82	El Salvador 13-01-2001 / Observatorio Nacional	Nacional	7.60
5	7	5.376	3.52	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
6	68	5.509	2.62	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
7	100	5.579	2.10	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
8	8	6.410	2.77	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
Promedio:		4.844	2.39			

**Conjunto 28 - Cortical**



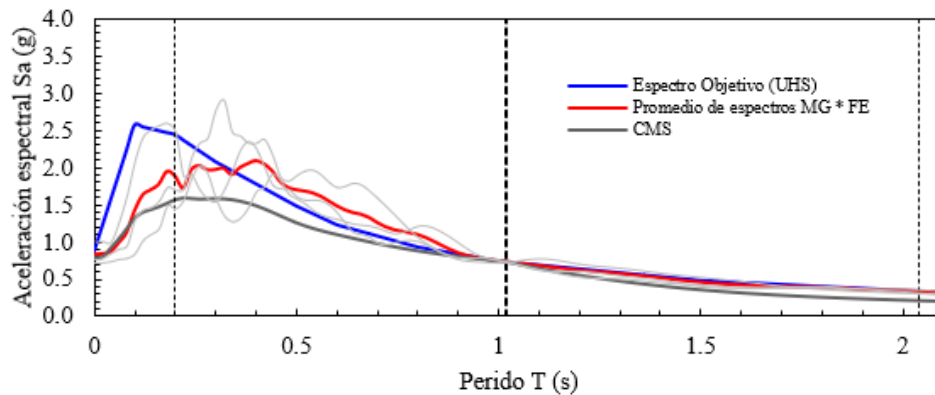
**Conjunto 28 - Subducción**



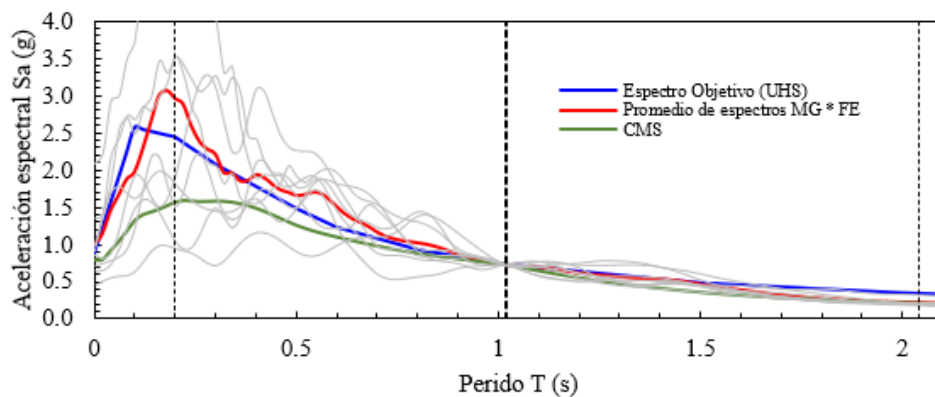
Sismos Corticales - Conjunto 29						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	22	1.362	2.68	Tabas, Iran/Dayhook	139	7.35
2	44	2.292	2.72	Corinth, Greece/Corinth	313	6.60
3	74	3.178	3.01	Kalamata, Greece-01/Kalamata (bsmt)	564	6.20
Promedio:		2.277	2.80			

Sismos de Subducción - Conjunto 29						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	68	3.027	3.95	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
2	6	6.792	2.72	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
3	146	8.610	1.94	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
4	7	9.621	3.07	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
5	8	9.729	2.72	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
6	107	10.437	1.70	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
7	110	12.879	1.95	Miyagi_Pre.Off/ TSUKIDATE	4017054	7.15
8	89	14.122	2.89	2944860/ILA068	7004779	7.12
Promedio:		9.402	2.62			

**Conjunto 29 - Cortical**



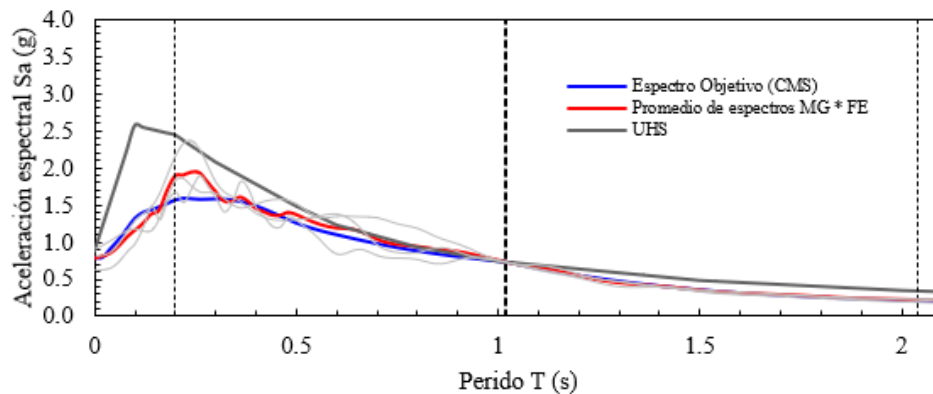
**Conjunto 29 - Subducción**



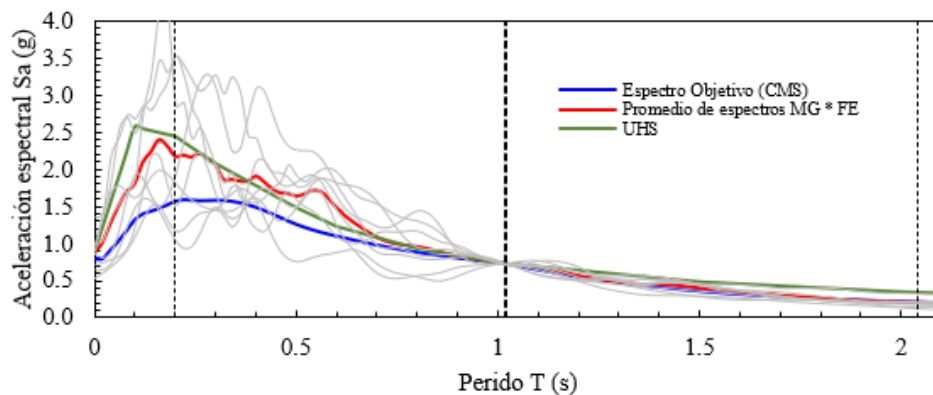
Sismos Corticales - Conjunto 30						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	69	0.891	2.97	Chalfant Valley-02/Bishop - LADWP South St	549	6.19
2	3	1.083	3.16	El Salvador 10-10-1986/Hotel Sheraton	Nacional	5.70
3	5	1.715	1.77	El Salvador 10-10-1986/Instituto de Vivienda Urbana	Nacional	5.70
Promedio:		1.230	2.63			

Sismos de Subducción - Conjunto 30						
Posición	ID	SSE	FE	Evento sísmico/estación	RSN	Mw
1	7	3.276	3.07	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (F)	Nacional	7.60
2	6	4.391	2.72	El Salvador 13-01-2001 / Seminario San José de la Montaña	Nacional	7.60
3	100	4.574	2.03	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI-E	4007353	7.15
4	107	6.770	1.70	Miyagi_Pre.Off/ ICHINOSEKI	4017016	7.15
5	4	7.339	1.33	El Salvador 13-01-2001 / Observatorio Nacional	Nacional	7.60
6	68	7.732	3.95	Iquique/HMBCX	6001373	8.15
7	8	8.396	2.72	El Salvador 13-01-2001 / Relaciones Exteriores (S)	Nacional	7.60
8	146	9.758	1.94	Central.Chile/ MELIPILLA CIA DE BOMBEROS	6001767	7.98
Promedio:		6.529	2.43			

