



# UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL  
ÁREA DE ESTRUCTURAS

“DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE COMPORTAMIENTO  
SÍSMICO PARA PUENTES DE CONCRETO REFORZADO  
DE MEDIANA LONGITUD”

T E S I S

PRESENTA  
MANUEL ABURTO FLORES

PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL  
ÁREA DE ESTRUCTURAS

ASESORA  
DRA. ALMA ROSA SÁNCHEZ IBARRA

COASESOR  
DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

Morelia, Mich. Junio 2025

*“Nadie puede construirse el puente sobre el cual  
hayas de pasar el río de la vida; nadie, a no ser tú”*

-Friedrich Nietzsche



## AGRADECIMIENTOS

A las primeras personas a quien quiero agradecer y con quienes siempre estaré en deuda por todo lo que han hecho por y para mí, a mis padres que les dedico cada pequeño logro que tengo, ya que ninguno sería posible sin tenerlos a ellos como mi principal apoyo y motivación.

Quiero agradecerles a mis hermanas, a mis cuñados y a mis sobrinos quienes me han motivado siempre a nunca darme por vencido y siempre alentarme en esos momentos difíciles.

A mi compañera de vida, a mi novia Goretti que pese a estar la mayoría de este tiempo a distancia siempre estuvo para mí en esos momentos difíciles y siempre me tendió la mano cuando más lo necesitaba.

Quiero igual agradecer a mi asesora la Dra. Alma Rosa Sánchez Ibarra, a mi co-asesor el Dr. José Manuel Jara Guerrero por guiarme en este camino, compartirme de su conocimiento y solventar mis dudas siempre con paciencia.

También al Dr. Reyes García por darme la oportunidad de cumplir un sueño y hacerme sentir como en casa durante mi estancia en la Universidad de Warwick en Inglaterra.

De igual manera a los profesores que me dieron clase durante la maestría por haberme formado en una de las áreas que más me gusta.

Estos dos años han sido un aprendizaje constante en un área que me gusta demasiado, el haber estudiado esta maestría hizo posible que pudiera cumplir sueños que tengo desde que era un niño.



## RESUMEN

En México, es común que los despachos de diseño de puentes utilicen distintos valores del factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) incluso para una misma tipología estructural, muchas veces sin un fundamento técnico claro. Esto se debe a la incertidumbre existente respecto a la variabilidad de dicho factor, así como a la falta de una normativa específica para el diseño de puentes, a diferencia de lo que ocurre el caso de edificaciones, donde los valores de  $Q$  están claramente establecidos según la configuración estructural.

El factor de comportamiento sísmico  $Q$  reduce las fuerzas sísmicas de diseño, lo que conduce a secciones estructurales menos robustas y, por lo tanto, más económicas, a costa de una mayor demanda de ductilidad en la estructura.

A través de modelos desarrollados en software de análisis estructural, se evalúa la respuesta sísmica de puentes de concreto reforzado con dos tipos de subestructura, de una columna y tipo marco de cuatro columnas, ubicados en zonas con distinta intensidad sísmica. Estos puentes fueron diseñados con diferentes valores de  $Q$  (2, 3 y 4) y sometidos a dos intensidades sísmicas: el sismo de diseño y el sismo asociado a un periodo de retorno de 475 años.

Los resultados muestran desplazamientos y niveles de daño mayores en los puentes diseñados con valores más altos de  $Q$ , lo que permite establecer recomendaciones sobre el valor de  $Q$  para ciertas tipologías, con el fin de optimizar el diseño estructural sin comprometer la seguridad estructural.

Palabras clave: Puente, concreto, sismo, ductilidad y normativa.



## ABSTRACT

In Mexico, bridge design firms often use varied values for the seismic behavior factor ( $Q$ ) even within the same structural typology, frequently without a clear technical justification. This practice arises from the existing uncertainty about the variability of this factor and the absence of specific design codes for bridges, unlike buildings, where  $Q$  values are clearly defined according to the structural configuration.

Increasing the value of  $Q$  allows for a reduction in design seismic forces, resulting in less robust and therefore more economical structural sections, at the expense of higher ductility demands on the structure.

Using numerical models, the seismic response of reinforced concrete bridges with two types of substructures, single-column and four-column bent frames, was evaluated in regions with varying seismic intensities. These bridges were designed with different  $Q$  values (2, 3, and 4) and subjected to two seismic intensities: the design-level earthquake and one associated with a return period of 475 years.

The results show greater displacements and higher damage levels in bridges designed with higher  $Q$  values. These findings enable the establishment of recommendations regarding the  $Q$  value for certain typologies, aiming to optimize structural design without compromising structural safety.



## OBJETIVO

Evaluar el comportamiento no lineal de puentes diseñados con distintos valores del factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) en zonas con diferentes niveles de intensidad sísmica en México, con el propósito de proponer criterios técnicos que permitan una selección más adecuada y justificada de dicho parámetro en el diseño sismorresistente de puentes.

## METODOLOGÍA

1. Revisión de antecedentes relacionados al tema, tanto investigaciones como normativa.
2. Selección de demandas sísmicas a través de un filtrado de los registros disponibles en la base de registros acelerográficos del Instituto de Ingeniería de la UNAM.
3. Selección de tipologías de puentes a modelar.
4. Modelado de los puentes en programa SAP2000.
5. Selección de acciones sobre los puentes.
6. Diseño de los puentes con base en la AASHTO LRFD y CALTRANS.
7. Modelado de los puentes en Perform3D para análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo.
8. Obtención de resultados de los análisis no lineales.
9. Interpretación de resultados obtenidos.
10. Conclusiones a partir de los resultados.



## ÍNDICE

C1. ESTADO DEL ARTE.....	26
1.1 INVESTIGACIONES PREVIAS Y NORMATIVA .....	26
1.1.1 Criterios de diseño sísmico CALTRANS, 2019 .....	26
1.1.2 Modelos recomendados de rigidez efectiva y de modificación de la respuesta sísmica para columnas circulares en voladizo de puentes de concreto reforzado, primera y segunda parte: estados límite de servicio y de prevención del colapso.....	27
1.1.3 Fragilidad sísmica de pilas circulares en puentes de concreto reforzado simplemente apoyados: una propuesta para la evaluación de capacidad. ....	28
1.1.4 Factores de Reducción de Respuesta, Estado del Arte y Estudio Comparativo entre Códigos .....	29
1.1.5 Factor de comportamiento sísmico (Q)- Manual de Obras Civiles CFE 2015 .....	36
1.1.6 Factor de reducción de fuerzas sísmicas para construcciones de marcos ligeros de madera. ....	37
1.1.7 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO AASHTO LRFD (2020) .....	37
1.2 COMENTARIOS FINALES.....	38
C2. DEMANDAS SÍSMICAS.....	39
2.1 INTRODUCCIÓN A LA SISMICIDAD EN MÉXICO.....	39
2.2 ZONAS SÍSMICAS EN MÉXICO .....	40
2.3 SELECCIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS.....	42
2.3.1 Clasificación por mecanismo de falla .....	46
2.3.2 Clasificación por intervalos de aceleración .....	50
2.3.3 Clasificación por Distancia Epicentral .....	55
2.3.4 Registros seleccionados .....	73
2.4 ESCALAMIENTO DE LOS ACELEROGRAMAS.....	97
2.5 COMENTARIOS FINALES.....	101
C3. TIPOLOGÍAS Y MODELADO DE PUENTES A TRABAJAR.....	102
3.1 INTRODUCCIÓN A LOS PUENTES EN MÉXICO .....	102
3.2 DISTRIBUCIÓN DE LOS PUENTES EN MÉXICO .....	103
3.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES EN MÉXICO .....	105
3.3.1 Materiales utilizados en los puentes de México.....	105
3.3.2 TIPOS DE PUENTES EN MÉXICO.....	105



3.4	MODELOS NUMÉRICOS DE PUENTES.....	108
3.4.1	Nomenclatura de los modelos.....	108
3.4.2	Características de los modelos.....	108
3.5	MODELO DE LOS PUENTES EN SAP2000.....	116
3.5.1	MODELO DE LOS ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA.....	116
3.5.2	MODELADO DE ELEMENTOS DE LA SUBESTRUCTURA.....	121
3.6	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	133
3.7	COMENTARIOS FINALES.....	134
C4.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES.....	135
4.1	DISEÑO DE PUENTES.....	135
4.2	OBTENCIÓN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA MEDIANTE EL LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN (AASHTO-LRFD, 2020).....	135
4.2.1	Estados límite.....	136
4.2.2	Factores de carga y resistencia.....	137
4.2.3	Factor de amplificación dinámico.....	138
4.2.4	Factor de presencia múltiple.....	139
4.2.5	Factor modificador de carga.....	139
4.3	COMBINACIONES DE CARGA.....	142
4.3.1	Factores modificadores de carga.....	142
4.3.2	Obtención de las combinaciones de carga.....	143
4.4	DISEÑO DE PUENTES EN PROGRAMA SAP2000.....	145
4.4.1	Cargas de diseño de los puentes.....	145
4.5	DISEÑO DE LOS PUENTES.....	152
4.6	COMENTARIOS FINALES.....	157
C5.	MODELADO Y ANÁLISIS NO LINEAL EN PERFORM3D.....	158
5.1	ANÁLISIS NO LINEAL.....	158
5.1.1	Comportamiento no lineal de la sección transversal.....	158
5.1.2	Articulación plástica.....	159
5.2	PROPIEDADES NO LINEALES DE LOS MATERIALES.....	161
5.3	MODELADO EN PERFORM 3D.....	162
5.3.1	Interfaz de Perform3D.....	163
5.3.2	Creación de nodos.....	166
5.3.3	Creación de grupos de elementos y elementos.....	167



5.3.4 Asignación de masas a los nodos.....	169
5.3.5 Cargas adicionales de la superestructura .....	170
5.3.6 Componentes .....	170
5.3.7 Caracterización de la articulación plástica .....	177
5.3.8 Compounds.....	180
5.3.9 Registros sísmicos y configuración de los análisis.....	181
5.4 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES EN LA HISTORIA DEL TIEMPO.....	182
5.4.1 Desplazamientos .....	183
5.4.2 Energía histerética disipada .....	188
5.5 ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES .....	189
5.6 COMENTARIOS FINALES .....	191
C6. ANÁLISIS DE RESULTADOS E ÍNDICES DE DAÑO .....	192
6.1 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES EN LA HISTORIA DEL TIEMPO.....	192
6.1.1 Distorsiones angulares .....	192
6.1.2 Energía inelástica disipada.....	229
6.1.3 Demandas de ductilidad .....	246
6.2 ÍNDICES DE DAÑO .....	258
6.2.1 Índices de daño mediante el modelo propuesto por Park & Ang (1985) .....	259
6.2.2 Resultados de los índices de daño .....	260
6.3 COMENTARIOS FINALES .....	274
C7. CONCLUSIONES.....	279
REFERENCIAS .....	281



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Placas tectónicas en México. Tomada de <a href="https://elcomercio.pe/mundo/desastres/mexico-5-placas-tectonicas-dejan-moverse-noticia-459746-noticia/">https://elcomercio.pe/mundo/desastres/mexico-5-placas-tectonicas-dejan-moverse-noticia-459746-noticia/</a> .....	39
Figura 2.2 Regionalización sísmica de México. Tomada de <a href="https://hoffman-latam.com/blog/regiones-sismicas-en-mexico/">https://hoffman-latam.com/blog/regiones-sismicas-en-mexico/</a> .....	40
Figura 2.3 Brecha de Guerrero. Tomada de <a href="https://www.xataka.com.mx/investigacion/que-es-la-brecha-de-guerrero-y-porque-nos-deberia-preocupar-despues-del-sismo-de-8-2-grados-en-mexico">https://www.xataka.com.mx/investigacion/que-es-la-brecha-de-guerrero-y-porque-nos-deberia-preocupar-despues-del-sismo-de-8-2-grados-en-mexico</a> . ....	41
Figura 2.4 Eventos sísmicos y registros acelerográficos con magnitud mayor a 6.0 de 1960-2020.....	42
Figura 2.5 División de la cantidad de registros acelerográficos por tipo de fallamiento para sismos con magnitud mayor a 6.0 de 1960-2020 en México. ....	43
Figura 2.6 División de la cantidad de tipo de fallamiento para sismos con magnitud mayor a 6.0 de 1960-2020 en México.....	43
Figura 2.7 Cantidad de registros acelerográficos por tipo de suelo y tipo de falla para sismos con magnitud mayor a 6.0 de 1960-2020 en México.....	44
Figura 2.8 Registros de sismos de subducción y tipo de suelo.....	47
Figura 2.9 División porcentual de los registros por tipo de suelo para sismos de subducción.....	48
Figura 2.10 Registros de sismos de fallamiento normal y tipo de suelo.....	49
Figura 2.11 División porcentual de los registros por tipo de suelo para sismos de fallamiento normal.....	49
Figura 2.12 Registros de aceleración de sismos de subducción registrados en roca y divididos por intervalos de aceleración.....	50
Figura 2.13 Registros de aceleración de sismos de subducción registrados en arcilla y divididos por intervalos de aceleración.....	51
Figura 2.14 Registros de aceleración de sismos de subducción registrados en suelo aluvial y divididos por intervalos de aceleración.....	52
Figura 2.15 Registros de aceleración de sismos de fallamiento normal registrados en roca y divididos por intervalos de aceleración.....	53
Figura 2.16 Registros de aceleración de sismos de fallamiento normal registrados en arcilla y divididos por intervalos de aceleración.....	54



Figura 2.17 Registros de aceleración de sismos de fallamiento normal registrados en suelo aluvial y divididos por intervalos de aceleración.....	55
Figura 2.18 Registros de aceleración de sismos de subducción registrados en roca y divididos por distancias epicentrales e intervalos de aceleración.....	56
Figura 2.19 Registros de aceleración de sismos de subducción registrados en arcilla y divididos por distancias epicentrales e intervalos de aceleración. ....	57
Figura 2.20 Registros de aceleración de sismos de subducción registrados en suelo aluvial y divididos por distancias epicentrales e intervalos de aceleración.	58
Figura 2.21 Registros de aceleración de sismos de fallamiento normal registrados en roca y divididos por distancias epicentrales e intervalos de aceleración.....	59
Figura 2.22 Registros de aceleración de sismos de fallamiento normal registrados en arcilla y divididos por distancias epicentrales e intervalos de aceleración. ....	60
Figura 2.22 Registros de aceleración de sismos de fallamiento normal registrados en arcilla y divididos por distancias epicentrales e intervalos de aceleración. ....	61
Figura 2.23 Registros de aceleración después de la depuración por límite inferior de aceleraciones.....	62
Figura 2.24 Registros de aceleración para sismos de subducción registrados en roca con aceleración mayor a 60 gal e intervalos de distancia epicentral.....	63
Figura 2.25 Registros de aceleración para sismos de subducción registrados en arcilla con aceleración mayor a 40 gal e intervalos de distancia epicentral .....	64
Figura 2.26 Registros de aceleración para sismos de subducción registrados en suelo aluvial con aceleración mayor a 40 gal e intervalos de distancia epicentral .....	65
Figura 2.27 Registros de aceleración para sismos de fallamiento normal registrados en roca con aceleración mayor a 40 gal e intervalos de distancia epicentral .....	66
Figura 2.27 Registros de aceleración para sismos de fallamiento normal registrados en roca con aceleración mayor a 20 gal e intervalos de distancia epicentral .....	67
Figura 2.27 Registros de aceleración para sismos de fallamiento normal registrados en suelo aluvial con aceleración mayor a 20 gal e intervalos de distancia .....	68
Figura 2.28 Espectros de respuesta de registros de sismos de subducción registrados en roca entre los años 1960 y 2020. ....	69
Figura 2.29 Espectros de respuesta de registros de sismos de subducción registrados en suelos blandos entre los años 1960 y 2020.....	70



Figura 2.30 Espectros de respuesta de registros de sismos de fallamiento normal registrados en roca entre los años 1960 y 2020.....	71
Figura 2.30 Espectros de respuesta de registros de sismos de fallamiento normal registrados en arcilla entre los años 1960 y 2020.....	72
Figura 2.31 Registros de sismos de subducción y fallamiento normal en suelos de roca/duros y arcillas/blandos .....	74
Figura 2.32 Ubicación de la estación de los registros acelerográficos con distancia epicentral menor a 50 km y de los epicentros de los sismos correspondientes de estos .....	76
Figura 2.33 Ubicación de la estación de los registros acelerográficos con distancia epicentral entre 50 y 150 km y de los epicentros de los sismos correspondientes de estos .....	78
Figura 2.34 Ubicación de la estación de los registros acelerográficos con distancia epicentral mayor de 150 km y de los epicentros de los sismos correspondientes de estos .....	79
Figura 2.35 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos con distancia epicentral menor a 50 km.....	80
Figura 2.36 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos con distancia epicentral de entre 50 y 150 km .....	81
Figura 2.37 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos con distancia epicentral mayores de 150 km.....	82
Figura 2.38 Registros acelerográficos de sismos de subducción registrados en roca para distancia epicentral menor de 50 km.....	84
Figura 2.39 Registros acelerográficos de sismos de subducción registrados en roca para distancia epicentral entre 50 y 150 km .....	85
Figura 2.40 Registros acelerográficos de sismos de subducción registrados en roca para distancia epicentral mayor a 150 km.....	87
Figura 2.41 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos con distancia epicentral menor a 50 km.....	90
Figura 2.42 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos con distancia epicentral de entre 50 y 150 km .....	91
Figura 2.42 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos con distancia epicentral de entre 50 y 150 km .....	92
Figura 2.43 Registros acelerográficos de sismos de fallamiento normal registrados en roca para distancia epicentral menor a 50 km.....	94



Figura 2.44 Registros acelerográficos de sismos de fallamiento normal registrados en roca para distancia epicentral entre 50-150 km. ....	95
Figura 2.45 Registros acelerográficos de sismos de fallamiento normal registrados en roca para distancia epicentral mayor a 150 km.....	97
Figura 2.46 Registros antes de escalar y escalados. a) Registro COYC1308 antes de escalar y b) después de escalar, c) registro AZIH8509 antes de escalar y d) después de escalar, e) registro SCRUI709 antes de escalar y f) después de escalar. ....	100
Figura 3.1. Composición de la RNC. Tomada de (Aburto Flores, 2022) .....	102
Figura 3.2. Distribución de los puentes en México. Tomada de (Aburto Flores, 2022) .....	104
Figura 3.3. Distribución de los tipos de puentes en cuanto a su material en México. Tomada de (Aburto Flores, 2022). ....	105
Figura 3.4. Puente tipo marco en construcción en Salida a Mil Cumbres, Morelia. Tomada de (Aburto Flores, 2022) .....	106
Figura 3.5. Puente en arco del tren interurbano México-Toluca. Tomada de <a href="https://www.ideam.es/ideam_projects/bridges/puente-arco-tren-interurbano-mexico-toluca/">https://www.ideam.es/ideam_projects/bridges/puente-arco-tren-interurbano-mexico-toluca/</a> .....	106
Figura 3.6. Puente Infiernillo. Tomada de <a href="https://mapio.net/pic/p-92261882/">https://mapio.net/pic/p-92261882/</a> .....	107
Figura 3.7. Puente Baluarte ubicado en la autopista Durango-Mazatlán. Tomada de <a href="https://www.mexicodesconocido.com.mx/puente-baluarte-bicentenario-uno-de-los-mas-altos-del-mundo.html">https://www.mexicodesconocido.com.mx/puente-baluarte-bicentenario-uno-de-los-mas-altos-del-mundo.html</a> .....	107
Figura 3.8 Configuración de la superestructura para puentes con claro de 30 metros con traveses AASHTO tipo IV. ....	109
Figura 3.9 Configuración de la superestructura para los puentes con claros de 50 metros con traveses Nebraska NU-240.....	109
Figura 3.10 Estribo de acceso al puente vehicular ubicado en el libramiento de Morelia, Michoacán. ....	110
Figura 3.11 Apoyos de neopreno para los puentes con claros de 30 m a) apoyo 1 y b) apoyo 2. Tomada de (Sánchez, 2019).....	111
Figura 3.12 Apoyo de neopreno para los puentes con claro de 50 m. Tomada de (Sánchez, 2019).....	111
Figura 3.13 Distribución transversal de los apoyos. Tomada de (Sánchez, 2019)...	112
Figura 3.14 Distribución longitudinal de los apoyos. Tomada de (Sánchez, 2019) ..	112



Figura 3.15 Pilas tipo marco de puentes vehiculares urbanos dentro de la ciudad de Morelia, Michoacán. ....	113
Figura 3.16 Modelo de puente con pilas tipo marco de cuatro columnas. ....	114
Figura 3.17 Modelo de puente con pilas de una sola columna.....	114
Figura 3.18 Elementos tipo barra representando las vigas longitudinales de los puentes.....	116
Figura 3.19 Secciones de vigas longitudinales: a) tipo AASHTO IV y b) Nebraska NU 240.....	117
Figura 3.20 Elementos tipo barra representando las vigas diafragma de los puentes.....	117
Figura 3.21 Secciones de vigas diafragma a) para puentes con vigas AASHTO IV y b) para puentes con viga tipo Nebraska NU 240. ....	118
Figura 3.22 Elementos tipo Gap representando las juntas de dilatación.....	118
Figura 3.23 Propiedades en el software de a) juntas de expansión entre tableros y b) juntas de expansión entre tablero y estribo. ....	119
Figura 3.24 Representación de los elementos de seguridad (guarniciones) y carpeta asfáltica como carga uniformemente distribuida.....	120
Figura 3.25 Elementos Shell-Thin discretizados asociados a la losa de concreto del puente. ....	120
Figura 3.26 Características de los elementos link asociados a los apoyos de neopreno, donde a) apoyo 1 del puente con claro de 30 m b) apoyo 2 de puente con claro de 30 m y c) apoyo 1 y 2 de puente con claro de 50 m.....	123
Figura 3.27 Longitud mínima de soporte. Tomada de (Sánchez, 2019) con información de (AASHTO, 2012).....	124
Figura 3.28 Sección transversal de la columna circular de las pilas para los puentes propuestos. Tomada de (Sánchez, 2019).....	125
Figura 3.29 Separaciones entre columnas de las pilas para los puentes: a) con cuatro columnas y altura de pila igual o menor a 10 m, b) con cuatro columnas y altura de pila igual o mayor a 15 m, y c) puentes con una sola columna.....	126
Figura 3.30 Zona rígida en la unión cabezal-columna. Tomada de (Sánchez, 2019) .....	127
Figura 3.31 Área efectiva del estribo. Tomada de (Caltrans, 2019) .....	128
Figura 3.31 Área efectiva del estribo. Tomada de (Caltrans, 2019) .....	129
Figura 3.32 Características de los elementos MultiLinear-Plastic-Link en el software. ....	130



Figura 3.34 Ubicación de los elementos auxiliares. Tomada de (Sánchez, 2019) ..	132
Figura 3.35 Modelo de puente en software y ubicación de los empotramientos. .	133
Figura 4.1 Cargas y dimensiones de los vehículos de diseño para puentes. Tomado de “Diseño de puentes con elementos prefabricados y presforzados” [Ilustración], por Anippac. ( <a href="https://anippac.org.mx/demos/cap03.pdf">https://anippac.org.mx/demos/cap03.pdf</a> ).....	146
Figura 4.2 Ubicación de las zonas de estudio con respecto a las zonas sísmicas de México (Google, 2024).....	147
Figura 4.3 Espectros de diseño para las zonas de estudio. Obtenidos del programa PRODISIS (CFE, 2015). .....	148
Figura 4.4 Espectro transparente de Tlalnepantla, Morelos y espectros reducidos por $Q=2, 3$ y $4$ . .....	151
Figura 4.5 Espectro transparente de Apatzingán, Michoacán y espectros reducidos por $Q=2, 3$ y $4$ . .....	151
Figura 4.6 Espectro transparente de Lázaro Cárdenas, Michoacán y espectros reducidos por $Q=2, 3$ y $4$ . .....	151
Figura 5.1 Modelo de histéresis de Takeda. (Lerna, 2013).....	159
Figura 5.2 a) Curvatura simple y b) curvatura doble.....	161
Figura 5.3 Modelo esfuerzo-deformación del concreto sin confinar de resistencia $f'_c=250$ kg/cm <sup>2</sup> y 350 kg/cm <sup>2</sup> .....	161
Figura 5.4 Modelo esfuerzo-deformación del acero de refuerzo $f_y = 4,200$ kg/cm <sup>2</sup> .....	162
Figura 5.5 Ventana principal de Perform3D .....	163
Figura 5.6 Herramientas de creación de nodos en Perform3D v 9.0 (CSI, 2023). .	166
Figura 5.7 Coordenadas de los modelos en Perform3D.....	167
Figura 5.8 Interfaz de elementos en Perform3D v9.0 (CSI, 2023). .....	168
Figura 5.9 Constraints de piso rígido a los nodos de la superestructura en Perform3D v9.0 (CSI, 2023). .....	169
Figura 5.10 Masas asignadas a nodos de la estructura en Perform3D v9.0 (CSI, 2023). .....	169
Figura 5.11 Propiedades de sección de columna de SAP2000 (CSI,2024) a Perform3D v9.0 (CSI, 2023). .....	172
Figura 5.12 Propiedades del diagrama de interacción de la columna de SAP2000 (CSI,2024) a Perform3D v9.0 (CSI, 2023).....	173



Figura 5.13 Propiedades de vigas longitudinales en SAP2000 (CSI, 2024) y Perform3D v9.0 (CSI, 2023).	174
Figura 5.14 Propiedades de barras auxiliares en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).	175
Figura 5.15 Ubicación de barras auxiliares en modelo de Perform3D v9.0 (CSI, 2023).	175
Figura 5.16 Propiedades de apoyos de neopreno en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).	176
Figura 5.17 Propiedades de juntas de expansión en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).	177
Figura 5.18 Section Designer de SAP2000 (CSI, 2024) y la curva momento-curvatura obtenida mediante este.	178
Figura 5.19 Relación momento-curvatura del puente C30P05-3 diseñado con a) Q=2, b) Q=3 y c) Q=4.	178
Figura 5.20 Relación momento-rotación del puente C30P10-3 diseñado con Q=2 y modelo idealizado.	179
Figura 5.21 Nomenclatura de los puntos importantes de la curva momento-rotación en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).	180
Figura 5.22 Componente horizontal de registro CALE8509 en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).	182
Figura 5.23 Configuración de análisis dinámicos no lineales en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).	182
Figura 5.25 Historia-tiempo de desplazamientos de modelo C30P05-3 con diseño de Q=2, 3 y 4 en la dirección a) longitudinal y b) transversal para el registro CALE8509.	184
Figura 5.26 Historia-tiempo de desplazamientos de modelo C50P05-3 con diseño de Q=2, 3 y 4 en la dirección a) longitudinal y b) transversal para el registro CALE8509.	185
Figura 5.27 Historia-tiempo de desplazamientos de modelo M30P05-3 con diseño de Q=2, 3 y 4 en la dirección a) longitudinal y b) transversal para el registro CALE8509.	186
Figura 5.28 Historia-tiempo de desplazamientos de modelo M50P05-3 con diseño de Q=2, 3 y 4 en la dirección a) longitudinal y b) transversal para el registro CALE8509.	187
Figura 5.29 Ciclos de histéresis para los modelos a) C30P05-3, b) C50P05-3, c) M30P05-3 y d) M50P05-3.	188



Figura 5.30 Cargas nodales unitarias para AENL en Perform3D v9.0 (CSI, 2023). .....	189
Figura 6.1 Distorsiones angulares por registro y promedio de $Q = 2$ , $Q = 3$ y $Q = 4$ . .....	194
Figura 6.2 Distorsiones angulares de puentes tipo C30 sometidos a registros de alta sismicidad con mecanismo de subducción en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal. ....	195
Figura 6.3 Distorsiones angulares de puentes tipo C30 y registros de alta sismicidad de fallamiento normal en las direcciones a) longitudinal y b) transversal. ....	197
Figura 6.4 Distorsiones angulares de puentes tipo C30 sometidos a registros de sismicidad media de subducción en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal. ....	198
Figura 6.5 Distorsiones angulares de puentes tipo C30 sometidos a registros de sismicidad media de fallamiento normal en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal. ....	200
Figura 6.6 Distorsiones angulares de puentes tipo C30 sometidos a registros de baja sismicidad de subducción en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal. ....	201
Figura 6.7 Distorsiones angulares de puentes tipo C30 sometidos a registros de baja sismicidad por fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal. ....	203
Figura 6.8 Distorsiones angulares de puentes tipo C50 sometidos a registros de alta sismicidad por subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal. ....	204
Figura 6.9 Distorsiones angulares de puentes tipo C50 sometidos a registros de alta sismicidad con mecanismo de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal. ....	206
Figura 6.10 Distorsiones angulares de puentes tipo C50 sometidos a registros de media sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal. ....	207
Figura 6.11 Distorsiones angulares de puentes tipo C50 sometidos a registros de media sismicidad con mecanismo de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal. ....	208
Figura 6.12 Distorsiones angulares de puentes tipo C50 sometidos a registros de baja sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal. ....	210



Figura 6.13 Distorsiones angulares de puentes tipo C50 sometidos a registros de baja sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.....	211
Figura 6.14 Distorsiones angulares de puentes tipo M30 sometidos a registros de alta sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.....	213
Figura 6.15 Distorsiones angulares de puentes tipo M30 sometidos a registros de alta sismicidad con mecanismo de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.....	214
Figura 6.16 Distorsiones angulares de puentes tipo M30 sometidos a registros de media sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.....	216
Figura 6.17 Distorsiones angulares de puentes tipo M30 sometidos a registros de media sismicidad con mecanismo de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.....	217
Figura 6.18 Distorsiones angulares de puentes tipo M30 sometidos a registros de baja sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.....	219
Figura 6.19 Distorsiones angulares de puentes tipo M30 sometidos a registros de baja sismicidad con mecanismo de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.....	220
Figura 6.20 Distorsiones angulares de puentes tipo M50 sometidos a registros de alta sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.....	222
Figura 6.21 Distorsiones angulares de puentes tipo M50 sometidos a registros de alta sismicidad con mecanismo de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.....	223
Figura 6.22 Distorsiones angulares de puentes tipo M50 sometidos a registros de media sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.....	225
Figura 6.23 Distorsiones angulares de puentes tipo M50 sometidos a registros de media sismicidad de fallamiento normal en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.....	226
Figura 6.24 Distorsiones angulares de puentes tipo M50 sometidos a registros de baja sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.....	227



Figura 6.25 Distorsiones angulares de puentes tipo M50 sometidos a registros de baja sismicidad con mecanismos de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.....	229
Figura 6.26 Energía inelástica disipada por los puentes C30 como resultado de registros de alta sismicidad de: a) subducción y b) fallamiento normal. ....	230
Figura 6.27 Energía inelástica disipada por los puentes C30, resultado de registros de media sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.....	232
Figura 6.28 Energía inelástica disipada por los puentes C30, resultado de registros de baja sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.....	233
Figura 6.29 Energía inelástica disipada por los puentes tipo C50, resultado de registros de alta sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.....	235
Figura 6.30 Energía inelástica disipada por los puentes tipo C50, resultado de registros de media sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.....	236
Figura 6.31 Energía inelástica disipada por los puentes tipo C50, resultado de registros de baja sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.....	237
Figura 6.32 Energía inelástica disipada por los puentes tipo M30, resultado de registros de alta sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.....	239
Figura 6.33 Energía inelástica disipada por los puentes tipo M30, resultado de registros de media sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.....	240
Figura 6.34 Energía inelástica disipada por los puentes tipo M30, resultado de registros de baja sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.....	241
Figura 6.35 Energía inelástica disipada por los puentes tipo M50, resultado de registros de alta sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.....	243
Figura 6.36 Energía inelástica disipada por los puentes tipo M50, resultado de registros de media sismicidad correspondiente a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.....	244



Figura 6.37 Energía inelástica disipada por los puentes tipo M50, resultado de registros de baja sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.....	245
Figura 6.38 Demandas de ductilidad de puentes tipo C30, sometidos a registros de alta sismicidad: sismos de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	247
Figura 6.39 Demandas de ductilidad de puentes C30 sometidos a registros de media sismicidad: sismos de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	248
Figura 6.39 Demandas de ductilidad de puentes C30 sometidos a registros de baja sismicidad: sismos de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	249
Figura 6.40 Demandas de ductilidad de puentes C50 sometidos a registros de alta sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones: c) longitudinal y d) transversal.....	250
Figura 6.41 Demandas de ductilidad de puentes C50 sometidos a registros de media sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	251
Figura 6.42 Demandas de ductilidad de puentes C50 sometidos a registros de baja sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	252
Figura 6.43 Demandas de ductilidad de puentes M30 sometidos a registros de alta sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	253
Figura 6.44 Demandas de ductilidad de puentes M30 sometidos a registros de media sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	254
Figura 6.45 Demandas de ductilidad de puentes M30 sometidos a registros de baja sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	255
Figura 6.46 Demandas de ductilidad de puentes M50 sometidos a registros de alta sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	256



Figura 6.47 Demandas de ductilidad de puentes M50 sometidos a registros de media sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	257
Figura 6.48 Demandas de ductilidad de puentes M50 sometidos a registros de baja sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	258
Figura 6.49 Índices de daño de puentes tipo C30 sometidos a registros de alta sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	261
Figura 6.50 Índices de daño de puentes tipo C30 sometidos a registros de media sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	262
Figura 6.51 Índices de daño de puentes tipo C30 sometidos a registros de baja sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	263
Figura 6.52 Índices de daño de puentes tipo C50 sometidos a registros de alta sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	264
Figura 6.53 Índices de daño de puentes tipo C50 sometidos a registros de media sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	266
Figura 6.54 Índices de daño de puentes tipo C50 sometidos a registros de baja sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	267
Figura 6.55 Índices de daño de puentes tipo M30, sometidos a registros de alta sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	268
Figura 6.56 Índices de daño de puentes tipo M30, sometidos a registros de media sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	269
Figura 6.57 Índices de daño de puentes tipo M30, sometidos a registros de baja sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	270
Figura 6.58 Índices de daño de puentes tipo M50, sometidos a registros de alta sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....	271



Figura 6.59 Índices de daño de puentes tipo M50, sometidos a registros de media sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....272

Figura 6.60. Índices de daño de puentes tipo M50, sometidos a registros de baja sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.....273



## LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1 Niveles de evaluación del peligro sísmico y comportamiento esperado. Modificada de CALTRANS (2019).....	27
Tabla 1.2 Valores del factor básico de reducción de respuesta $q_0$ .....	31
Tabla 1.3 Valores sugeridos para el factor básico de reducción de respuesta $q_0$ ...32	
Tabla 1.4 Valores sugeridos para los multiplicadores.....	32
Tabla 1.5 Parámetros del factor de reducción establecidos en la norma NCSE-02. ....	33
Tabla 1.6 Factor de reducción según la norma NCSE-02 para distintos niveles de ductilidad.....	33
Tabla 1.7 Factores de reducción de respuesta y de sobrerresistencia IBC 2003 ....	35
Tabla 1.8 Factores de reducción de respuesta según la NZS 1170.0:2002.....	35
Tabla 1.9 Factores de reducción de respuesta según la Japanese Building Standard Law.....	36
Tabla 1.10 Factores modificadores de la respuesta para subestructuras (AASHTO, 2020).....	38
Tabla 2.1 Tabla de información de los registros acelerográficos del año 2015 a 2020. ....	45
Tabla 2.2 Número de registros resultantes divididos por tipo de falla y por tipo de suelo.....	74
Tabla 2.3 Sismos de subducción registrados en roca resultantes de la depuración y selección de estos con distancias al epicentro menor de 50 km.....	75
Tabla 2.3 Sismos de subducción registrados en roca resultantes de la depuración y selección de estos con distancias epicentrales de entre 50 y 150 km.....	77
Tabla 2.4 Sismos de subducción registrados en roca resultantes de la depuración y selección de estos con distancias al epicentro mayores de 150 km.....	78
Tabla 2.5 Sismos de fallamiento normal registrados en roca resultantes de la depuración y selección de estos con distancias al epicentro menores de 50 km..	87
Tabla 2.6 Sismos de fallamiento normal registrados en roca resultantes de la depuración y selección de estos con distancias al epicentro entre 50 y 150 km...	88
Tabla 2.7 Sismos de fallamiento normal registrados en roca resultantes de la depuración y selección de estos con distancias al epicentro entre 50 y 150 km....	89
Tabla 2.8 Factores de escala para cada registro: a) Registros asociados a sismos de subducción y b) registros asociados a sismos de fallamiento normal.....	98



Tabla 3.1. Número de puentes por estado, tomada de (Aburto Flores, 2022) .....	103
Tabla 3.2 Nomenclatura de los modelos de puentes y características principales: a) Características de puentes con pilas de cuatro columnas y b) Características de puentes con una columna.....	115
Tabla 3.3 Características del gap del estribo.....	129
Tabla 3.5 Elementos y las características de sus materiales. Modificada de (Sánchez, 2019).....	133
Tabla 4.1 Combinaciones y factores de carga según AASHTO-LRFD. Adaptada de LRFD Bridge design specifications, 2020 (AASHTO, 2020). .....	138
Tabla 4.2 Factores de carga según AASHTO-LRFD. Adaptada de LRFD Bridge design specifications, 2020 (AASHTO, 2020). .....	138
Tabla 4.3 Factores de amplificación dinámica para carga vehicular según la AASHTO-LRFD. Adaptada de las especificaciones de diseño de puentes LRFD (AASHTO, 2020). .....	138
Tabla 4.4 Factores de presencia múltiple para carga vehicular según la AASHTO-LRFD. Adaptada de las Especificaciones de Diseño de Puentes LRFD (AASHTO, 2020). .....	139
Tabla 4.5 Valores del factor relacionado con la ductilidad de la AASHTO-LRFD. Información extraída de las especificaciones de diseño de puentes LRFD (AASHTO, 2020). .....	140
Tabla 4.6 Valores del factor relacionado con la redundancia según la AASHTO-LRFD. Información tomada de las LRFD Bridge design specifications (AASHTO, 2020). .....	140
Tabla 4.7 Valores del factor relacionado con la importancia operacional de la AASHTO-LRFD. Información tomada de LRFD Bridge design specifications (AASHTO, 2020). .....	141
Tabla 4.8 Valores del parámetro que controla la caída del espectro. Información tomada del Manual de Diseño de Obras Civiles (CFE, 2015). .....	149
Tabla 4.9 Armado de pilas de puentes diseñados con $Q = 2$ .....	153
Tabla 4.10 Armado de pilas de puentes diseñados con $Q = 3$ .....	154
Tabla 4.11 Armado de pilas de puentes diseñados con $Q = 4$ .....	155
Tabla 4.12 Periodos y porcentajes de participación de masas de puentes de zona de alta sismicidad.....	156
Tabla 4.13 Periodos y porcentajes de participación de masas de puentes de zona de media sismicidad .....	156



Tabla 4.14 Periodos y porcentajes de participación de masas de puentes de zona de baja sismicidad.....	157
Tabla 5.1 Cargas uniformemente distribuidas en las vigas longitudinales.....	170
Tabla 5.2 Componentes y su ubicación dentro de Perform3D.....	171
Tabla 5.3 Desplazamientos de fluencia (m) obtenidos del AENL en dirección longitudinal.....	190
Tabla 5.4 Desplazamientos de fluencia (m) obtenidos del AENL en dirección transversal.....	190
Tabla 6.1 Distorsiones angulares obtenidas mediante análisis elástico en SAP2000 para puentes de zona de alta sismicidad.....	274
Tabla 6.2 Distorsiones angulares obtenidas mediante análisis elástico en SAP2000 para puentes de zona de media sismicidad.....	275
Tabla 6.3 Distorsiones angulares obtenidas mediante análisis elástico en SAP2000 para puentes de zona de baja sismicidad.....	276



# C1. ESTADO DEL ARTE

## 1.1 INVESTIGACIONES PREVIAS Y NORMATIVA

En este capítulo se mostrarán los antecedentes disponibles acerca del factor de comportamiento sísmico y su uso en puentes. Tanto investigaciones relacionadas como normativas actuales.