Conjunto 30 - Cortical

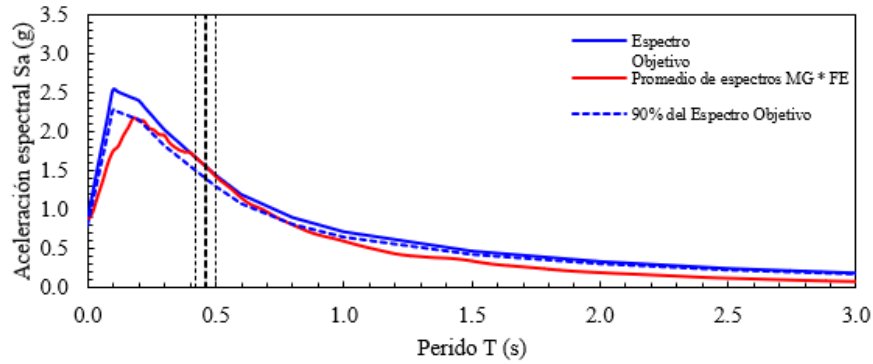


Conjunto 30 - Subducción

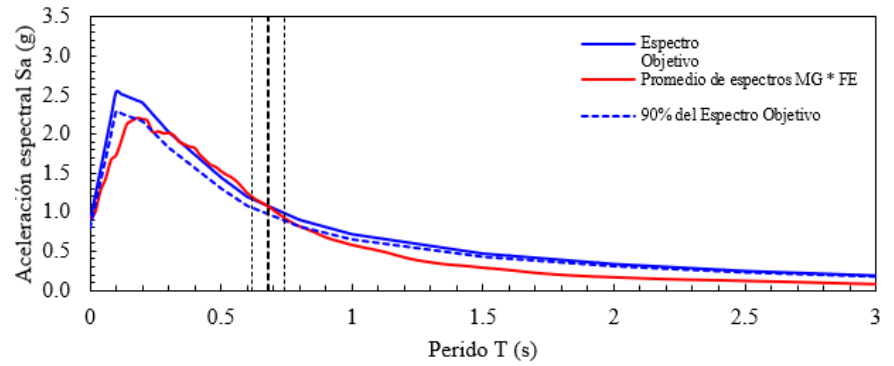




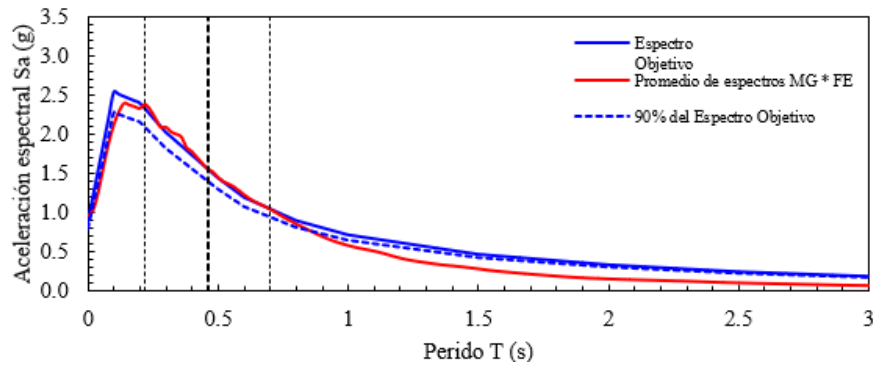
**Conjunto 1 - Global**



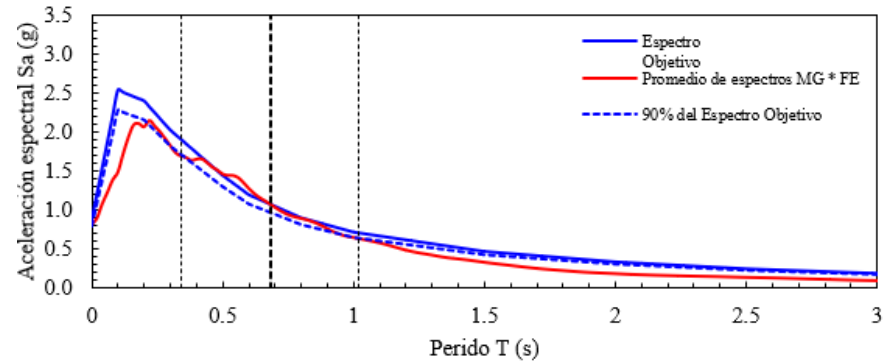
**Conjunto 4 - Global**



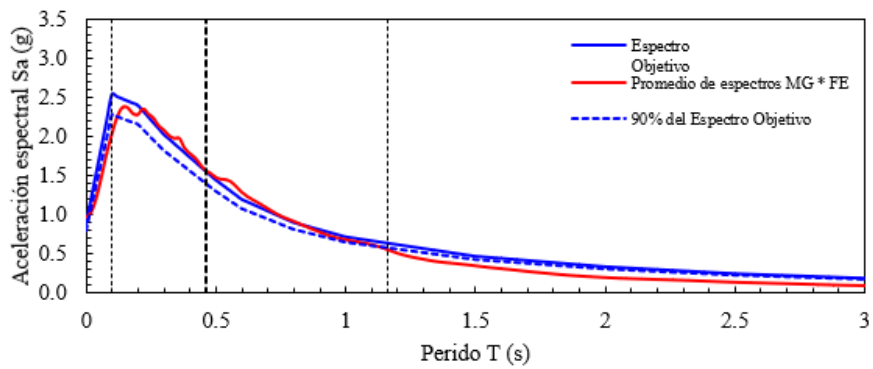
**Conjunto 2 - Global**



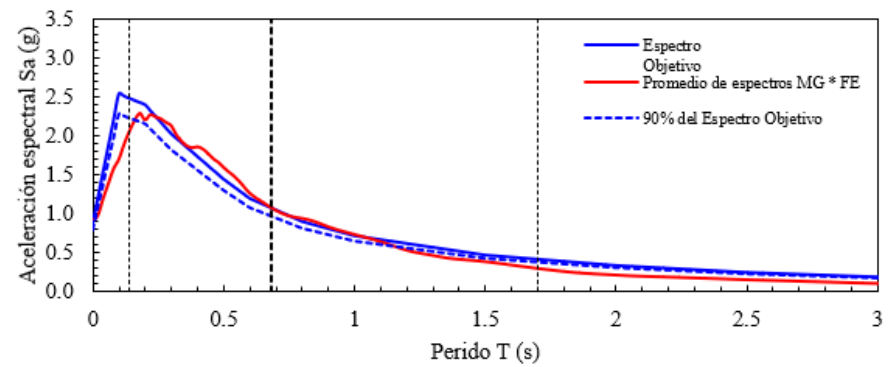
**Conjunto 5 - Global**



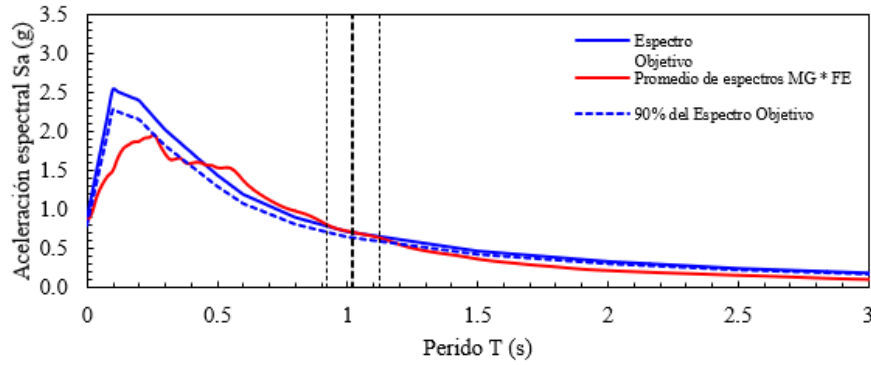
**Conjunto 3 - Global**



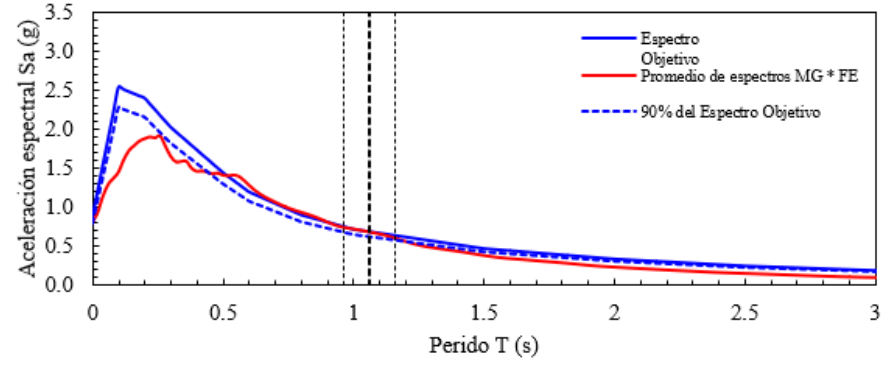
**Conjunto 6 - Global**



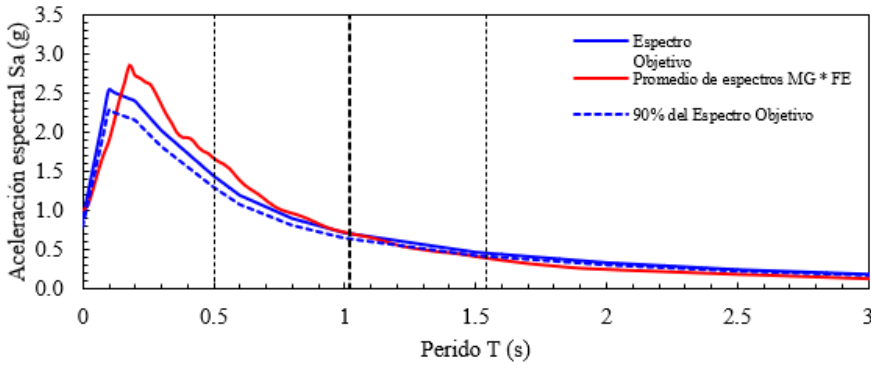
**Conjunto 7 - Global**



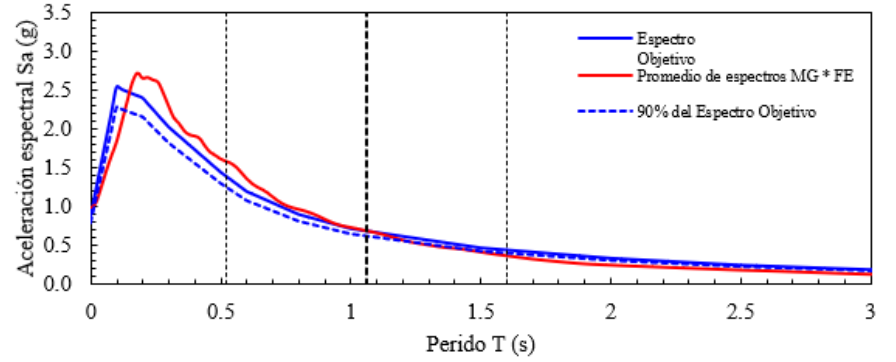
**Conjunto 10 - Global**



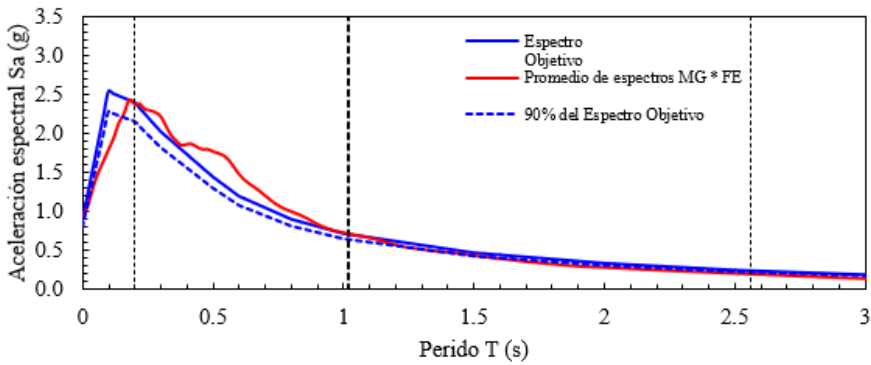
**Conjunto 8 - Global**



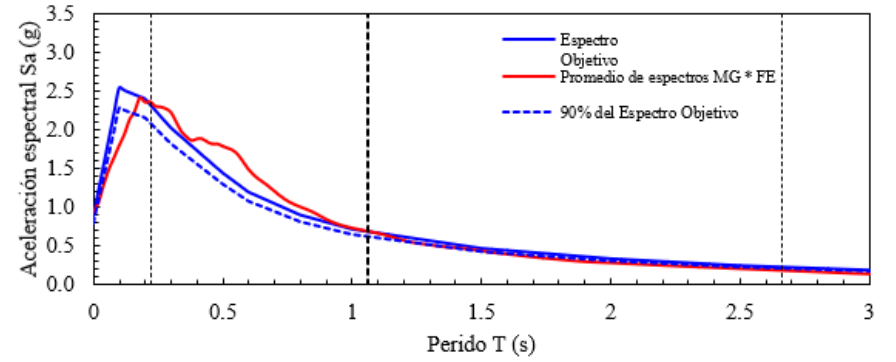
**Conjunto 11 - Global**



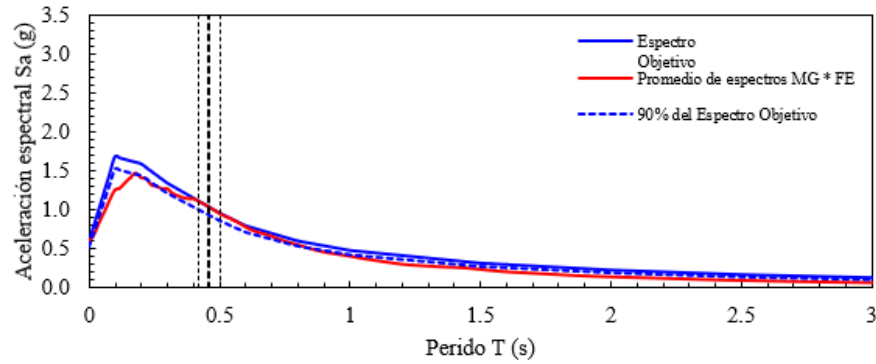
**Conjunto 9 - Global**



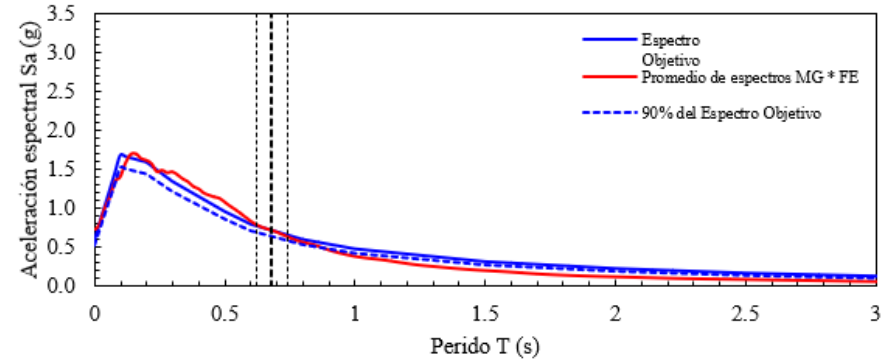
**Conjunto 12 - Global**



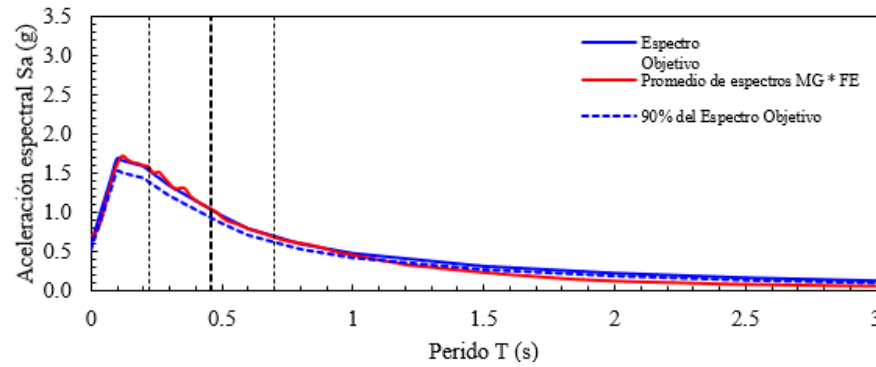
Conjunto 13 - Global



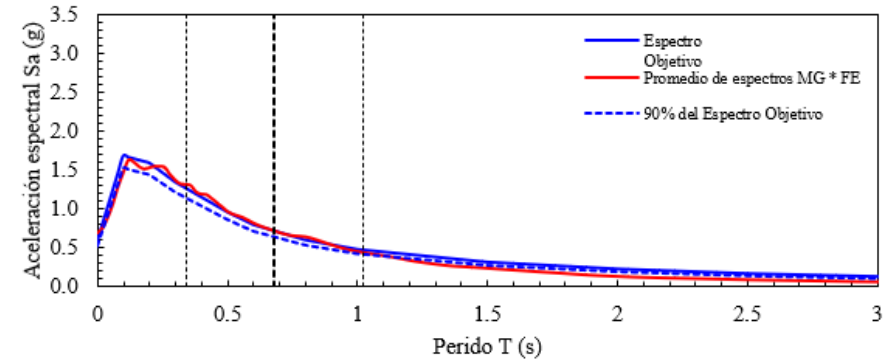
Conjunto 16 - Global



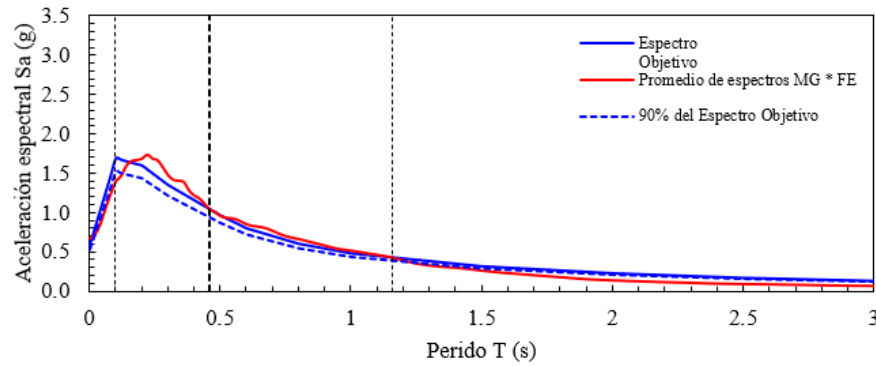
Conjunto 14 - Global



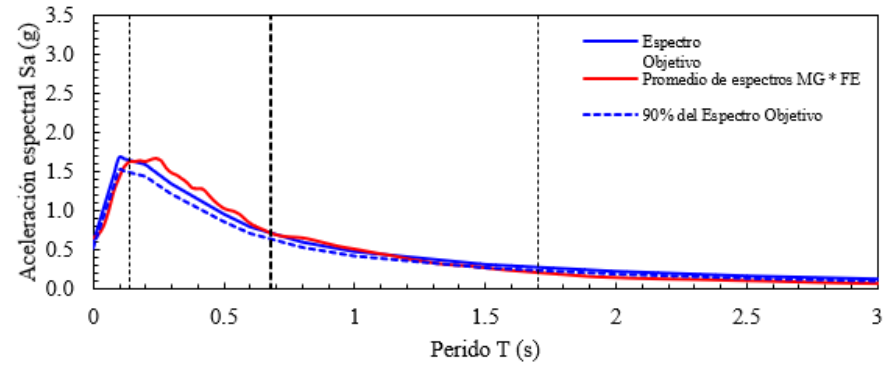
Conjunto 17 - Global



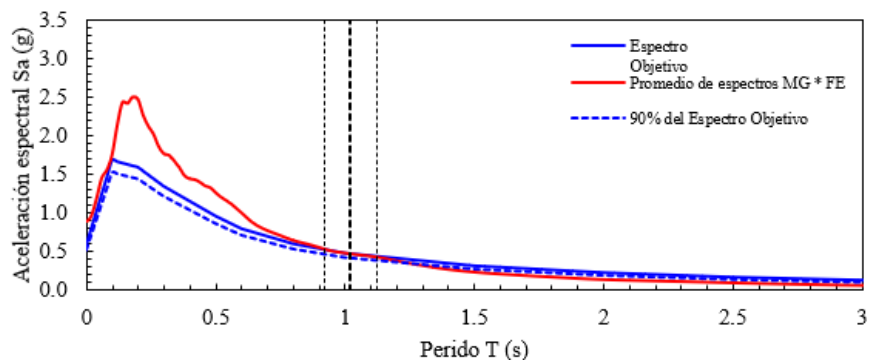
Conjunto 15 - Global



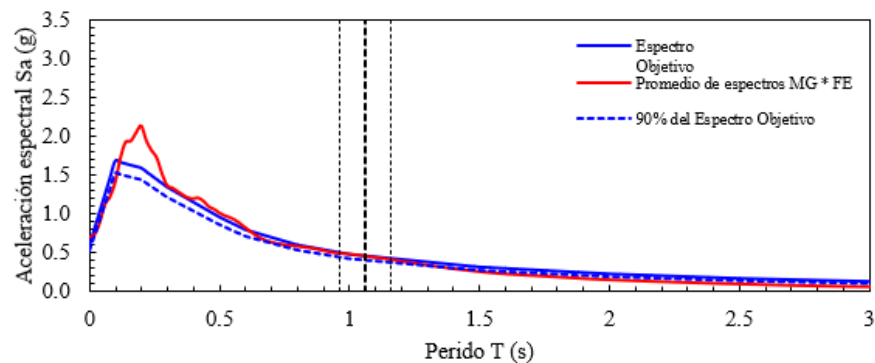
Conjunto 18 - Global



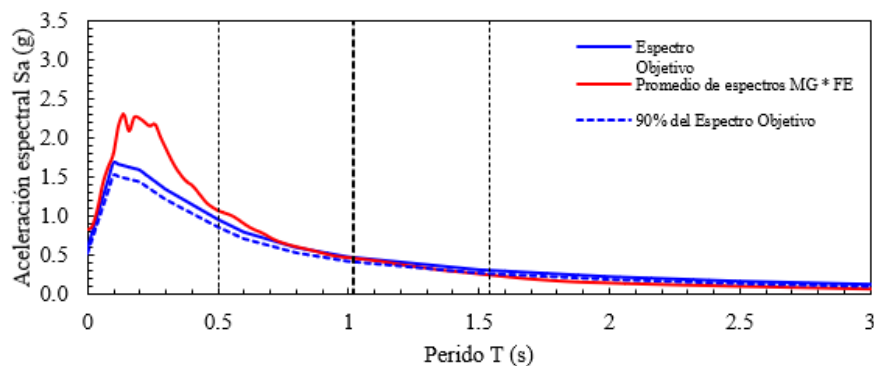
Conjunto 19 - Global



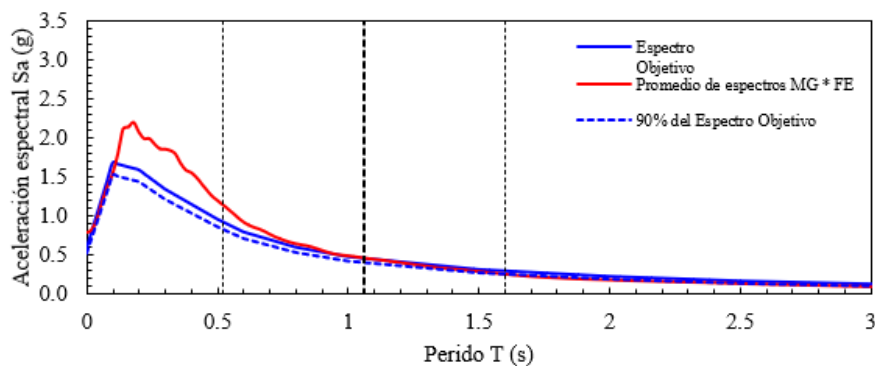
Conjunto 22 - Global



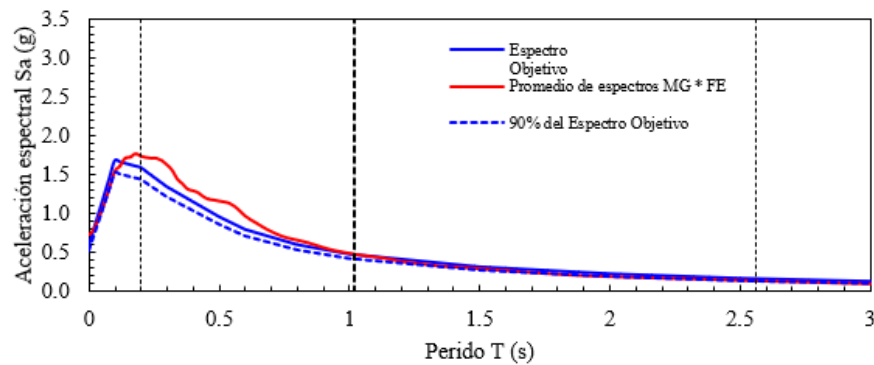
Conjunto 20 - Global



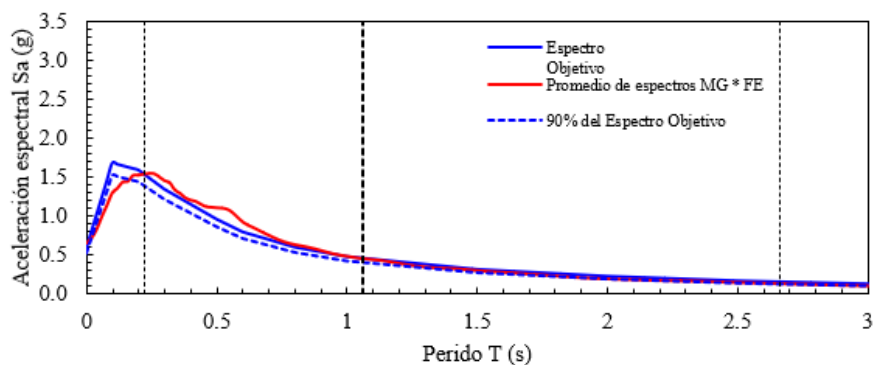
Conjunto 23 - Global



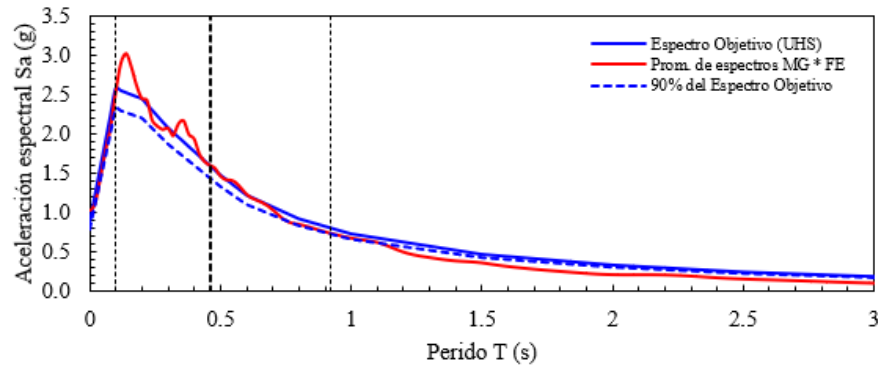
Conjunto 21 - Global