### 1.1.1 Criterios de diseño sísmico CALTRANS, 2019

Dado que el factor de comportamiento sísmico es un indicador del nivel de daño aceptable en una estructura, el código de diseño sísmico de CALTRANS (2019) adopta un enfoque basado en desempeño. En este contexto, los puentes se clasifican según su importancia, y a cada categoría se le asigna un nivel específico de evaluación sísmica.

CALTRANS define dos niveles principales:

- Sismo de evaluación de seguridad (SEE): Su objetivo es garantizar la seguridad estructural y, por ende, la vida de los usuarios.
- Sismo de evaluación funcional (FEE): Busca asegurar la funcionalidad del puente tras un evento sísmico.

La clasificación de puentes según CALTRANS es la siguiente:

- Puentes ordinarios: Aquellos que no se consideran ni de recuperación ni importantes.
- Puentes de recuperación: Estructuras clave para la reconstrucción de zonas afectadas y la provisión inmediata de servicios a la población después de un sismo.
- Puentes importantes: Proveen acceso directo a servicios de emergencia tras un evento sísmico, y su tiempo de rehabilitación impactaría significativamente a nivel económico. Son designados formalmente como críticos por planes locales de manejo de emergencias.



A continuación, se muestra la tabla propuesta por CALTRANS con los niveles de evaluación del peligro sísmico y el comportamiento estructural esperado:

Tabla 1.1 Niveles de evaluación del peligro sísmico y comportamiento esperado. Modificada de CALTRANS (2019).

CATEGORÍA DEL PUENTE	NIVEL DE EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO	ESTADO DE DAÑO ESPERADO POST-SISMO	NIVEL DE SERVICIO ESPERADO POST-SISMO
Ordinario	SEE	Mayor	Sin servicio
Recuperación	SEE	Moderado	Servicio limitado por semanas
	FEE	Mínimo	Servicio completo
Importante	SEE	De mínimo a moderado	Servicio limitado por días
	FEE	De nulo a mínimo	Servicio completo

### 1.1.2 Modelos recomendados de rigidez efectiva y de modificación de la respuesta sísmica para columnas circulares en voladizo de puentes de concreto reforzado, primera y segunda parte: estados límite de servicio y de prevención del colapso.

(Vargas-Colorado et al. & Márquez-Domínguez et al., 2023)

En este estudio se plantea que la normativa actual tiende a subestimar los factores de reducción sísmica, como el factor de comportamiento  $Q$ , en puentes de concreto reforzado con pilas circulares de una sola columna, considerando dos estados límite: servicio y prevención del colapso.

Para ello, se desarrollaron modelos simplificados tipo sistema de un solo grado de libertad. Las columnas consideradas fueron diseñadas conforme a los lineamientos de la normativa NTC-DCC-2023. Mediante análisis pushover y el uso de la curva de capacidad, se propusieron ecuaciones para estimar el factor  $Q$  en función de propiedades geométricas y mecánicas, tales como:

- Resistencia a la compresión del concreto ( $f'_c$ )
- Relación de esbeltez de la columna ( $L/D$ )
- Relación de carga axial y resistencia de la columna ( $P/(A_g \cdot f'_c)$ )
- Porcentaje de acero longitudinal ( $\rho$ )

Los resultados mostraron que, para el estado límite de servicio, el valor de  $Q$  puede ser hasta un 200% mayor que el sugerido por el Manual de Obras Civiles de la CFE



(MDOC, 2015). Para el estado límite de prevención del colapso, el incremento puede variar entre 150 y 400% respecto a lo indicado por la NIT-SICT.

La precisión de las ecuaciones propuestas fue del 83.7% para el estado límite de servicio y del 64.2% para el de prevención del colapso. Asimismo, se comprobó que las propiedades geométricas y mecánicas de las columnas influyen significativamente en el valor de  $Q$ .

Se concluye que las normas actuales subestiman la capacidad sísmica de las pilas circulares de concreto reforzado en puentes. Las ecuaciones desarrolladas ofrecen estimaciones más realistas del factor  $Q$ , reflejando un mejor desempeño estructural en ambos estados límite.

### **1.1.3 Fragilidad sísmica de pilas circulares en puentes de concreto reforzado simplemente apoyados: una propuesta para la evaluación de capacidad.**

*(Miano, Andrea et al., 2024)*

En esta investigación se evaluó la fragilidad sísmica de columnas circulares en puentes simplemente apoyados, con el objetivo de estimar su vulnerabilidad estructural ante eventos sísmicos.

Se utilizaron dos métodos de análisis: el método del espectro de capacidad (CSM), basado en análisis pushover no lineal, y el método del espectro de respuesta (RSA), que se fundamenta en un análisis lineal.

Se definieron cuatro niveles de daño, determinados por desplazamientos límite, y se generaron curvas de fragilidad utilizando funciones de densidad lognormal. Para estimar la capacidad sísmica en función de propiedades geométricas y mecánicas, se propuso un modelo de regresión multilíneal.

Los resultados mostraron que el método del espectro de capacidad arrojó estimaciones más conservadoras y detalladas, mientras que el método del espectro de respuesta tendió a subestimar los daños en eventos sísmicos severos.

El modelo de regresión mostró un buen ajuste, demostrando que las propiedades geométricas y mecánicas influyen de manera significativa en la capacidad sísmica de las pilas.

Se concluyó que el método del espectro de capacidad es más preciso para evaluar los daños sísmicos que el método del espectro de respuesta. Asimismo, el modelo de regresión propuesto se considera una herramienta útil para estimar la capacidad sísmica de columnas circulares a partir de sus propiedades físicas.



### 1.1.4 Factores de Reducción de Respuesta, Estado del Arte y Estudio Comparativo entre Códigos

(Vielma *et al.*, 2006)

#### Factores Basados en Ductilidad

Se presenta un análisis del estado del arte y trabajos previos relacionados con factores de reducción basados en ductilidad estructural.

#### Nassar y Krawinkler (1992)

Utilizando modelos bilineales para representar la respuesta inelástica de sistemas de un grado de libertad (1GDL), propusieron las siguientes ecuaciones para estimar el factor de reducción sísmica  $R_\mu$ , en función del periodo estructural  $T$ , la ductilidad global  $\mu$  y el endurecimiento post-cedente  $\alpha$ .

$$R_\mu = [c * (\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}}$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^\alpha}{1 + T^\alpha} + \frac{b}{T}$$

#### Vidic *et al.* (1994)

Desarrollaron espectros de reducción  $R$  a partir de un modelo histerético poligonal, cuyos parámetros se derivan de las propiedades de los materiales que conforman la estructura.

El espectro propuesto es bilineal y depende del periodo estructural, que a su vez está relacionado con la ductilidad global del sistema.

Para  $T < T_0$ :

$$R_\mu = C_1(\mu - 1)^{C_R} \frac{T}{T_0} + 1$$

Para  $T \geq T_0$ :

$$R_\mu = C_1(\mu - 1)^{C_R} + 1$$

#### Miranda y Bertero (1994)

En este estudio se consideraron los efectos del suelo del sitio para calcular los factores de reducción por ductilidad, con el objetivo de determinar la respuesta



sísmica en la superficie para estructuras modeladas como sistemas de un grado de libertad (1GDL). La expresión utilizada es:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi}$$

donde  $\Phi$  depende del tipo de suelo en el que se encuentra la estructura.

### Ordaz y Pérez Rocha (1998)

Este método propone espectros de ductilidad basados en espectros elásticos de desplazamiento y velocidades, los cuales se escalan en función de los desplazamientos y velocidades máximas alcanzadas por el terreno. Su característica principal es que utiliza directamente la información del sitio, sin depender del periodo de la estructura. La fórmula es:

$$R_{\mu} = 1 + \left( \frac{V(T)}{V_{max}} \right)^{\alpha} \left( \frac{D(T)}{D_{max}} \right)^{\beta} (\mu - 1)$$

### Lee, Han y Oh (1999)

Utilizando distintos modelos histeréticos poligonales, propusieron la siguiente expresión, que depende del periodo estructural y de la ductilidad global esperada:

$$R_{\mu} = A_0 [1 - e^{-B_0 T}]$$

con

$$A_0 = 0.99\mu + 0.15 \quad \text{y} \\ B_0 = 23.69\mu^{-0.83}$$

### Vielma et al. (2004)

En este trabajo se incorporó el comportamiento histerético tanto del suelo como de la estructura, considerando la degradación de la resistencia y rigidez. El factor de reducción se obtiene mediante espectros promedio para distintas combinaciones de casos en específicos, generando modelos bilineales que dependen de la ductilidad global, del periodo estructural y de parámetros de ajuste que reflejan la respuesta degradada y los efectos de sitio.



## FACTORES REDUCTORES EN LOS CÓDIGOS SISMORRESISTENTES

### FACTORES DE REDUCCIÓN EN EL EUROCÓDIGO-8

El eurocódigo 8 permite el análisis elástico de las estructuras mediante la utilización de un factor de reducción que modifica los espectros elásticos de diseño. La relación general utilizada es:

$$R = q_0 k_w \geq 1.5 \text{ (siendo } R \geq 1.5)$$

- $q_0$ : Es el factor básico de comportamiento sísmico y depende de la tipología estructural, la regularidad en elevación y el nivel de ductilidad de la estructura. El Eurocódigo define dos niveles de ductilidad:
  - Ductilidad media (DMC)
  - Ductilidad alta (DCH)
  
- $k_w$ : Es un factor que considera el modo de falla en estructuras que incluyen muros de cortante.

En la siguiente tabla se resumen los valores asignados al factor básico de comportamiento  $q_0$ :

Tabla 1.2 Valores del factor básico de reducción de respuesta  $q_0$ .

Tipo estructural	DCM	DCH
Sistema porticado, dual o acoplado a muros de corte	$3\alpha_u/\alpha_1$	$4.5\alpha_u/\alpha_1$
Sistema con muros de corte	3.0	$4.0\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexible	2.0	3.0
Sistema de péndulo invertido	1.5	2.0

El valor de  $\alpha_1$  representa el coeficiente sísmico asociado con la formación de la primera articulación plástica en cualquier parte de la estructura. Por otro lado,  $\alpha_u$  es el coeficiente sísmico correspondiente al colapso global de la estructura.



Ambos valores se obtienen directamente a partir de la curva capacidad generada por el análisis inelástico estático no lineal (pushover) de la estructura. En esta curva,  $\alpha_1$  corresponde a la ordenada del cortante basal en el punto en que inicia el comportamiento no lineal (fluencia), mientras que  $\alpha_u$  representa el cortante basal máximo alcanzado antes del colapso.

En caso de no contar con un análisis estático inelástico, es posible estimar el cociente  $\alpha_u/\alpha_1$  con base en el tipo de sistema estructural, utilizando valores sugeridos por normativa o literatura técnica especializada.

Tabla 1.3 Valores sugeridos para el factor básico de reducción de respuesta  $Q_0$ .

Sistema porticado, dual o acoplado a muros de corte	$\alpha_u/\alpha_1$
Edificación de un solo nivel	1.1
Edificación de múltiples niveles, pero de un solo vano	1.2
Edificación de múltiples niveles y múltiples vanos	1.3

Tabla 1.4 Valores sugeridos para los multiplicadores.

Sistema con muros de corte	$\alpha_u/\alpha_1$
Edificación con solo dos muros desacoplados por dirección horizontal	1.0
Edificación con otros sistemas desacoplados de muros	1.1
Edificación con sistemas duales o acoplados a muros estructurales	1.2



## FACTORES DE REDUCCIÓN EN LA NORMA NCSE-02

Este código utiliza como factor de reducción del espectro elástico un valor que depende de la ductilidad de la estructura y del porcentaje de amortiguamiento crítico. El factor de reducción se expresa como:

$$\beta = \frac{v}{\mu}$$

Donde:

- $\beta$  es el factor de reducción del espectro elástico,
- $v$  es un parámetro asociado al amortiguamiento,
- $\mu$  es el coeficiente de comportamiento por ductilidad.

Los valores de  $\mu$  están determinados según el tipo de estructura y se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 1.5 Parámetros del factor de reducción establecidos en la norma NCSE-02.

Tipo de estructura	Compartimentación	Amortiguamiento (% del crítico)	Ductilidad		
			Alta	Intermedia	Baja
Estructura de concreto armado o acero laminado	Diáfana	4	4	3	2
	Compartimentada	5	4	3	2
Estructura con muros de corte	Compartimentada	6	Nb	Nb	2

A modo de comparación con otros reglamentos, el factor  $\beta$  se toma como el valor inverso del factor de reducción. A continuación, se presenta un resumen de los factores de reducción y el correspondiente factor de reducción R, según el tipo de estructuración:

Tabla 1.6 Factor de reducción según la norma NCSE-02 para distintos niveles de ductilidad.



	Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad $\mu$	Amortiguamiento $\nu$	Multiplicador $\beta$	Factor reductor R
Ductilidad alta	Estructura de concreto armado o acero laminado	Dáfana	4.00	1.09	0.27	3.66
		Compartimentada	4.00	1.00	0.25	4.00
Ductilidad intermedia	Estructura de concreto armado o acero laminado	Dáfana	3.00	1.09	0.36	2.74
		Compartimentada	3.00	1.00	0.33	3.00
Ductilidad baja	Estructura de concreto armado o acero laminado	Dáfana	2.00	1.09	0.55	1.83
		Compartimentada	2.00	1.00	0.50	2.00
	Estructura con muros de corte	Compartimentada	2.00	0.93	0.46	2.15

#### FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA EN EL UBC-97

Los factores de reducción en el Uniform Building Code de 1997 (UBC-97) se basan principalmente en el sistema estructural que resiste las cargas laterales y en el material de la estructura. Sin embargo, no se incluye explícitamente un valor relacionado directamente con la ductilidad estructural. En su lugar, el factor de reducción se fundamenta en dos componentes: la sobrerresistencia y un factor que amplifica la componente horizontal del sismo.

#### FACTORES DE REDUCCIÓN EN LA NORMA IBC 2003

Este código no presenta diferencias sustanciales respecto al UBC-97; sin embargo, introduce distintos valores para el factor de reducción, asignando valores mayores a aquellas estructuras con mayor capacidad dúctil.



Tabla 1.7 Factores de reducción de respuesta y de sobrerresistencia IBC 2003

	R	$\Omega$
Pórticos especiales de acero, resistentes a momentos	8	3
Pórticos de celosías de acero especiales, resistentes a momentos	7	3
Pórticos intermedios de acero, resistentes a momentos	4.5	3
Pórticos especiales de concreto, resistentes a momentos	3.5	3
Pórticos intermedios de concreto armado, resistentes a momentos	5	5
Pórticos ordinarios de concreto armado, resistentes a momentos	3	3
Pórticos especiales compuestos, resistentes a momentos	8	8
Pórticos intermedios compuestos, resistentes a momentos	5	5
Pórticos compuestos parcialmente restringidos, resistentes a momentos	6	6
Pórticos ordinarios compuestos, resistentes a momentos	3	3
Pórticos de muros de mampostería	5.5	5.5

## FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA EN LA NZS 1170.0:2002

El reglamento neozelandés NZS 1170.0:2002 establece los valores de los factores de reducción de respuesta en función del nivel de ductilidad que presenta la estructura. Estos valores se determinan considerando el material predominante de la estructura y se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 1.8 Factores de reducción de respuesta según la NZS 1170.0:2002.

	Material predominante en la estructura			
	Acero estructural	Concreto armado	Concreto pretensado	Mampostería reforzada
Estructuras con respuesta elástica	1.25	1.25	1.00	1.25
Estructuras con ductilidad limitada				
Pórticos diagonalizados				
Cedencia en tensión y compresión	3.00	-	-	-
Cedencia en compresión solamente	3.00	-	-	-
Pórticos resistentes a momentos	3.00	3.00	2.00	2.00
Muros	3.00	3.00	-	2.00
Muros cargados en voladizo	-	2.00	-	2.00
Estructuras dúctiles				
Pórticos diagonalizados	6.00	-	-	-
Pórticos resistentes a momentos	6.00	6.00	5.00	4.00
Muros	-	5.00	-	4.00
Pórticos con diagonales excéntricas	6.00	-	-	-



## FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA SEGÚN LA JAPANESE BUILDING STANDARD LAW

La norma japonesa considera los factores de reducción como el inverso de los factores de ductilidad. Estos dependen del sistema estructural utilizado y del material empleado en la construcción. En general, estos factores tienden a hacer que las estructuras sean más robustas, lo que a su vez reduce sus periodos naturales de vibración.

Tabla 1.9 Factores de reducción de respuesta según la Japanese Building Standard Law.

Ductilidad	Pórtico resistente a momentos		Otro tipo de pórtico		Pórtico con barras a compresión	
	Edificios de acero	Edificios de concreto armado	Edificios de acero	Edificios de concreto armado	Edificios de acero	Edificios de concreto armado
Excelente	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40
Buena	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45
Regular	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50
Pobre	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.55

### 1.1.5 Factor de comportamiento sísmico (Q)- Manual de Obras Civiles CFE 2015

El factor Q representa la capacidad de una estructura para disipar energía durante un evento sísmico, y se emplea para reducir la fuerza sísmica de diseño. El Manual de Obras Civiles (MDOC, 2015) establece distintos valores de Q en función del sistema estructural y su capacidad dúctil:

- Q = 4: Estructuras cuya resistencia lateral proviene principalmente de marcos dúctiles (de acero, concreto o mixtos), capaces de resistir al menos el 25% de la carga sísmica sin apoyo de muros u otros sistemas complementarios.
- Q = 3: Estructuras con muros de mampostería macizos y marcos que cumplen con los requisitos mínimos de resistencia y continuidad estructural.
- Q = 2: Sistemas con menor capacidad resistente o que no cumplen completamente con los requisitos anteriores.
- Q = 1.5: Estructuras que dependen principalmente de muros de mampostería u otros elementos con baja ductilidad.



- $Q=1.25$ : Sistemas estructurales no contemplados explícitamente, salvo que se justifique mediante análisis que pueden comportarse adecuadamente frente a sismos.

A mayor valor de  $Q$ , se asume una mayor capacidad de disipación de energía y ductilidad estructural. No obstante, esto implica un mayor control en el diseño y ejecución de la obra para garantizar su comportamiento sísmico esperado.

#### 1.1.6 Factor de reducción de fuerzas sísmicas para construcciones de marcos ligeros de madera.

(*Mulchandani et. al, 2012*)

Este estudio tuvo como objetivo evaluar y cuantificar el factor de reducción de fuerzas sísmicas de diseño ( $R$  ó  $Q$ ) en estructuras ligeras de madera. Para ello, el factor se descompuso en tres componentes: redundancia, sobrerresistencia y ductilidad.

Se analizaron modelos representativos de estructuras de madera de dos niveles con diferentes configuraciones de muros. Se aplicaron análisis pushover para obtener las curvas de capacidad, y posteriormente se utilizó el método de disipación de energía equivalente para comparar la respuesta elástica con la inelástica y así estimar los factores de reducción.

Los resultados mostraron que la componente asociada a la ductilidad varía entre 1.8 y 3.0, dependiendo de la configuración estructural. Se observó que estructuras con una distribución simétrica de rigidez lateral exhiben un comportamiento más dúctil, mientras que aquellas con irregularidades tienden a desarrollar mecanismos frágiles, reduciendo así su capacidad de disipación de energía.

Se concluyó que asignar un valor constante al factor de reducción es incorrecto, ya que este depende de múltiples factores estructurales y de configuración. Por tanto, se recomienda una evaluación específica para cada sistema, promoviendo un enfoque más racional y ajustado a las características particulares de cada estructura.

#### 1.1.7 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO AASHTO LRFD (2020)

Este reglamento establece un único factor reductor de las fuerzas sísmicas de diseño, denominado  $R$ . Se señala que su valor depende de la capacidad de la subestructura para disipar energía mediante comportamiento inelástico.



El valor de este factor varía en función de dos aspectos principales:

- El tipo de estructuración de la subestructura del puente.
- La importancia funcional del puente. A mayor importancia, el factor adoptado es más conservador, reflejando un menor grado de reducción para garantizar mayor seguridad estructural.

La siguiente tabla presenta los factores modificadores de respuesta aplicables a diferentes configuraciones de subestructuras, conforme a lo establecido en AASHTO (2020):

Tabla 1.10 Factores modificadores de la respuesta para subestructuras (AASHTO, 2020).

TIPO DE SUBESTRUCTURA	IMPORTANCIA DEL PUENTE		
	Crítico	Esencial	Otro
Pilas tipo muro	1.5	1.5	2.0
Pilas de concreto reforzado:			
Solamente pilas verticales	1.5	2.0	3.0
Pilas inclinadas	1.5	1.5	2.0
Una sola columna	1.5	2.0	3.0
Múltiples columnas	1.5	3.5	5.0

## 1.2 COMENTARIOS FINALES

En este capítulo se presentó una recopilación de antecedentes sobre los valores utilizados del factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ). Diversos códigos internacionales coinciden en que el valor de este factor varía en función de la estructuración, los materiales empleados en la edificación y la ductilidad que pueda desarrollar el sistema estructural. No obstante, se identificó una carencia de información específica relacionada con puentes.

Normativas como las de CALTRANS también consideran criterio sobre el nivel de daño aceptable en un puente, tomando en cuenta su importancia estratégica para permitir el acceso a comunidades o poblaciones después de una emergencia, facilitando labores de rescate y ayuda humanitaria.



## C2. DEMANDAS SÍSMICAS

### 2.1 INTRODUCCIÓN A LA SISMICIDAD EN MÉXICO

Como ya es de conocimiento común, México es uno de los países con mayor actividad sísmica en el mundo. Este es un aspecto prioritario para considerar en la construcción dentro del país, ya que gran parte del territorio nacional ha registrado sismos de gran intensidad que han afectado gravemente la infraestructura, especialmente en el centro y las costas, ocasionando importantes pérdidas económicas y humanas. De ahí la importancia de conocer la sismicidad de cada región de la República Mexicana.

Los puentes, al ser elementos cruciales en la infraestructura vial, son especialmente vulnerables. Su colapso provoca un retraso económico significativo, ya que afecta gravemente los tiempos de traslado de las personas y productos a sus destinos.

Todo esto está relacionado con la ubicación geográfica de México, donde convergen cinco placas tectónicas en la costa del océano Pacífico: Caribe, Pacífico, Norteamérica, Rivera y Cocos. Estas dos últimas generan un proceso de subducción con la placa de Norteamérica, es decir, se hunden bajo los estados de Colima, Jalisco y Michoacán, provocando distintos movimientos telúricos debido al roce entre las placas.



Figura 2.1 Placas tectónicas en México. Tomada de <https://elcomercio.pe/mundo/desastres/mexico-5-placas-tectonicas-dejan-moverse-noticia-459746-noticia/>

## 2.2 ZONAS SÍSMICAS EN MÉXICO

Debido a la relevancia del diseño antisísmico de estructuras, México se ha dividido en cuatro regiones sísmicas, basándose en los registros de los sismos ocurridos en el país desde principios del siglo.

- Zona A: Es una zona sin registros históricos de sismos, donde no se han reportado movimientos telúricos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad debido a temblores.
- Zonas B y C: Son zonas intermedias, donde los sismos no se registran con tanta frecuencia o donde se presentan altas aceleraciones, aunque estas no superan el 70% de la aceleración de la gravedad.
- Zona D: Es una zona con registros de grandes sismos históricos, donde los sismos ocurren con alta frecuencia y las aceleraciones del suelo pueden superar el 70% de la aceleración de la gravedad.



Figura 2.2 Regionalización sísmica de México.  
Tomada de <https://hoffman-latam.com/blog/regiones-sismicas-en-mexico/>

Zonas de alto riesgo en México: Las principales zonas sísmicas en la costa oeste del país se ubican a lo largo de los bordes de varias placas tectónicas, conocidas como trincheras de contacto. Según la SAS, el término "rango sísmico" se ha utilizado para describir áreas geográficas que no han experimentado un sismo de

magnitud mayor a 7 en la escala de Richter durante un largo periodo (más de 50 años). Esto incluye la Brecha de Guerrero (con aproximadamente 100 años de acumulación de energía elástica), la región de Jalisco (alrededor de 70 años) y la región de Chiapas (más de 300 años), que son consideradas las zonas más vulnerables del país.

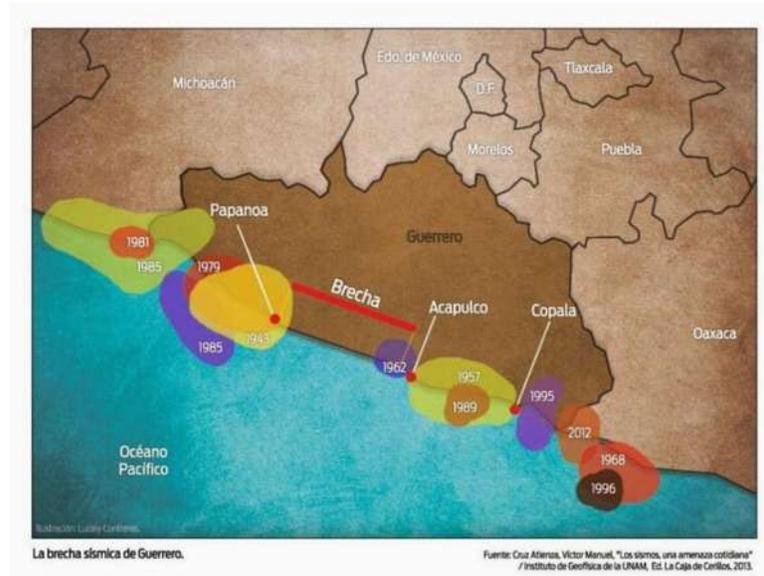


Figura 2.3 Brecha de Guerrero. Tomada de <https://www.xataka.com.mx/investigacion/que-es-la-brecha-de-guerrero-y-por-que-nos-deberia-preocupar-despues-del-sismo-de-8-2-grados-en-mexico>.

Para registrar los temblores, se utilizan sismógrafos y acelerómetros. Por el tiempo transcurrido sin temblar, existe la posibilidad de que un gran sismo cerca de la costa de Guerrero libere la energía almacenada. Sin embargo, nunca se puede predecir con exactitud cuándo ni dónde ocurrirá un evento de gran magnitud. Se sabe que hay una brecha sísmica considerable que se extiende desde el sureste de Petatlán hasta cerca de Pinotepa Nacional. Si esta zona llegara a colapsar debido a un movimiento telúrico, la magnitud del sismo podría superar 8 grados. "Actualmente, no hay manera de determinar cuál de las dos últimas posibilidades podría ocurrir" (Departamento de Geofísica UNAM, Dr. Shri Krishna Singh).

### 2.3 SELECCIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS

Con el apoyo de las bases de datos acelerográficas, se realizó una búsqueda y revisión de los registros almacenados por la UNAM en su red acelerográfica del Instituto de Ingeniería.

En primer lugar, se filtraron los datos disponibles, descartando todos los registros de sismos con magnitud menor a 6.0. Posteriormente, se elaboró una tabla con información relevante, incluyendo la clave del registro, fecha del evento, magnitud del sismo, localización del registro y del epicentro, distancia epicentral, profundidad focal, tipo de suelo donde se tomó el registro y el tipo de fallamiento del sismo.

La base de datos acelerográficos del Instituto de Ingeniería de la UNAM solo dispone de información pública hasta el año 2020, por lo que los datos de 2021 hasta abril de 2024 no fueron considerados.

De los datos revisados, se registraron un total de 112 sismos con magnitud mayor de 6.0, acumulando un total de 3,701 registros. Estos se clasificaron en cinco tipos de fallamiento: Subducción (57 eventos y 2,406 registros), fallamiento normal (17 eventos y 759 registros), placa del Caribe (29 eventos y 503 registros), subducción en la placa de rívera (2 eventos y 7 registros) y transformación (7 eventos y 26 registros).

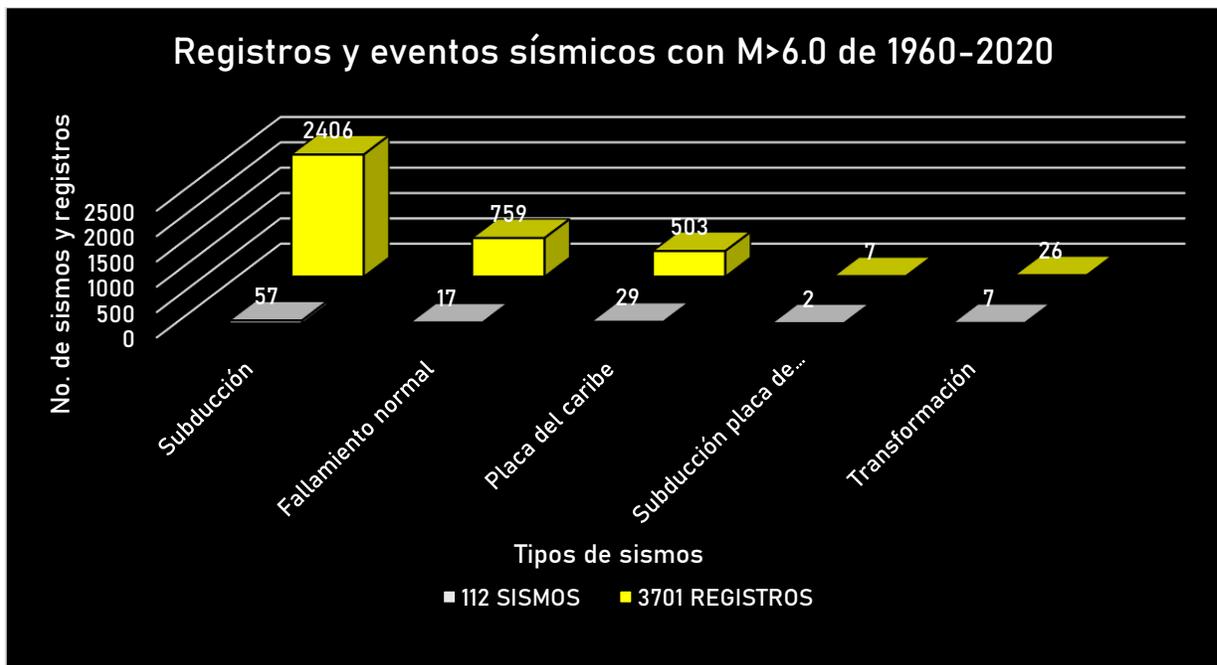


Figura 2.4 Eventos sísmicos y registros acelerográficos con magnitud mayor a 6.0 de 1960-2020.

En la siguiente gráfica se aprecia la clara tendencia en los eventos de subducción, los cuales representan el 65% del total de registros. A estos le siguen los registros de fallamiento normal, con un 20%, y los eventos en la placa del Caribe, con un 14%. Finalmente, los sismos de transformación y los de subducción en la placa de Rivera suman apenas un 1% en conjunto.

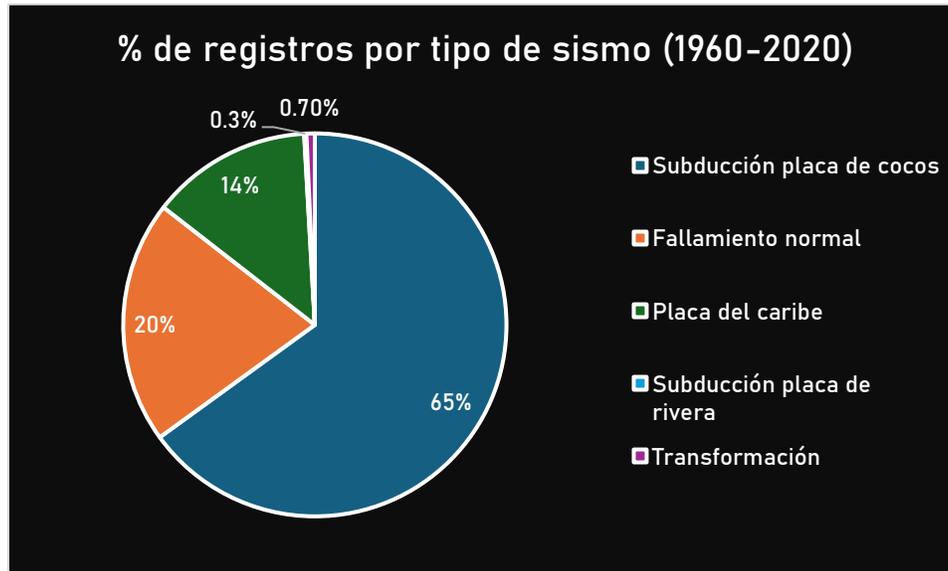


Figura 2.5 División de la cantidad de registros acelerográficos por tipo de fallamiento para sismos con magnitud mayor a 6.0 de 1960-2020 en México.

Como consecuencia de lo mencionado anteriormente, la mayoría de los eventos sísmicos ocurridos en el país durante los últimos 60 años han sido causados por subducción entre placas, representando más del 60% del total de sismos registrados.

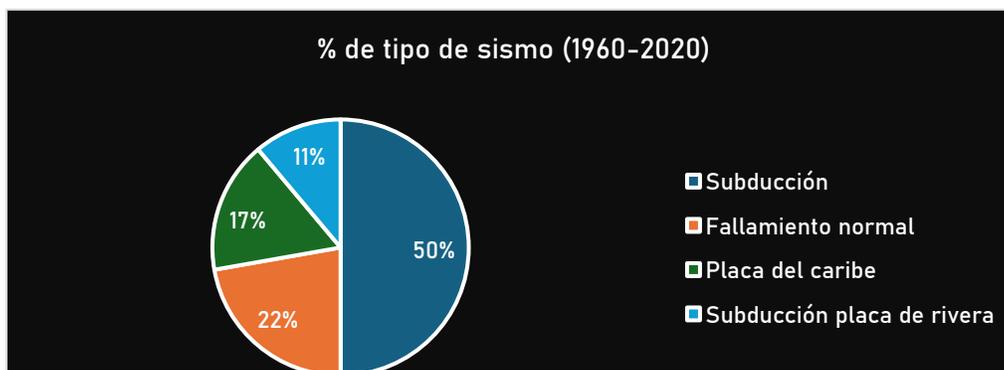


Figura 2.6 División de la cantidad de tipo de fallamiento para sismos con magnitud mayor a 6.0 de 1960-2020 en México.

En la Figura 2.7 se muestra la cantidad de acelerogramas disponibles clasificados por tipo de suelo y tipo de fallamiento. Se observa una clara tendencia hacia un mayor número de registros en suelos de arcilla y roca, con fallamientos de tipo subducción, principalmente en la zona de la placa de Cocos. siguiendo los registros en los mismos tipos de suelo, correspondientes a zonas de fallamiento normal.

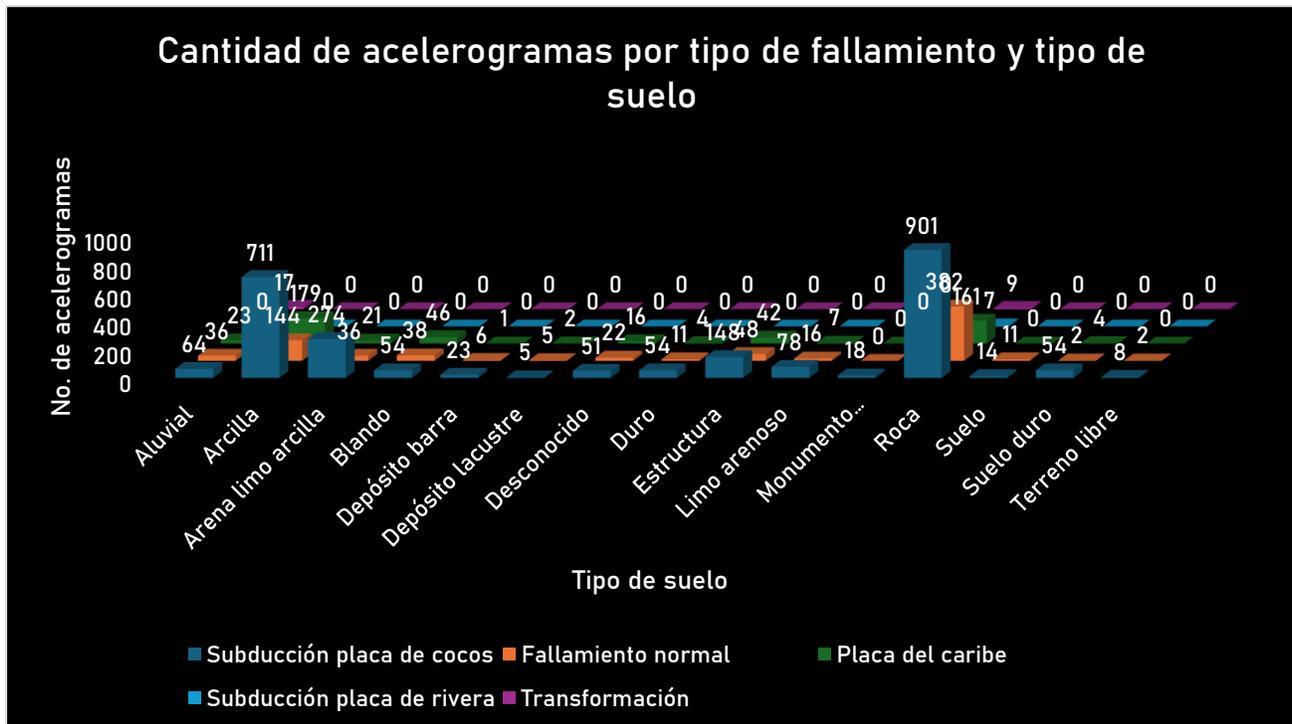


Figura 2.7 Cantidad de registros acelerográficos por tipo de suelo y tipo de falla para sismos con magnitud mayor a 6.0 de 1960-2020 en México

Dado que la mayoría de los registros se concentran en suelos de roca, hemos decidido utilizar únicamente esos registros, mientras que los demás serán descartados. Se extrajeron datos relevantes de dichos registros y se organizaron en una tabla. Los datos de los años 1960 a 2015 ya estaban disponibles en el estudio “La sobrerresistencia en puentes mexicanos de concreto reforzado” (Sánchez, 2019), y se realizó una actualización hasta 2020 debido a la limitada disponibilidad de datos a partir de 2021. A continuación, se presenta un fragmento de la tabla mencionada, ya que su tamaño completo es considerable.

Tabla 2.1 Tabla de información de los registros acelerográficos del año 2015 a 2020.

Fecha sismo	Clave de acelerogram	Tipo de suelo del registro	Aceleración máxima (Gal)	Distancia epicentral (km)	Magnitud	Profundidad focal (km)	Coordenadas registro		Coordenadas epicentro		Tipo de sismo
							Latitud	Longitud	Latitud	Longitud	
21/01/2016	COLL1601	ROCA	1.41	263.43	6.5	10	19.190906	104.680633	18.79	107.15	Subducción placa de rivera
	PUVA1601	ROCA	-1.31	287.29	6.5	10	20.626163	105.219166	18.79	107.15	Subducción placa de rivera
	TOMA1601	ROCA	-2.76	237.30	6.5	10	19.934402	105.240699	18.79	107.15	Subducción placa de rivera
15/04/2016	SCCB1604	ROCA	-0.78	352.06	6.1	12	16.70858	92.625515	13.56	92.28	Placa del caribe
	TAJN1604	BLANDO	10.38	151.53	6.1	12	14.922677	92.270957	13.56	92.28	Subducción
	CHPA1604	DESCONOCIDO	2.5	346.50	6.1	12	16.247374	93.912575	13.56	92.28	Subducción
25/04/2016	OXJM1604	ROCA	1.02	335.28	6	16	16.445191	95.444705	14.26	93.29	Subducción
	SCCB1604	ROCA	1.09	281.43	6	16	16.70858	92.625515	14.26	93.29	Subducción
	TGBT1604	ROCA	1.58	280.68	6	16	16.776805	93.089492	14.26	93.29	Subducción
	CHPA1604	DESCONOCIDO	1.66	230.86	6	16	16.247374	93.912575	14.26	93.29	Subducción
	TAJN1604	BLANDO	8.44	132.11	6	16	14.922677	92.270957	14.26	93.29	Subducción
27/04/2016	OXJM1604	ROCA	0.84	330.34	6	20	16.445191	95.444705	14.35	93.26	Subducción
	OXLC1604	ROCA	0.31	476.39	6	20	17.065039	96.703157	14.35	93.26	Subducción
	SCCB1604	ROCA	1.76	270.93	6	20	16.70858	92.625515	14.35	93.26	Subducción
	TGBT1604	ROCA	1.61	270.47	6	20	16.776805	93.089492	14.35	93.26	Subducción
	CHPA1604	DESCONOCIDO	2.45	222.28	6	20	16.247374	93.912575	14.35	93.26	Subducción
	TAJN1604	BLANDO	10.53	124.01	6	20	14.922677	92.270957	14.35	93.26	Subducción
	ACP21605	ROCA	3.87	214.73	6	35	16.874294	99.886505	16.25	97.98	Subducción
08/05/2016	AGCA1605	ROCA	2.2	189.13	6	35	16.83733	99.64526	16.25	97.98	Subducción
	CHFL1605	ROCA	2.6	191.58	6	35	17.969493	97.865638	16.25	97.98	Subducción
	COPL1605	ROCA	6.71	114.35	6	35	16.61081	98.98399	16.25	97.98	Subducción
	CUP51605	ROCA	1.3885	365.35	6	35	19.33024	99.181076	16.25	97.98	Subducción
	HMTT1605	ROCA	6.49	182.87	6	35	17.798341	98.559717	16.25	97.98	Subducción
	JAMI1605	ROCA	380.77	17.43	6	35	16.284353	97.820692	16.25	97.98	Subducción
	LANE1605	ROCA	13.44	91.12	6	35	15.947684	97.187204	16.25	97.98	Subducción
	LMPP1605	ROCA	0.68	306.70	6	35	19.00147	98.18227	16.25	97.98	Subducción
	OCLL1605	ROCA	1.58	220.36	6	35	17.036585	99.878515	16.25	97.98	Subducción
	OXBJ1605	ROCA	8.59	161.76	6	35	17.067337	96.723804	16.25	97.98	Subducción
	OXJM1605	ROCA	5.08	271.38	6	35	16.445191	95.444705	16.25	97.98	Subducción
	OXLC1605	ROCA	7.76	163.45	6	35	17.065039	96.703157	16.25	97.98	Subducción
	PANG1605	ROCA	2.27	171.94	6	35	15.666837	96.490506	16.25	97.98	Subducción
	POZU1605	ROCA	3.8	195.99	6	35	17.09008	99.59754	16.25	97.98	Subducción
	PZPU1605	ROCA	4.1124	313.04	6	35	19.055379	98.227092	16.25	97.98	Subducción
	RABO1605	ROCA	2.33	262.55	6	35	18.569078	98.445409	16.25	97.98	Subducción
	SMLC1605	ROCA	9.56	140.78	6	35	16.654971	96.729233	16.25	97.98	Subducción
	SXPU1605	ROCA	2.3006	311.23	6	35	19.039943	98.215087	16.25	97.98	Subducción
	TAMA1605	ROCA	8.4	149.96	6	35	16.26116	96.57529	16.25	97.98	Subducción
	TEAC1605	ROCA	1.63	306.20	6	35	18.61763	99.454086	16.25	97.98	Subducción
	THEZ1605	ROCA	5.02	255.66	6	35	18.477554	97.383184	16.25	97.98	Subducción
	TNLP1605	ROCA	2.47	265.17	6	35	18.095563	99.560805	16.25	97.98	Subducción
	TOTO1605	ROCA	6.34	343.76	6	35	19.330241	98.256828	16.25	97.98	Subducción
	URUA1605	ROCA	0.57	558.67	6	35	19.421758	102.074059	16.25	97.98	Subducción
	VIGA1605	ROCA	9.86	145.09	6	35	16.758703	99.233268	16.25	97.98	Subducción
	VNTA1605	ROCA	1.58	209.42	6	35	16.91426	99.81885	16.25	97.98	Subducción
	XALA1605	ROCA	1.18	382.12	6	35	19.529875	96.901973	16.25	97.98	Subducción
	ACAR1605	ALUVIAL	5.9	210.07	6	35	16.888789	99.835027	16.25	97.98	Subducción
	OAXM1605	ALUVIAL	28.27	163.18	6	35	17.082872	96.718744	16.25	97.98	Subducción
	OXTO1605	ALUVIAL	27.38	160.67	6	35	17.078389	96.744158	16.25	97.98	Subducción
	SODO1605	ALUVIAL	2.04	352.20	6	35	19.044324	96.414773	16.25	97.98	Subducción
	ACAC1605	ARENA LIMO ARCILLA	14.8976	210.29	6	35	16.84851	99.85157	16.25	97.98	Subducción
	ACAD1605	LIMO ARENOSO	6.51	212.78	6	35	16.86225	99.87147	16.25	97.98	Subducción
	OXCU1605	ARCILLA	24.13	161.56	6	35	17.048881	96.713269	16.25	97.98	Subducción
	SCT21605	ARCILLA	3.71	370.91	6	35	19.394694	99.148678	16.25	97.98	Subducción
	MIHL1605	BLANDO	1.71	413.16	6	35	17.988778	94.54387	16.25	97.98	Subducción
OXAE1605	BLANDO	21.39	157.99	6	35	17.001551	96.721608	16.25	97.98	Subducción	
OXPC1605	BLANDO	28.18	160.84	6	35	17.051219	96.722974	16.25	97.98	Subducción	
OZST1605	BLANDO	4.18	305.11	6	35	18.860758	97.094119	16.25	97.98	Subducción	
ACAZI1605	DEPÓSITO BARRA	5.6	202.05	6	35	16.788528	99.790152	16.25	97.98	Subducción	
OXOX1605	DESCONOCIDO	40.24	159.04	6	35	17.026234	96.726179	16.25	97.98	Subducción	
OXAL1605	SUELO	14.69	161.20	6	35	17.06148	96.726042	16.25	97.98	Subducción	
OXPM1605	SUELO	14.96	162.00	6	35	17.061391	96.716899	16.25	97.98	Subducción	
PHPU1605	SUELO	5.71	311.34	6	35	19.044223	98.168466	16.25	97.98	Subducción	
TACY1605	DURO	1.7653	373.60	6	35	19.404505	99.195246	16.25	97.98	Subducción	

### 2.3.1 Clasificación por mecanismo de falla

De la información recopilada, se tiene un total de 3,701 registros correspondientes a 112 eventos sísmicos con magnitud superior a 6.0. En cuanto al tipo de fallamiento, los registros se clasifican en cuatro categorías principales:

- Subducción
- Fallamiento normal
- Placa del Caribe
- Transformación

A continuación, se presenta un análisis detallado de cada uno de estos mecanismos de falla.

#### 2.3.1.1 Subducción

En la figura 2.8 se presentan los 2,464 acelerogramas correspondientes a sismos de subducción, así como el tipo de suelo en el que fueron registrados. Como se observa claramente en la figura 2.9, la mayoría de las estaciones que captaron estos eventos están situadas sobre suelo de arcilla y roca, los cuales representan el 77% del total de registros. Le siguen los registros tomados dentro de construcciones, que constituyen el 11%, mientras que el 12% restante está distribuido entre otros tipos de suelo.



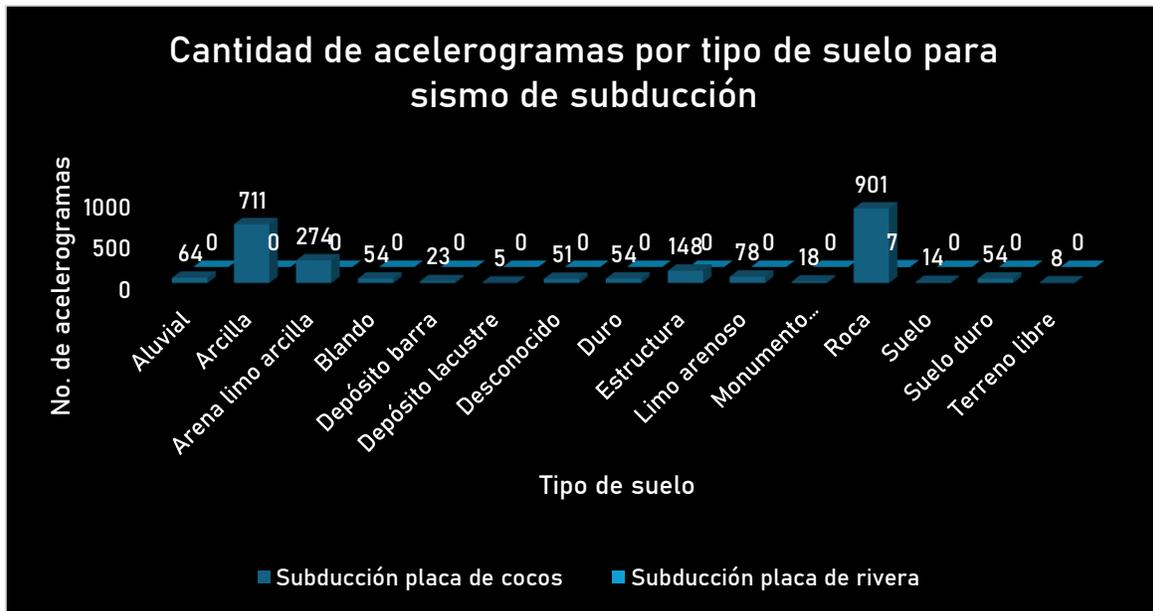


Figura 2.8 Registros de sismos de subducción y tipo de suelo.



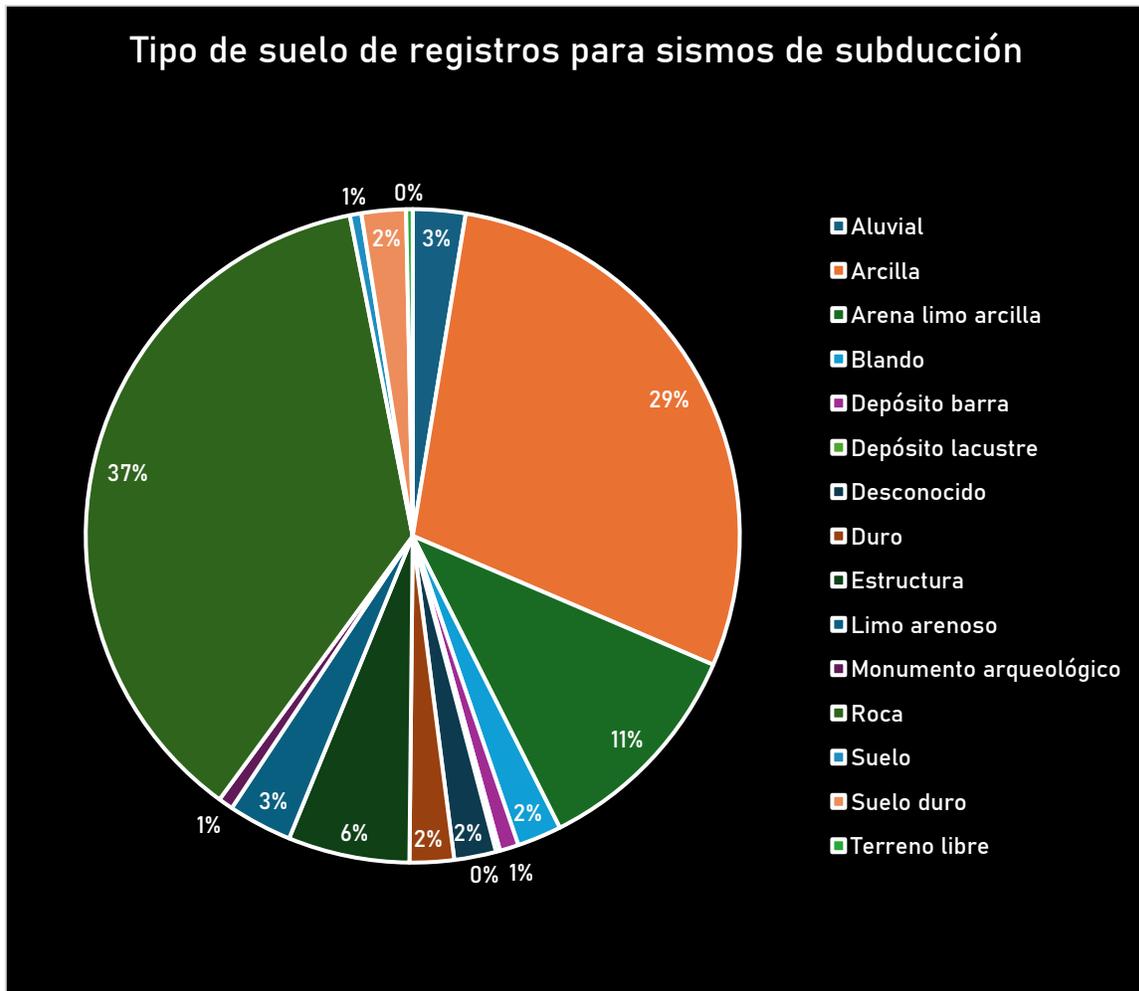


Figura 2.9 División porcentual de los registros por tipo de suelo para sismos de subducción.

### 2.3.1.2 Fallamiento normal

En la figura 2.10 se observa una tendencia similar a la de los sismos de subducción, donde la mayoría de los registros provienen de estaciones colocadas sobre roca, seguidas de las ubicadas en suelos de arcilla, y el resto distribuidos entre otros tipos de suelo.

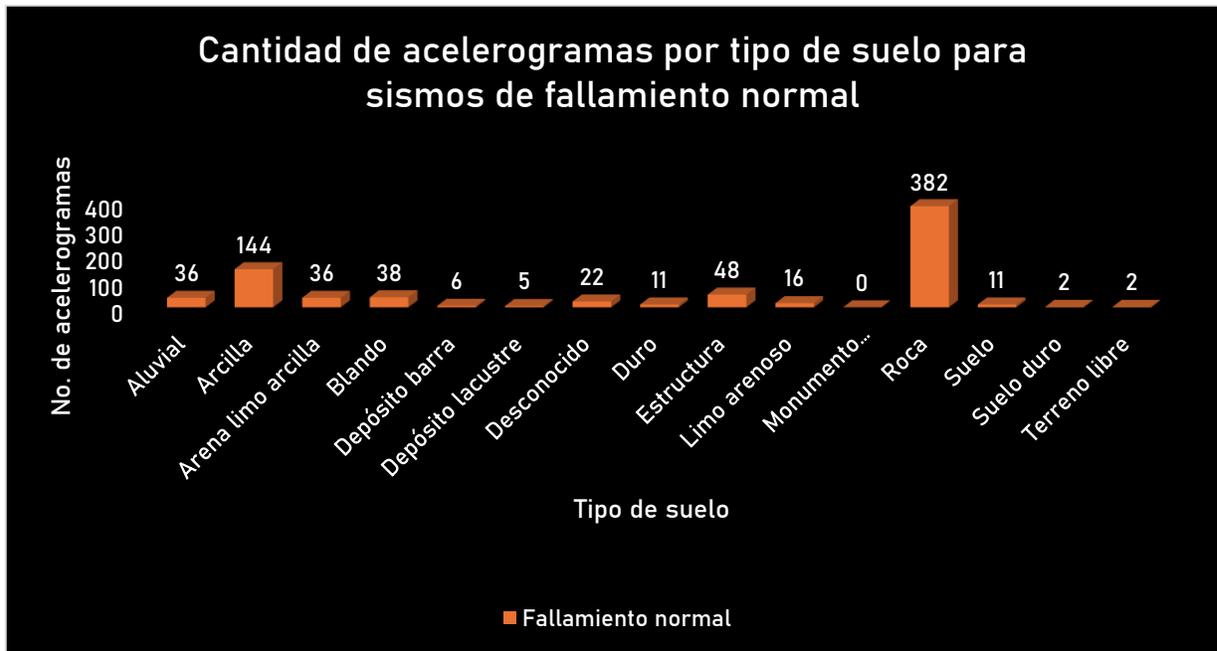


Figura 2.10 Registros de sismos de fallamiento normal y tipo de suelo.

En la figura 2.11 se observa esta misma tendencia, donde aproximadamente el 74% de los registros se tomaron en suelo de roca y arcilla. El 26% restante está dividido entre otros tipos de suelo, siendo los de mayor ocupación los suelos de estructura, aluvial y suelo blando.

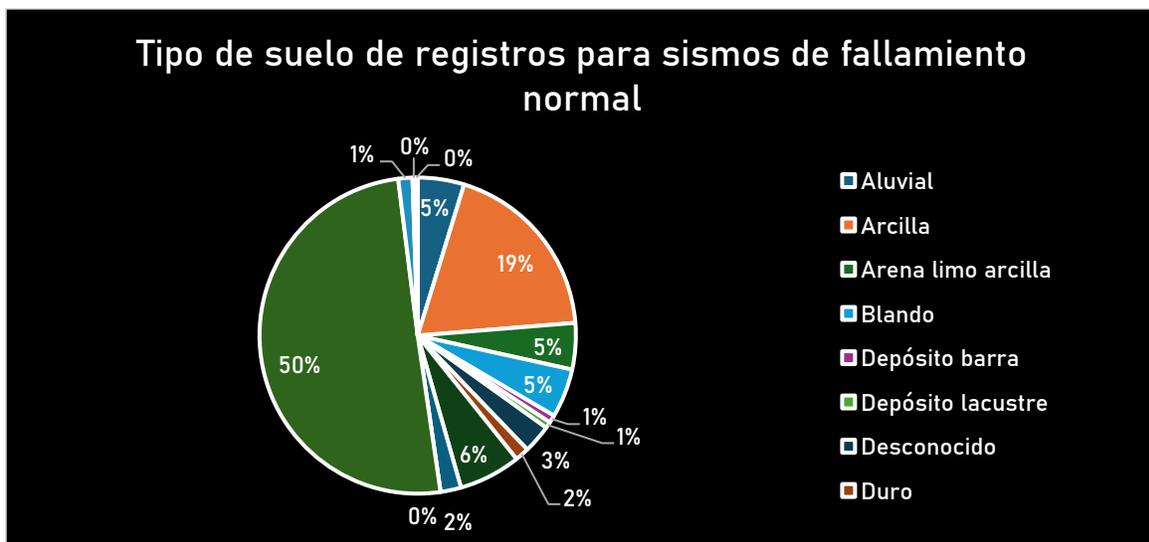


Figura 2.11 División porcentual de los registros por tipo de suelo para sismos de fallamiento normal.



De la misma manera, se aplicó el procedimiento mencionado anteriormente para los registros correspondientes a los tipos de fallamiento por transformación.

### 2.3.2 Clasificación por intervalos de aceleración

Una vez filtrados los registros, se realiza otro refinamiento para seleccionar los registros agrupándolos según los intervalos de aceleración máxima registrada, considerando también el tipo de fallamiento y el tipo de suelo en el que se encuentre ubicada la estación.

#### 2.3.2.1 Sismos de subducción

Para los sismos de subducción registrados en roca, la figura 2.12 muestra que la mayoría de los datos de aceleración se encuentran en el intervalo entre 0 y 20 gales, representando aproximadamente el 75% del total de registros. Le siguen los registros con aceleraciones entre 20 y 40 gales, que representan apenas el 9%, y el 16% restante está distribuido den los otros intervalos, siendo las aceleraciones mayores a 420 gales las menos frecuentes.



Figura 2.12 Registros de aceleración de sismos de subducción registrados en roca y divididos por intervalos de aceleración.

En la figura 2.13 se presentan los resultados de los sismos de subducción registrados en arcilla. Se observa una tendencia similar a la de los registros en roca, con la mayoría de las aceleraciones comprendidas entre 0 y 20 gales, representando un 70%. Le siguen los registros entre 20 y 40 gales con un 22%, un 6% den el rango de 40 y 60 gales, y el 2% restante distribuido entre aceleraciones de 60 a 280 gales.

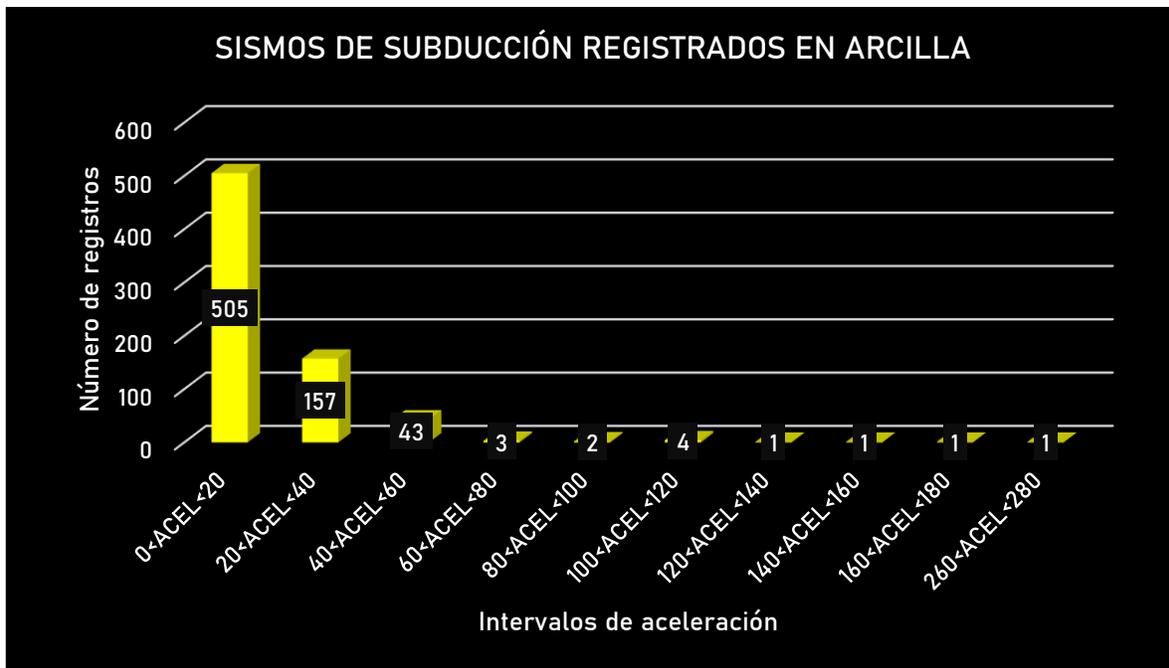


Figura 2.13 Registros de aceleración de sismos de subducción registrados en arcilla y divididos por intervalos de aceleración.

En la figura 2.14 se presentan los registros en suelo aluvial. Al igual que en las gráficas anteriores, la mayor parte de los registros se concentra en aceleraciones bajas, específicamente entre 0 y 20 gales, representando el 43.8% del total. Le sigue el rango de 20 a 40 gales con un 20.3%, el de 40 a 60 gales con un 12.5%, el de 60 a 80 gales con un 7.8%, y el 15.6% restante se distribuye entre los 80 y 420 gales.

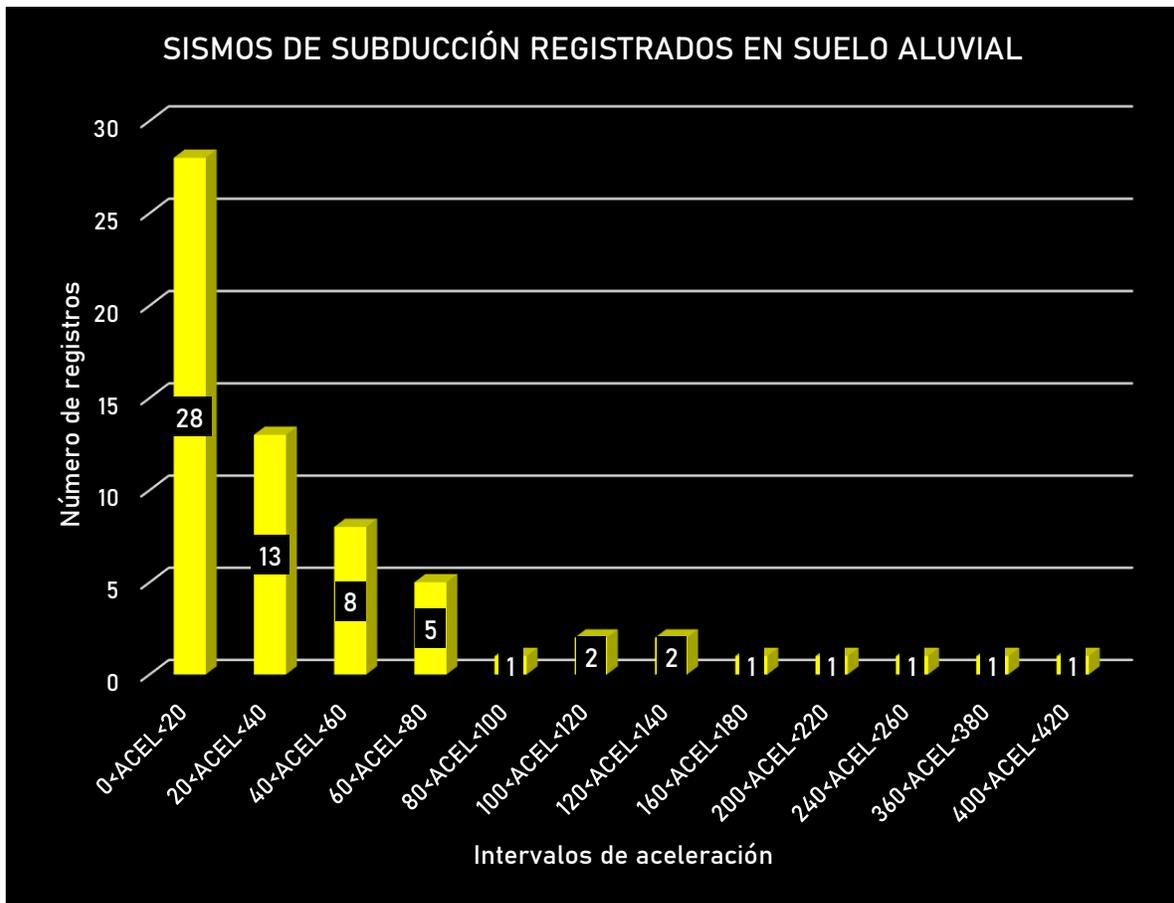


Figura 2.14 Registros de aceleración de sismos de subducción registrados en suelo aluvial y divididos por intervalos de aceleración.

### 2.3.2.2 Sismos de fallamiento normal

En la figura 2.15 se muestran los sismos de fallamiento normal registrados en roca. La mayor parte de los datos de aceleración se encuentran en el intervalo de 0 a 20 gales, representando el 75.4% de los registros. A continuación, los registros en el intervalo de 20 a 40 gales constituyen el 11.3%, mientras que el intervalo de 40 a 60 gales abarca un 4.7%. El 8.6% restante se distribuye entre los demás intervalos de aceleración, con la menor cantidad de registros en el intervalo de 60 a 500 gales.



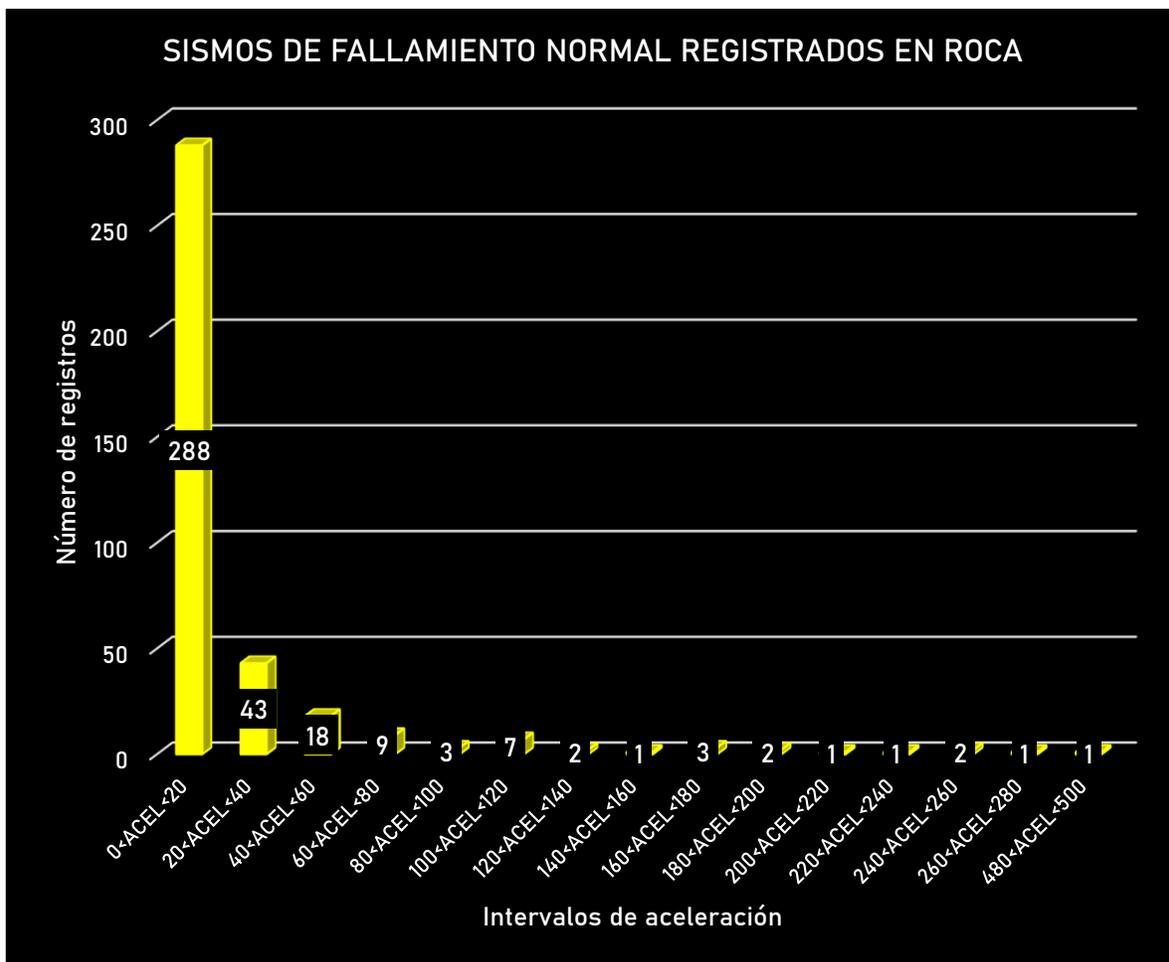


Figura 2.15 Registros de aceleración de sismos de fallamiento normal registrados en roca y divididos por intervalos de aceleración.

De manera similar, los registros de sismos de fallamiento normal en arcilla siguen la misma tendencia (Figura 2.16). En el intervalo de 0 a 20 gales se concentra el 80% del total de los registros, seguido por el intervalo de 20 a 40 gales, que representa un 13.1%. El 6.9% restante se distribuye entre los intervalos superiores hasta alcanzar los 200 gales.

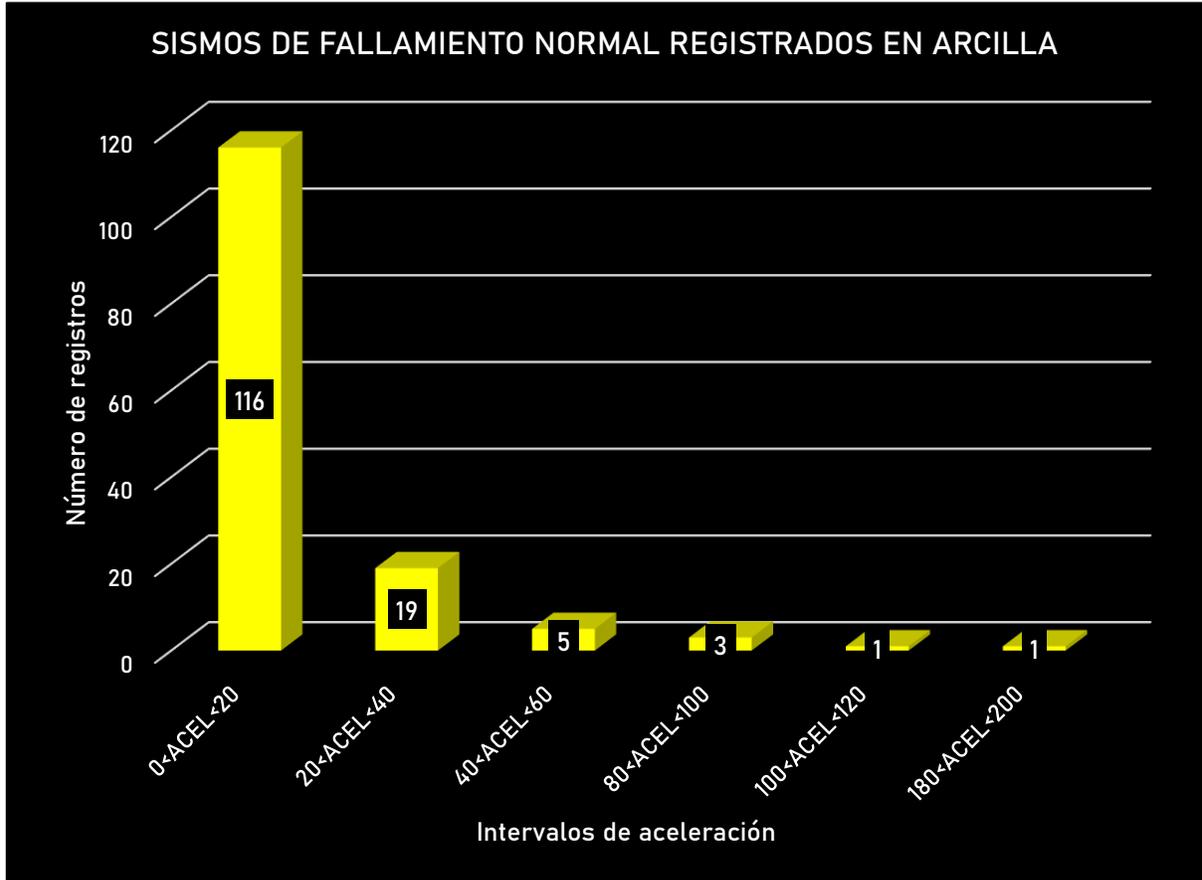


Figura 2.16 Registros de aceleración de sismos de fallamiento normal registrados en arcilla y divididos por intervalos de aceleración.

Para los sismos de fallamiento normal en suelo aluvial (Figura 2.17), se observa una tendencia similar, aunque menos marcada que en los casos anteriores. En este caso, el intervalo de 0 a 20 gales concentra el 47.2% de los registros, lo cual sigue siendo mayoritario, pero con una diferencia menos pronunciada. Le sigue el intervalo de 20 a 40 gales con un 22.2% de los registros, luego el intervalo de 40 a 60 gales con un 5.6%, de 60 a 80 gales con un 8.3%, de 80 a 100 gales con un 5.6%, y finalmente el 11.1% restante se distribuye en intervalos de hasta 260 a 280 gales.

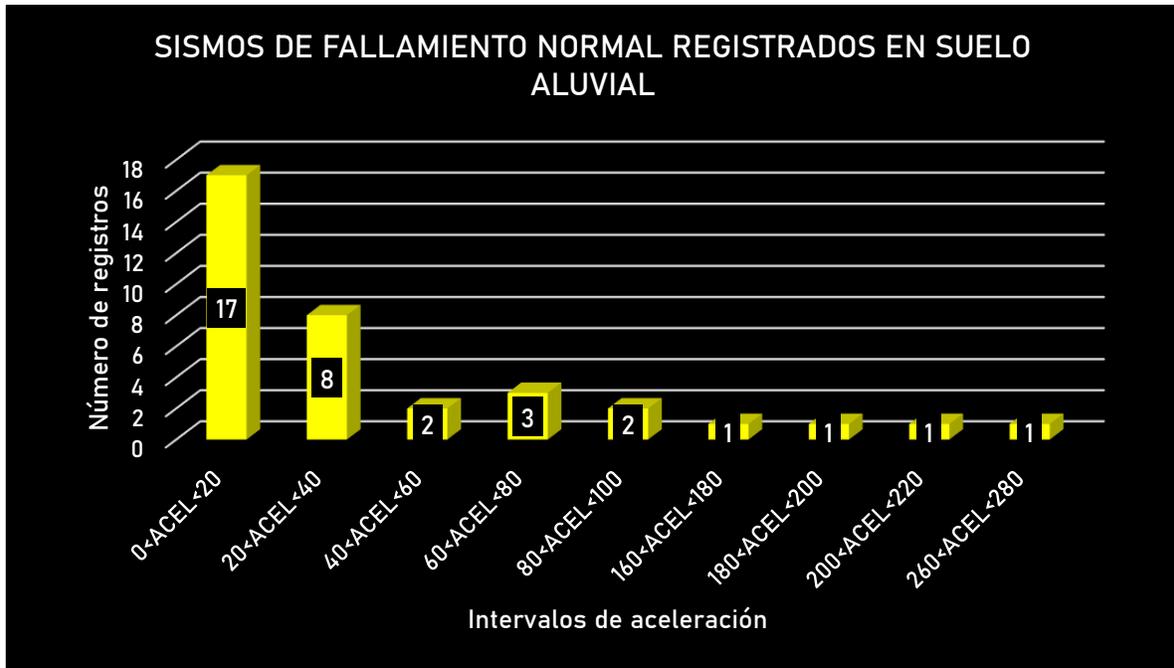


Figura 2.17 Registros de aceleración de sismos de fallamiento normal registrados en suelo aluvial y divididos por intervalos de aceleración.

### 2.3.3 Clasificación por Distancia Epicentral

Otra forma de clasificar los registros es por la distancia epicentral, incluyendo intervalos de aceleración, mecanismo de falla y tipo de suelo. Esto se hará para los sismos de subducción y de fallamiento normal.