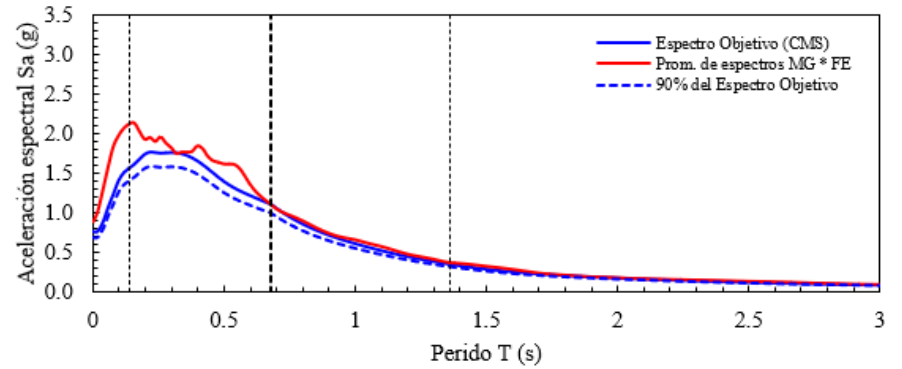
Conjunto 24 - Global



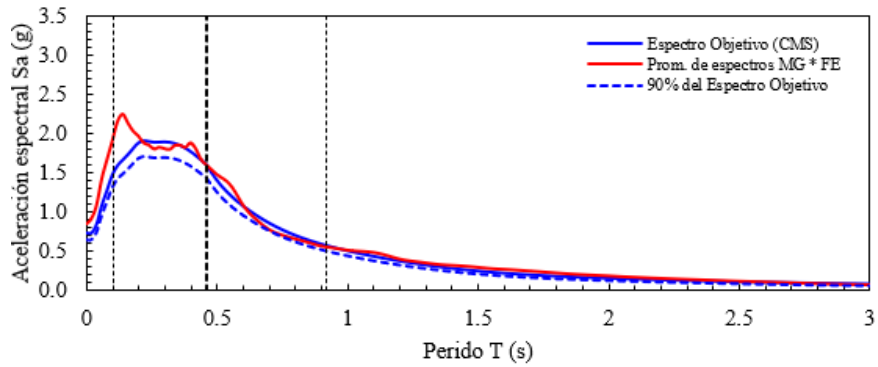
Conjunto 25 - Global



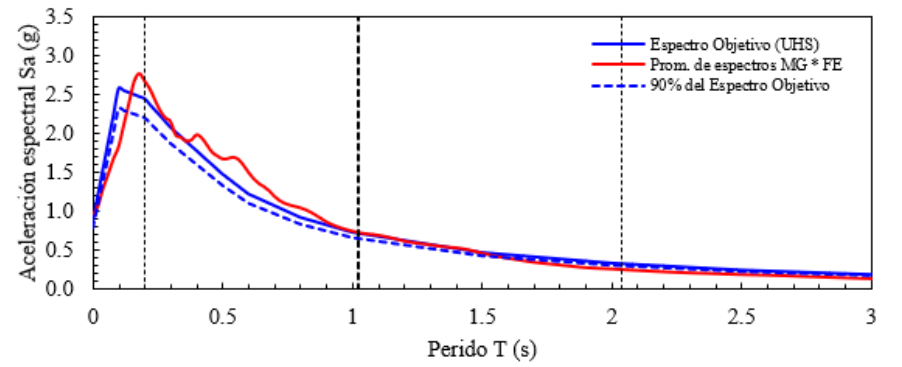
Conjunto 28 - Global



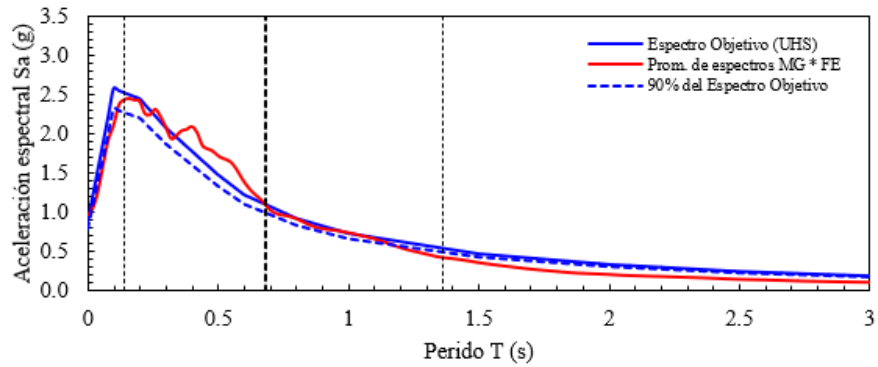
Conjunto 26 - Global



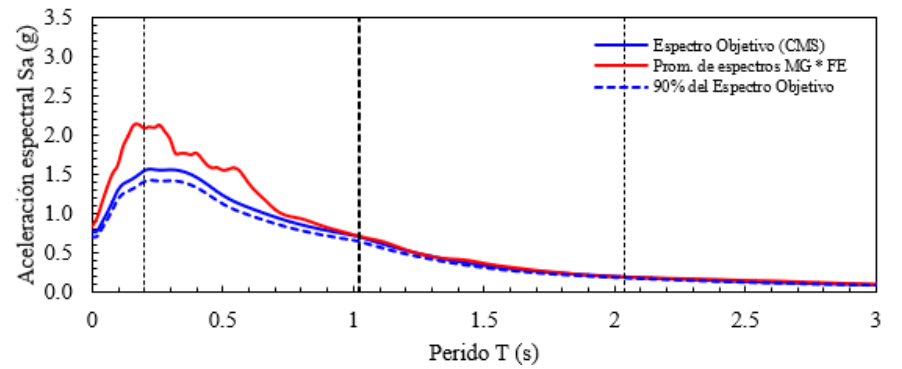
Conjunto 29 - Global

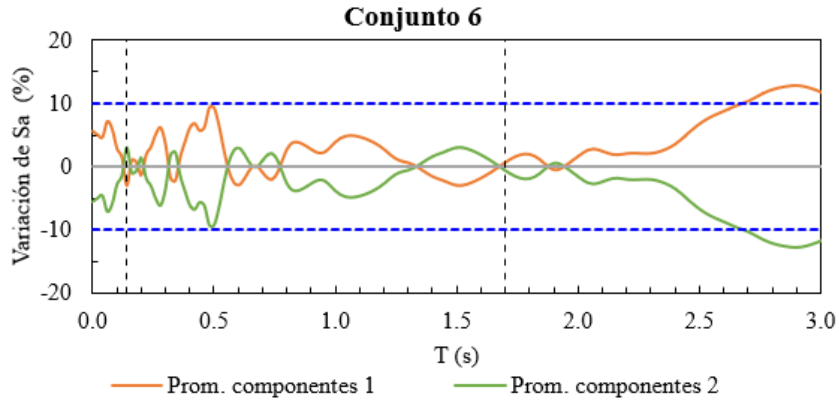
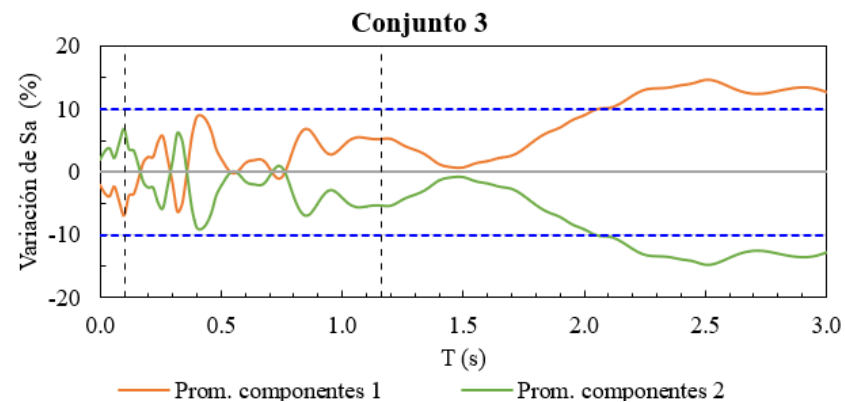
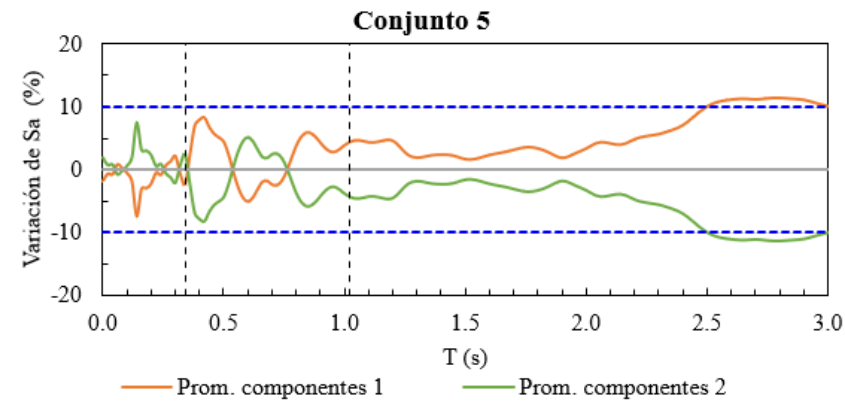
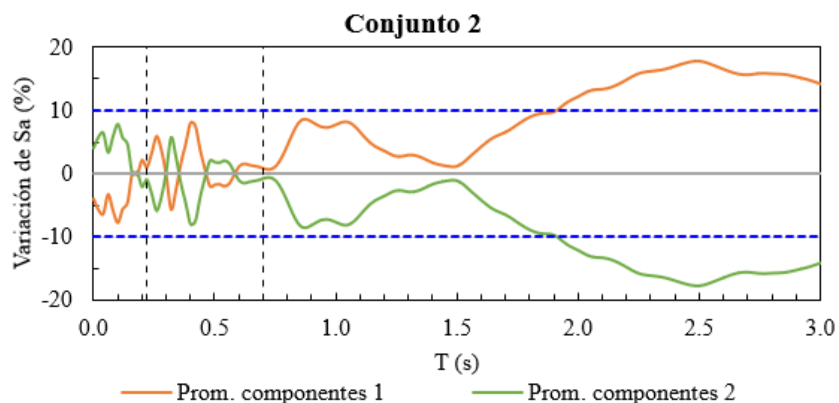
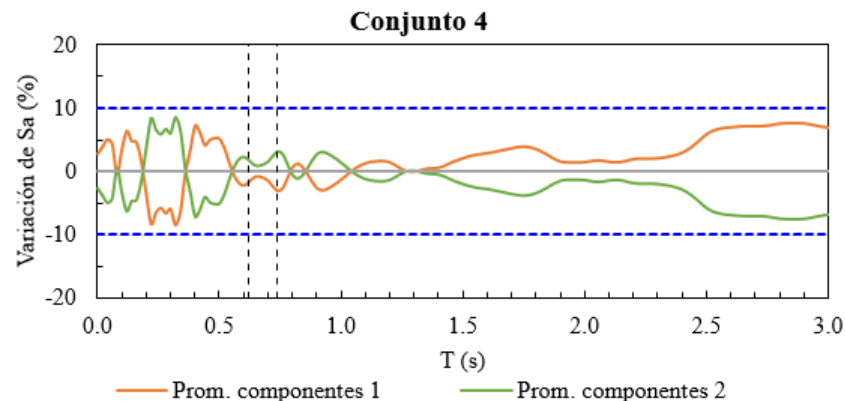
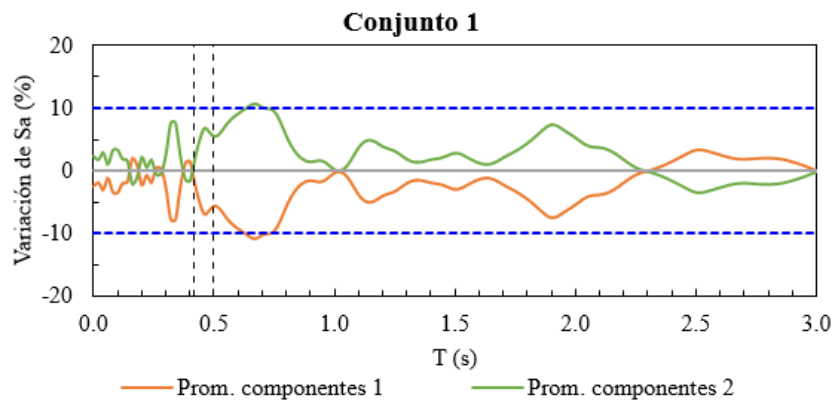


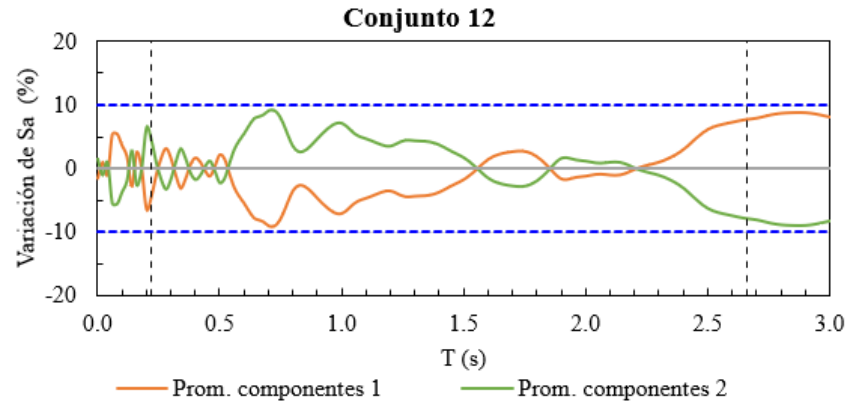
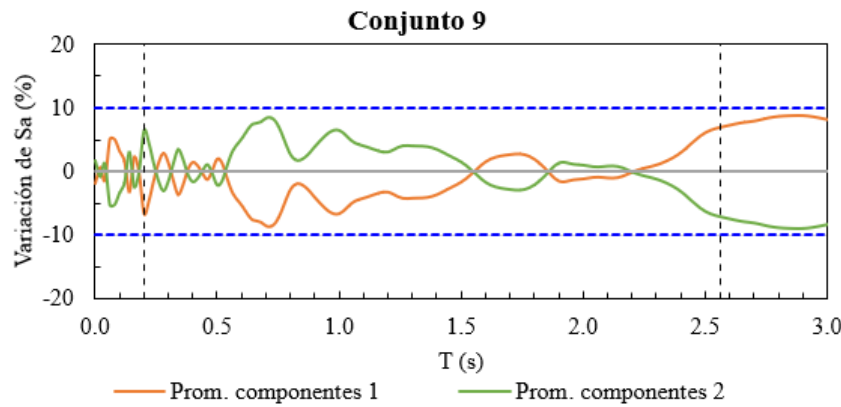
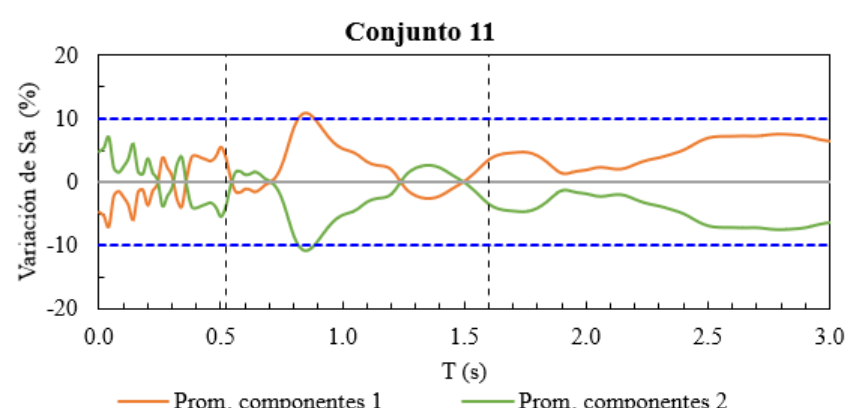
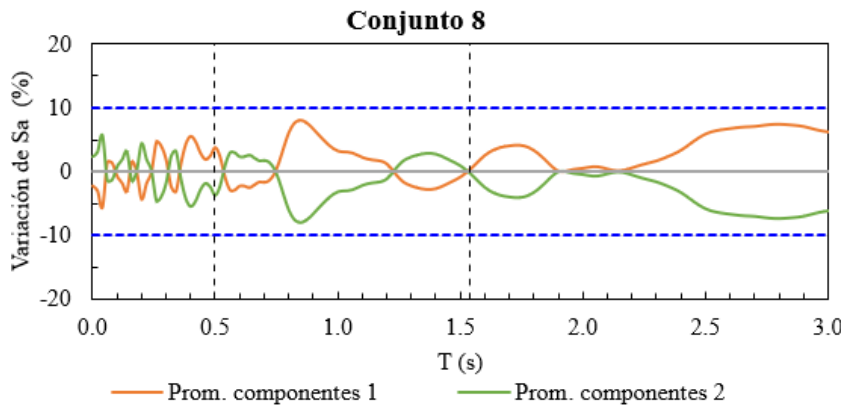
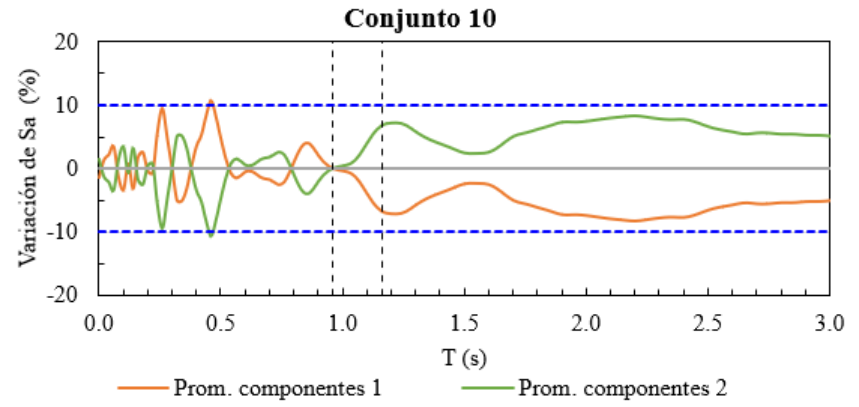
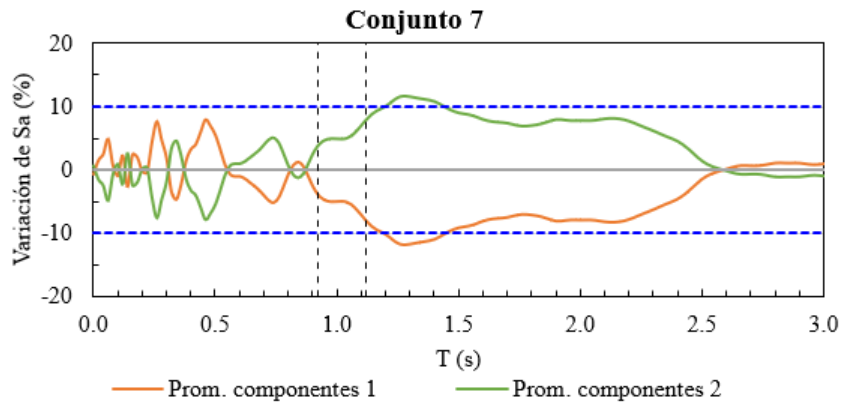
Conjunto 27 - Global