#### 2.3.3.1 Sismos de subducción

En la figura 2.18 se muestra que la mayor concentración de datos ocurre en las aceleraciones inferiores a 20 gales y a distancias epicentrales mayores a 150 km, representando un 66.41% de los registros. Para distancias entre 50 y 150 km, esta concentración es de 8.26%, mientras que para distancias menores a 50 km es del 11%. El segundo intervalo con mayor concentración es el de 20 a 40 gales, donde las distancias epicentrales menores de 50 km representan un 4.41%, las de 50 a 150 km un 4.30%, y las mayores a 150 km un 0.33%.

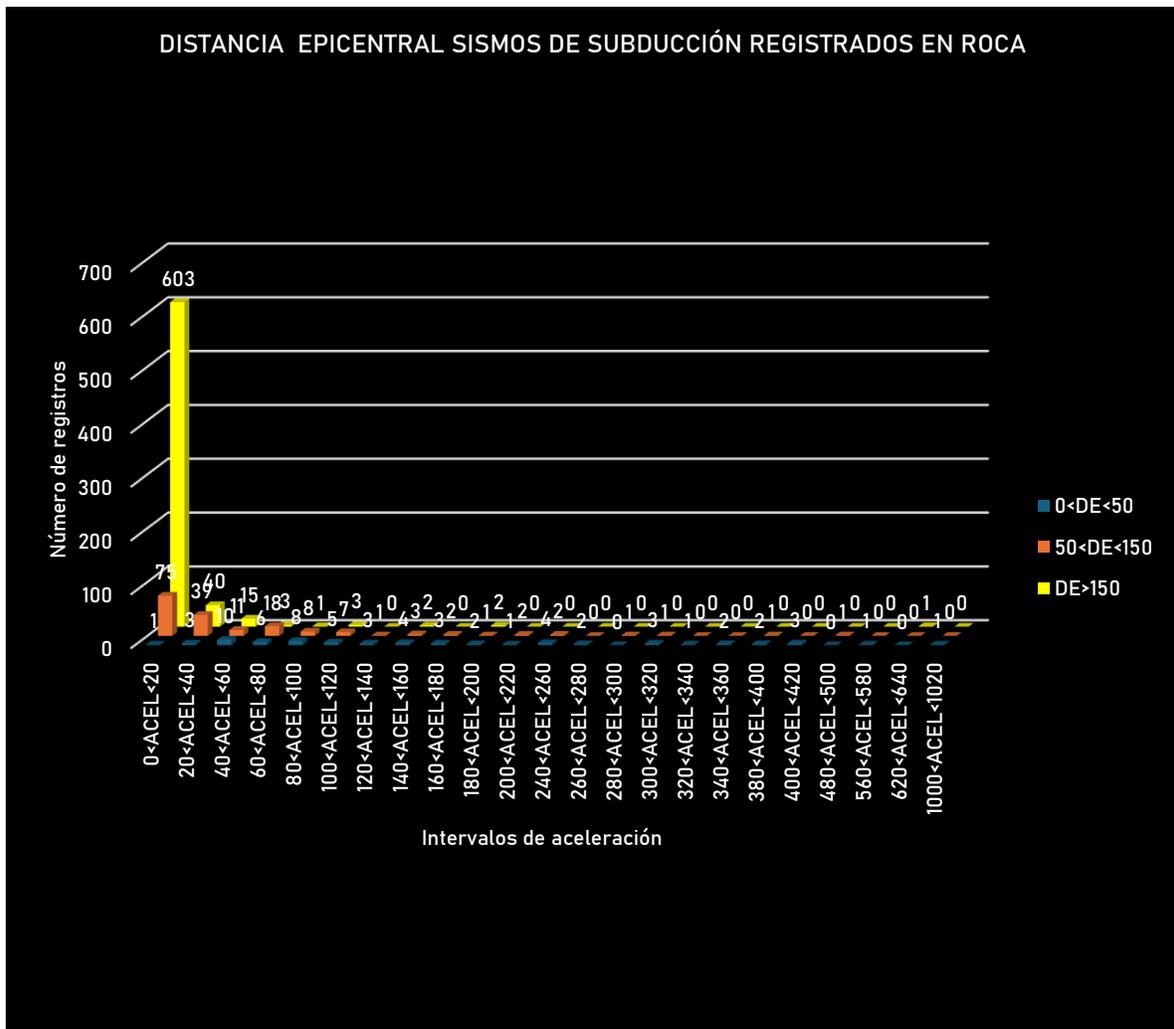


Figura 2.18 Registros de aceleración de sismos de subducción registrados en roca y divididos por distancias epicentrales e intervalos de aceleración.

En la figura 2.19 se observa que, al igual que en análisis anteriores, la mayor cantidad de datos se concentra en aceleraciones menores a 20 gales y a distancias epicentrales superiores a 150 km, representando el 70.01% de los registros. En distancias de entre 50 y 150 km, esta concentración es de 0%, y para distancias menores a 50 km es de apenas 0.42%. El segundo intervalo de concentración corresponde a aceleraciones de 20 a 40 gales, con 21.34% para distancias menores a 50 km, 0% para distancias entre 50 y 150 km, y 0.70% para distancias superiores a 150 km. El restante de los registros se distribuye entre los intervalos de aceleración restantes.

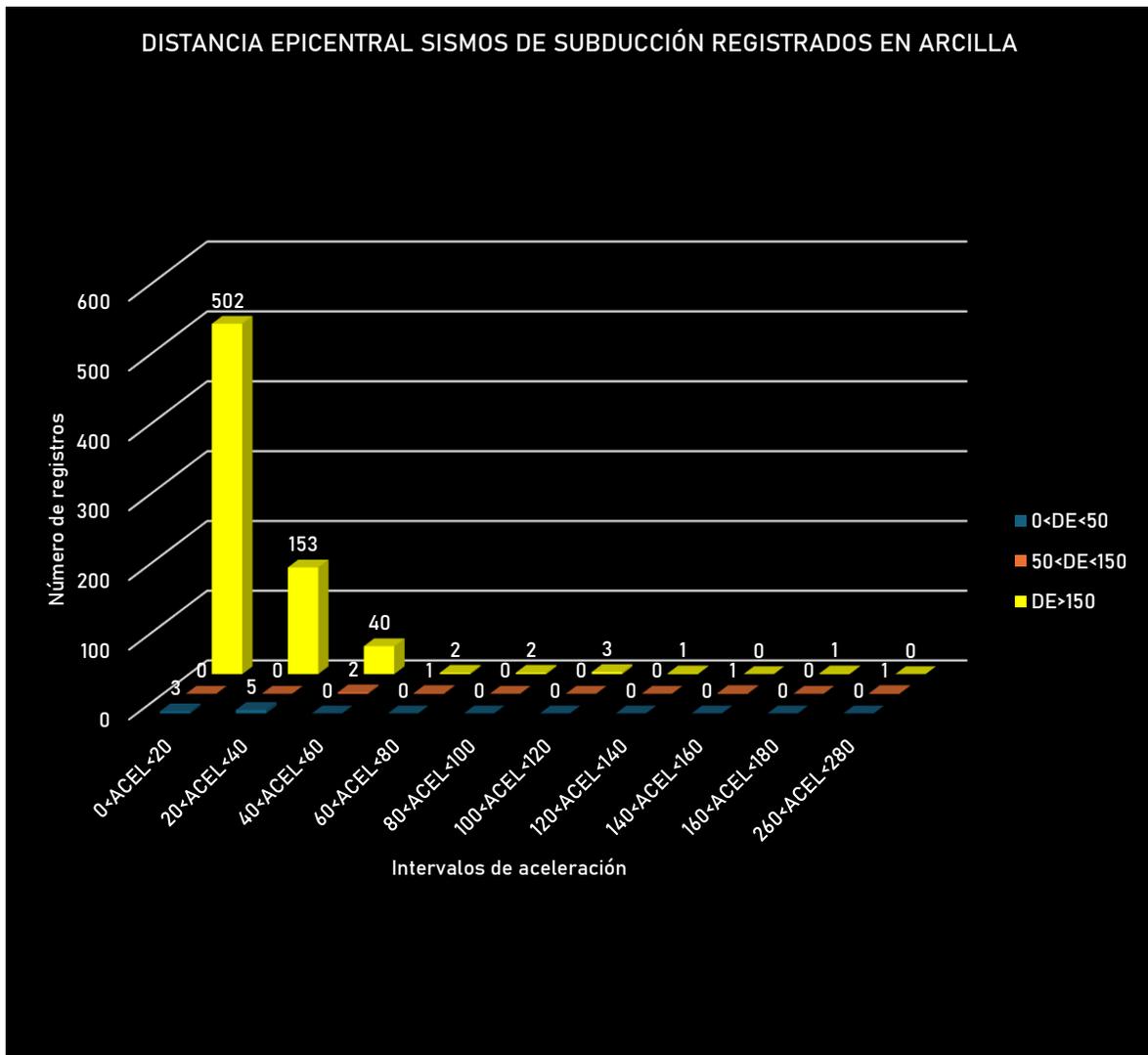


Figura 2.19 Registros de aceleración de sismos de subducción registrados en arcilla y divididos por distancias epicentrales e intervalos de aceleración.

En la figura 2.20 se observa, al igual que análisis anteriores, que la mayoría de los datos se concentran en aceleraciones menores a 20 gales. Sin embargo, en este caso, la diferencia es menor. La mayoría de estos registros se encuentran a distancias epicentrales mayores a 150 km, con un 40.63%, mientras que a distancias entre 50 y 150 km representan un 3.13% y no hay registros a menos a 50 km. El segundo intervalo de concentración corresponde a aceleraciones de 20 a 40 gales, con 17.19%, para distancias menores de 50 km, 3.13% entre 50 y 150 km, y 0% para más de 150 km. El resto de los registros se distribuye entre los intervalos de aceleración restantes.

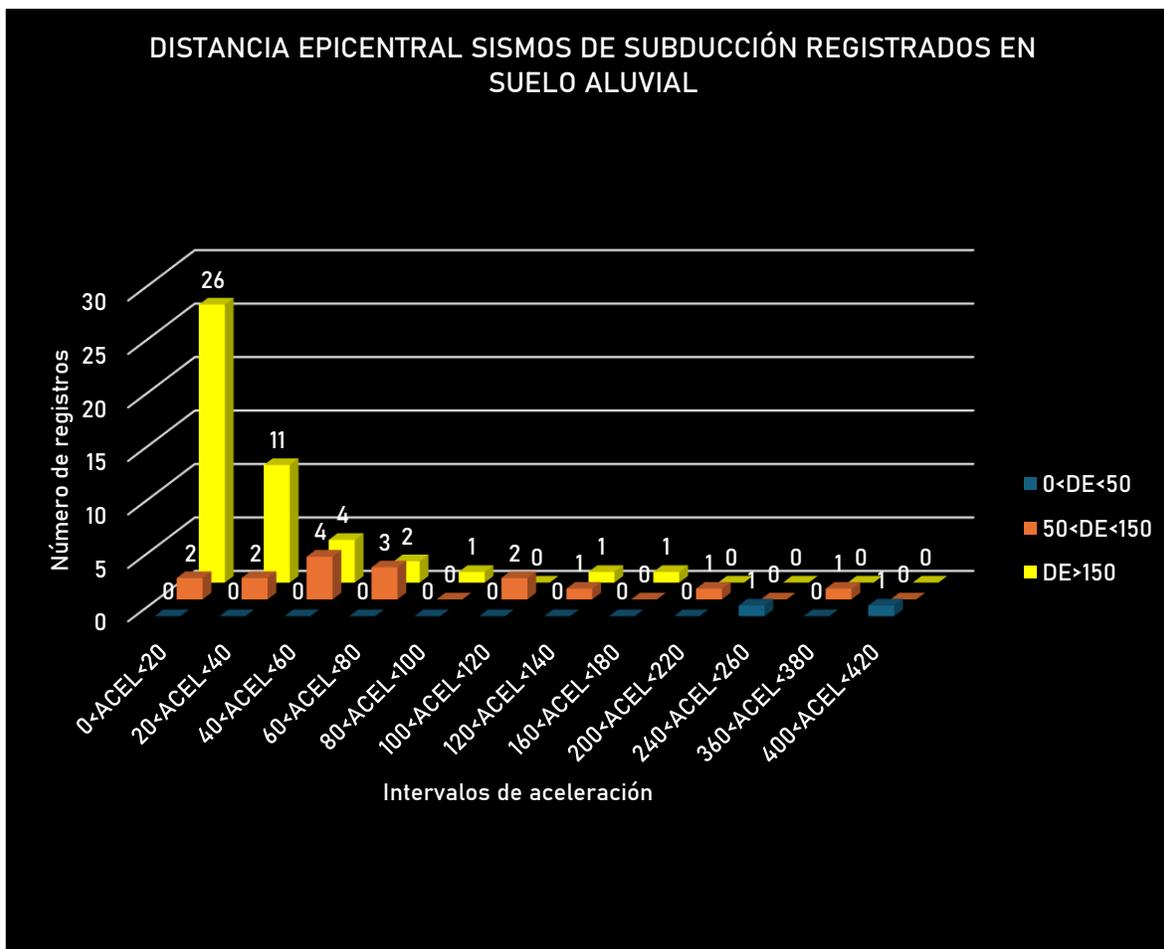


Figura 2.20 Registros de aceleración de sismos de subducción registrados en suelo aluvial y divididos por distancias epicentrales e intervalos de aceleración.

### 2.3.3.2 Sismos de Fallamiento Normal

En la figura 2.21 se muestran la cantidad de registros de aceleración para sismos de fallamiento normal registrados en roca, clasificados por intervalos de aceleración y distancia epicentral. Se observa una tendencia similar a la vista en análisis anteriores, donde la mayoría de los datos se concentran en el intervalo de aceleración de 0 a 20 gales y a distancias epicentrales mayores de 150 km, representando el 69.55% de los registros. Le siguen los registros a distancias de 50 a 150 km con un 6.04%, mientras que no se encuentran registros a distancias menores de 50 km. Los datos restantes se distribuyen entre los demás intervalos de aceleración y distancias epicentrales.

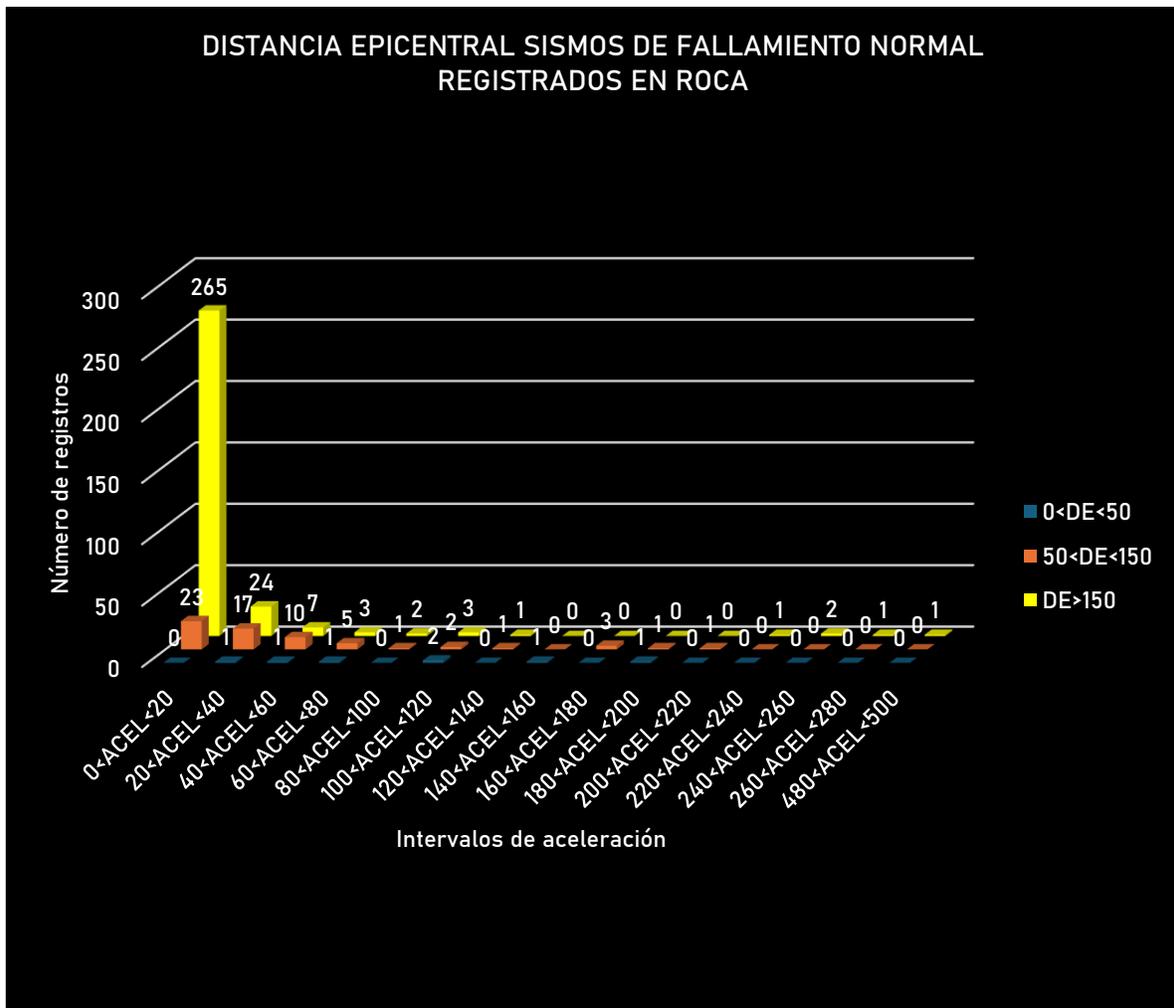


Figura 2.21 Registros de aceleración de sismos de fallamiento normal registrados en roca y divididos por distancias epicentrales e intervalos de aceleración.

En la figura 2.22 se observa nuevamente la misma tendencia que en análisis previos: la mayor concentración de datos se encuentra en el intervalo de aceleración de 0 a 20 gales y a distancias epicentrales superiores a 150 km, representando un 75.69% del total. Le siguen los registros en el rango de 50 a 150 km con un 4.17%, mientras que no se registran datos a distancias menores a 50 km. Los datos restantes se distribuyen entre los demás intervalos de aceleración y distancias epicentral.

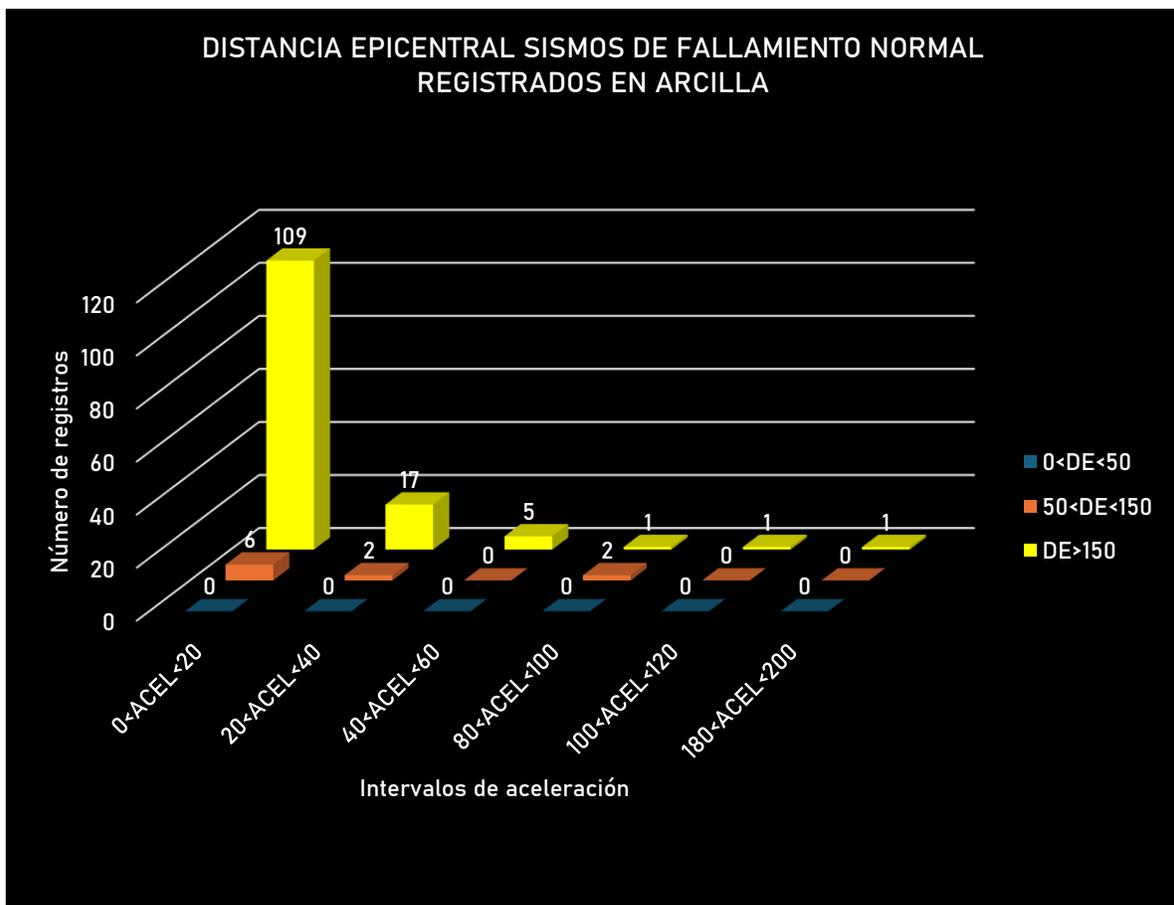


Figura 2.22 Registros de aceleración de sismos de fallamiento normal registrados en arcilla y divididos por distancias epicentrales e intervalos de aceleración.

En la figura 2.23 se observa una tendencia similar a la encontrada previamente, sin grandes variaciones. La mayoría de los datos se concentran en intervalos de aceleración de 0 a 20 gales y en distancia epicentrales mayores a 150 km, representando un 51.85% de los casos. Le siguen los datos de 50 a 150 km con un 3.70% y los menores a 50 km también con un 3.70%. El restante de los datos se distribuye en otros intervalos y distancias.



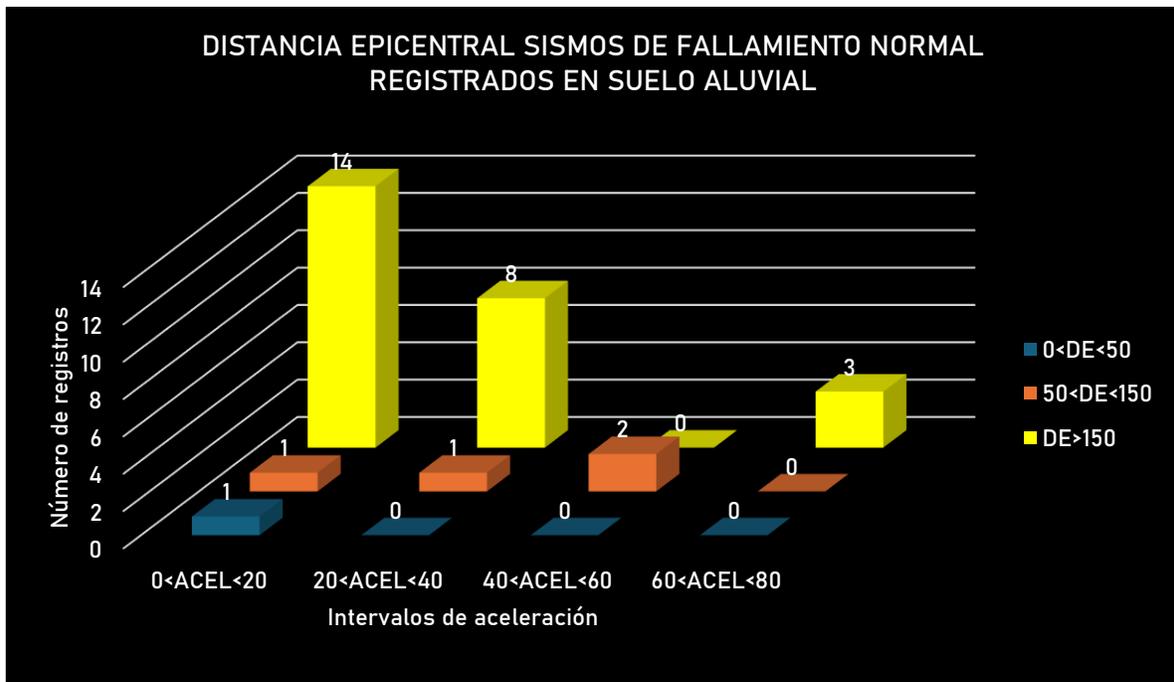


Figura 2.22 Registros de aceleración de sismos de fallamiento normal registrados en arcilla y divididos por distancias epicentrales e intervalos de aceleración.

### 2.3.3.3 Depuración por límite inferior de aceleración

Con el fin de reducir el número de registros, se realizó una depuración excluyendo aquellos que no correspondían a los tipos de suelo: roca, suelo duro, arcilla, arena-limo-arcilla, suelo aluvial y suelo blando. Además, para los sismos de subducción, de transformación y de placa del Caribe, se eliminaron los registros de suelo blando con aceleraciones menores a 40 gal y de suelo duros con aceleraciones menores a 60 gal. En el caso de los sismos de fallamiento normal, se eliminaron los registros con aceleraciones inferiores a 20 gal para suelos blandos y a 40 gal para suelos duros.

En la figura 2.23 se muestran los resultados después de esta depuración. Al comparar con la figura 2.7, se observa una reducción significativa de registros, pasando de 3,755 a solo 359, lo que representa una eliminación de aproximadamente el 90% de los registros originales.

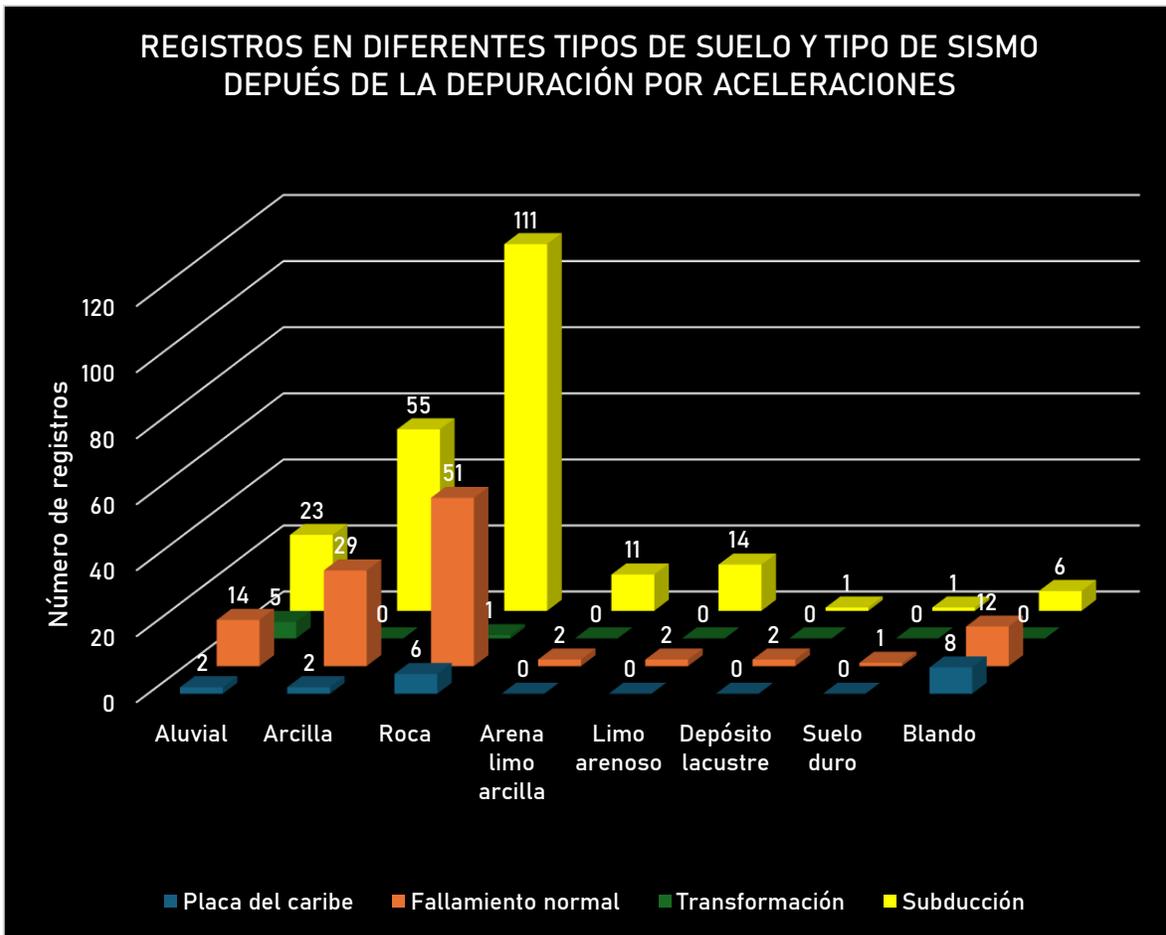


Figura 2.23 Registros de aceleración después de la depuración por límite inferior de aceleraciones.

En la figura 2.24 se presentan los registros de subducción obtenidos a partir de la depuración de datos en roca. Por lo tanto, solo se muestran aquellos registros con aceleración superior a 60 gal y en función de la distancia epicentral. De los 908 registros iniciales, se redujo significativamente el total a 111, la mayoría de los cuales se concentra en el intervalo de distancia epicentral de 50 a 150 km y en el rango de aceleraciones entre 60 y 80 gal.

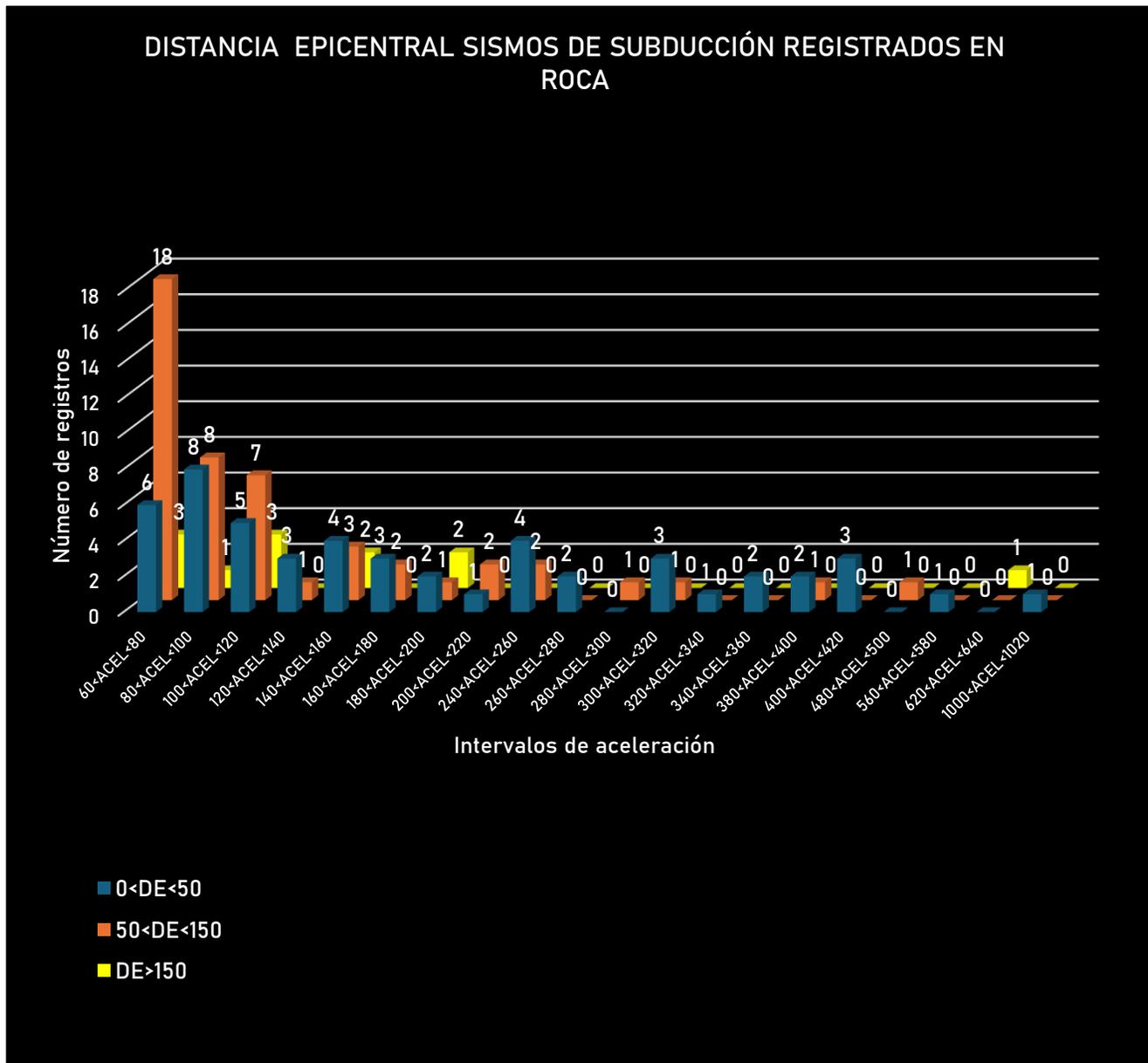


Figura 2.24 Registros de aceleración para sismos de subducción registrados en roca con aceleración mayor a 60 gal e intervalos de distancia epicentral

En la figura 2.25 se muestran los registros de aceleración de los sismos de subducción registrados en arcilla, tras una depuración que redujo el total de 717 a solo 54 registros, lo que representa aproximadamente un 92% de eliminación. A diferencia de los registros en roca, en este caso la mayoría se concentra en

distancias mayores a 150 km, aunque también se observa un predominio en los intervalos bajos de aceleración, que en este caso oscilan entre 40 y 60 gal.



Figura 2.25 Registros de aceleración para sismos de subducción registrados en arcilla con aceleración mayor a 40 gal e intervalos de distancia epicentral

Para los registros en suelo aluvial (Fig. 2.26), se contaba con 64 registros que se redujeron a solo 23, eliminando así el 64% de los datos. En este caso, no se observa una gran diferencia en la tendencia de los datos, ya que son similares en los intervalos de 50-150 km y en aquellos mayores a 150 km.



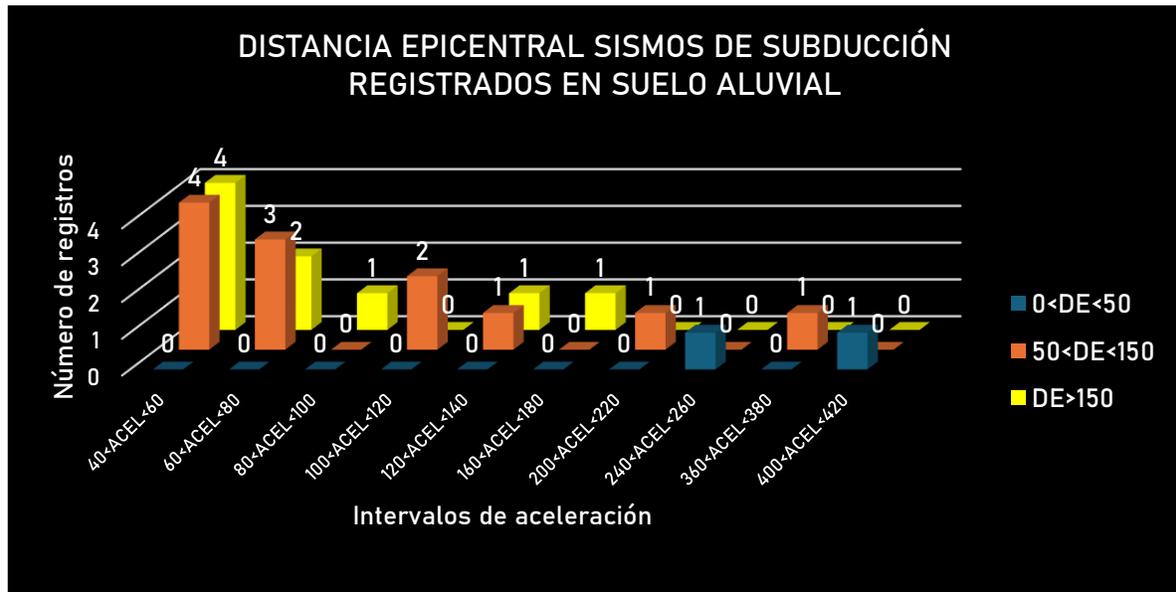


Figura 2.26 Registros de aceleración para sismos de subducción registrados en suelo aluvial con aceleración mayor a 40 gal e intervalos de distancia epicentral

Para los sismos de fallamiento normal registrado en roca, se eliminaron las aceleraciones menores a 40 gal. Esta depuración resultó en la eliminación de aproximadamente el 87% de los registros originales, reduciendo el total de 381 a solo 51. La mayor cantidad de registros se concentran en las aceleraciones menores a 60 gal y, a su vez, en las distancias epicentrales comprendidas entre 50 y 150 km.

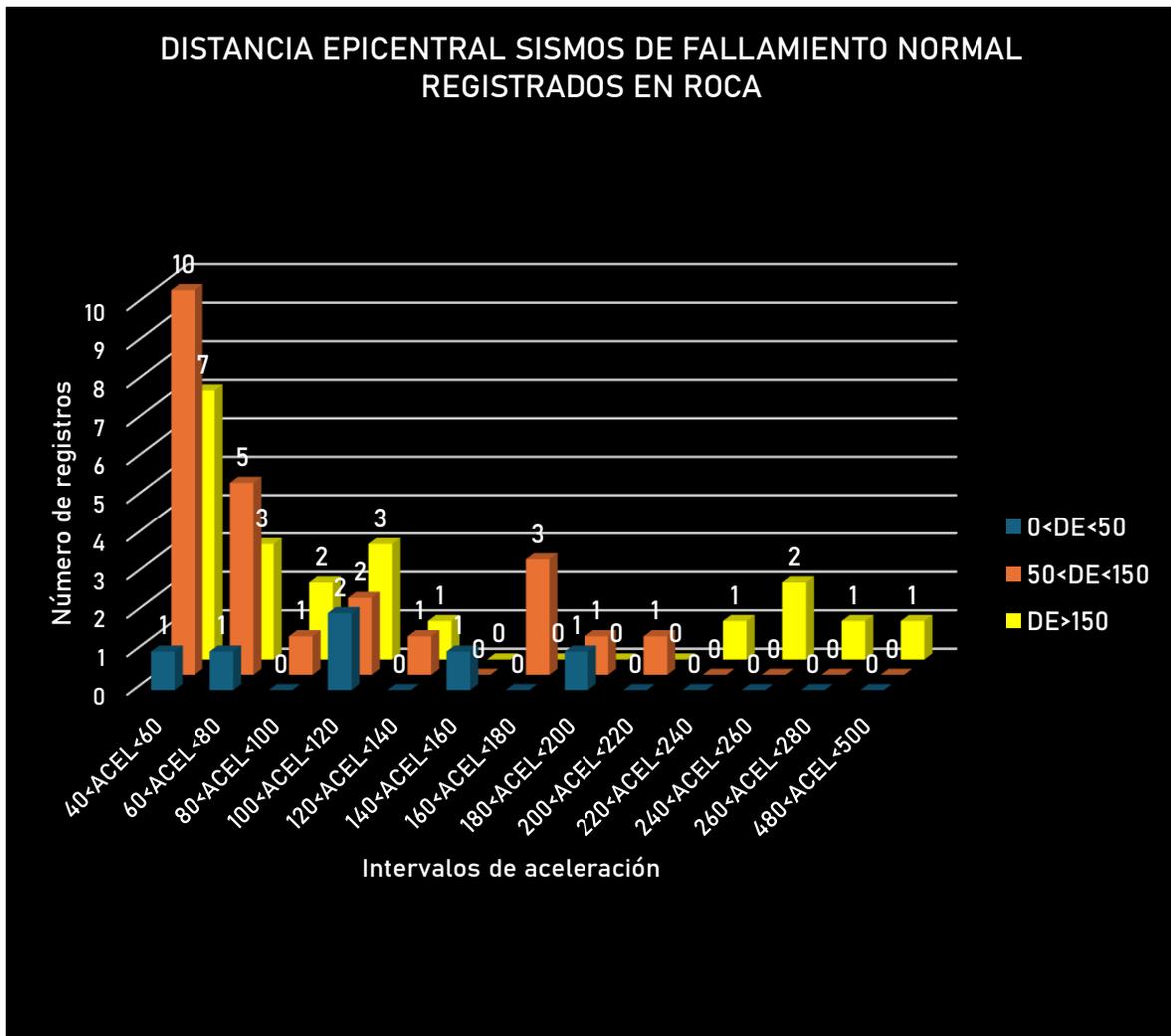


Figura 2.27 Registros de aceleración para sismos de fallamiento normal registrados en roca con aceleración mayor a 40 gal e intervalos de distancia epicentral

En la figura 2.28 se presentan los registros de sismos de fallamiento normal en arcillas. En este caso, se eliminaron todos los registros cuya aceleración máxima fue menor a 20 gal. Esta depuración resultó en una reducción de aproximadamente el 80% del número total de registros, disminuyendo de 144 a 29. Los registros predominantes se encuentran en las aceleraciones menores a 40 gal y a distancias mayores a 150 km.

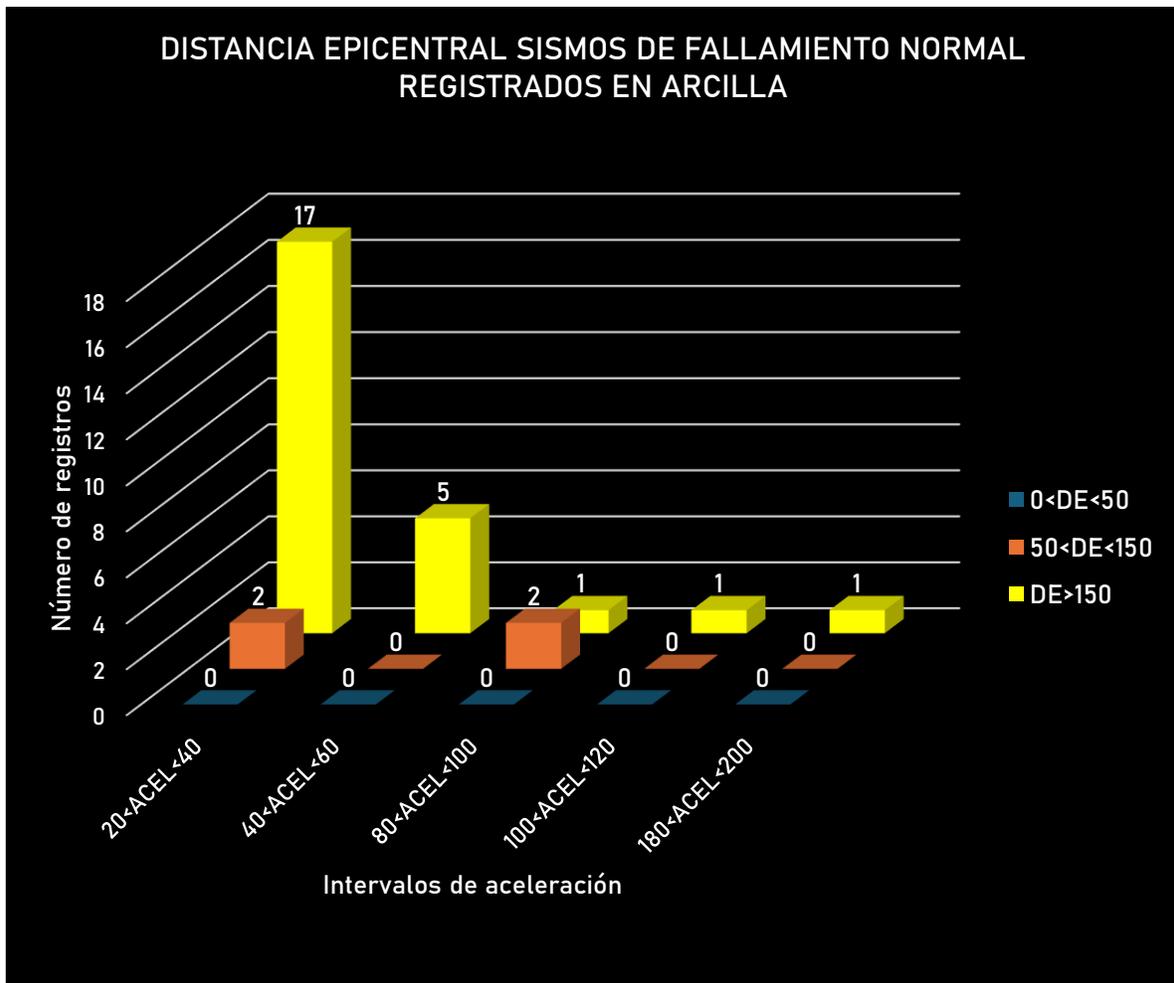


Figura 2.27 Registros de aceleración para sismos de fallamiento normal registrados en roca con aceleración mayor a 20 gal e intervalos de distancia epicentral

Por último, para los registros de sismos de fallamiento normal en suelo aluvial (Fig. 2.28), se eliminaron las aceleraciones menores a 20 gal, lo que resultó en la depuración de aproximadamente el 50% de los registros, reduciendo el total de 27 a 14. Se observa la misma tendencia que en la gráfica anterior, ya que el mayor número de registros se concentra en las aceleraciones menores a 40 gal y en distancias mayores a 150 km.

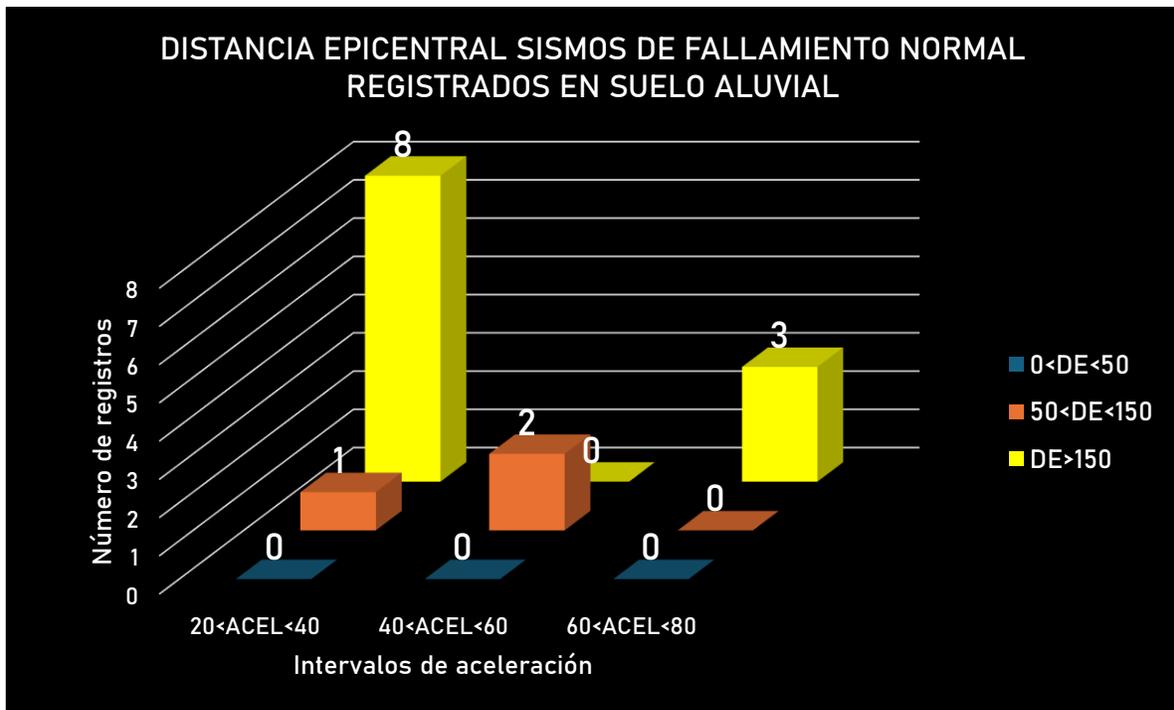


Figura 2.27 Registros de aceleración para sismos de fallamiento normal registrados en suelo aluvial con aceleración mayor a 20 gal e intervalos de distancia

#### 2.3.3.4 Selección de los acelerogramas por casos de interés

Para concluir el proceso de depuración de registros, se trabajó con aquellos obtenidos en roca y en suelo blando debido, debido a la abundancia de datos en ambos tipos de suelo. Al finalizar los espectros de respuesta para los dos tipos de fallamiento (subducción y fallamiento normal), se observa lo siguiente:

En los registros en roca para sismos de subducción (Fig. 2.28), las mayores ordenadas espectrales se concentran en periodos cortos, menores a 0.5 segundos, destacando un espectro por encima de los demás (SJLL1802.162), correspondiente al sismo del 16 de febrero de 2018, con una magnitud de 7.2.

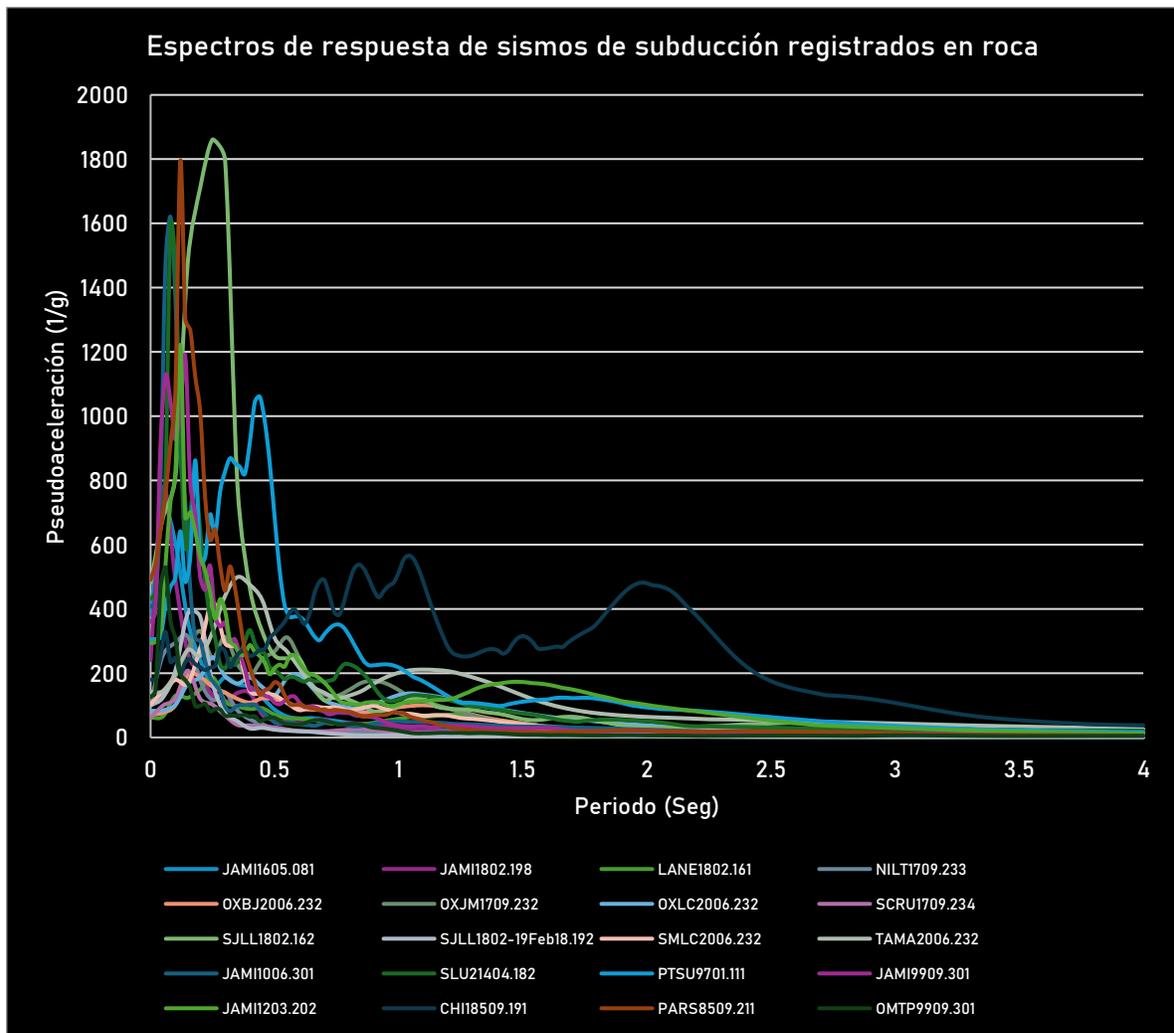


Figura 2.28 Espectros de respuesta de registros de sismos de subducción registrados en roca entre los años 1960 y 2020.

En los espectros registrados en suelos blandos (Fig. 2.29) ocurre algo similar, con la diferencia de que las aceleraciones máximas también tienden a extenderse hacia periodos mayores, concentrándose principalmente en el intervalo entre 0.20 y 0.80 segundos, así como en periodos posteriores. Esto se debe a los distintos tipos de arcillas en los que se realizaron los registros y a la consistencia y periodo característico de cada una. Se observa además que no existe una dispersión significativa ni una gran diferencia entre un espectro y los demás.



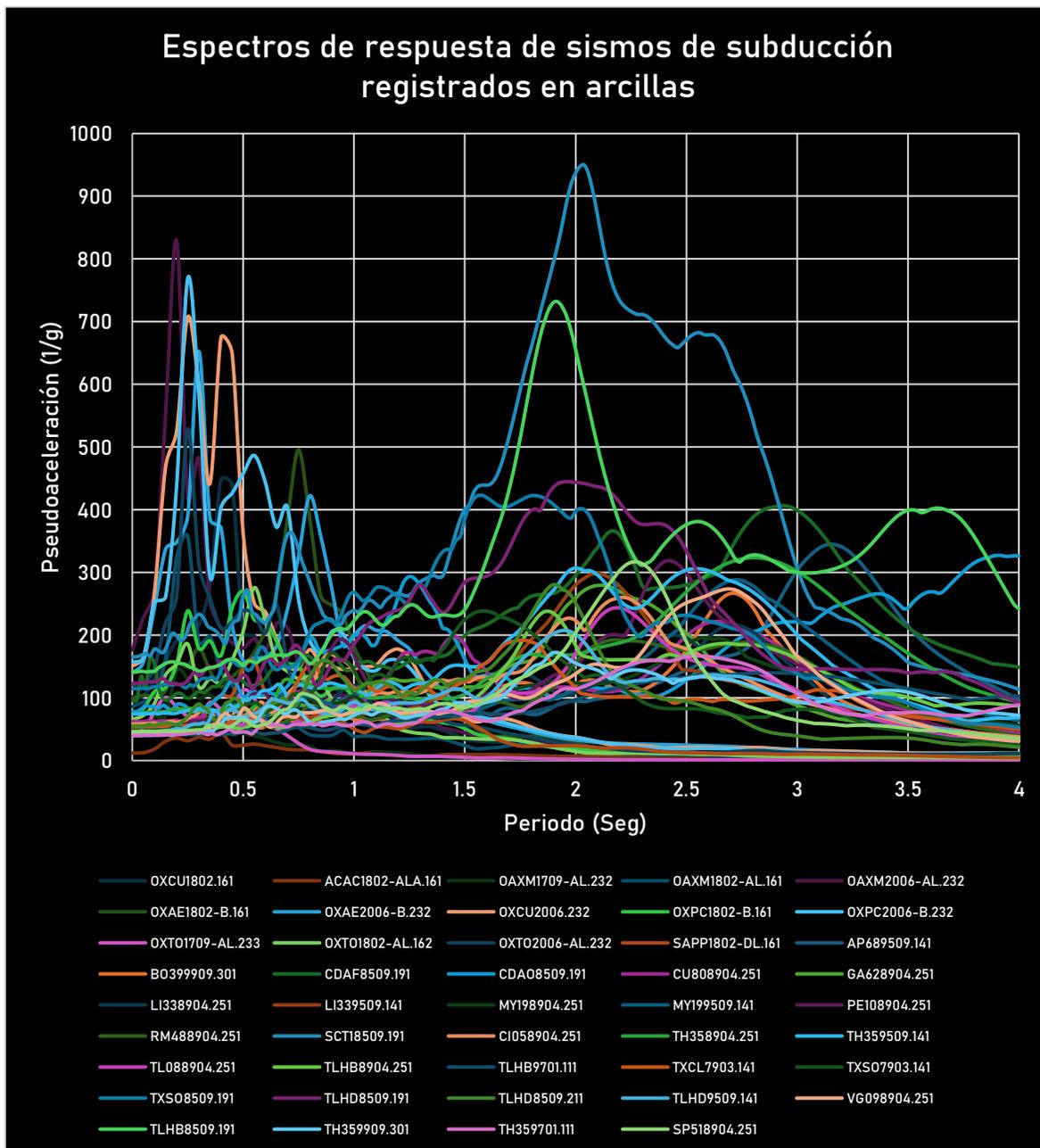


Figura 2.29 Espectros de respuesta de registros de sismos de subducción registrados en suelos blandos entre los años 1960 y 2020.

En los espectros de fallamiento normal registrados en roca (Fig. 2.30) ocurre algo similar, ya que las aceleraciones máximas se concentran en periodos menores a 0.5 segundos. De igual manera, destaca un espectro sobre los demás,

correspondiente al registro NILT1709.081, asociado al sismo del 8 de septiembre de 2017 de magnitud 8.2.

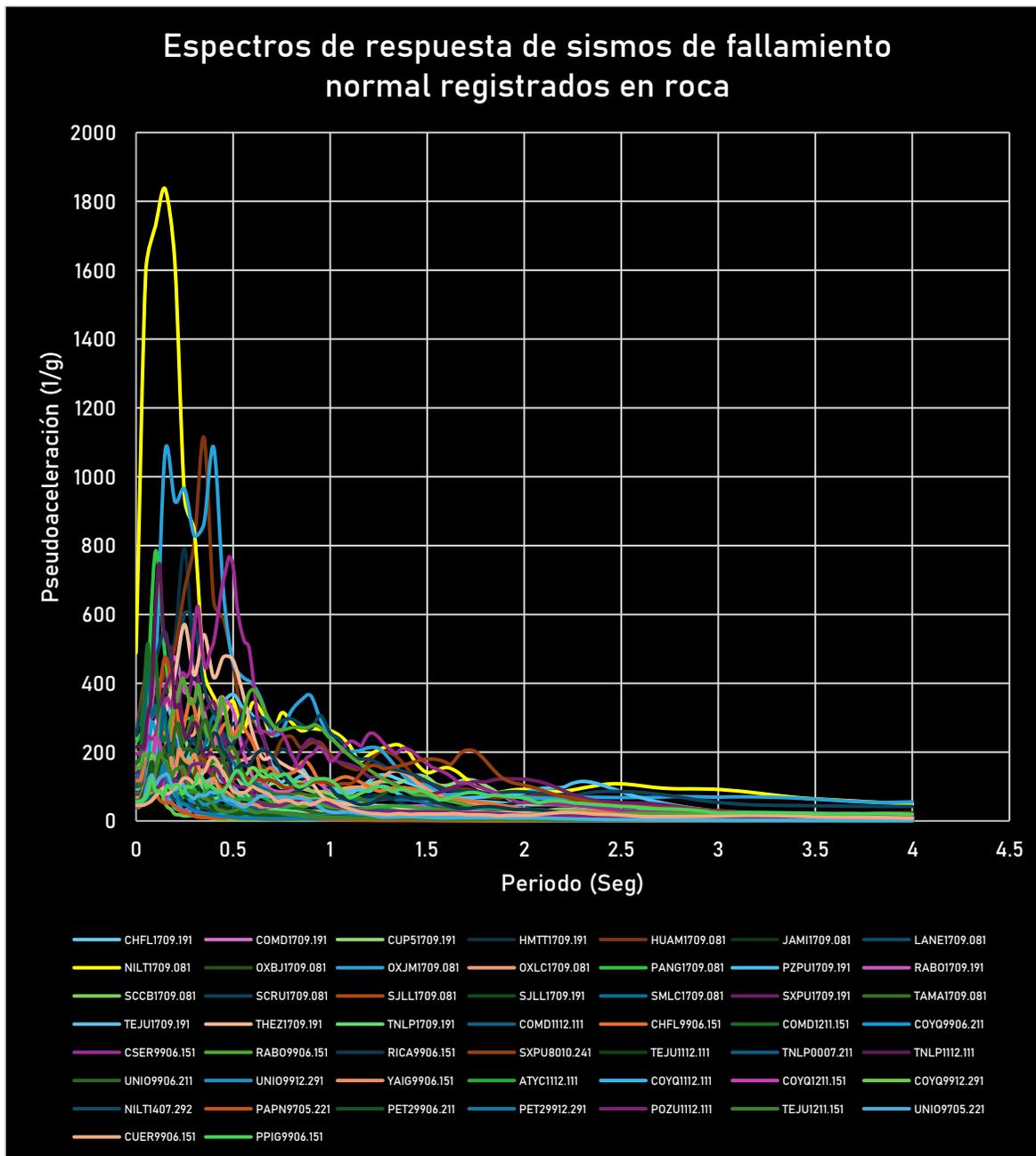


Figura 2.30 Espectros de respuesta de registros de sismos de fallamiento normal registrados en roca entre los años 1960 y 2020.

Con los espectros de respuesta de los sismos de fallamiento normal registrados en arcillas (Fig. 2.31) ocurre algo similar a los espectros de sismos de subducción en arcilla, aunque en menor medida. Estos espectros también se distribuyen en distintos intervalos de periodos; sin embargo, la mayoría se concentra en periodos cortos, mientras que solo una pequeña parte se extienden a periodos mayores.

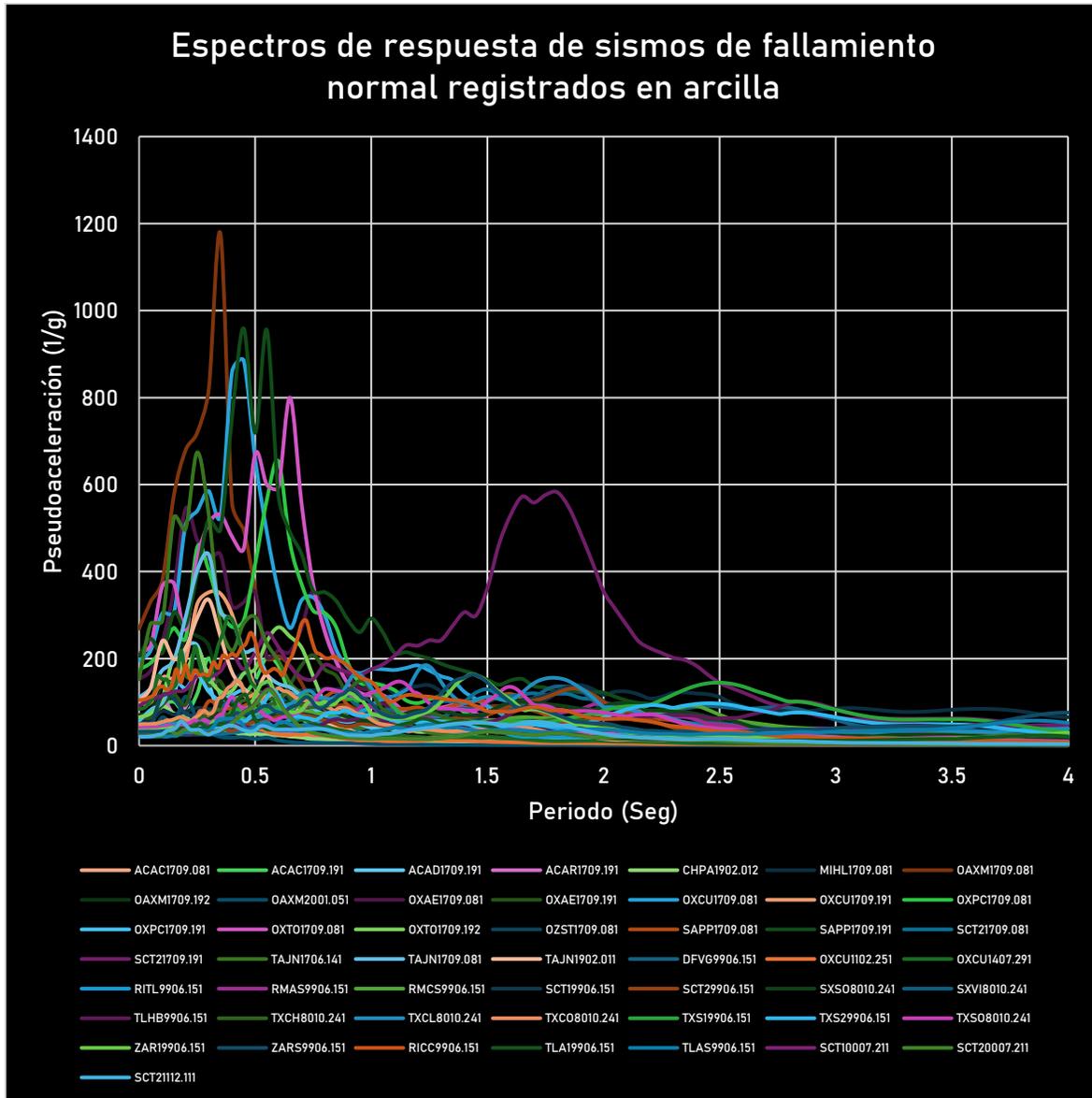


Figura 2.30 Espectros de respuesta de registros de sismos de fallamiento normal registrados en arcilla entre los años 1960 y 2020.

### 2.3.4 Registros seleccionados

En el trabajo “La sobrerresistencia en puentes mexicanos de concreto reforzado” (Sánchez, 2018, p. 84) se mencionan varios códigos que especifican cómo realizar la selección de registros sísmicos.

Según el CSCR-10 (CFIA 2011), deben usarse al menos tres registros de aceleración, cada uno correspondiente a un sismo distinto. Estos registros, ya sean reales o sintéticos, deben tener un espectro de respuesta cercano a los valores del coeficiente sísmico de la zona de estudio.

La normativa ASCE/SEI 7-10 indica que deben usarse un mínimo de tres registros para realizar un análisis en tres dimensiones. Estos registros deben cumplir con características similares al sismo máximo, tales como magnitud, distancia a la falla y mecanismo de la fuente. Además, sus tres componentes deben ser escaladas con un mismo factor.

Por su parte, el NEHRP (2015) menciona que deben seleccionarse al menos 11 registros, con sus dos componentes horizontales, y ajustarse al espectro objetivo mediante el Spectral-Matching, lo que ayuda a reducir las dispersiones entre los espectros seleccionados mediante la modificación de las amplitudes de frecuencia, manteniendo así las propiedades del sismo original incluso después de escalarlo.

Luego de los filtros y depuraciones realizadas previamente, se seleccionaron los registros correspondientes a suelos duros, como roca, y suelos blandos, como arcilla, así como los mecanismos de falla de subducción y de fallamiento normal. Esto dio como resultado un total de 335 registros.



Tabla 2.2 Número de registros resultantes divididos por tipo de falla y por tipo de suelo.

No. de registros por tipo de fallamiento y suelo				
	Placa del caribe	Fallamiento normal	Transformación	Subducción
Aluvial	2	14	5	23
Arcilla	2	29	0	55
Roca	6	51	1	111
Arena limo arcilla	0	2	0	11
Limo arenoso	0	2	0	14
Depósito lacustre	0	2	0	1
Suelo duro	0	1	0	1
Blando	8	12	0	6

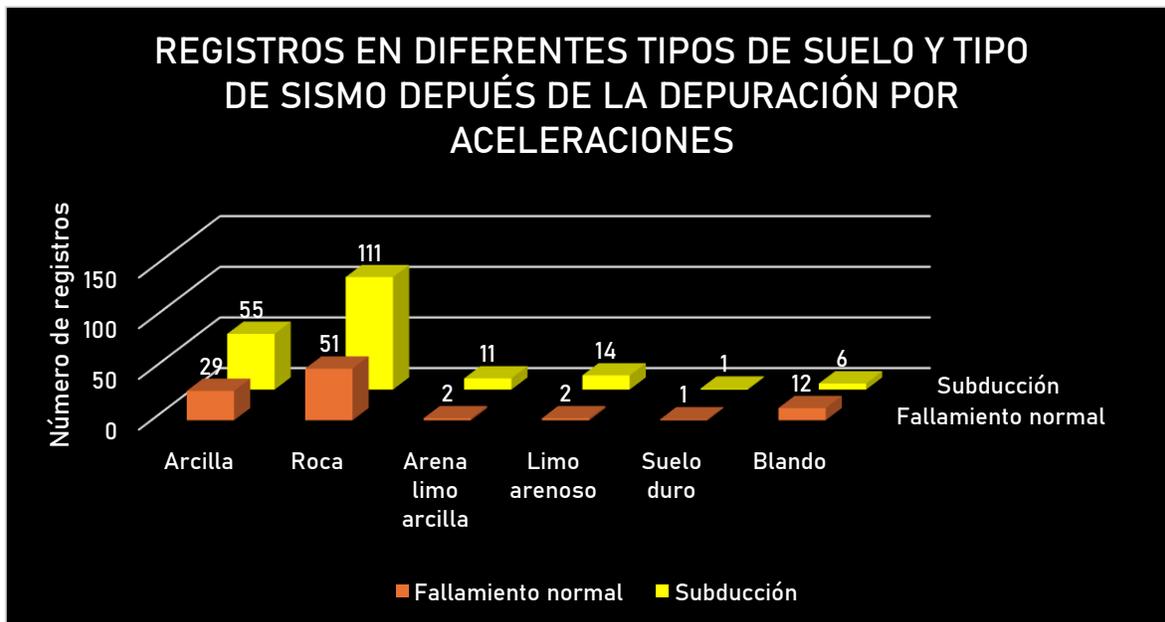


Figura 2.31 Registros de sismos de subducción y fallamiento normal en suelos de roca/duros y arcillas/blandos

## 2.3.4.1 Sismos de subducción en roca

Tras las depuraciones previas, se obtuvo un total de 111 registros para sismos de subducción en roca, de los cuales 51 se encuentran a distancias menores de 50 km del epicentro. Entre estos, 22 registros que tienen valores de aceleración máxima superiores a 140 gales. A continuación, se presenta una tabla con los registros mencionados, en la que se destacan tres registros seleccionados como ejemplos en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Sismos de subducción registrados en roca resultantes de la depuración y selección de estos con distancias al epicentro menor de 50 km

Fecha sismo	Clave de acelerograma	Aceleración máxima (Gal)	Distancia epicentral (km)	Magnitud	Profundidad focal (km)	Coordenadas epicentro latitud y longitud	
08/05/2016	JAMI1605	380.77	17.43	6	35	16.25	97.98
23/09/2017	OXJM1709	99.85	32.348713	6.1	22	16.496	95.146
23/09/2017	SCRUI709	62.04	34.958929	6.1	22	16.496	95.146
16/02/2018	JAMI1802	564.15	21.87	7.2	16	16.218	98.0135
19/02/2018	JAMI1802	240.88	6.36	6	10.2	16.2477	97.775
19/09/1985	CALE8509	140.68	19	8.1	15	18.081	102.942
21/09/1985	AZIH8509	158.23	45	7.6	15	18.021	101.479
25/04/1989	VIGA8904	345.94	24	6.9	19	16.603	99.4
24/10/1993	COPL9310	274.03	7	6.6	19	16.54	98.98
24/10/1993	VIGA9310	347.64	36	6.6	19	16.54	98.98
10/12/1994	BALC9412	266.98	36	6.3	20	18.02	101.56
15/07/1996	PAPN9607	319.64	18	6.5	20	17.45	101.16
11/01/1997	CALE9701	396.21	35	6.9	16	17.91	103.04
03/02/1998	HUIG9802	330.84	29	6	33	15.69	96.37
30/09/1999	RIOG9909	307.47	44	7.5	16	15.95	97.03
08/10/2001	COYC0110	319.25	8	6.1	4	16.94	100.14
30/06/2010	JAMI1006	409.55	23	6	8	16.22	98.03
20/03/2012	SJLL1203	1073.51	45	7.4	16	16.251	98.521
02/04/2012	SJLL1204	255.26	43	6	10	16.27	98.47
21/08/2013	ACP21308	250.65	36	6	20	16.79	99.56
18/04/2014	SLU21404	418.64	29	7.2	10	17.18	101.19
18/04/2014	PET21404	407.11	40	7.2	10	17.18	101.19

Los sismos seleccionados corresponden a tres eventos distintos, todos ubicados en los límites del estado de Oaxaca con el océano Pacífico. Estos son los siguientes:

- **JAMI1605:** Sismo ocurrido el 8 de mayo de 2016, con magnitud de 6, profundidad de 35 km, aceleración máxima de 380.77 gal y distancia al epicentro de 17.43 km.



- **JAMI1802:** Sismo ocurrido el 16 de febrero del 2018, con magnitud de 7.2, profundidad de 16 km, aceleración máxima de 564.15 gal y distancia al epicentro de 21.87 km.
- **JAMI1802:** Sismo ocurrido el 19 de febrero de 2018, con magnitud de 6, profundidad de 10.2 km, aceleración máxima de 240.88 gal y distancia al epicentro de 6.36 km.



Figura 2.32 Ubicación de la estación de los registros acelerográficos con distancia epicentral menor a 50 km y de los epicentros de los sismos correspondientes de estos

Para sismos con una distancia epicentral de entre 50 y 150 km, se cuenta con un total de 48 registros. Las aceleraciones de estos varían desde los 60 gal hasta más de 450 gal, de los cuales 22 presentan una aceleración máxima superior a 100 gal. Finalmente, se seleccionan 15 registros; a modo de ejemplo, se describen tres de ellos a continuación.

Tabla 2.3 Sismos de subducción registrados en roca resultantes de la depuración y selección de estos con distancias epicentrales de entre 50 y 150 km.

Fecha sismo	Clave de acelerograma	Aceleración máxima (Gal)	Distancia epicentral (km)	Magnitud	Profundidad focal (km)	Coordenadas epicentro latitud y longitud	
23/09/2017	NILT1709	109.05	56.92	6.1	22	16.496	95.146
16/02/2018	SJLL1802	480.17	71.18	7.2	16	16.218	98.0135
23/06/2020	SMLC2006	103.61	114.07	7.4	22.8	15.8033	96.1337
23/06/2020	TAMA2006	141.49	69.42	7.4	22.8	15.8033	96.1337
19/09/1985	UNIO8509.191	165.29	120.00	8.1	15	18.081	102.942
21/09/1985	PAPN8509.211	242.69	89.00	7.6	15	18.021	101.479
25/04/1989	OCTT8904.251	201.16	72.00	6.9	19	16.603	99.4
10/12/1994	PETA9412.101	204.8	61.00	6.3	20	18.02	101.56
11/01/1997	PTSU9701.111	311.04	98.00	6.5	16	17,91	103,04
30/09/1999	JAMI9909.301	398.56	92.00	7.5	16	15.95	97.03
30/09/1999	TAMA9909.301	243.2	59.00	7.5	16	15.95	97.03
13/04/2007	COYQ0704.131	176.87	73	6.3	41	17.09	100.44
30/06/2010	SJLL1006.301	159.28	69	6	8	16.22	98.03
20/03/2012	JAMI1203.202	293.51	74	7.4	16	16.251	98.521
21/08/2013	COYC1308.211	196.9	60	6	20	16.79	99.56

Estos tres registros corresponden a sismos distintos, todos con epicentros en el estado de Oaxaca. Dos de las estaciones se ubican también en Oaxaca y una en el estado de Guerrero:

- **NILT1709:** Sismo del 23 de septiembre de 2017, de magnitud 6.1, con una distancia al epicentro de 57 km, aceleración máxima de 109.5 gal y una profundidad focal de 22 km.
- **SJLL1802:** Sismo del 16 de febrero de 2018, de magnitud 7.2, con una distancia al epicentro de 71.18 km, aceleración máxima de 480.17 gal y una profundidad focal de 16 km.
- **SMLC2006:** Sismo del 23 de junio de 2020, de magnitud 7.4, con una distancia al epicentro de 114.07 km, aceleración máxima de 103.61 gal y una profundidad focal de 22.8 km.





Figura 2.33 Ubicación de la estación de los registros acelerográficos con distancia epicentral entre 50 y 150 km y de los epicentros de los sismos correspondientes de estos

Por último, se tienen de 12 registros con distancias epicentrales mayores a 150 km, cuyas aceleraciones varían entre 60 gal y 600 gal. De estos, se seleccionaron solo 7 registros, de los cuales se describen a continuación tres ejemplos.

Tabla 2.4 Sismos de subducción registrados en roca resultantes de la depuración y selección de estos con distancias al epicentro mayores de 150 km

Fecha sismo	Clave de acelerograma	Aceleración máxima (Gal)	Distancia epicentral (km)	Magnitud	Profundidad focal (km)	Coordenadas epicentro	
23/06/2020	OXBJ2006	70.93	154.00	7.4	22.8	15.8033	96.1337
23/06/2020	OXLC2006	82.87	152.88	7.4	22.8	15.8033	96.1337
19/09/1985	PAPN8509.191	154.95	218	8.1	15	18.081	102.942
19/09/1985	AZIH8509.191	153.93	165	8.1	15	18.081	102.942
21/09/1985	PARS8509.211	625.78	153.00	7.6	15	18.021	101.479
30/09/1999	OMTP9909.301	184.07	167	7.5	16	15.95	97.03
30/09/1999	VIGA9909.301	68.28	251	7.5	16	15.95	97.03

Los registros seleccionados corresponden a tres sismos distintos con epicentros en los estados de Michoacán, Guerrero y Oaxaca:

- **OXLC2006**: Sismo del 23 de junio de 2020, con una magnitud de 7.4, ubicado a 152.88 km del epicentro, con una aceleración máxima de 82.87 gal y una profundidad focal de 22.8 km.
- **PAPN8509**: Sismo del 19 de septiembre de 1985, con una magnitud de 8.1, situado a 218 km del epicentro, con una aceleración máxima de 154.95 gal y una profundidad focal de 15 km.
- **PARS8509**: Sismo del 21 de septiembre de 1985, con una magnitud de 7.6, a 153 km del epicentro, con una aceleración máxima de 625.78 gal y una profundidad focal de 15 km.