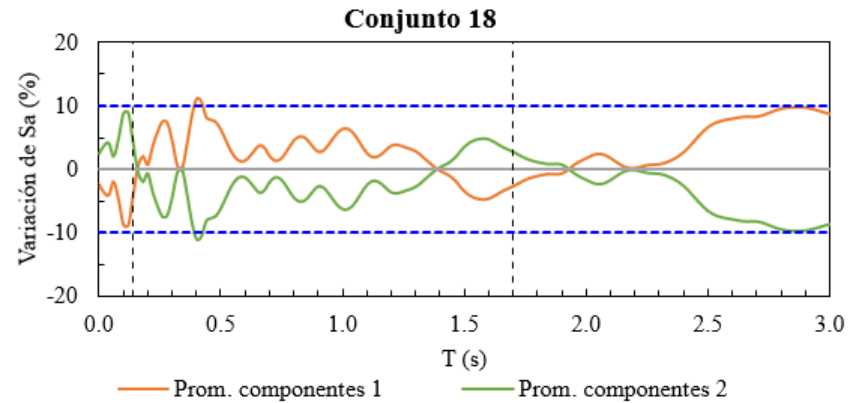
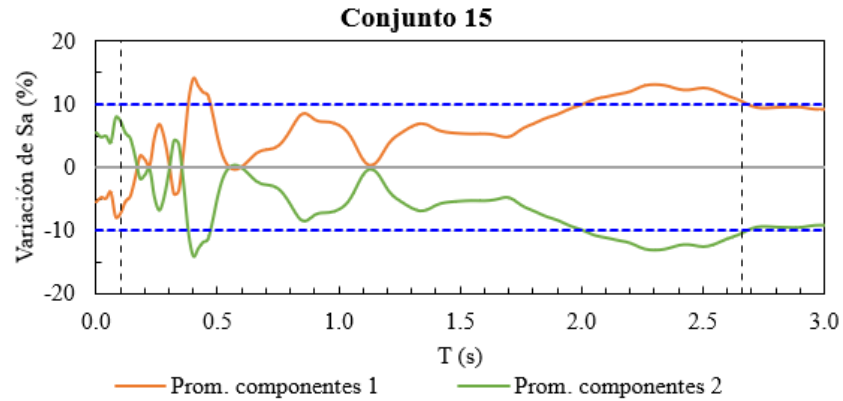
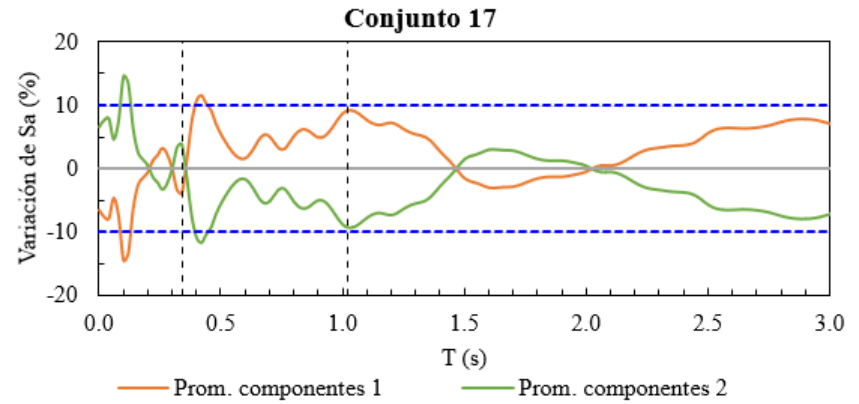
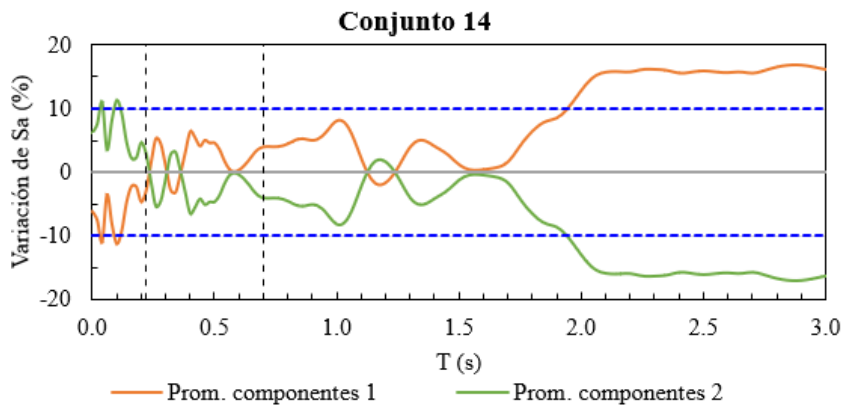
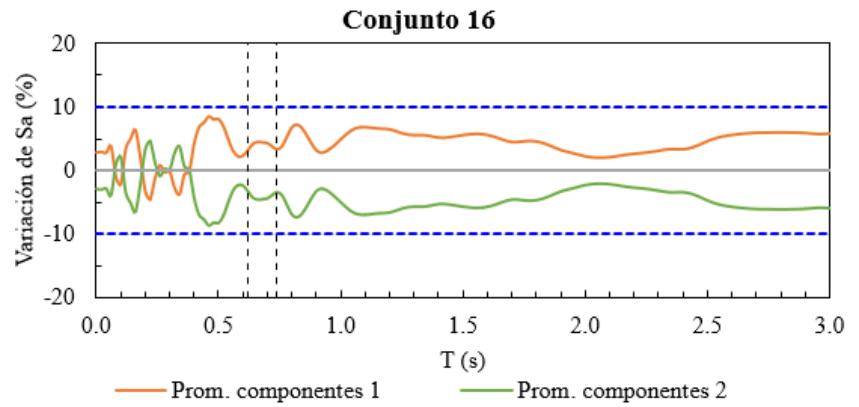
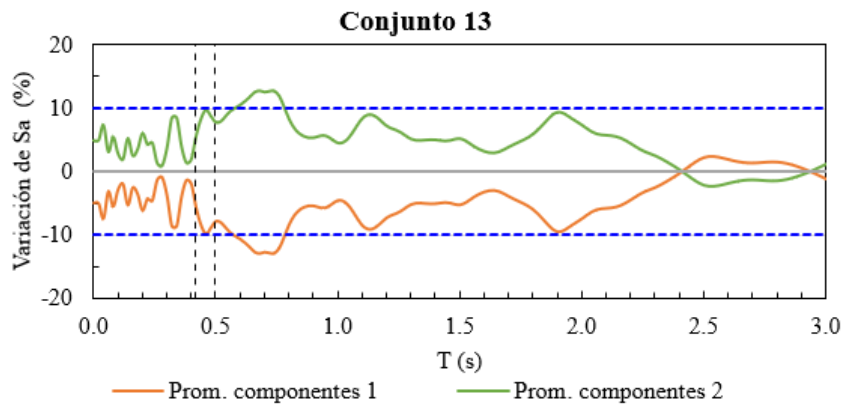


Conjunto 30 - Global

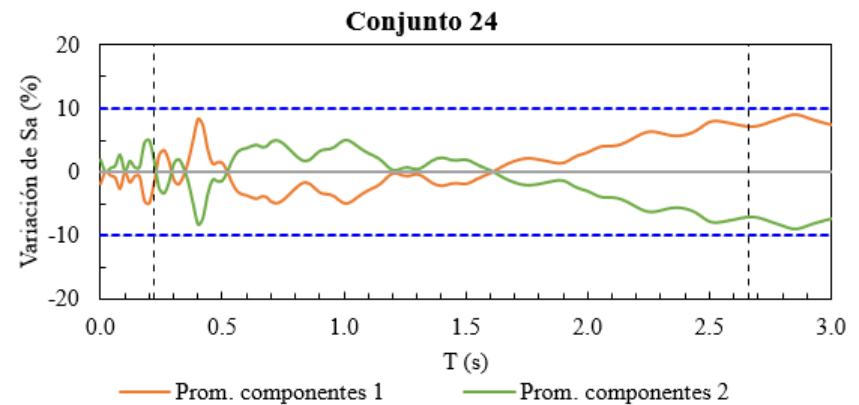
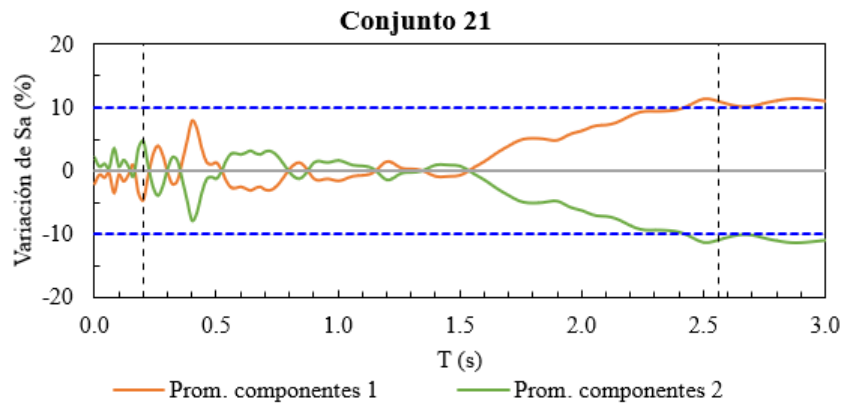
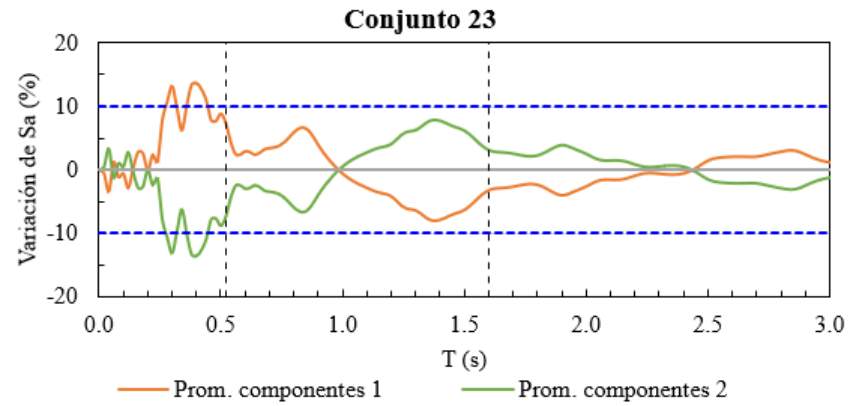
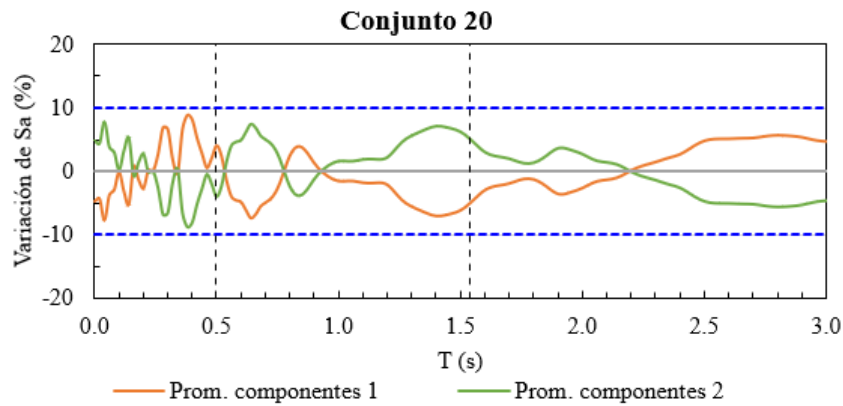
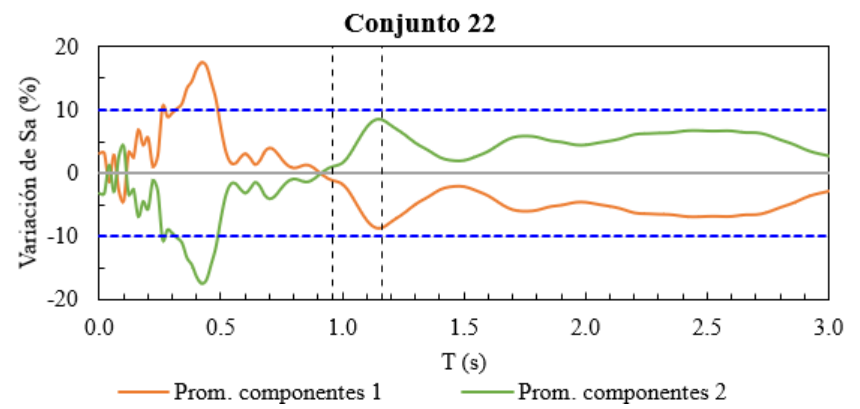
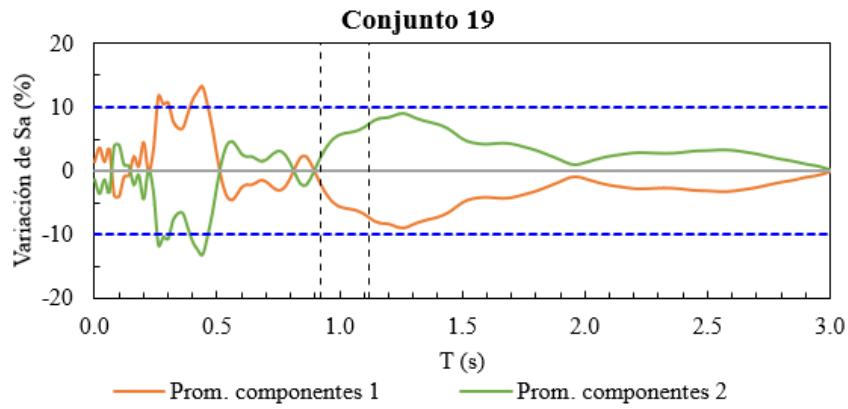