Figura 2.34 Ubicación de la estación de los registros acelerográficos con distancia epicentral mayor de 150 km y de los epicentros de los sismos correspondientes de estos

La figura 2.35 muestra todos los registros seleccionados de sismos de subducción en roca con una distancia epicentral menor a 50 km, junto con los espectros de diseño, tanto el transparente como el reducido por amortiguamiento, correspondientes a Lázaro Cárdenas, Michoacán, como zona de alta sismicidad. Se

observa que los períodos dominantes se concentran en los rangos de períodos cortos, inferiores a 0.5 segundos.

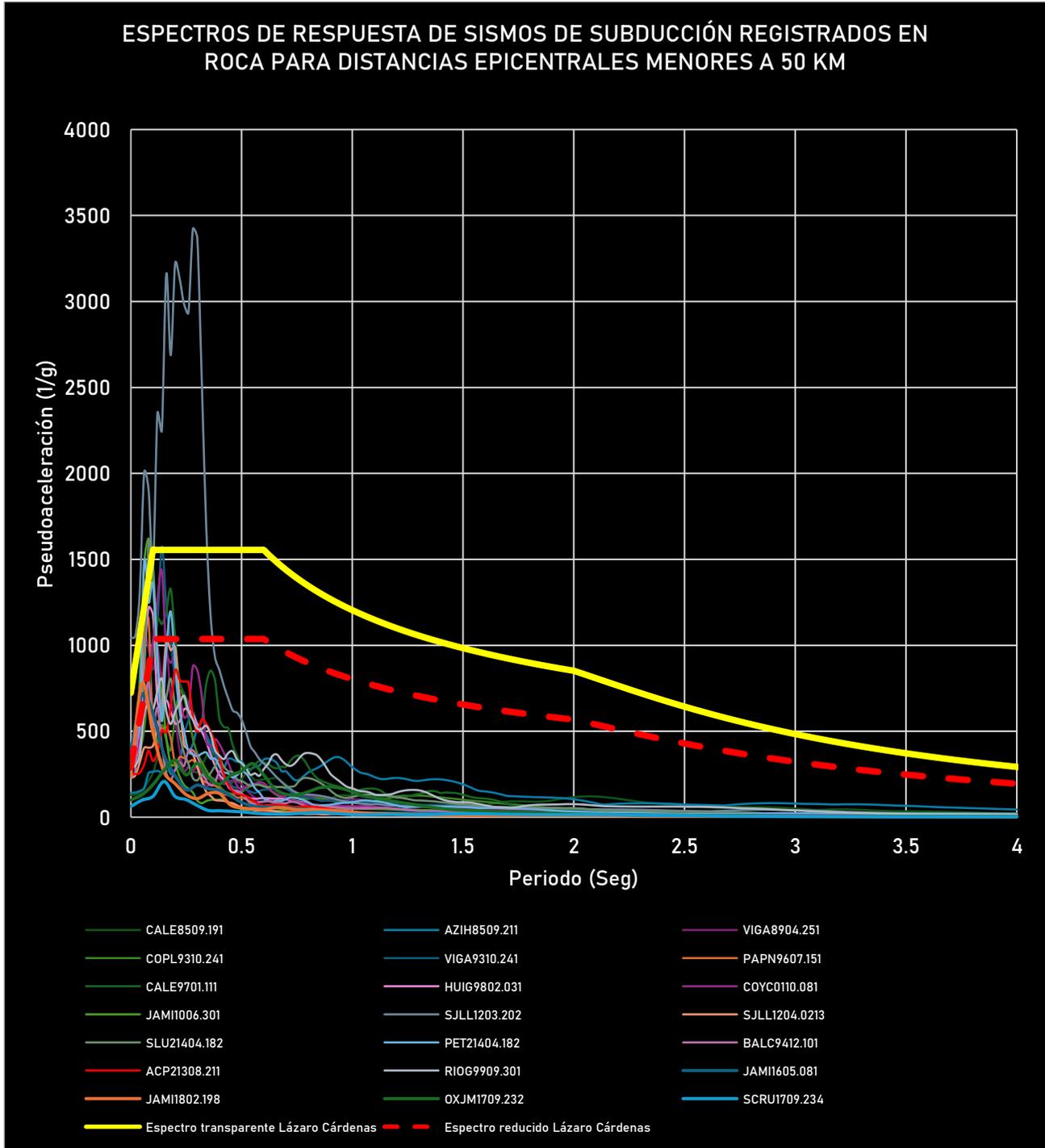


Figura 2.35 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos con distancia epicentral menor a 50 km.



La figura 2.36 presenta los espectros de respuesta de sismos de subducción en roca con distancias epicentrales entre 50 y 150 km, junto con los espectros de diseño, tanto transparente como reducido, correspondientes a Apatzingán, Michoacán, como zona de simicidad media. Se observa que los periodos fundamentales se concentran, al igual que en distancias menores a 50 km, en rangos de periodos inferiores a 0.5 segundos.

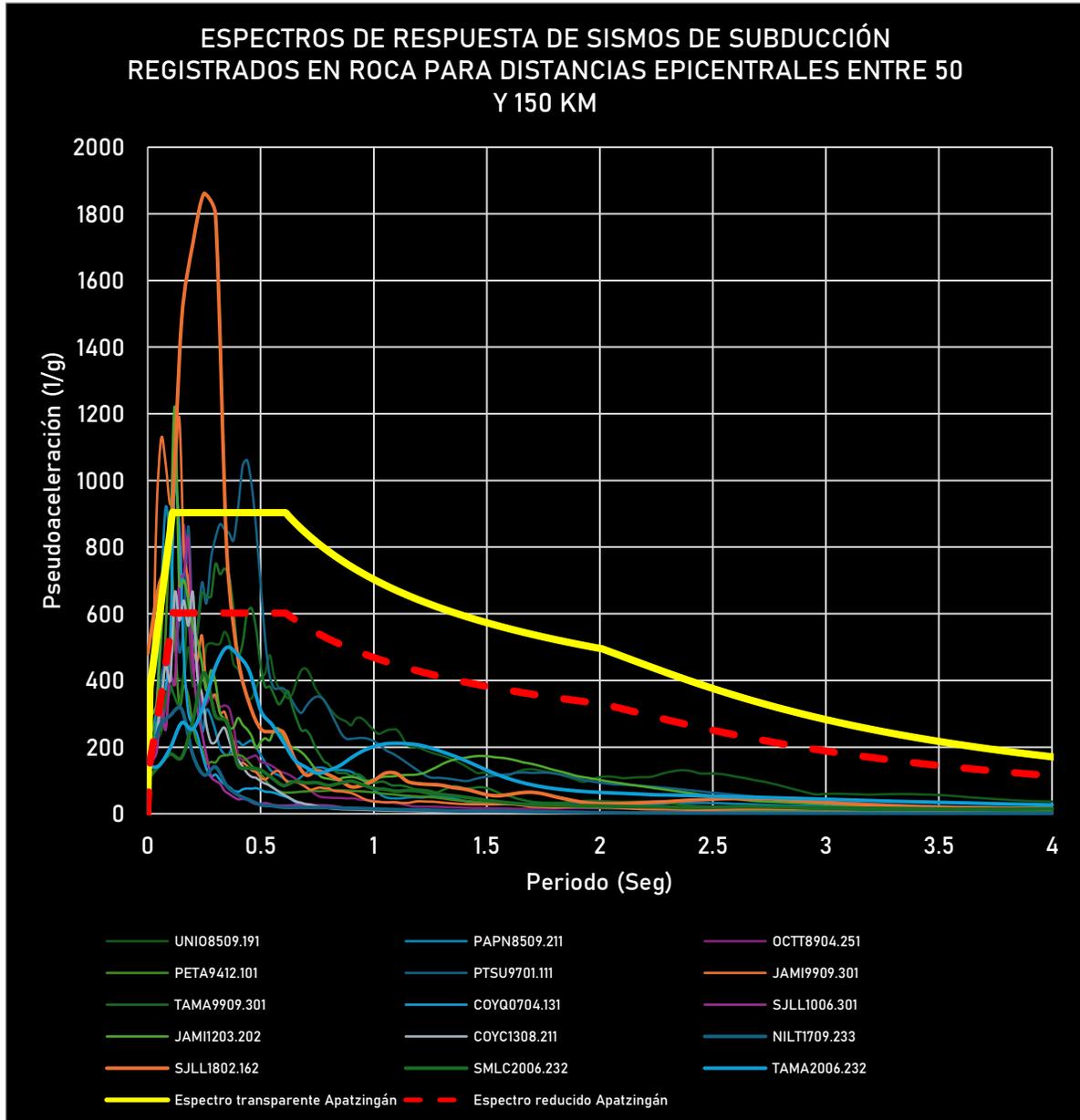


Figura 2.36 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos con distancia epicentral de entre 50 y 150 km

La figura 2.37 muestra los espectros de respuesta de sismos de subducción registrados en roca con distancias epicentrales mayores a 150 km, junto con los espectros de diseño, tanto transparente como reducido, de Tlalnepantla, Morelos, como zona de baja sismicidad. Se observa que los períodos fundamentales se concentran en rangos inferiores a 0.5 segundos, de manera similar a los espectros con distancias menores a 50 km y entre 50 y 150 km, aunque se extienden ligeramente hacia períodos superiores.

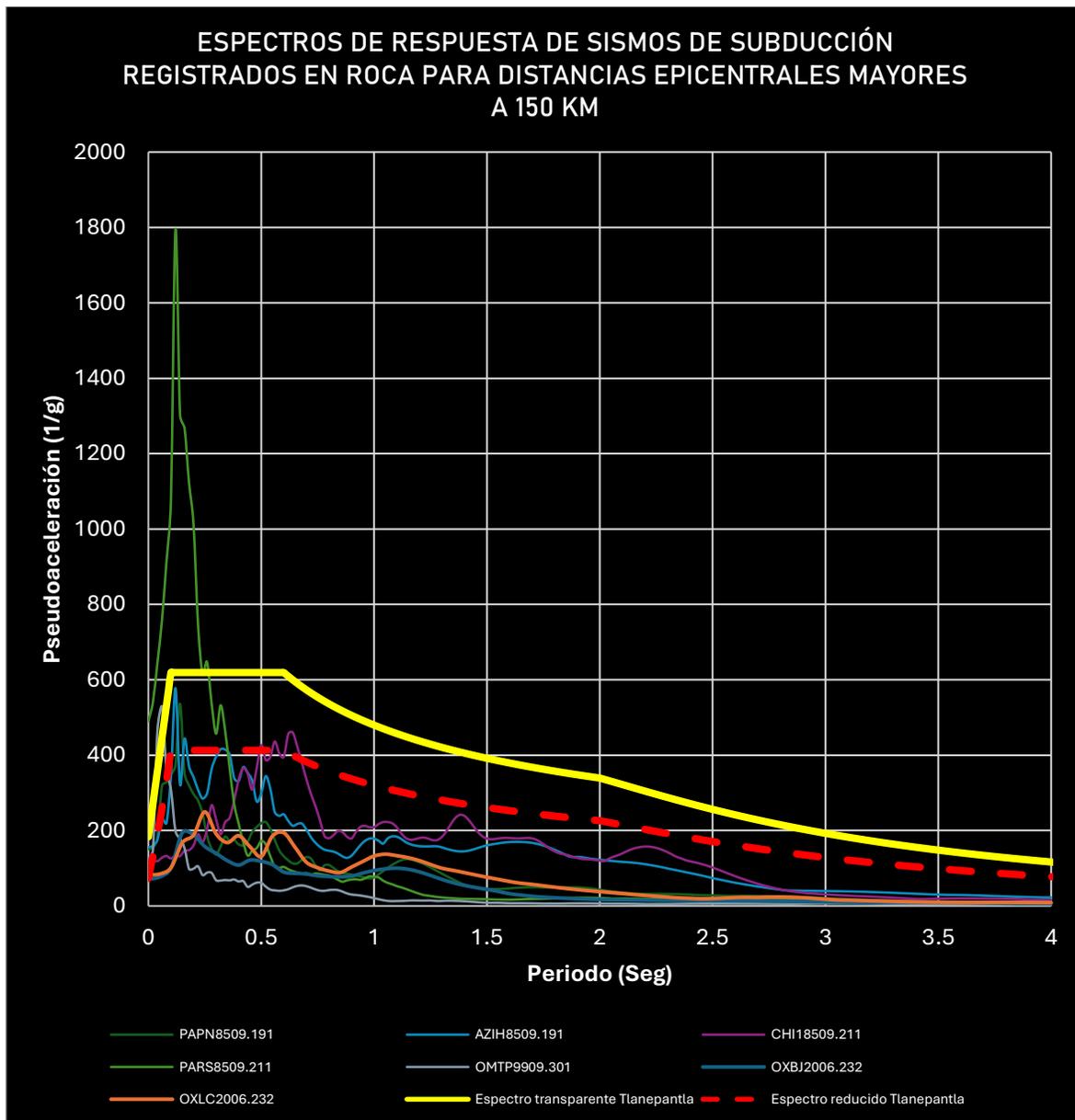
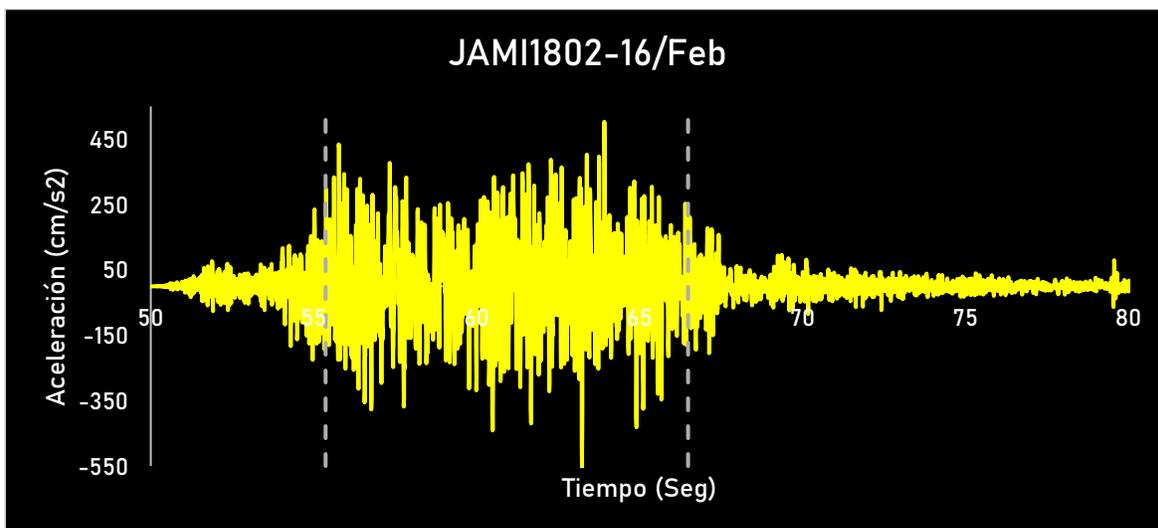


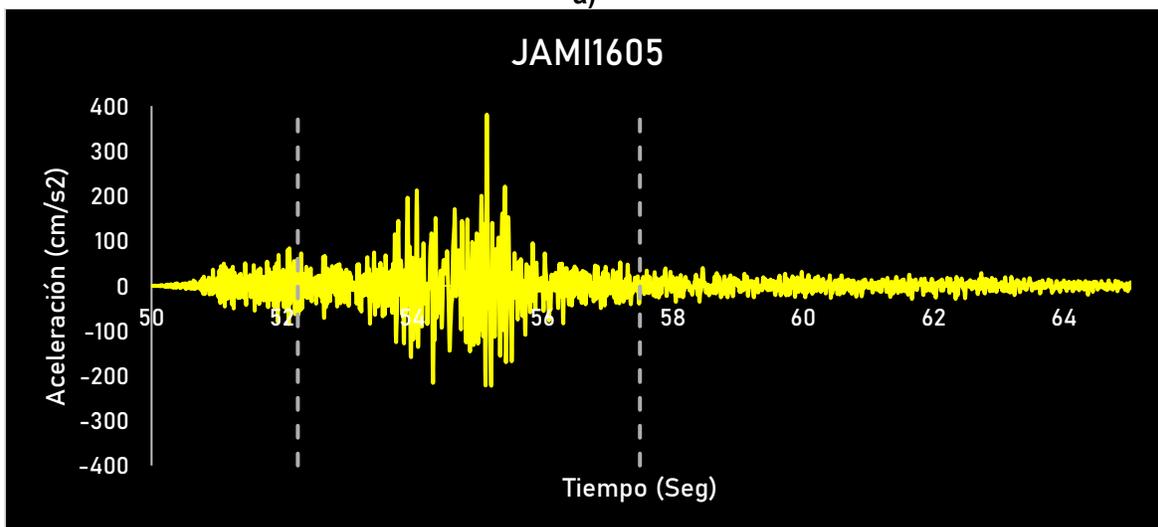
Figura 2.37 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos con distancia epicentral mayores de 150 km

## 2.3.4.1.1 Acelerogramas recortados de sismos de subducción en roca

A continuación, se presentan los acelerogramas de los ejemplos mencionados en la sección anterior, mostrando además la zona de mayor intensidad, identificada a partir de la intensidad de Arias, para distancias epicentrales menores a 50 km.

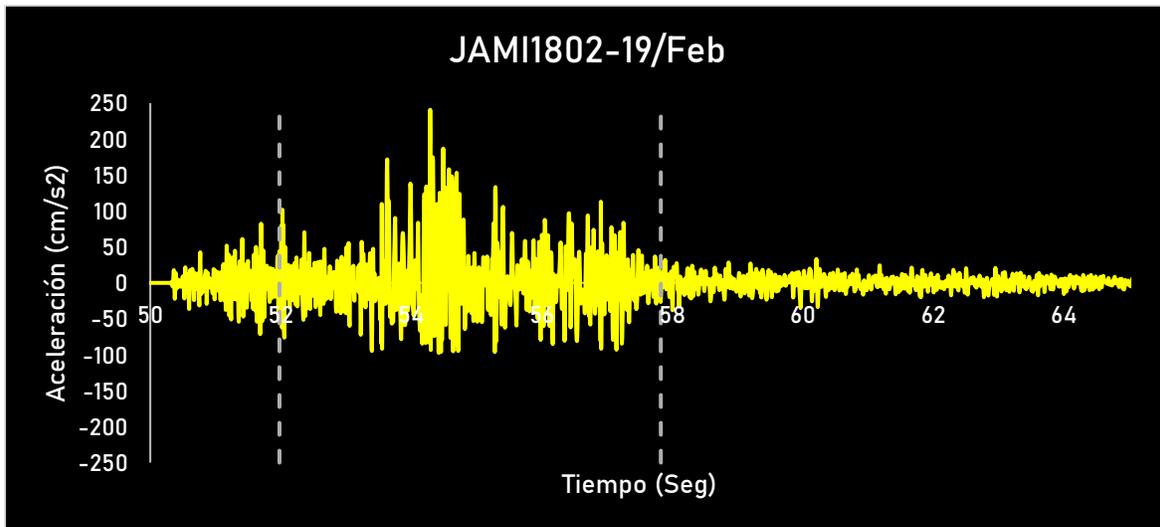


a)



b)

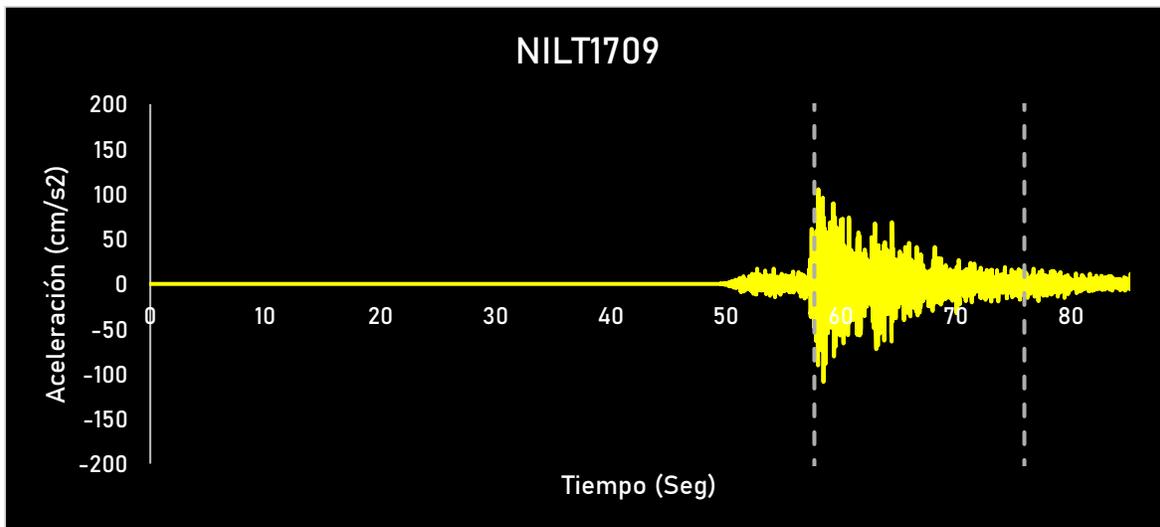




c)

Figura 2.38 Registros acelerográficos de sismos de subducción registrados en roca para distancia epicentral menor de 50 km

Distancias epicentrales entre 50 y 150 km.



a)



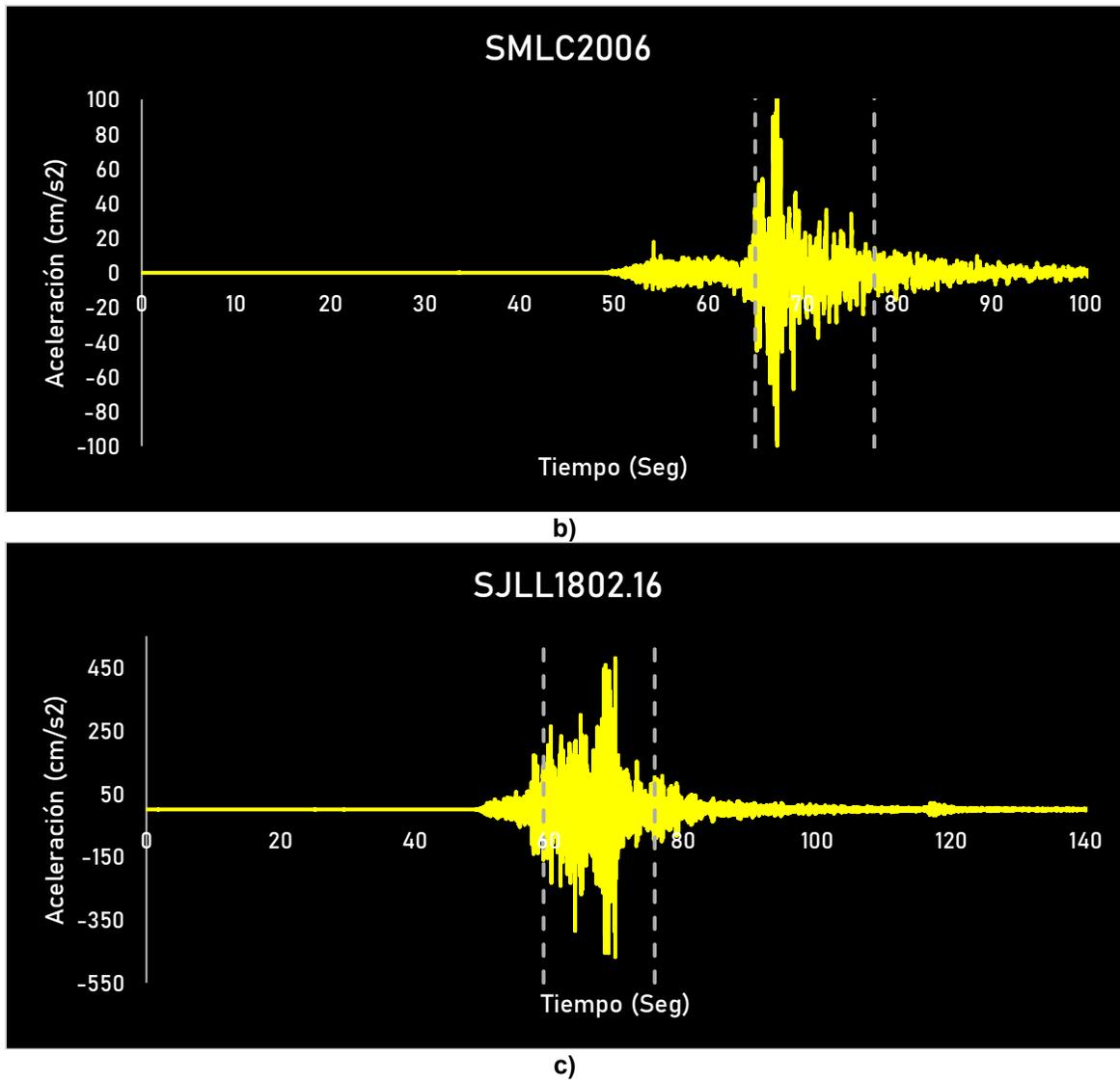
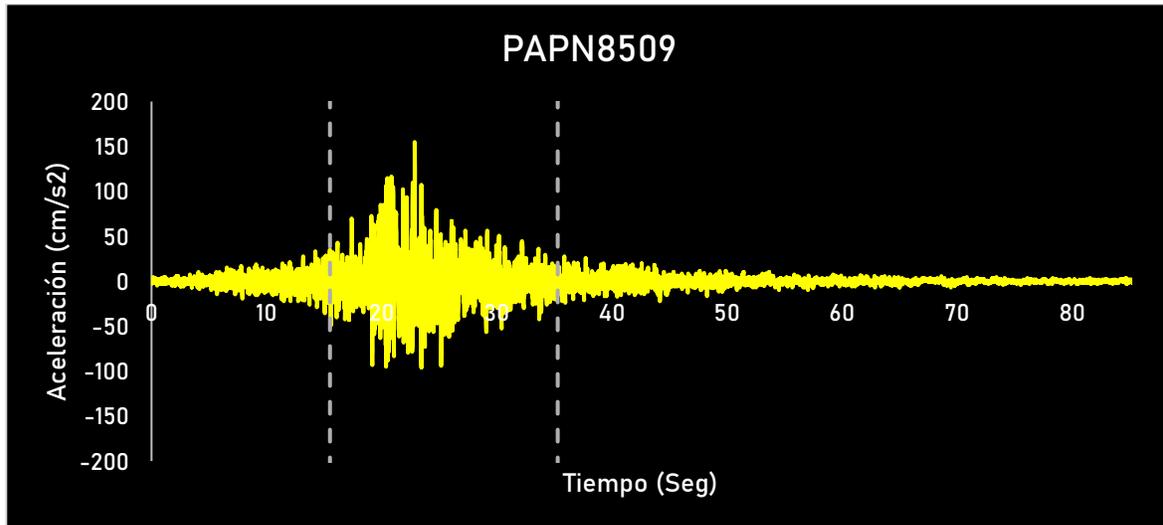
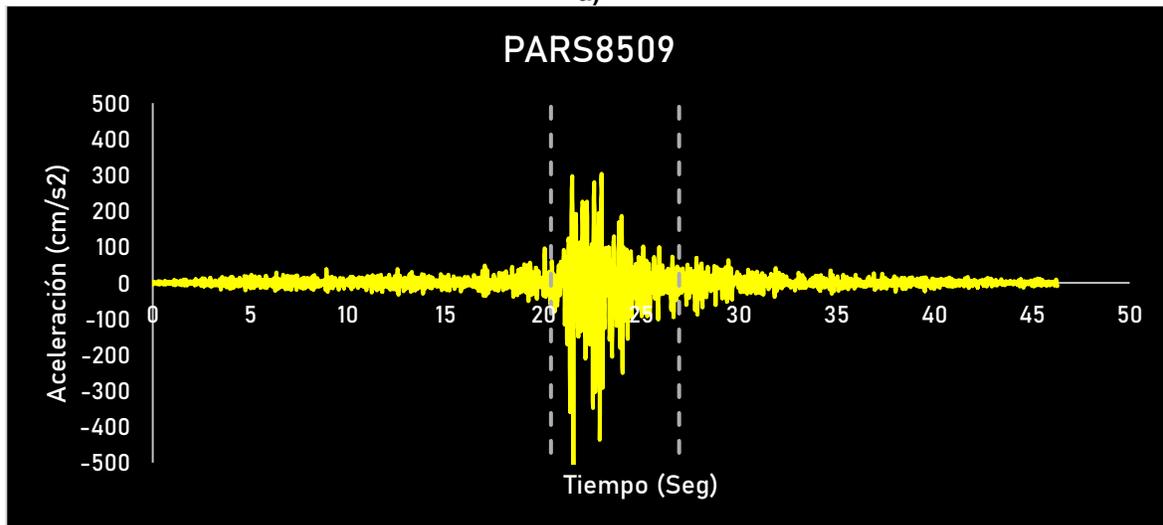


Figura 2.39 Registros acelerográficos de sismos de subducción registrados en roca para distancia epicentral entre

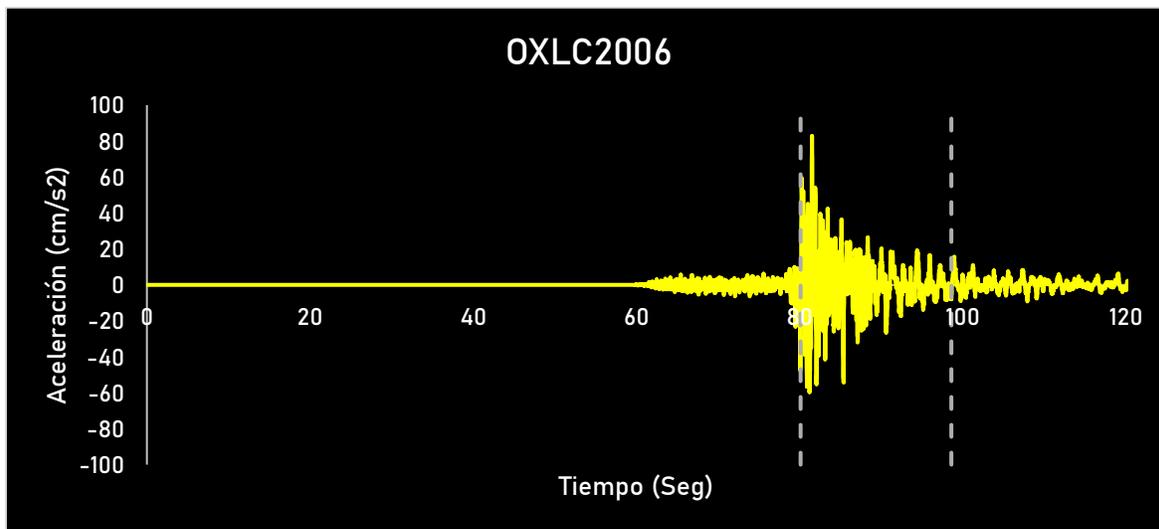


a)



b)





c)

Figura 2.40 Registros acelerográficos de sismos de subducción registrados en roca para distancia epicentral mayor

#### 2.3.4.2 Sismos de fallamiento normal en roca

Los sismos de fallamiento normal tienen la particularidad de que su epicentro suele estar ubicado dentro de la corteza continental a profundidades mayores, aproximadamente a más de 40 km. De los registros en roca para este tipo de sismos, se tienen los siguientes datos:

Para distancia epicentrales menores a 50 km, se cuenta con un total de 8 registros, de los cuales solo se presentarán 3 ejemplos:

Tabla 2.5 Sismos de fallamiento normal registrados en roca resultantes de la depuración y selección de estos con distancias al epicentro menores de 50 km

Fecha sismo	Clave de acelerograma	Aceleración máxima (Gal)	Distancia epicentral (km)	Magnitud	Profundidad focal (km)	Coordenadas epicentro	
19/09/2017	RAB01709	154.69	35.62	7.1	38.5	18.3353	98.6763
22/05/1997	UNIO9705.221	47.1	46	6	59	18.41	101.81
15/06/1999	CHFL9906.151	110.4	44.00	6.5	69	18.18	97.51
21/06/1999	UNIO9906.211	101.04	9.00	6	54	17.99	101.72
29/12/1999	UNIO9912.291	62.7	14	6.1	82	18.02	101.68
15/11/2012	COMD1211.151	180.73	5	6.1	40	18.17	100.52

Los tres registros seleccionados corresponden a tres sismos distintos. Los epicentros de dos de ellos están ubicados en el estado de Puebla y el otro en Guerrero.

- **RABO1709:** Sismo del 19 de septiembre de 2017 con magnitud de 7.1, distancia al epicentro de 35.62 km, aceleración máxima de 154.69 gal y profundidad focal de 38.5 km.
- **CHFL9906:** Sismo del 15 de junio de 1999 con magnitud de 6.5, distancia al epicentro de 44 km, aceleración máxima de 110.4 gal y profundidad focal de 69 km.
- **UNIO9906:** Sismo del 21 de junio de 1999 con magnitud de 6.0, distancia al epicentro de 9 km, aceleración máxima de 101.04 gal y profundidad focal de 54 km.

En cuanto a registros con distancias epicentrales entre 50 y 150 km, se dispone de un total de 22 registros, de los cuales se han seleccionado 20. A continuación, se detalla información sobre 3 de ellos a modo de ejemplo.

Tabla 2.6 Sismos de fallamiento normal registrados en roca resultantes de la depuración y selección de estos con distancias al epicentro entre 50 y 150 km

Fecha sismo	Clave de acelerograma	Aceleración máxima (Gal)	Distancia epicentral (km)	Magnitud	Profundidad focal (km)	Coordenadas epicentro	
19/09/2017	CHFL1709	76.88	94.82	7.1	38.5	18.3353	98.6763
19/09/2017	CUP51709	58.84	122.73	7.1	38.5	18.3353	98.6763
19/09/2017	HMTT1709	170.47	60.97	7.1	38.5	18.3353	98.6763
19/09/2017	PZPU1709	119.9722	93.00	7.1	38.5	18.3353	98.6763
19/09/2017	SXPU1709	139.1785	92.19	7.1	38.5	18.3353	98.6763
19/09/2017	THEZ1709	166.5	137.35	7.1	38.5	18.3353	98.6763
19/09/2017	TNLP1709	65.97	97.15	7.1	38.5	18.3353	98.6763
24/10/1980	SXPU8010.241	81.55	112	7	70	18.03	98.29
15/06/1999	CSE9906.151	199.13	90	6.5	69	18.18	97.51
15/06/1999	RABO9906.151	162.58	107	6.5	69	18.18	97.51
21/06/1999	PET29906.211	57.32	69	6	54	17.99	101.72
21/06/1999	COYQ9906.211	77.78	97	6	54	17.99	101.72
29/12/1999	PET29912.291	44.37	69	6.1	82	18.02	101.68
21/07/2000	TNLP0007.211	73.55	62	6	48	18.09	98.97
11/12/2011	COYQ1112.111	52.93	125	6.5	58	17.84	99.98
11/12/2011	COMD1112.111	116.91	65	6.5	58	17.84	99.98
11/12/2011	ATYC1112.111	44.41	84	6.5	58	17.84	99.98
11/12/2011	POZU1112.111	59.46	92	6.5	58	17.84	99.98
11/12/2011	TEJU1112.111	60.58	119	6.5	58	17.84	99.98
11/12/2011	TNLP1112.111	219.42	52	6.5	58	17.84	99.98
15/11/2012	TEJU1211.151	57.59	89	6.1	40	18.17	100.52
15/11/2012	COYQ1211.151	52.5	104	6.1	40	18.17	100.52



Estos tres registros corresponden al sismo del 19 de septiembre de 2017, de magnitud 7.1:

- **CUP51709**: Distancia al epicentro de 122.73 km, aceleración máxima de 58.84 gal y profundidad focal de 38.5 km.
- **HMTT1709**: Distancia al epicentro de 60.97 km, aceleración máxima de 170.47 gal y profundidad focal de 38.5 km.
- **SXPU1709**: Distancia al epicentro de 92.19 km, aceleración máxima de 139.18 gal y profundidad focal de 38.5 km.

Finalmente, para los registros con distancia epicentral mayor a 150 km, se cuenta con un total de 21 registros, de los cuales se describirán 3 como ejemplo.

Tabla 2.7 Sismos de fallamiento normal registrados en roca resultantes de la depuración y selección de estos con distancias al epicentro entre 50 y 150 km

Fecha sismo	Clave de acelerograma	Aceleración máxima (Gal)	Distancia epicentral (km)	Magnitud	Profundidad focal (km)	Coordenadas epicentro	
08/09/2017	HUAM1709	251.73	219.49	8.2	45.9	14.761	94.103
08/09/2017	JAMI1709	56.59	432.81	8.2	45.9	14.761	94.103
08/09/2017	LANE1709	53.34	356.05	8.2	45.9	14.761	94.103
08/09/2017	NILT1709	488.63	208.02	8.2	45.9	14.761	94.103
08/09/2017	OXBJ1709	58.09	379.86	8.2	45.9	14.761	94.103
08/09/2017	OXJM1709	275.78	236.04	8.2	45.9	14.761	94.103
08/09/2017	OXLC1709	102.25	378.06	8.2	45.9	14.761	94.103
08/09/2017	PANG1709	228.77	275.26	8.2	45.9	14.761	94.103
08/09/2017	SCCB1709	72.12	268.14	8.2	45.9	14.761	94.103
08/09/2017	SCRUI709	248.23	198.02	8.2	45.9	14.761	94.103
08/09/2017	SJLL1709	109.25	515.58	8.2	45.9	14.761	94.103
08/09/2017	SMLC1709	125.13	351.24	8.2	45.9	14.761	94.103
08/09/2017	TAMA1709	75.69	313.03	8.2	45.9	14.761	94.103
19/09/2017	COMD1709	54.52	196.55	7.1	38.5	18.3353	98.6763
19/09/2017	SJLL1709	105.81	187.48	7.1	38.5	18.3353	98.6763
19/09/2017	TEJU1709	83.28	168.61	7.1	38.5	18.3353	98.6763
15/06/1999	CUER9906.151	44.69	203	6.4	69	18.18	97.51
15/06/1999	PPIG9906.151	56.5	154	6.4	69	18.18	97.51
15/06/1999	RICA9906.151	84.48	224	6.4	69	18.18	97.51
15/06/1999	YAIG9906.151	69.29	181	6.4	69	18.18	97.51
29/07/2014	NILT1407.292	42.64	165	6.4	117	17.7	95.63



Estos tres registros corresponden a dos sismos diferentes, pero con poca separación temporal. Uno de los sismos tiene epicentro en el estado de Puebla (1 registro) y el otro en las costas de Chiapas (2 registros):

- **HUAM1709:** Sismo del 8 de septiembre de 2017, con distancia epicentral de 219.49 km, aceleración máxima de 251.73 gal y profundidad focal de 45.9 km.
- **LANE1709:** Sismo del 8 de septiembre de 2017, con distancia epicentral de 356.05 km, aceleración máxima de 53.34 gal y profundidad focal de 45.9 km.
- **SJLL1709:** Sismo del 19 de septiembre de 2017 con distancia epicentral de 187.48 km, aceleración máxima de 105.81 gal y profundidad focal de 38.5 km.

En la figura 2.41 se muestran los espectros de respuesta de los sismos de fallamiento normal registrados en roca para distancias epicentrales menores a 50 km. Se observa que las aceleraciones no son tan elevadas en comparación con los espectros de los sismos de subducción (Fig. 2.35), y que las mayores amplitudes en los espectros se presentan en periodos cortos.

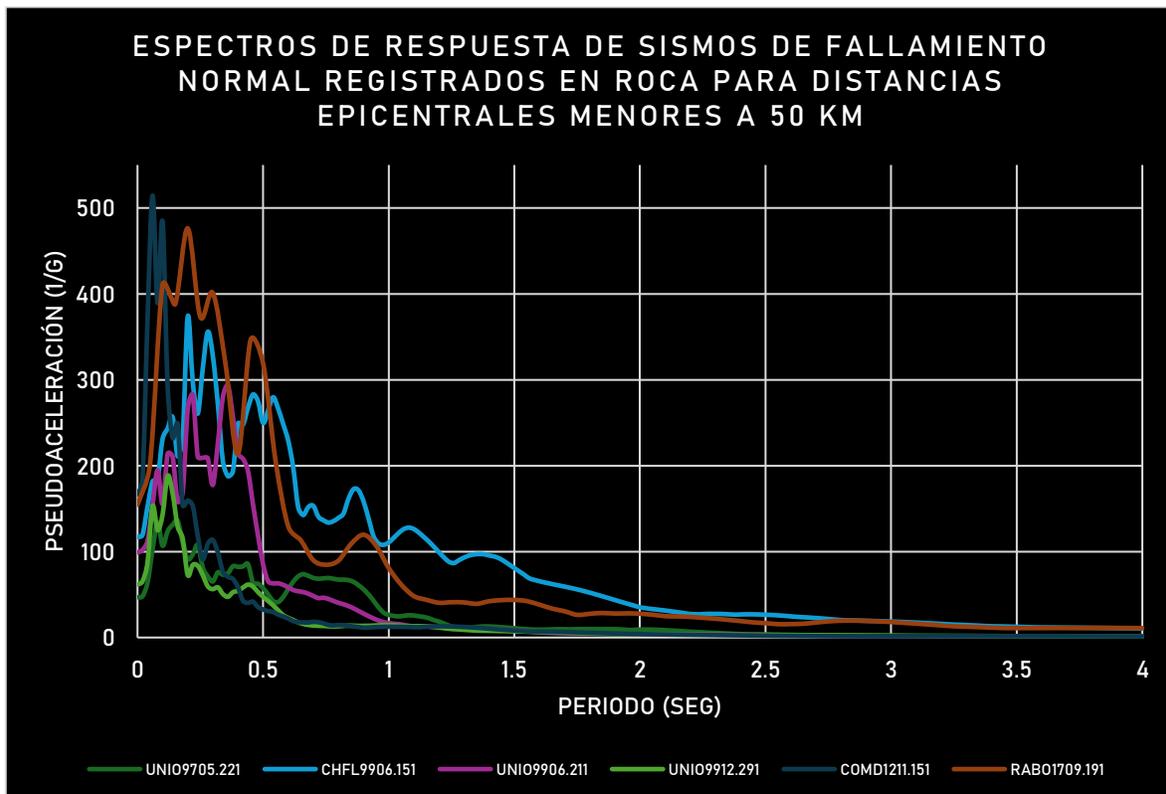


Figura 2.41 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos con distancia epicentral menor a 50 km

En la figura 2.42 se presentan los registros con distancia epicentrales de entre 50 y 150 km. En comparación con los espectros de los sismos de subducción de la misma distancia epicentral (Fig. 2.36), se observa la misma tendencia que se mencionó anteriormente: las aceleraciones no son tan elevadas en los sismos de subducción.

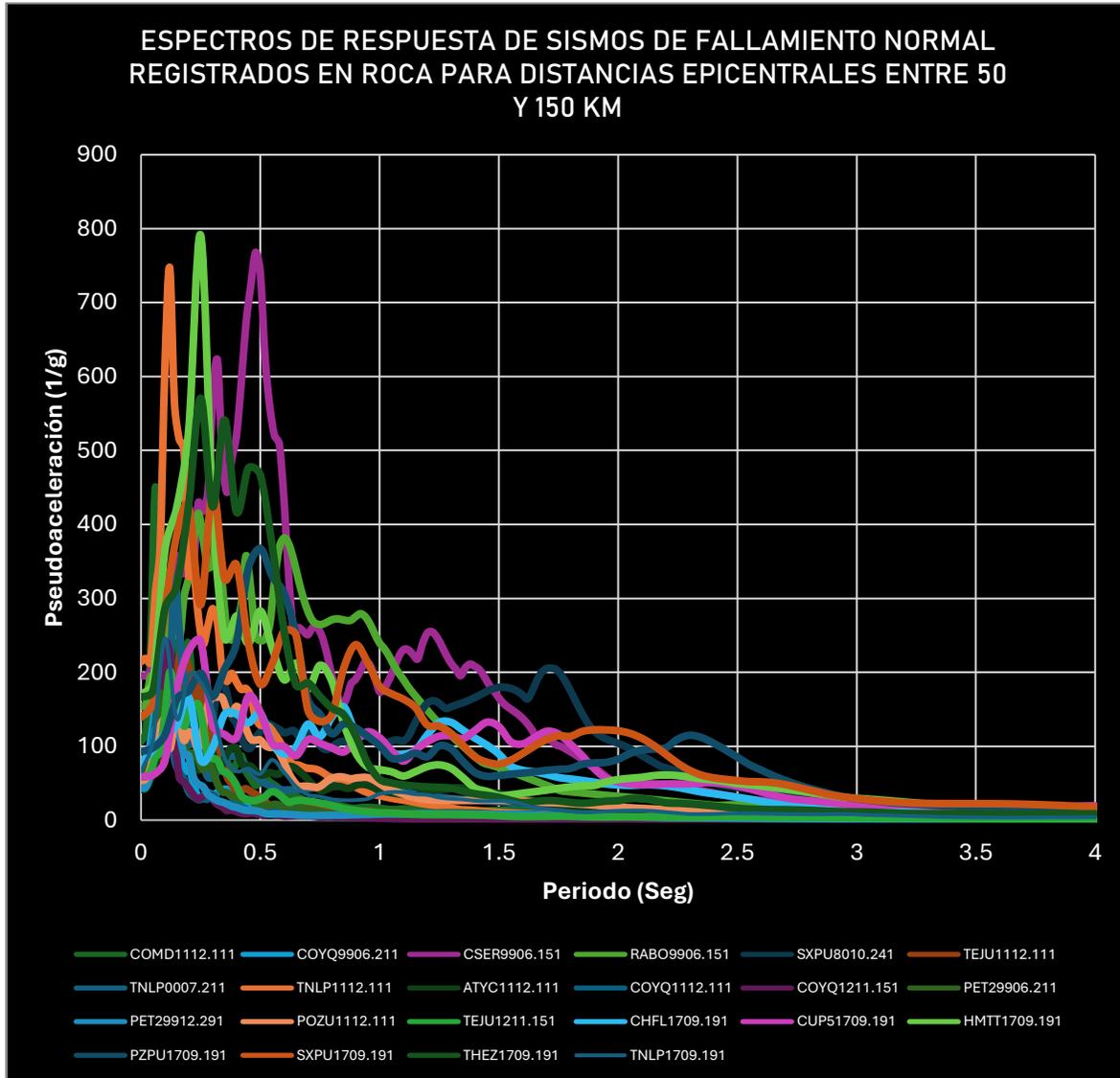


Figura 2.42 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos con distancia epicentral de entre 50 y 150 km

A diferencia de los casos anteriores, en los sismos de fallamiento normal con distancias epicentrales mayores a 150 km, las aceleraciones son mayores en comparación con las de los sismos de subducción (Fig. 2.37), con excepción de un único registro que alcanza una aceleración similar a la máxima observada en los sismos de fallamiento normal.

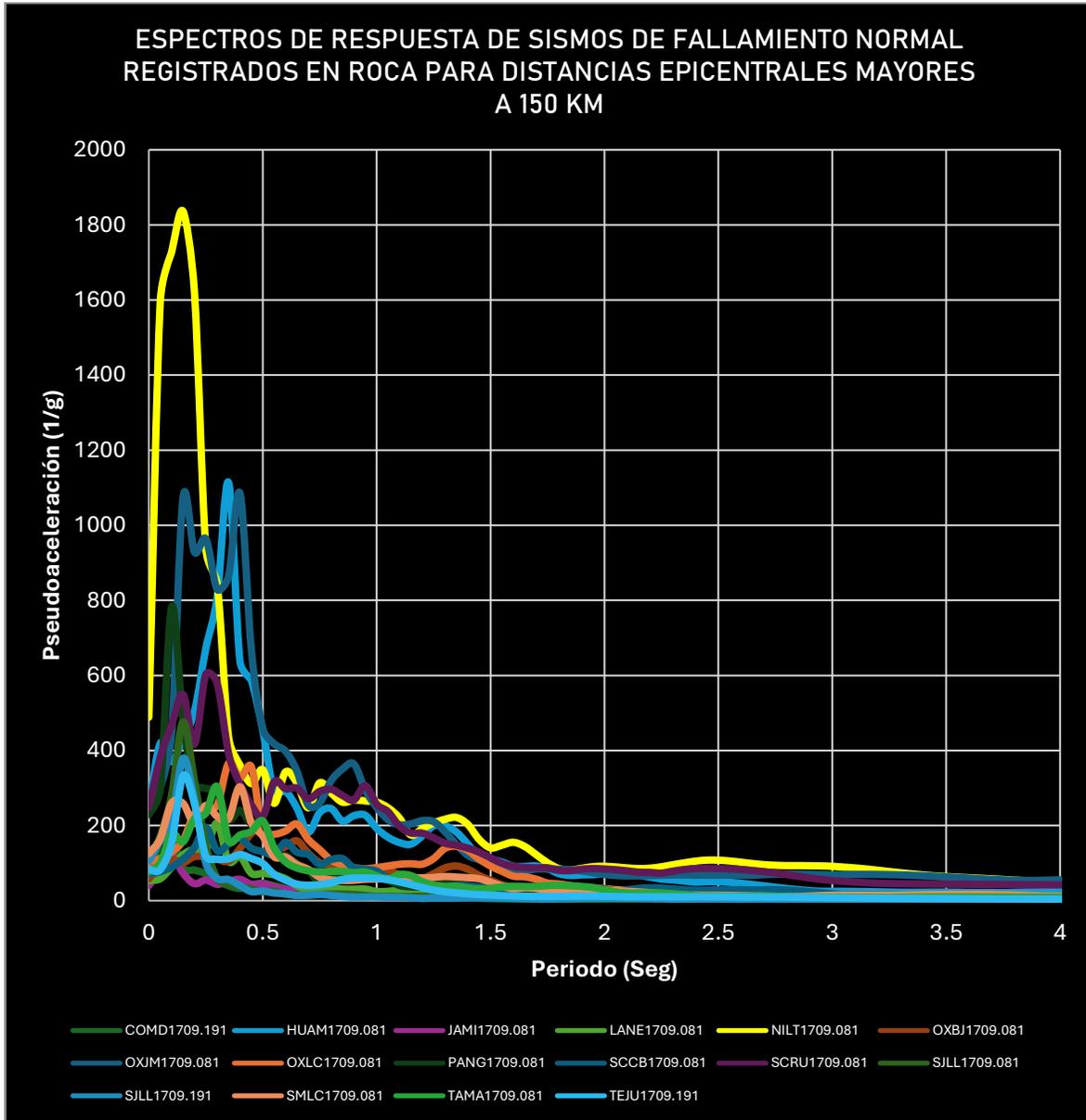
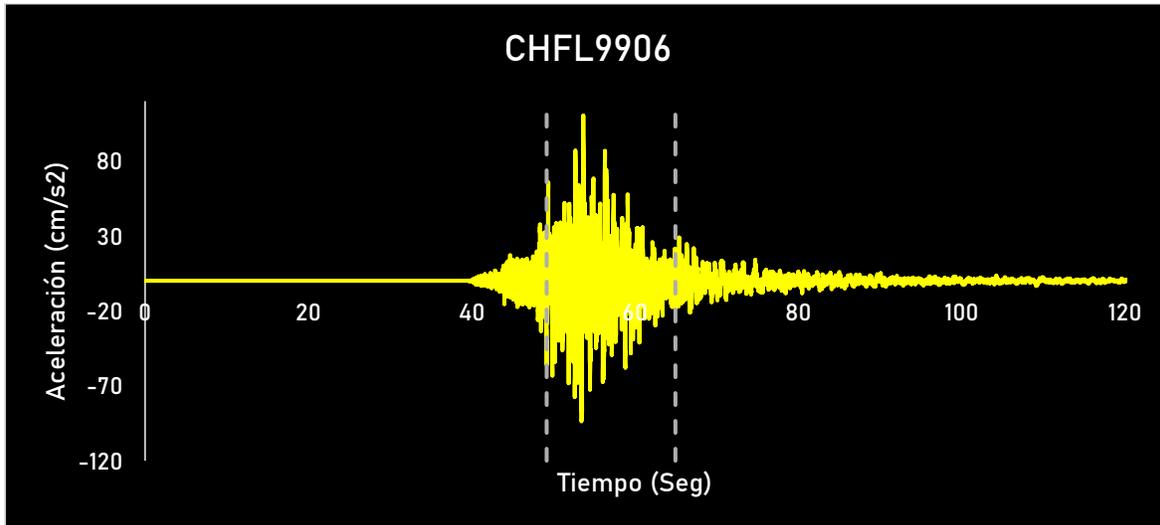


Figura 2.42 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos con distancia epicentral de entre 50 y 150 km

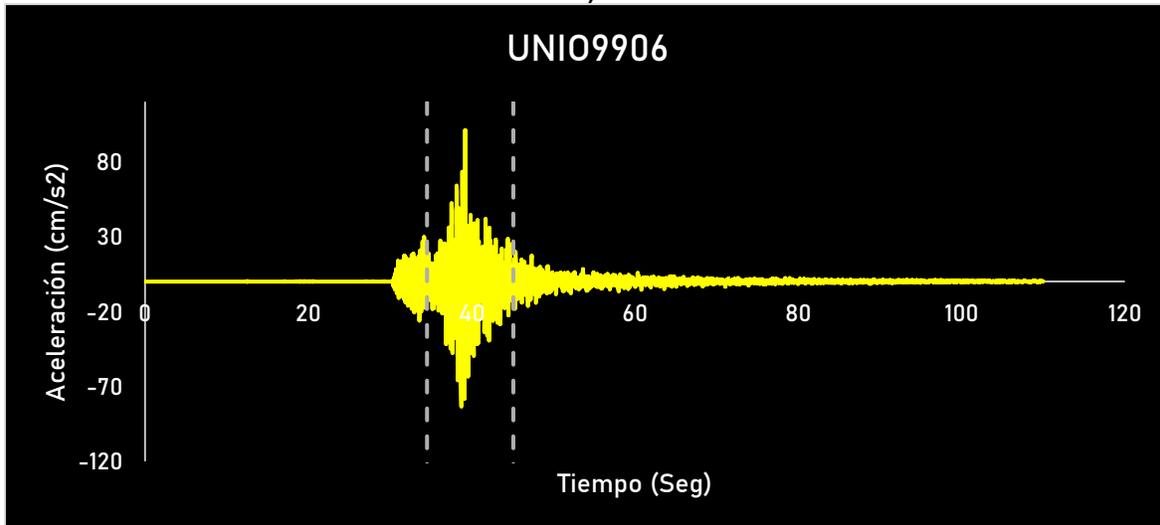


En la figura 2.43 muestra los registros acelerográficos de las componentes con la aceleración máxima de los ejemplos mencionados anteriormente, con la fase intensa de cada uno indicada mediante líneas punteadas.

Distancias epicentrales menores a 50 km

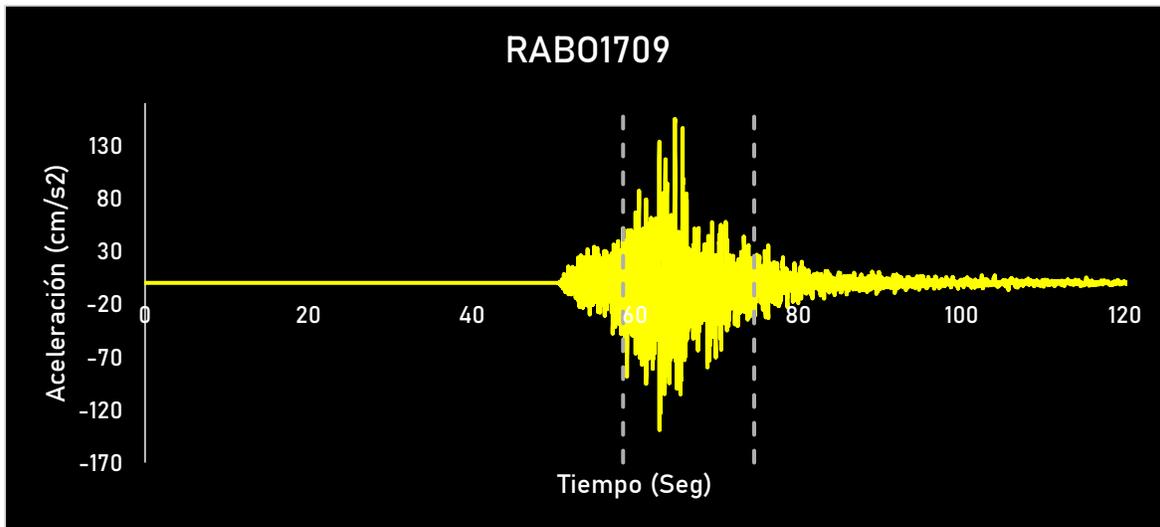


a)



b)

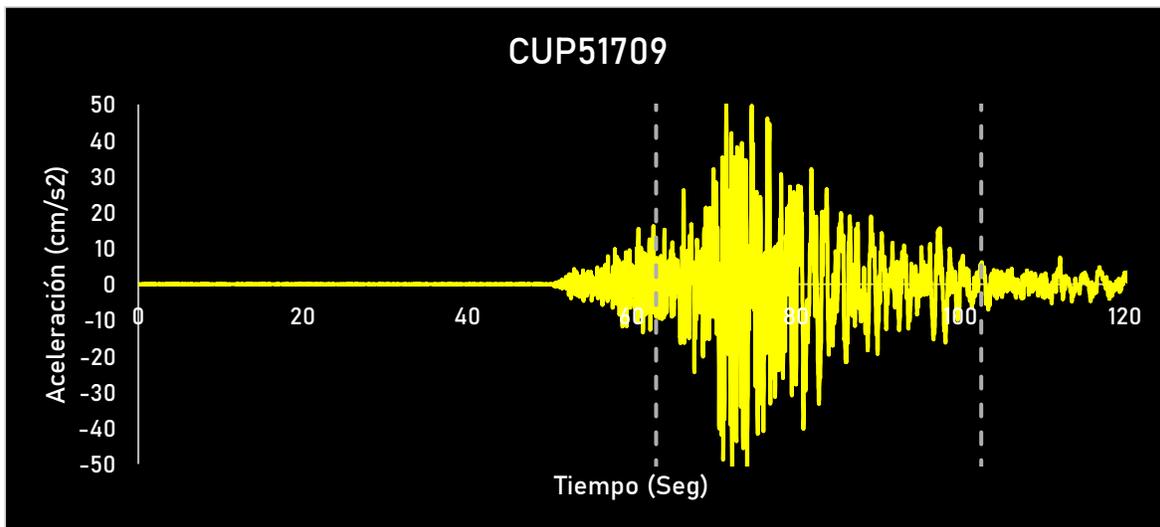




c)

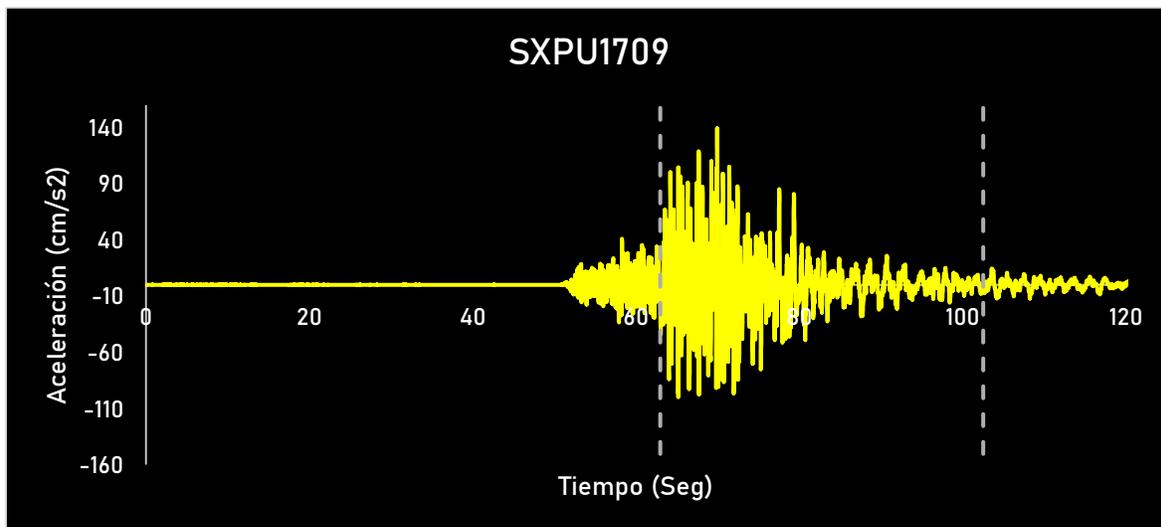
Figura 2.43 Registros acelerográficos de sismos de fallamiento normal registrados en roca para distancia epicentral menor a 50 km.

Distancias epicentrales de entre 50 y 150 km

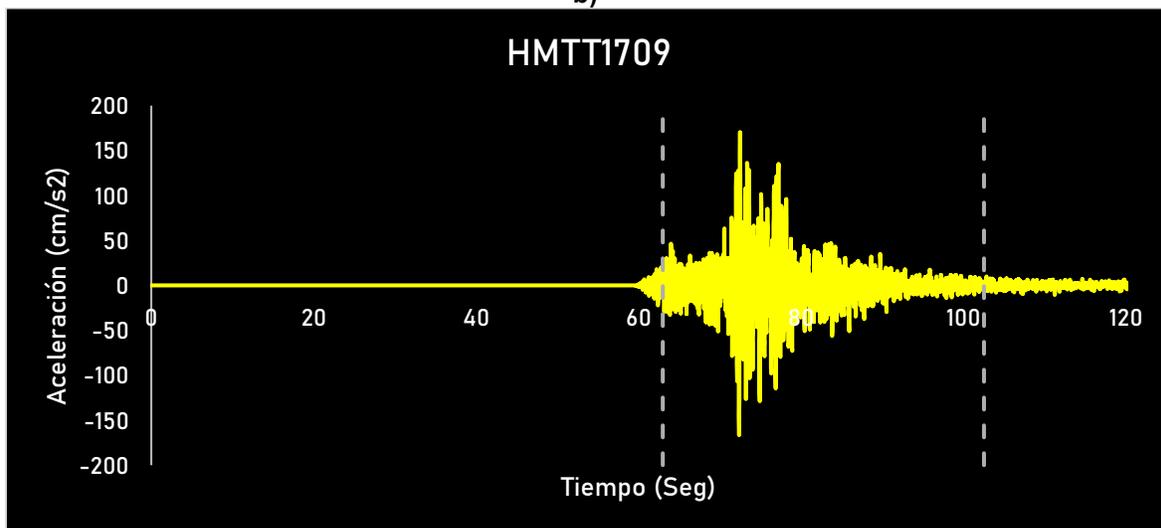


a)





b)

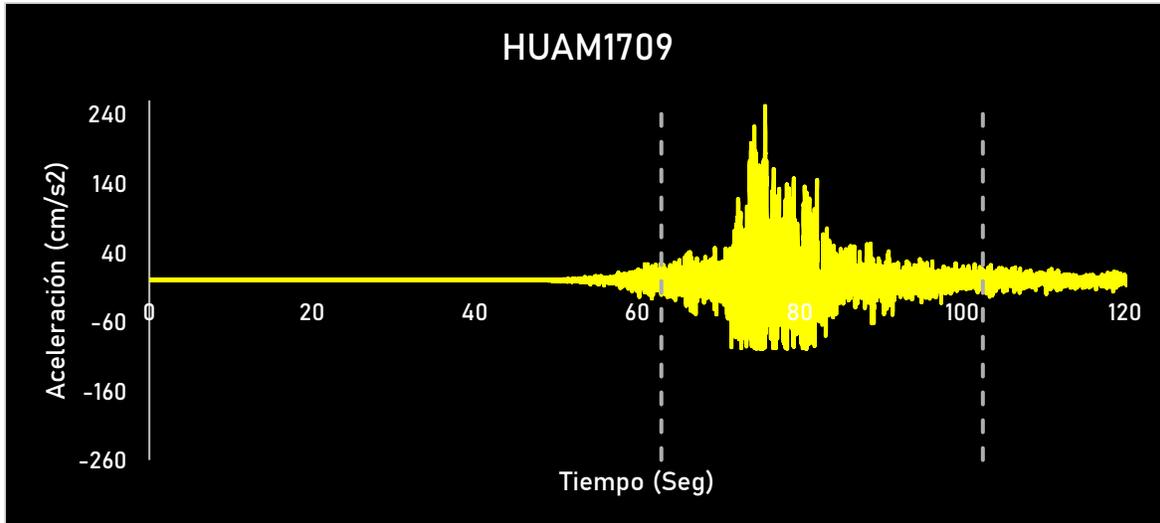


c)

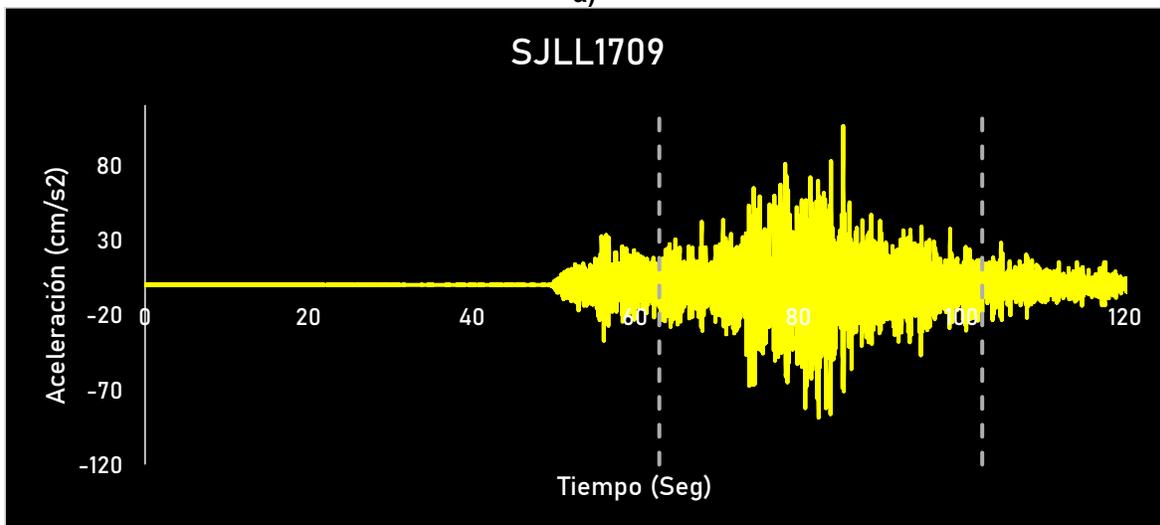
Figura 2.44 Registros acelerográficos de sismos de fallamiento normal registrados en roca para distancia epicentral entre 50-150 km.



Distancias epicentrales superiores a 150 km

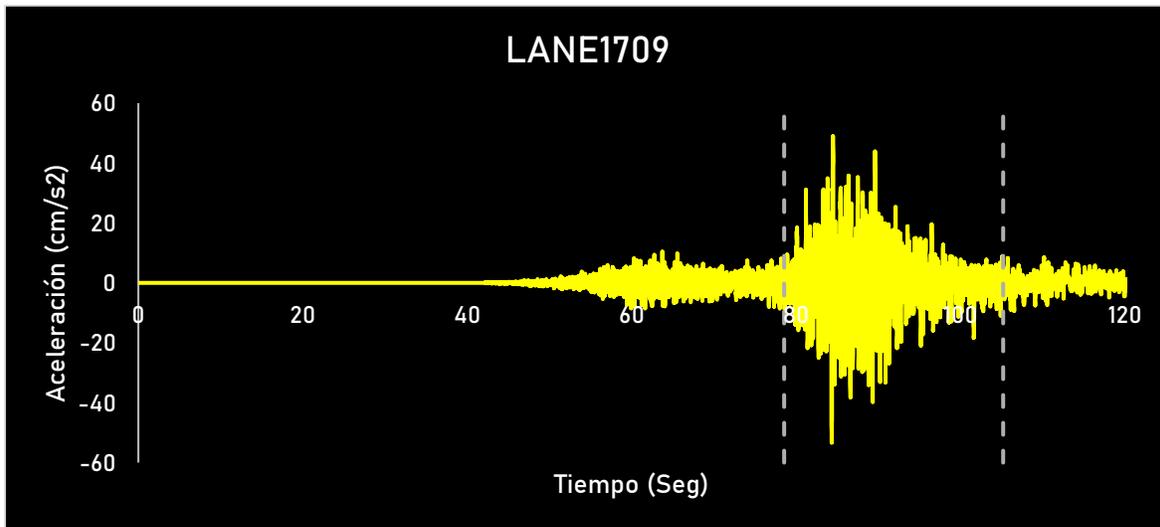


a)



b)





c)

Figura 2.45 Registros acelerográficos de sismos de fallamiento normal registrados en roca para distancia epicentral mayor a 150 km.

## 2.4 ESCALAMIENTO DE LOS ACELEROGRAMAS

Finalmente, se escalaron los acelerogramas seleccionados empleando el método de la intensidad de aceleración espectral, obteniendo distintos factores de escala para cada registro, de acuerdo con la zona correspondiente. Este método consiste en delimitar la región de periodos de interés (en este caso, de 0.1 y 0.5 segundos) tanto en el espectro de peligro uniforme de Tlalnepantla (TR=405 años), Apatzingán (TR=352.35 años) y Lázaro Cárdenas (TR=190.46 años) (al ser los puentes estructuras del grupo A se multiplica este por 1.5), obtenido del PRODISIS (CFE, 2015), así como en espectro de respuesta de pseudoaceleración de cada registro. Se calcula el área dentro de esos límites para ambos espectros, y el cociente entre estas representa el factor de escala de cada acelerograma.

En la siguiente tabla se presentan los factores de escala para cada registro.



Tabla 2.8 Factores de escala para cada registro: a) Registros asociados a sismos de subducción y b) registros asociados a sismos de fallamiento normal

	CLAVE DEL REGISTRO	AREAS REGISTROS	ÁREA EPU (PRODISIS)	FACTOR ESCALA		CLAVE DEL REGISTRO	AREAS REGISTROS	AREA EPU (PRODISIS)	FACTOR ESCALA
REGISTROS DE BAJA	AZIH8509.191	142.2446	171.54341	1.179	REGISTROS DE BAJA SISMICIDAD	COMD1709.191	25.533	171.54	6.718
	OMTP9909.301	37.37		4.488		HUAM1709.081	257		0.667
	OXBJ2006.232	56.7276		2.956		JAMI1709.081	22.443		7.644
	OXLC2006.232	70.8973		2.365		LANE1709.081	48.577		3.531
	PAPN8509.191	95.4343		1.757		NILT1407.292	19.723		8.698
	PARS8509.211	240.3403		0.698		NILT1709.081	367.05		0.467
	VIGA9909.301	33.1154		5.064		OXBJ1709.081	50.771		3.379
REGISTROS DE MEDIANA SISMICIDAD	COYC1308.211	125.9071	288.97186	2.245	REGISTROS DE BAJA SISMICIDAD	OXJM1709.081	341.63	171.54	0.502
	COYQ0704.131	86.7133		3.260		OXLC1709.081	104.37		1.644
	JAMI1203.202	168.0548		1.682		PANG1709.081	126.19		1.359
	JAMI9909.301	165.1972		1.711		SCCB1709.081	57.102		3.004
	NILT1709.233	246.7764		1.146		SCRU1709.081	171.75		0.999
	OCTT8904.251	141.667		1.995		SJLL1709.081	63.09		2.719
	PAPN8509.211	133.7522		2.114		SJLL1709.191	51.945		3.302
	PETA9412.101	94.4305		2.994		SMLC1709.081	93.914		1.827
	SJLL1006.301	92.6923		3.050		TAMA1709.081	80.86		2.121
	SJLL1802.162	445.8382		0.634		TEJU1709.191	64.336		2.666
	SMLC2006.232	93.4546		3.025		ATYC1112.111	34.415		8.397
	TAMA2006.232	147.0123		1.923		CHFL1709.191	50.873		5.680
	TAMA9909.301	223.7758		1.263		COMD1112.111	57.908		4.990
	UNIO8509.191	173.0555		1.634		COYQ1112.111	16.285		17.745
REGISTROS DE ALTA SISMICIDAD	ACP21308.211	196.7758	461.37129	2.286	REGISTROS DE MEDIANA SISMICIDAD	COYQ1211.151	16.972	288.97	17.026
	AZIH8509.211	143.2039		3.142		COYQ9906.211	25.982		11.122
	BALC9412.101	111.9152		4.020		CSER9906.151	196.15		1.473
	CALE8509.191	113.6732		3.958		CUP51709.191	161.84		1.786
	CALE9701.111	296.433		1.518		HMTT1709.191	161.84		1.786
	COPL9310.241	149.5838		3.008		PET29906.211	29.994		9.634
	COYC0110.081	268.5177		1.676		PET29912.291	21.463		13.464
	JAMI1006.301	108.051		4.164		POZU1112.111	53.458		5.406
	JAMI1605.081	278.2185		1.617		PZPU1709.191	86.197		3.352
	JAMI1802.198	65.4475		6.874		RAB09906.151	122.7		2.355
	JAMI1802-16_feb.161	278.2185		1.617		SXPU1709.191	134.05		2.156
	OXJM1709.232	102.4497		4.392		SXPU8010.241	58.144		4.970
	PAPN9607.151	110.5557		4.070		TEJU1112.111	43.487		6.645
	PET21404.182	202.715		2.219		TEJU1211.151	40.012		7.222

RIOG9909.301	208.65	2.156
SCRU1709.234	34.1257	13.184
SJLL1203.202	805.6502	0.558
SJLL1204.0213	149.7571	3.004
SLU21404.182	168.1572	2.676
VIGA8904.251	149.4079	3.011
VIGA9310.241	238.9607	1.883

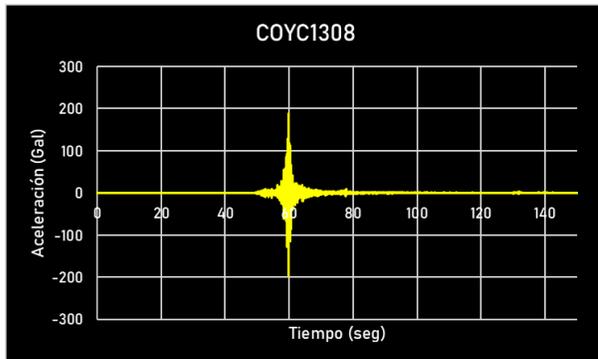
a)

REGISTROS DE ALTA SISMICIDAD	THEZ1709.191	176.67	1.636
	TNLP0007.211	42.781	6.755
	TNLP1112.111	108.62	2.660
	TNLP1709.191	51.892	5.569
	CHFL9906.151	107.51	4.291
	COMD1211.151	54.638	8.444
	RAB01709	143.43	3.217
	UNIO9705.221	36.449	12.658
	UNIO9906.211	83.614	5.518
	UNIO9912.291	29.58	15.597

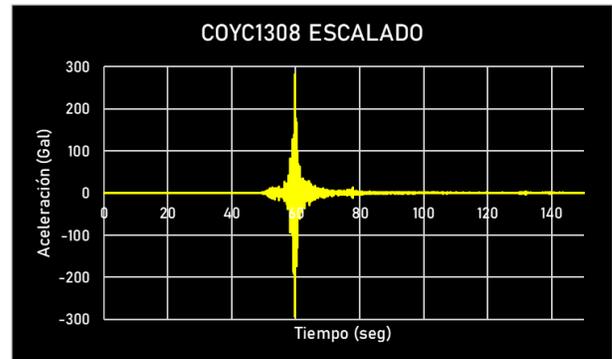
461.37

b)

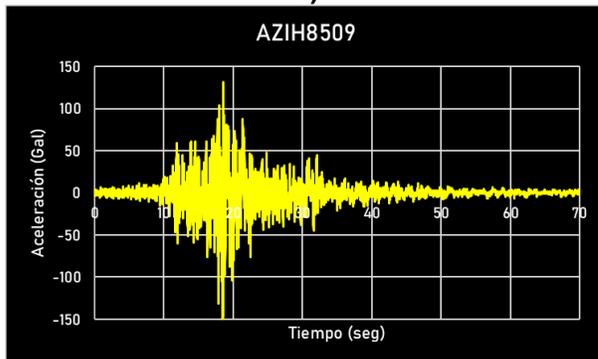
En las siguientes figuras se muestra, a modo de ejemplo, el escalamiento de tres registros correspondientes a sismos de subducción, cada uno representando una de las distintas clasificaciones según su distancia epicentral.



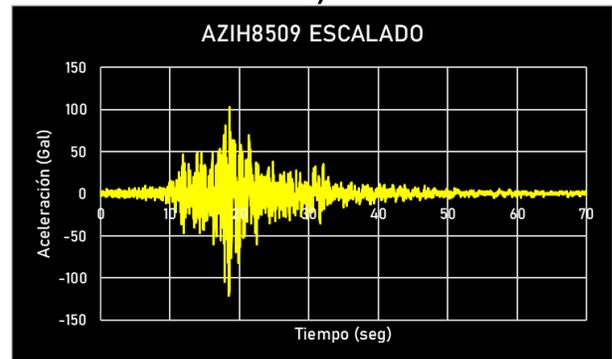
a)



b)



c)



d)



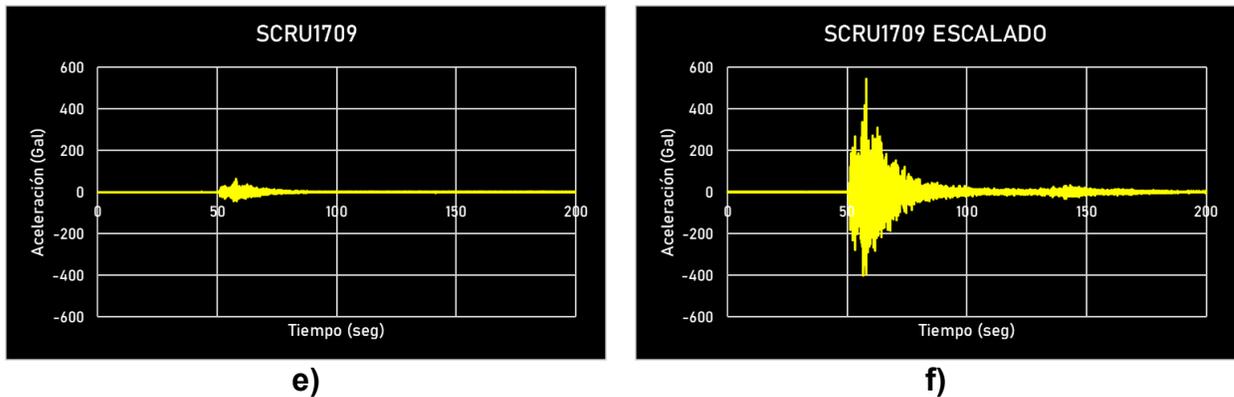


Figura 2.46 Registros antes de escalar y escalados. a) Registro COYC1308 antes de escalar y b) después de escalar, c) registro AZIH8509 antes de escalar y d) después de escalar, e) registro SCRUI709 antes de escalar y f) después de escalar.