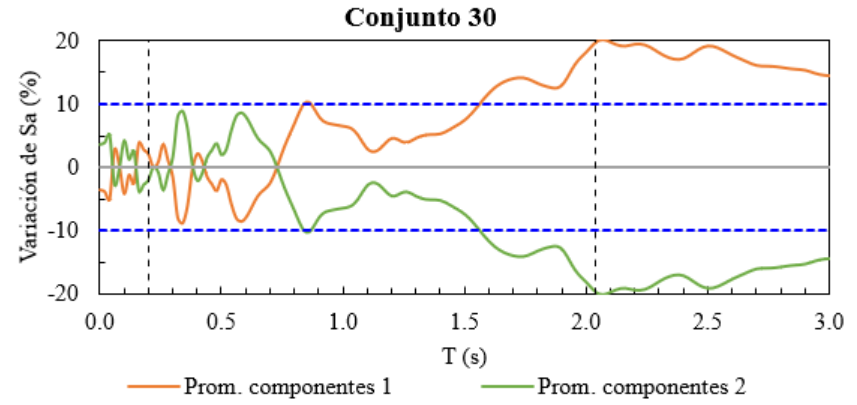
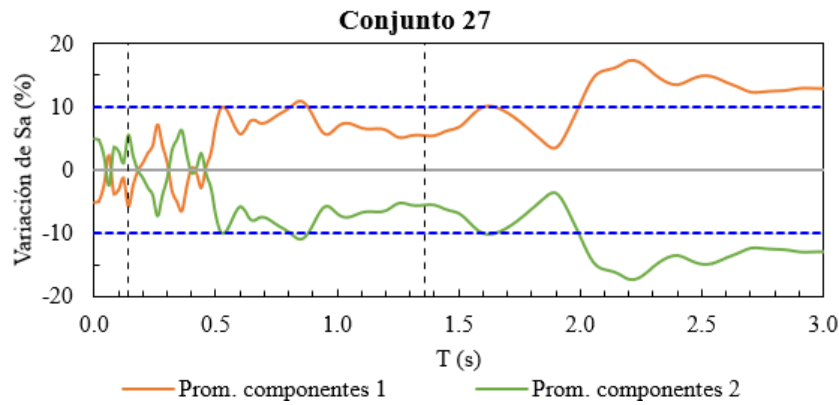
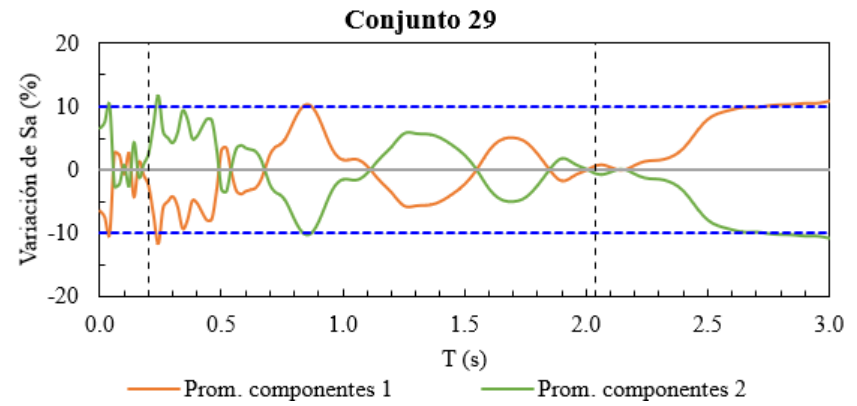
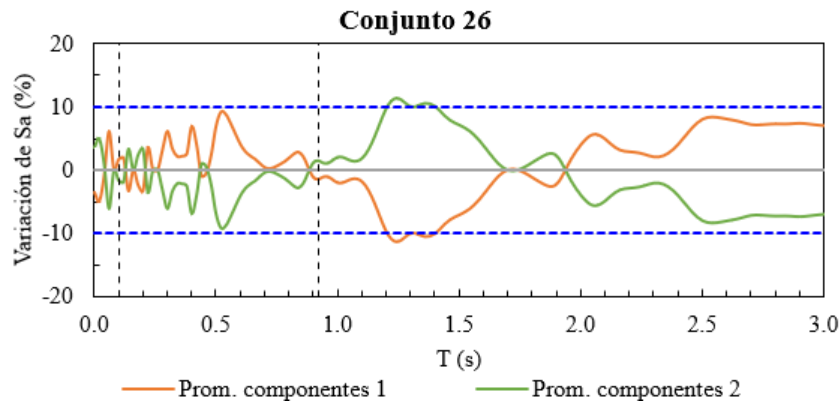
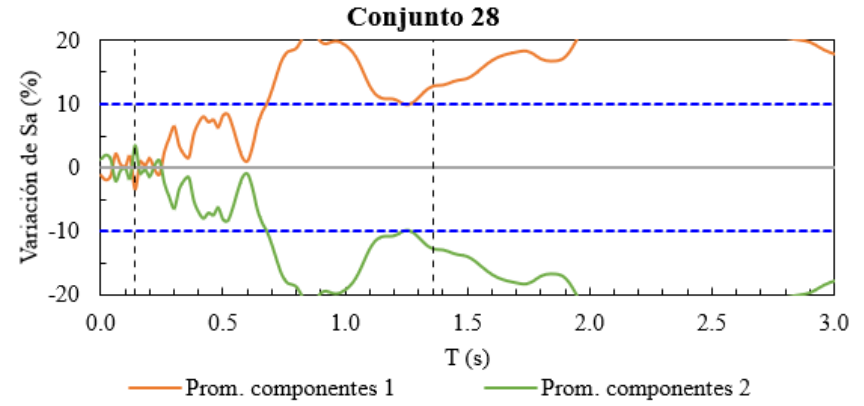
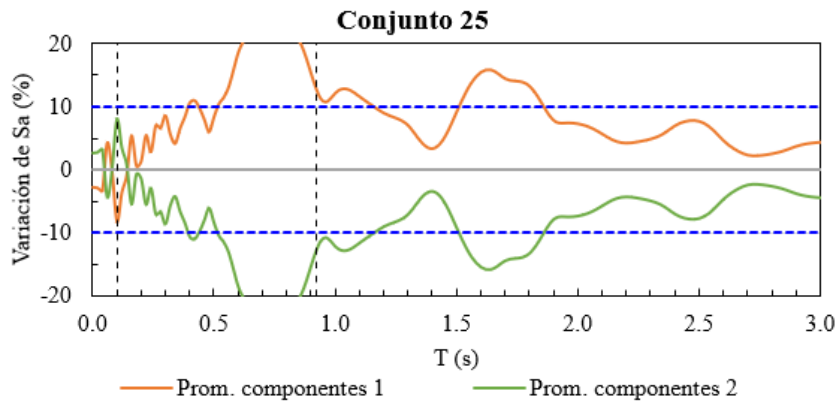












## **APÉNDICE D: CURVAS IDA**

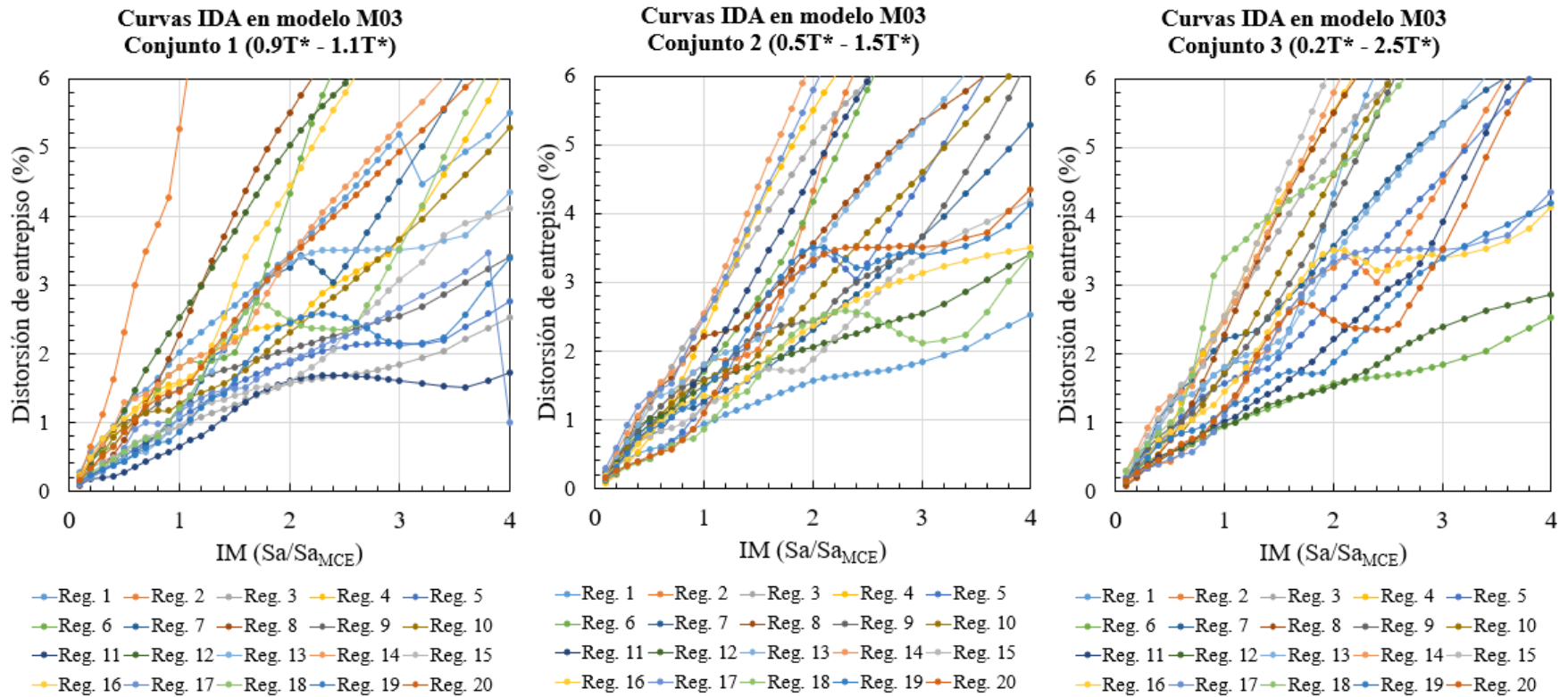


Figura D - 1. Curvas IDA de conjuntos 1, 2 y 3.

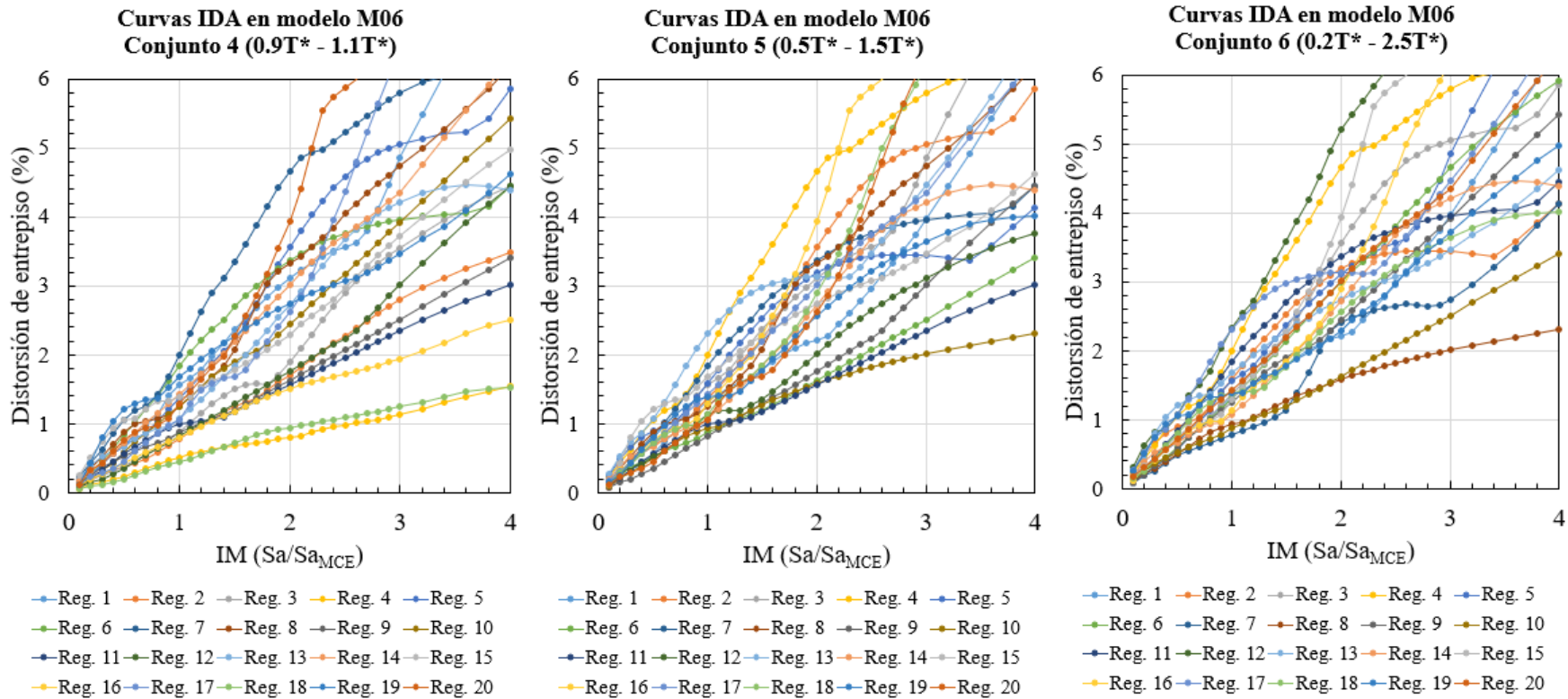


Figura D - 2. Curvas IDA de conjuntos 4, 5 y 6.

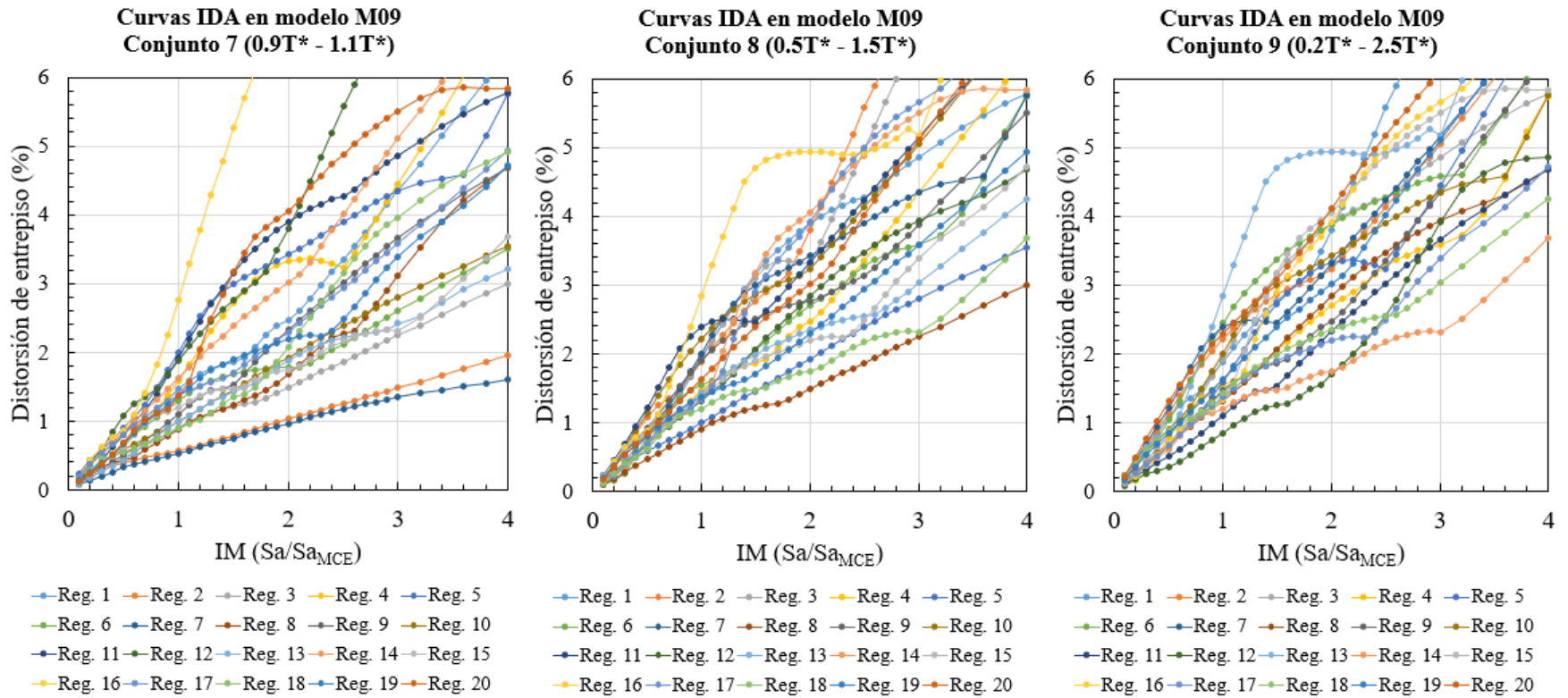


Figura D - 3. Curvas IDA de conjuntos 7, 8 y 9.

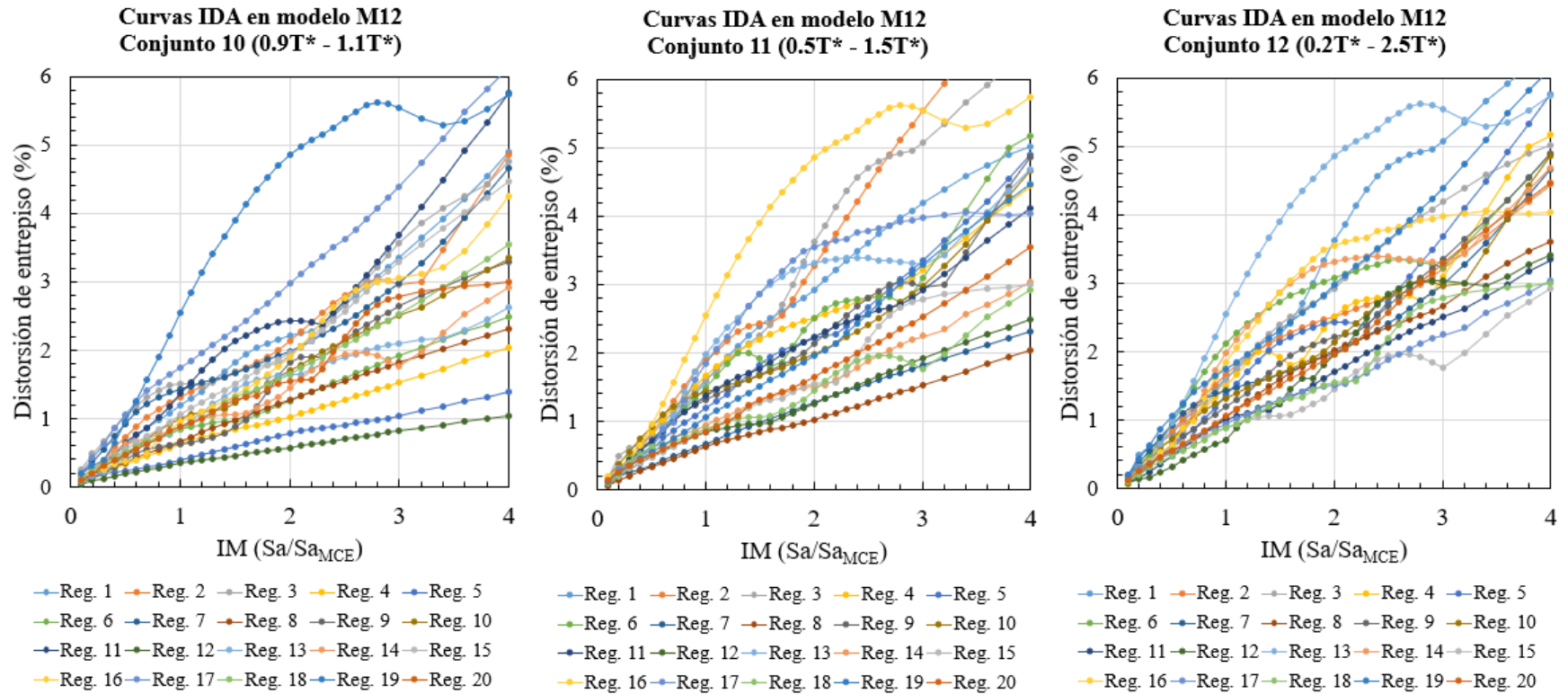
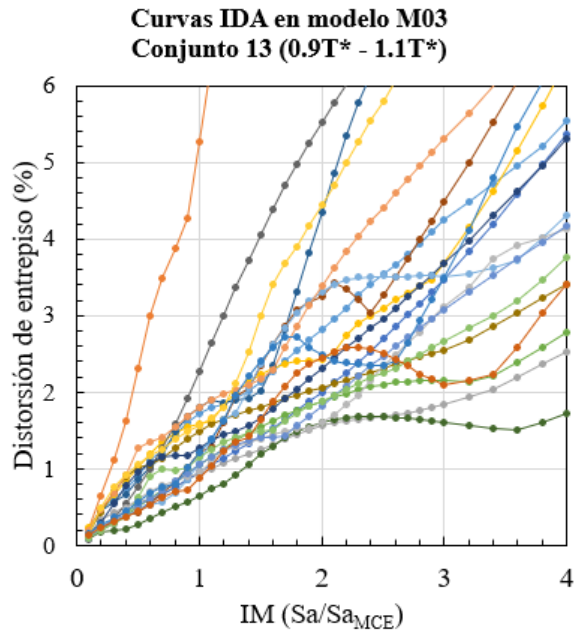
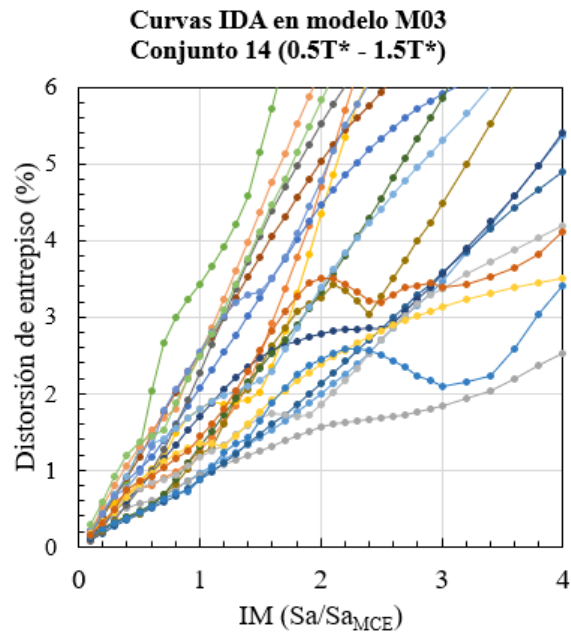


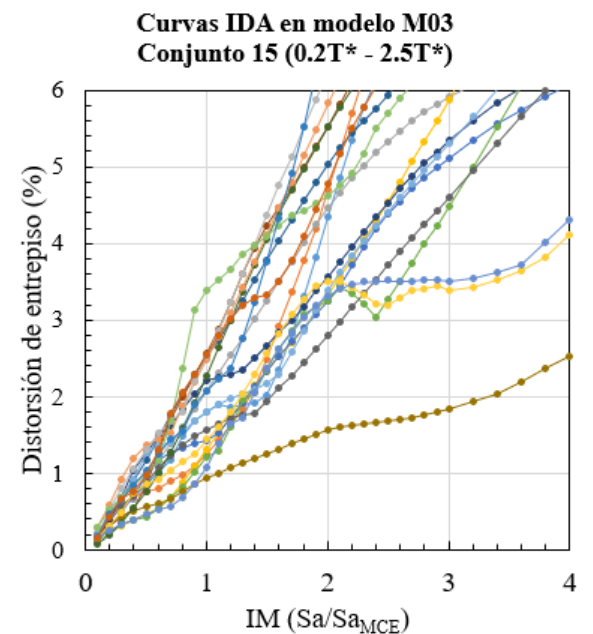
Figura D - 4. Curvas IDA de conjuntos 10, 11 y 12.



- Reg. 1    Reg. 2    Reg. 3    Reg. 4    Reg. 5
- Reg. 6    Reg. 7    Reg. 8    Reg. 9    Reg. 10
- Reg. 11    Reg. 12    Reg. 13    Reg. 14    Reg. 15
- Reg. 16    Reg. 17    Reg. 18    Reg. 19    Reg. 20



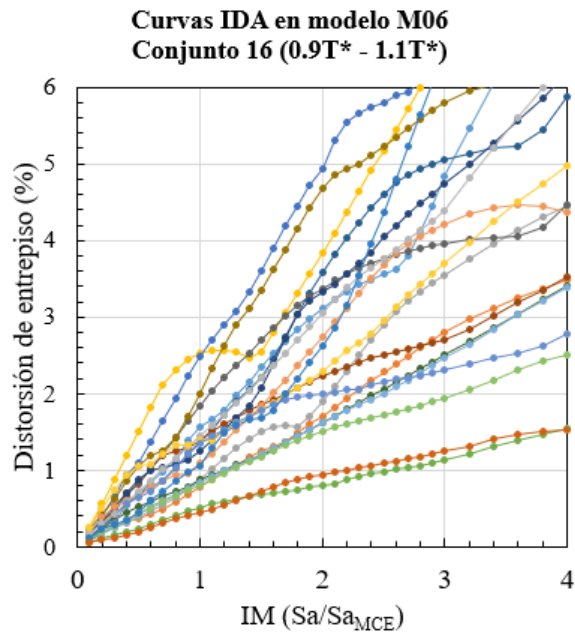
- Reg. 1    Reg. 2    Reg. 3    Reg. 4    Reg. 5
- Reg. 6    Reg. 7    Reg. 8    Reg. 9    Reg. 10
- Reg. 11    Reg. 12    Reg. 13    Reg. 14    Reg. 15
- Reg. 16    Reg. 17    Reg. 18    Reg. 19    Reg. 20



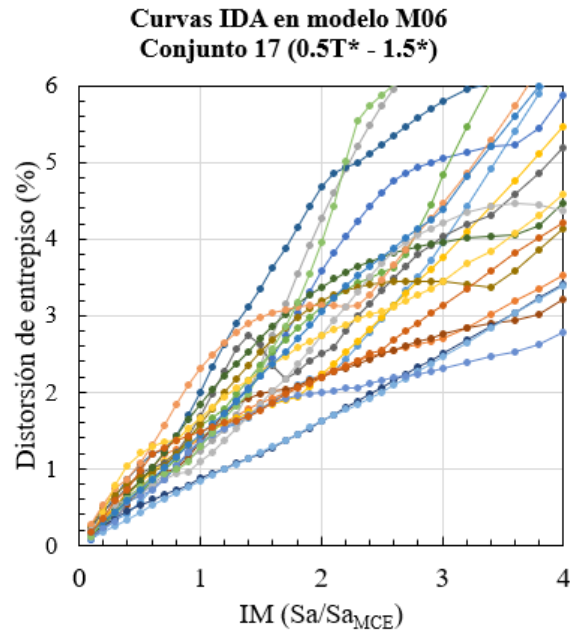
- Reg. 1    Reg. 2    Reg. 3    Reg. 4    Reg. 5
- Reg. 6    Reg. 7    Reg. 8    Reg. 9    Reg. 10
- Reg. 11    Reg. 12    Reg. 13    Reg. 14    Reg. 15
- Reg. 16    Reg. 17    Reg. 18    Reg. 19    Reg. 20

Figura D - 5. Curvas IDA de conjuntos 13, 14 y 15.

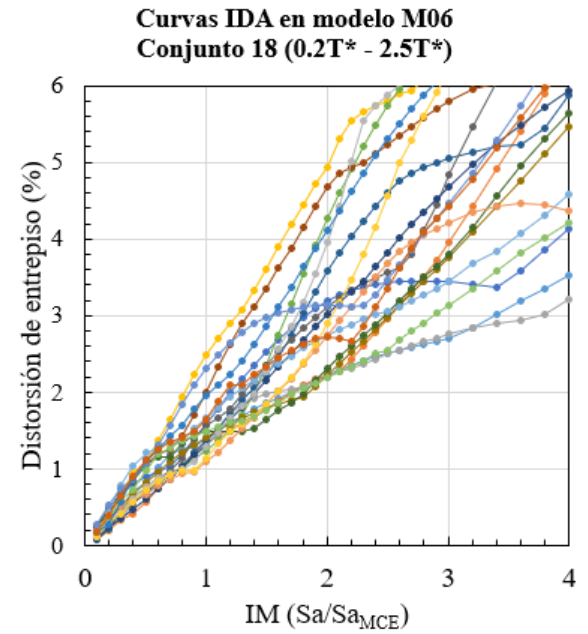




- Reg. 1    Reg. 2    Reg. 3    Reg. 4    Reg. 5
- Reg. 6    Reg. 7    Reg. 8    Reg. 9    Reg. 10
- Reg. 11    Reg. 12    Reg. 13    Reg. 14    Reg. 15
- Reg. 16    Reg. 17    Reg. 18    Reg. 19    Reg. 20



- Reg. 1    Reg. 2    Reg. 3    Reg. 4    Reg. 5
- Reg. 6    Reg. 7    Reg. 8    Reg. 9    Reg. 10
- Reg. 11    Reg. 12    Reg. 13    Reg. 14    Reg. 15
- Reg. 16    Reg. 17    Reg. 18    Reg. 19    Reg. 20



- Reg. 1    Reg. 2    Reg. 3    Reg. 4    Reg. 5
- Reg. 6    Reg. 7    Reg. 8    Reg. 9    Reg. 10
- Reg. 11    Reg. 12    Reg. 13    Reg. 14    Reg. 15
- Reg. 16    Reg. 17    Reg. 18    Reg. 19    Reg. 20

Figura D - 6. Curvas IDA de conjuntos 16, 17 y 18.

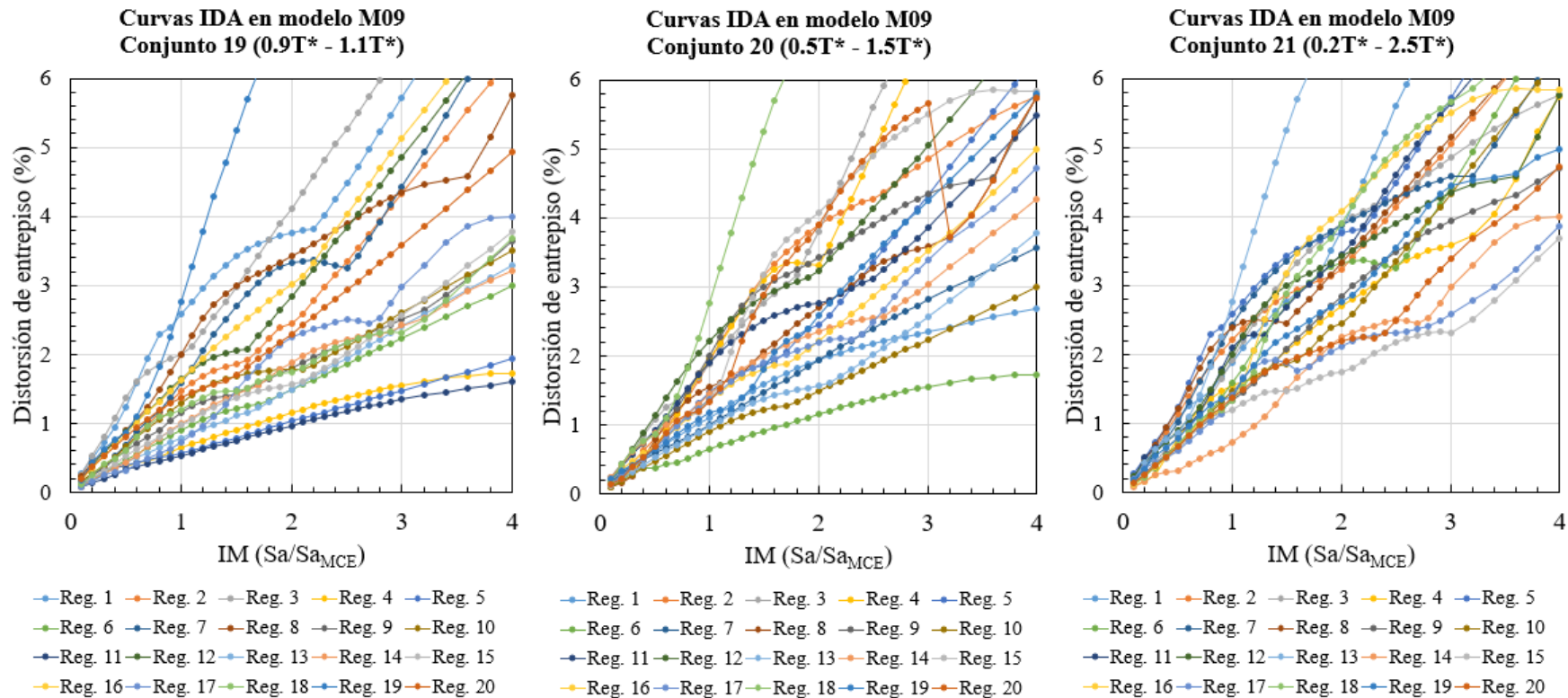


Figura D - 7. Curvas IDA de conjuntos 19, 20 y 21.

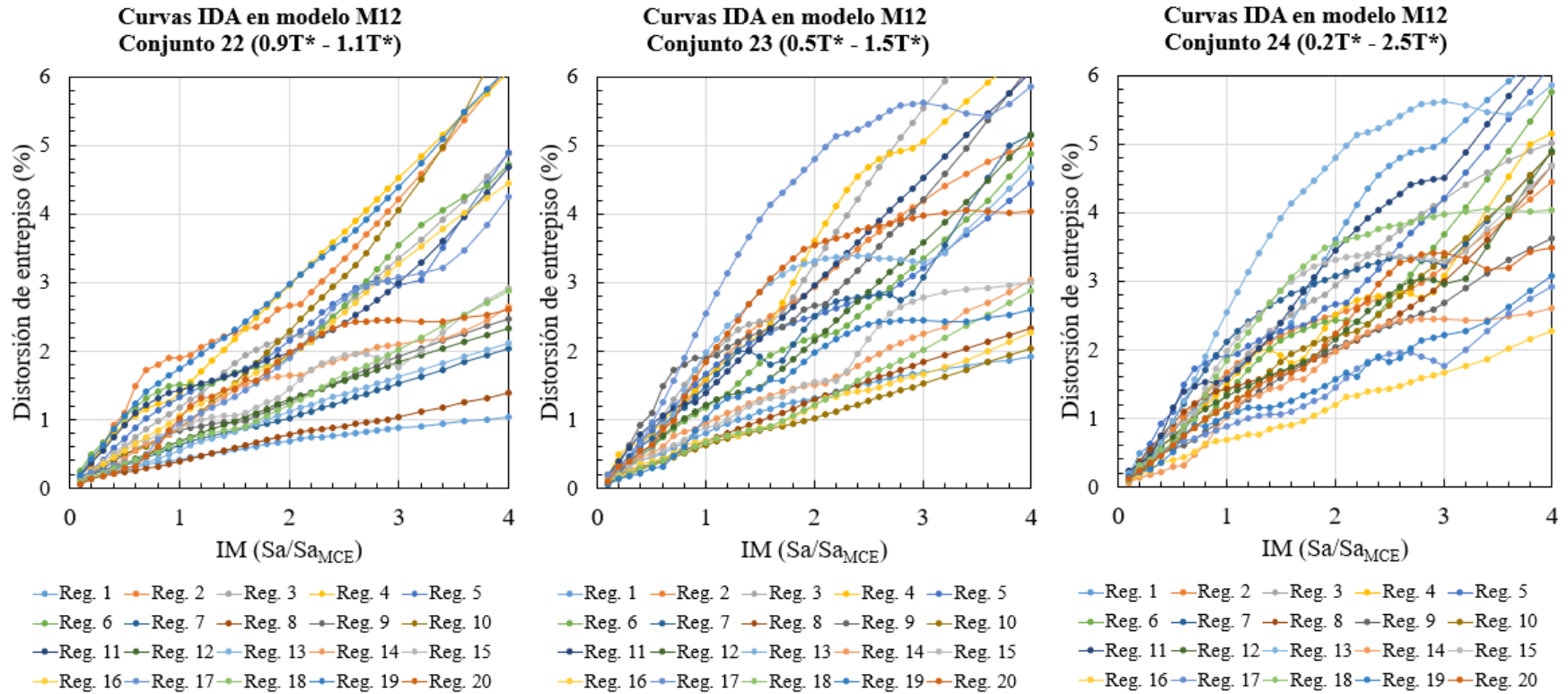


Figura D - 8. Curvas IDA de conjuntos 22, 23 y 24.

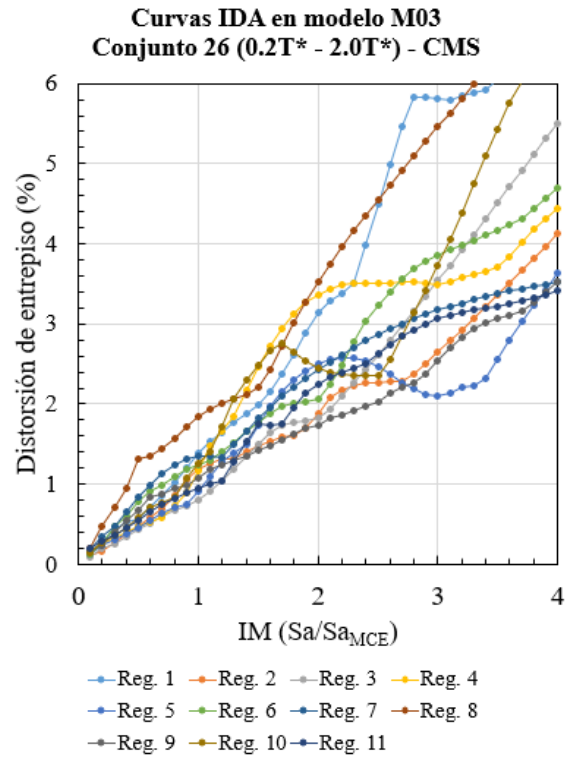
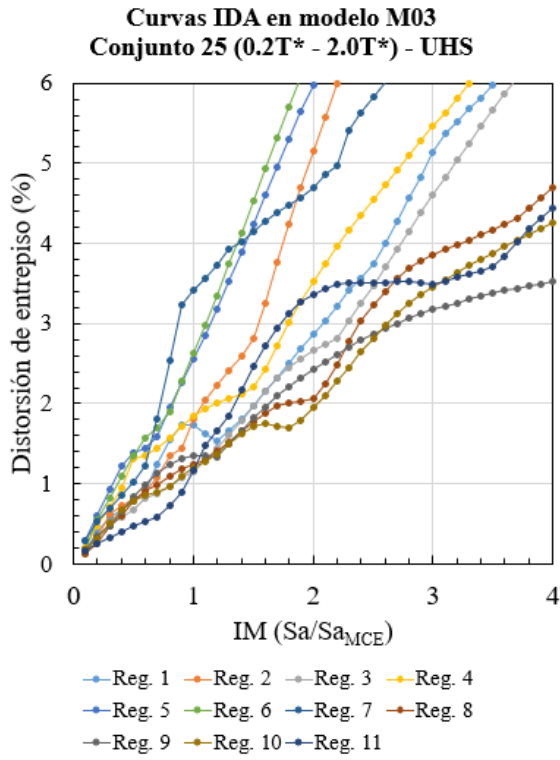


Figura D - 9. Curvas IDA de conjuntos 25 y 26.

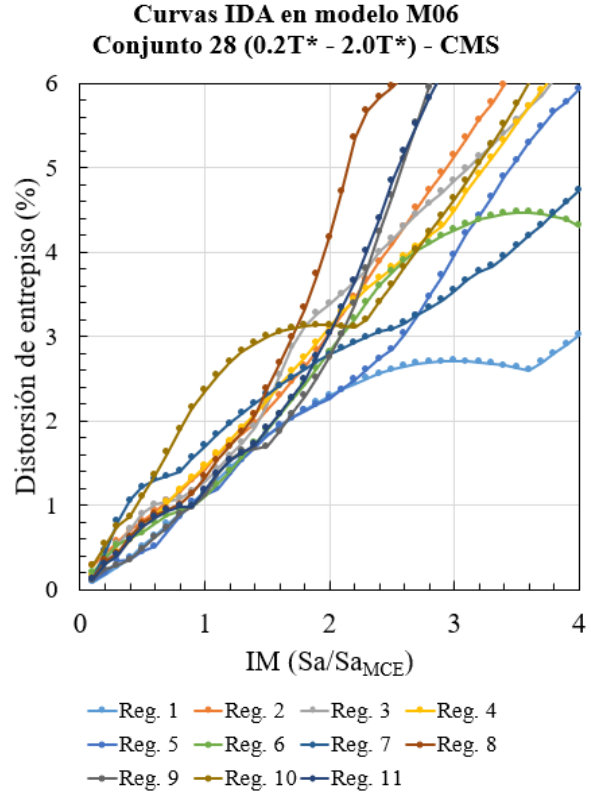
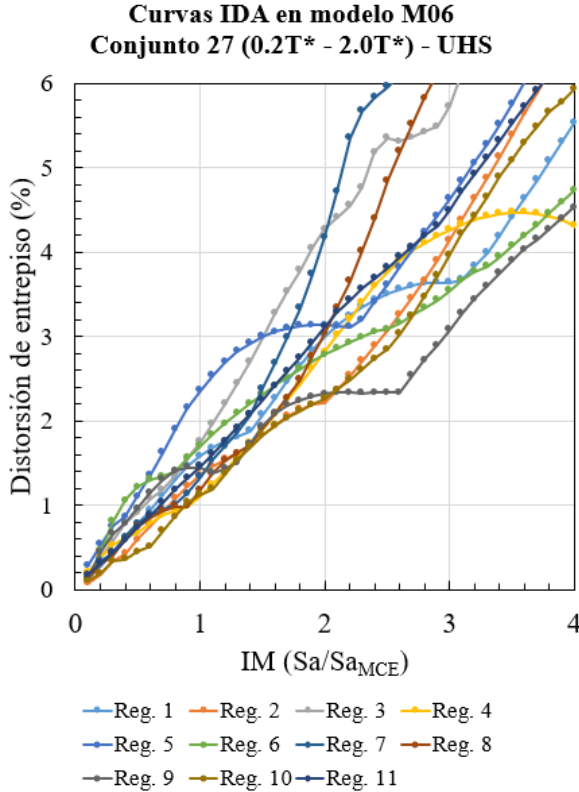


Figura D - 10. Curvas IDA de conjuntos 27 y 28.

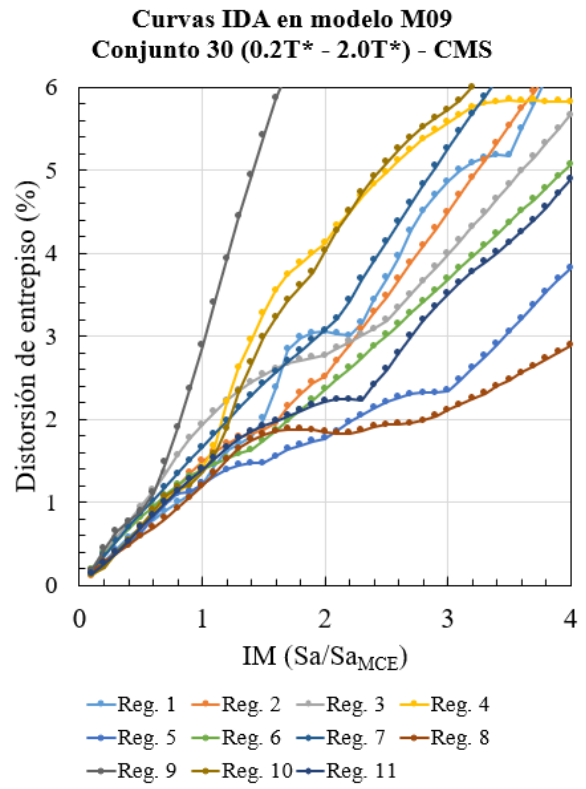
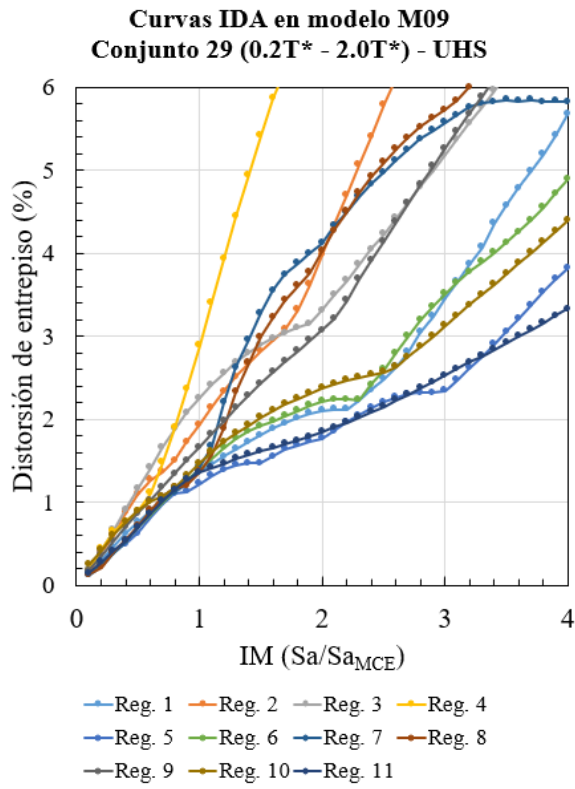


Figura D - 11. Curvas IDA de conjuntos 29 y 30.