En las figuras se observa que algunos registros presentan un incremento leve, como el caso de COYC1308; otros, en lugar de incrementarse, disminuyen, como AZIH8509; y algunos aumentan considerablemente, como SCRUI709. Esto se debe a que el factor de escala varía según el área del espectro de cada registro: algunos tienen un área menor al espectro de peligro uniforme, lo cual aumenta sus valores, mientras que otros, con áreas mayores al EPU, se reducen. Este mismo proceso se repitió para cada registro a diferencia de que el espectro de referencia se obtuvo también asociado a un periodo de retorno de 475 años.



## 2.5 COMENTARIOS FINALES

En este capítulo se revisaron los datos de aceleraciones de la base de datos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, seleccionando aquellos registros correspondientes a sismos de magnitud superior a 6.0. La información previa, que abarcaba de 1960 a 2015, se actualizó con datos de los años 2016-2020, obteniendo un total de 112 sismos con alrededor de 3,700 datos de aceleraciones.

Para filtrar los datos, se aplicaron criterios de interés específicos para esta investigación, dividiendo los registros según el tipo de suelo y el tipo de fallamiento. Además, se clasificaron por intervalos de aceleración máxima y distancia epicentral (menor a 50 km, entre 50 y 150 km, y mayor a 150 km). Se eliminaron registros con aceleraciones máximas menores a los valores establecidos y, finalmente, se seleccionaron aquellos correspondientes a suelos duros o roca, con aceleraciones máximas concentradas en periodos cortos (0.1-0.5 segundos).

Este proceso redujo la base de registros en aproximadamente un 97%, quedando un total de 87 registros seleccionados: 42 de subducción (7 con distancia epicentral mayor a 150 km, 14 entre 50 y 150 km, y 21 menores a 50 km).

A continuación, se escalaron los registros seleccionados mediante el método de intensidad de aceleración espectral (ASI), utilizando el espectro de peligro uniforme y este asociado a un periodo de retorno de 475 años para cada zona de estudio junto con los espectros de respuesta de pseudo-aceleración de sus respectivos acelerogramas. Finalmente, para los registros sin escalar, se utilizó la intensidad de Arias para determinar la fase intensa, recortando el inicio y el fin de esta en cada acelerograma.



## C3. TIPOLOGÍAS Y MODELADO DE PUENTES A TRABAJAR

### 3.1 INTRODUCCIÓN A LOS PUENTES EN MÉXICO

En el trabajo “Impacto sísmico en el costo de puentes de concreto” (Aburto Flores, 2022), se realizó una breve investigación sobre los puentes en México, acompañada de estadísticas relacionadas con la Red Nacional de Caminos (RNC), Según datos del INEGI, obtenidos de un modelado realizado en 2021 y certificado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), se tiene la siguiente información:

- ❖ Longitud total de la RNC: 807,121 km
  - 175,526 km de carreteras pavimentadas
    - 102,715 km de carreteras estatales
    - 50,743 km de carreteras federales
    - 22,067 km Otros (municipales, particulares)
    - 10,845 km de carreteras de cuota
  - 80,301 km vialidades urbanas e infraestructura de enlace
  - 529,358 km de caminos no pavimentados
  - 21,936 km de veredas

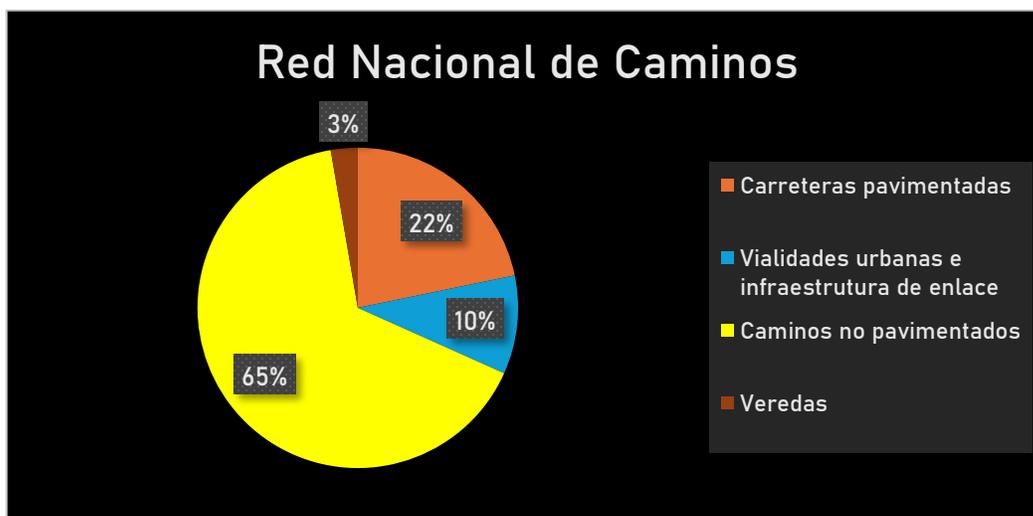


Figura 3.1. Composición de la RNC. Elaborada con información del IMT, 2021.

### 3.2 DISTRIBUCIÓN DE LOS PUENTES EN MÉXICO

En el trabajo mencionado anteriormente, se investigó el número de puentes existentes en la RNC. Según datos de la SCT (2022), en México hay un total de 9,542 puentes. La distribución de estos puentes por estados es la siguiente:

Tabla 3.1. Número de puentes por estado, tomada de (Aburto Flores, 2022)

ESTADO	No. DE PUENTES
Aguascalientes	106
Baja california	219
Baja california Sur	171
Campeche	165
Coahuila	350
Colima	113
Chiapas	435
Chihuahua	396
Durango	339
Guanajuato	363
Guerrero	453
Hidalgo	319
Jalisco	390
México	445
Michoacán	558
Morelos	150
Nayarit	143
Nuevo León	432
Oaxaca	559
Puebla	208
Querétaro	155
Quintana Roo	60
San Luis Potosí	440
Sinaloa	319
Sonora	375
Tabasco	268
Tamaulipas	404
Tlaxcala	313
Veracruz	508
Yucatán	68
Zacatecas	318





Figura 3.2. Distribución de los puentes en México. Tomada de (Aburto Flores, 2022)

Como se puede observar en la figura anterior, la mayor concentración de puentes se encuentra en la zona central del país y en las costas. Estas áreas son de gran importancia para el comercio de México debido a la ubicación estratégica de puertos marítimos clave, como el de Lázaro Cárdenas.



### 3.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES EN MÉXICO

#### 3.3.1 Materiales utilizados en los puentes de México

La mayoría de los puentes en México están contruidos con concreto reforzado. Según información de Frías (2013), la composición de los puentes mexicanos se distribuye de la siguiente manera:

- 57% de concreto reforzado
- 29% de concreto presforzado
- 7% combinación de acero y concreto.
- 5% de acero
- 1% de tridilosa o armadura tridimensional
- 1% de mampostería

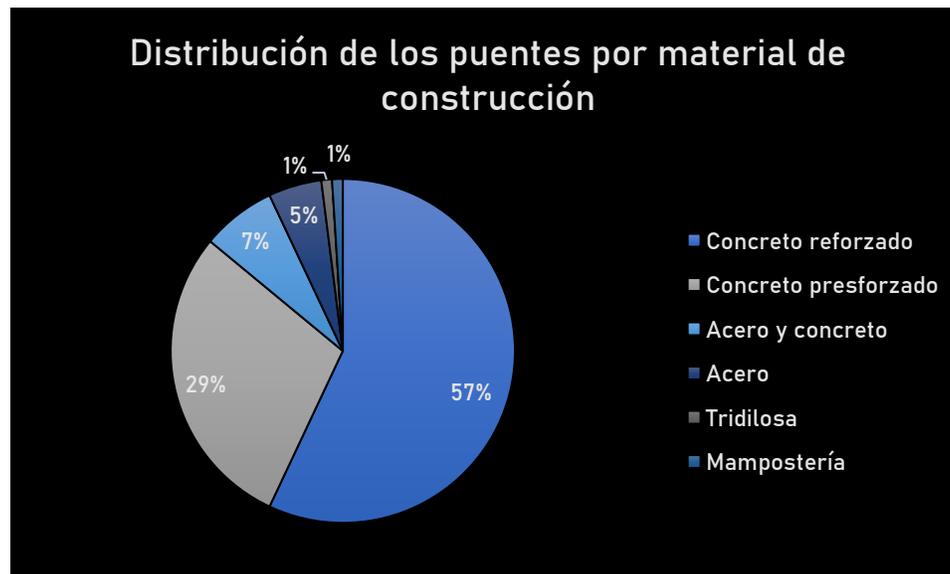


Figura 3.3. Distribución de los tipos de puentes en cuanto a su material en México. Tomada de (Aburto Flores, 2022).

#### 3.3.2 TIPOS DE PUENTES EN MÉXICO

En México existe una gran variedad de puentes, cada con características específicas en su diseño y en la forma en que transmiten sus cargas. A continuación, se describen los distintos tipos de puentes y se presentan algunos ejemplos.

### Puentes tipo marco;

Estos puentes se caracterizan por ser estructura simple formada por elementos horizontales que se apoyan sobre pilas. Las fuerzas y cargas se transmiten a la cimentación en forma de esfuerzos de compresión sobre las columnas o pilas, mientras que las vigas (elementos horizontales) están sometidas a flexión.



Figura 3.4. Puente tipo marco en construcción en Salida a Mil Cumbres, Morelia. Tomada de (Aburto Flores, 2022)

### Puentes tipo arco;

Estos puentes utilizan un arco como su principal componente estructural, el cual puede estar compuesto por una o más bisagras, dependiendo del tipo de carga que necesiten soportar.



Figura 3.5. Puente en arco del tren interurbano México-Toluca. Tomada de [https://www.ideam.es/ideam\\_projects/bridges/puente-arco-tren-interurbano-mexico-toluca/](https://www.ideam.es/ideam_projects/bridges/puente-arco-tren-interurbano-mexico-toluca/)

**Puentes de armadura;**

En estos puentes, el sistema estructural principal es una armadura. Son más económicos para claros largos, ya que los elementos estructurales trabajan principalmente bajo cargas axiales, sin estar sometidos a flexión.

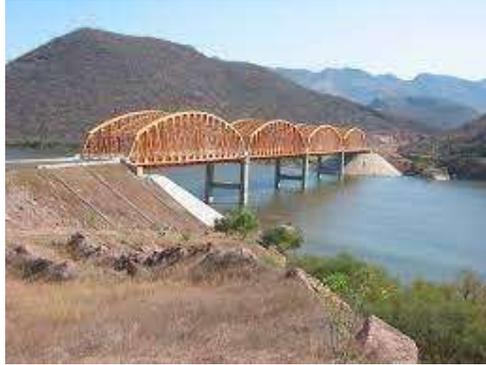


Figura 3.6. Puente Infiernillo. Tomada de <https://mapio.net/pic/p-92261882/>

**Puentes atirantados;**

Estos puentes utilizan cables dispuestos verticalmente para soportar el peso de la cubierta y el tráfico del puente.



Figura 3.7. Puente Baluarte ubicado en la autopista Durango-Mazatlán. Tomada de <https://www.mexicodesconocido.com.mx/puente-baluarte-bicentenario-uno-de-los-mas-altos-del-mundo.html>



### 3.4 MODELOS NUMÉRICOS DE PUENTES

#### 3.4.1 Nomenclatura de los modelos

Se utilizará la tipología empleada en Sánchez, A. R. (2019), “La Sobrerresistencia en Puentes Mexicanos de Concreto Reforzado”, donde se consideran dos tipos principales de puentes. La diferencia radica en la subestructura: uno con pilas tipo marco de cuatro columnas y otro con pilas de una sola columna. Las variaciones se presentan en la longitud del claro (30 o 50 metros) y la altura de las pilas (5, 10, 15 o 20 metros).

La nomenclatura será la siguiente:

Se comienza con una “M” para los puentes con pilas tipo marco de cuatro columnas, o una “C” para los puentes con pilas de una sola columna, seguido de la longitud del claro (30 o 50), la letra “P”, y dos dígitos que indican la altura de las pilas (05, 10, 15 o 20) y, finalmente, un guion y un dígito que refiere a la zona sísmica (1, 2 o 3). Por ejemplo, un puente con pilas tipo marco, claros de 50 metros, pilas de 15 metros de altura, ubicado en una zona de baja sismicidad (Zona 1), se nombraría como M50P15-1.

#### 3.4.2 Características de los modelos

Como se mencionó, se trabajará con dos tipos principales de puentes, diferenciados por la subestructura (pilas de cuatro columnas y pilas de una sola columna). La superestructura variará según el tipo de vigas de concreto utilizadas. Para los puentes con claros de 30 metros, se emplearán vigas tipo AASHTO IV, y para los de 50 metros, vigas Nebraska NU-240.

#### Superestructura

Esta se compone por los siguientes elementos:

- **Tablero:** Constituido por una losa de concreto reforzado y una capa de rodamiento colocada sobre la losa. El tablero transmite las cargas del tránsito directamente a los estribos y las pilas mediante las vigas de soporte.
- **Vigas:** Se utilizan dos tipos de vigas, Las principales, que pueden ser tipo AASHTO IV o Nebraska NU-240 según el caso, y las vigas diafragma, dispuestas de manera perpendicular al eje longitudinal de las vigas principales, colocadas a intervalos regulares.
- **Guarnición:** Elemento de concreto reforzado colocado en los extremos de los carriles de circulación, cuya función es no estructural, sirviendo como límite lateral para la circulación de los vehículos.



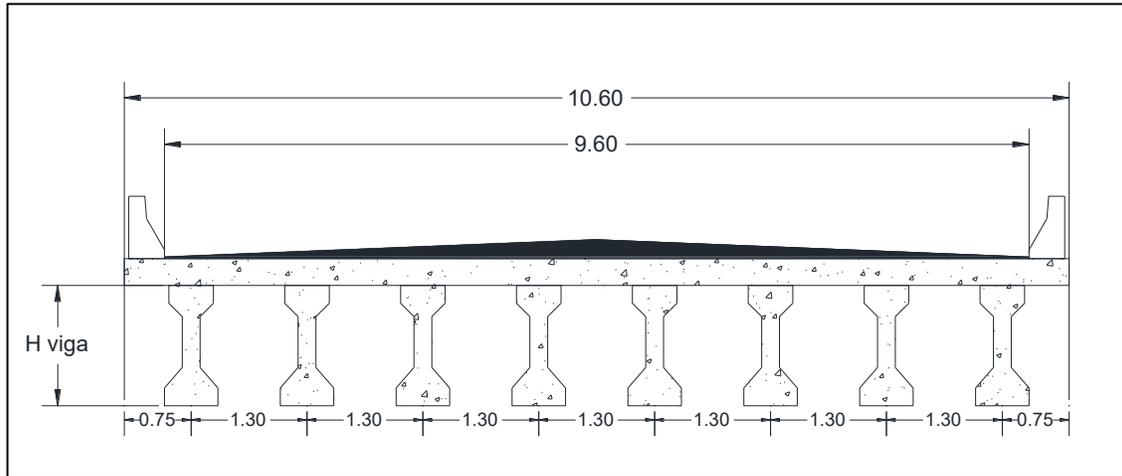


Figura 3.8 Configuración de la superestructura para puentes con claro de 30 metros con traveses AASHTO tipo IV.

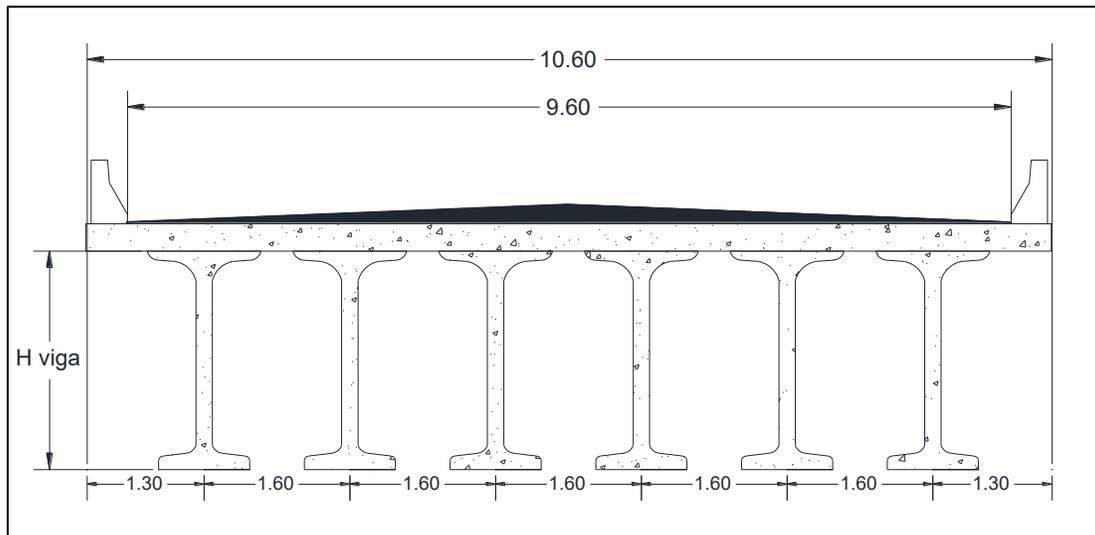


Figura 3.9 Configuración de la superestructura para los puentes con claros de 50 metros con traveses Nebraska NU-240.

### Subestructura

La subestructura se compone de pilas, estribos y apoyos. Las pilas están formadas por el cabezal, los topes sísmicos y las columnas.

**Estribos:** Estos se ubican en los extremos del puente, tanto en la entrada como en la salida. Existen diversos tipos de estribos, y su principal función es recibir los esfuerzos del tablero, contener el empuje del suelo y proporcionar acceso a los vehículos al puente.



Figura 3.10 Estribo de acceso al puente vehicular ubicado en el libramiento de Morelia, Michoacán.

**Apoyos:** Estos consisten en láminas de neopreno intercaladas con láminas de acero y se ubican en los extremos de cada viga principal y el cabezal. El diseño de estos apoyos se tomó de igual manera de (Sánchez, 2019). Su función principal es transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura. En este caso, se consideran dos tipos de apoyos para los puentes con claro de 30 metros, denominados apoyo 1 y apoyo 2. El primero es más rígido que el segundo debido a que sus láminas de neopreno son de menor espesor.

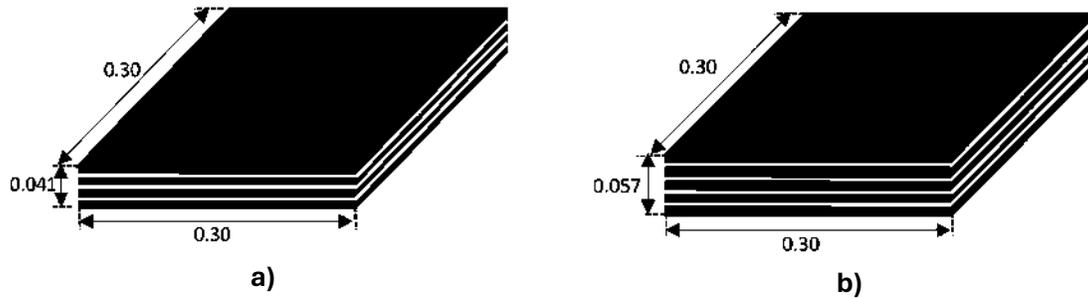


Figura 3.11 Apoyos de neopreno para los puentes con claros de 30 m a) apoyo 1 y b) apoyo 2. Tomada de (Sánchez, 2019).

Para los puentes con claros de 50 metros, solo se cuenta con un tipo de apoyo, también es cuadrado, pero de mayores dimensiones, tanto en sección como en espesor.

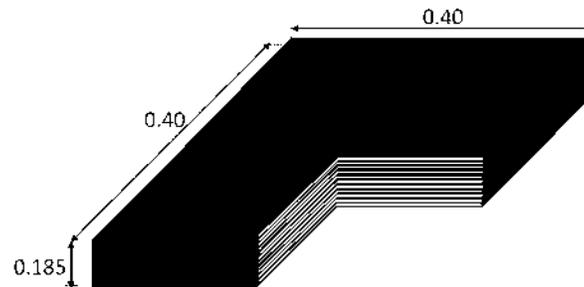


Figura 3.12 Apoyo de neopreno para los puentes con claro de 50 m. Tomada de (Sánchez, 2019)

En las siguientes figuras se muestran las ubicaciones de los apoyos de neopreno, tanto en dirección longitudinal como transversal.



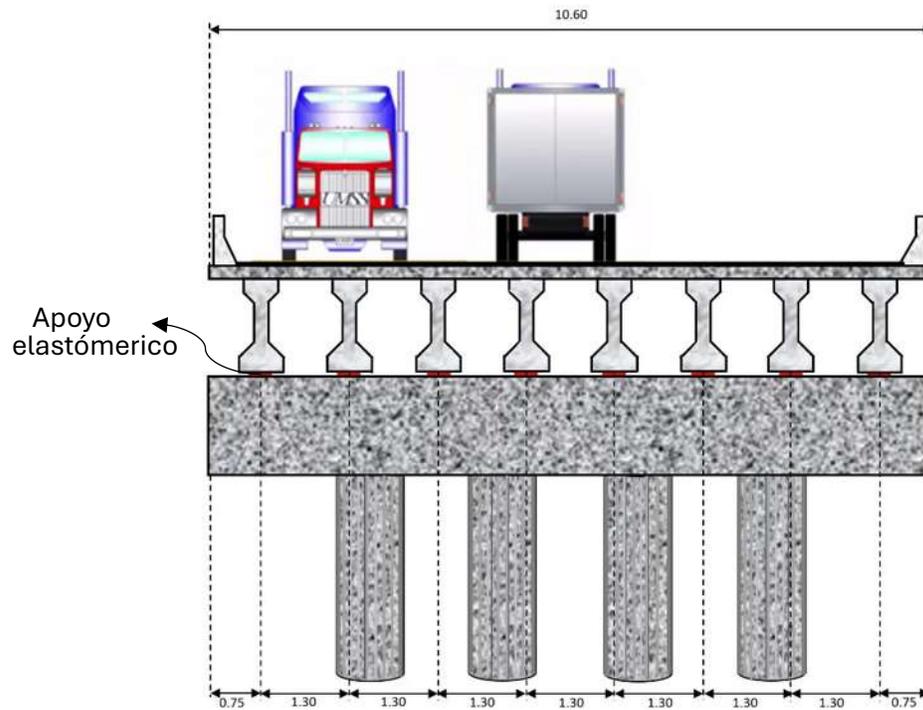


Figura 3.13 Distribución transversal de los apoyos. Tomada de (Sánchez, 2019)

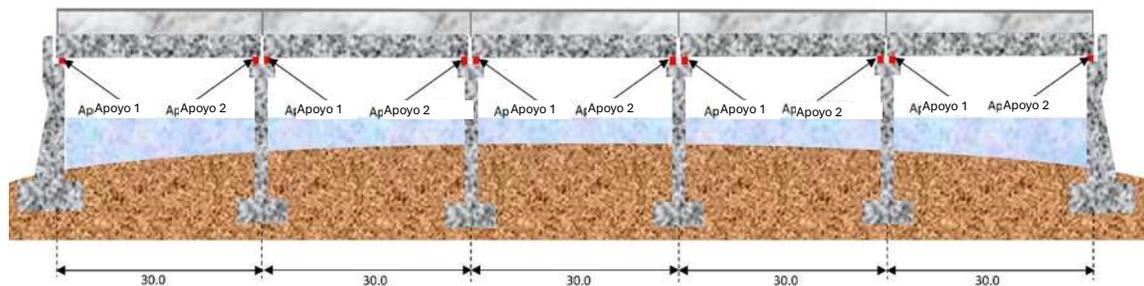


Figura 3.14 Distribución longitudinal de los apoyos. Tomada de (Sánchez, 2019)

- **Pilas:** Son elementos estructurales verticales encargados de transmitir los esfuerzos de la superestructura a la cimentación. Se componen de un cabezal, que cumple la función de una viga, y columnas.



Figura 3.15 Pilas tipo marco de puentes vehiculares urbanos dentro de la ciudad de Morelia, Michoacán.

- **Topes sísmicos:** Son elementos de concreto reforzado ubicados en los extremos del cabezal. Su función principal es restringir los desplazamientos laterales excesivos de la superestructura.

En este trabajo se utilizan dos tipos principales de pilas: pilas tipo marco (con cuatro columnas) y pilas tipo voladizo (con una columna).

### **Puentes con pilas tipo marco**

En la figura 3.16 se observa el modelo de un puente con subestructura tipo marco, que cuenta con cuatro columnas. Estos modelos se clasificarán en dos tipos principales según la longitud de los claros.



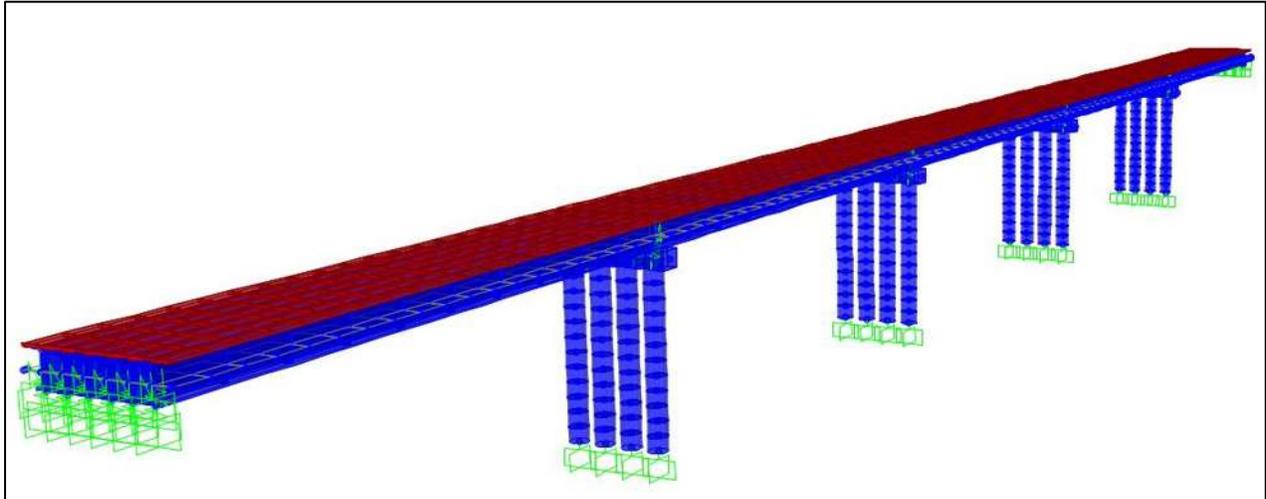


Figura 3.16 Modelo de puente con pilas tipo marco de cuatro columnas.

### Puentes con pilas tipo cantiléver

En la figura 3.17 se presenta una imagen del modelo de puente con pilas de una sola columna, elaborado en el programa SAP2000.

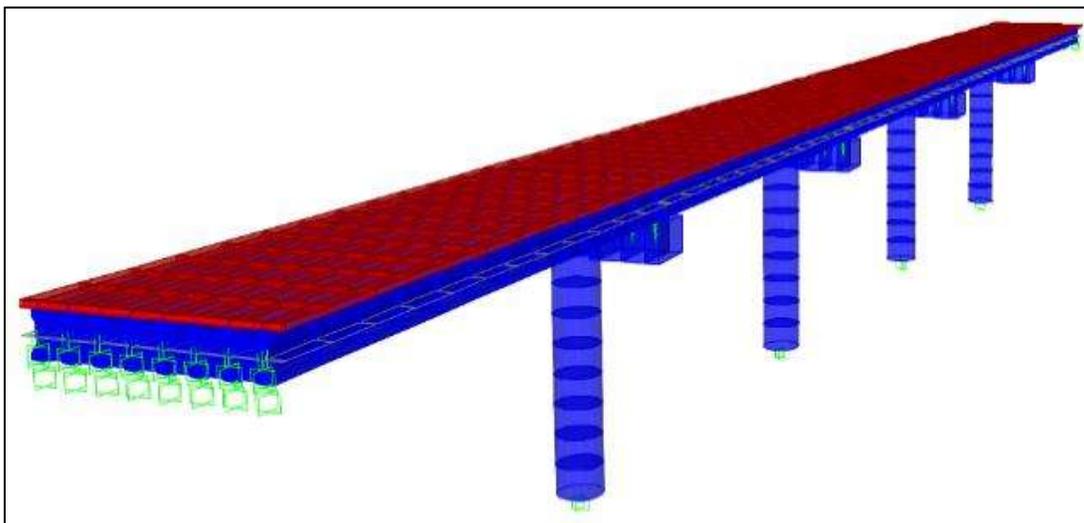


Figura 3.17 Modelo de puente con pilas de una sola columna.



A continuación, se muestra una tabla que resume todos los modelos, clasificándolos por tipo de pilas y su nomenclatura.

Tabla 3.2 Nomenclatura de los modelos de puentes y características principales: a) Características de puentes con pilas de cuatro columnas y b) Características de puentes con una columna.

Clave puente	Ubicación	Longitud del claro (m)	Altura de pila (m)
M30P05-1	Tlalnepantla	30	5
M30P05-2	Apatzingán		
M30P05-3	Lázaro Cárdenas		
M30P10-1	Tlalnepantla		10
M30P10-2	Apatzingán		
M30P10-3	Lázaro Cárdenas		
M30P15-1	Tlalnepantla		15
M30P15-2	Apatzingán		
M30P15-3	Lázaro Cárdenas		
M30P20-1	Tlalnepantla		20
M30P20-2	Apatzingán		
M30P20-3	Lázaro Cárdenas		
M50P05-1	Tlalnepantla	50	5
M50P05-2	Apatzingán		
M50P05-3	Lázaro Cárdenas		
M50P10-1	Tlalnepantla		10
M50P10-2	Apatzingán		
M50P10-3	Lázaro Cárdenas		
M50P15-1	Tlalnepantla		15
M50P15-2	Apatzingán		
M50P15-3	Lázaro Cárdenas		
M50P20-1	Tlalnepantla		20
M50P20-2	Apatzingán		
M50P20-3	Lázaro Cárdenas		

a)

Clave puente	Ubicación	Longitud del claro (m)	Altura de pila (m)
C30P05-1	Tlalnepantla	30	5
C30P05-2	Apatzingán		
C30P05-3	Lázaro Cárdenas		
C30P10-1	Tlalnepantla		10
C30P10-2	Apatzingán		
C30P10-3	Lázaro Cárdenas		
C30P15-1	Tlalnepantla		15
C30P15-2	Apatzingán		
C30P15-3	Lázaro Cárdenas		
C30P20-1	Tlalnepantla		20
C30P20-2	Apatzingán		
C30P20-3	Lázaro Cárdenas		
C50P05-1	Tlalnepantla	50	5
C50P05-2	Apatzingán		
C50P05-3	Lázaro Cárdenas		
C50P10-1	Tlalnepantla		10
C50P10-2	Apatzingán		
C50P10-3	Lázaro Cárdenas		
C50P15-1	Tlalnepantla		15
C50P15-2	Apatzingán		
C50P15-3	Lázaro Cárdenas		
C50P20-1	Tlalnepantla		20
C50P20-2	Apatzingán		
C50P20-3	Lázaro Cárdenas		

b)



### 3.5 MODELO DE LOS PUENTES EN SAP2000

El modelo de los puentes se realizó en el software SAP2000 (CSI, 2024), el mismo utilizado en (Sánchez, 2019). A continuación, se describe la forma en que se modeló cada elemento de los puentes.

#### 3.5.1 MODELO DE LOS ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA

##### 3.5.1.1 Vigas longitudinales

Estas vigas fueron modeladas como elementos tipo barra, discretizados en pequeños segmentos. Dado que existen dos tipos principales (AASHTO tipo IV y Nebraska NU-240), se cargaron dos tipos de secciones transversales, dependiendo de si el puente tiene un claro de 30 o 50 metros, utilizando concreto con una resistencia de  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ .

En la figura 3.18 se muestran los elementos tipo barra asociados a las vigas longitudinales del puente.

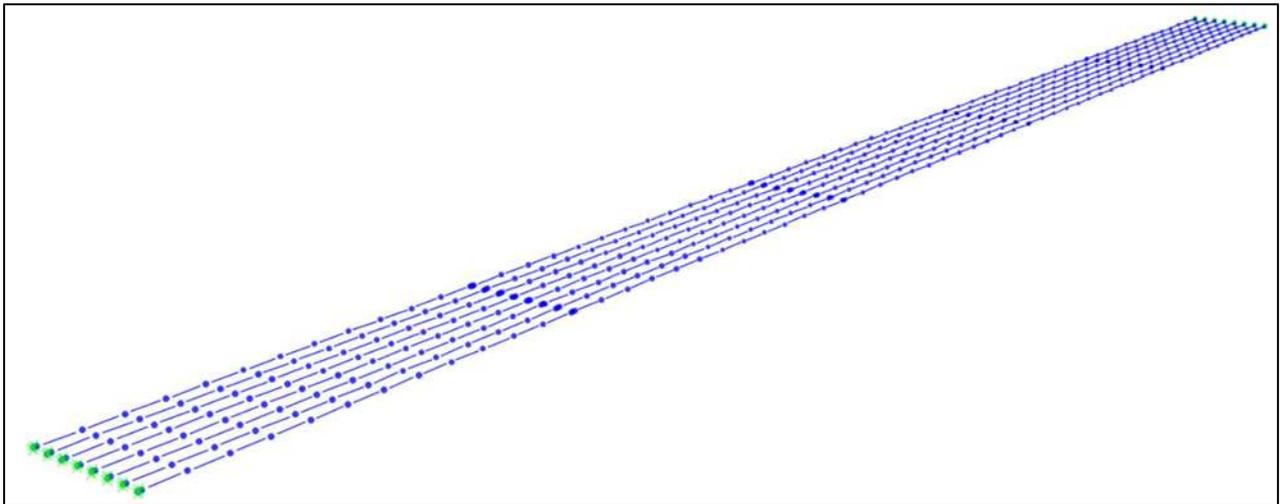
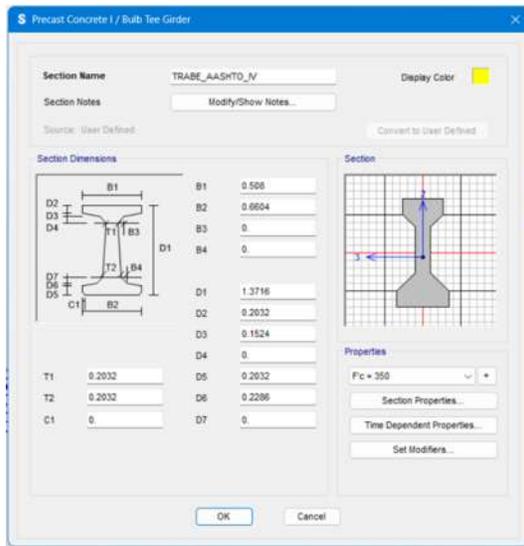
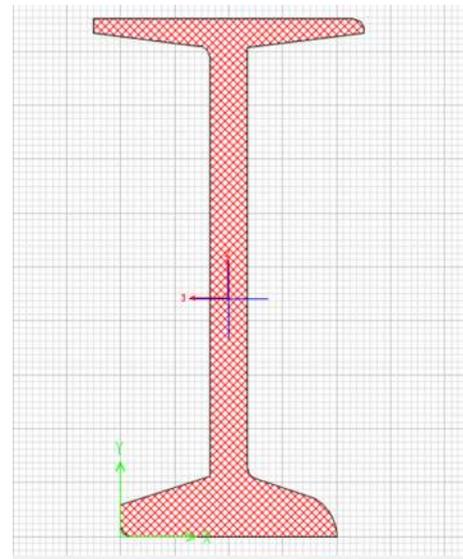


Figura 3.18 Elementos tipo barra representando las vigas longitudinales de los puentes.

La figura 3.19 ilustra los dos tipos de secciones disponibles en los modelos (Tipo AASHTO IV y Nebraska NU 240). A estas secciones, la única propiedad que se añadió en el software fue la del concreto con  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ .



a)



b)

Figura 3.19 Secciones de vigas longitudinales: a) tipo AASHTO IV y b) Nebraska NU 240.

### 3.5.1.2 Vigas diafragma

Estas también fueron modeladas como elementos tipo barra. Al igual que las vigas longitudinales, existen dos tipos distintos de viga diafragma, según el tipo de viga longitudinal presente en el respectivo puente.

En la figura 3.20 se muestran en el software los elementos tipo barra que componen a las vigas diafragma; cada una de estas se coloca cada 5 metros.

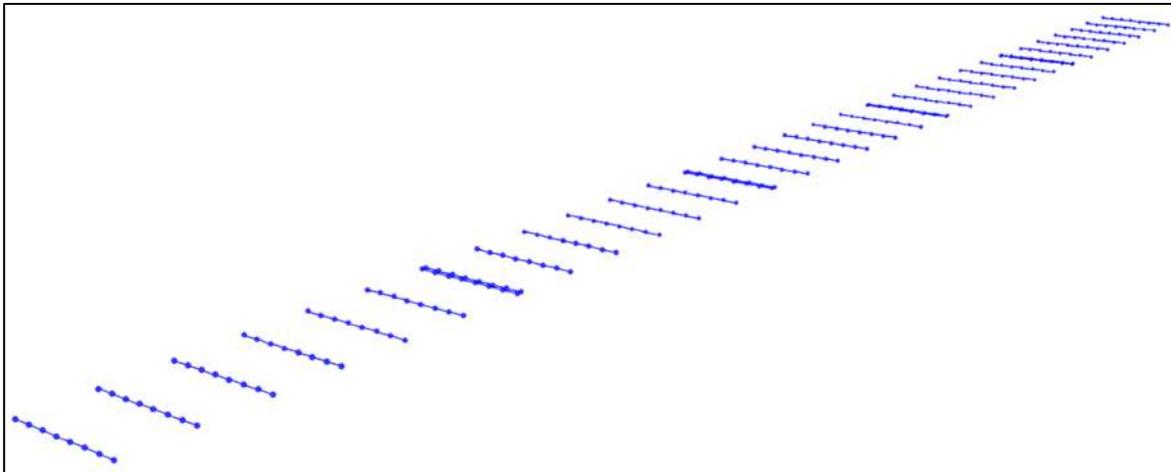


Figura 3.20 Elementos tipo barra representando las vigas diafragma de los puentes.

La figura 3.21 ilustra los dos tipos de vigas diafragma en el software.

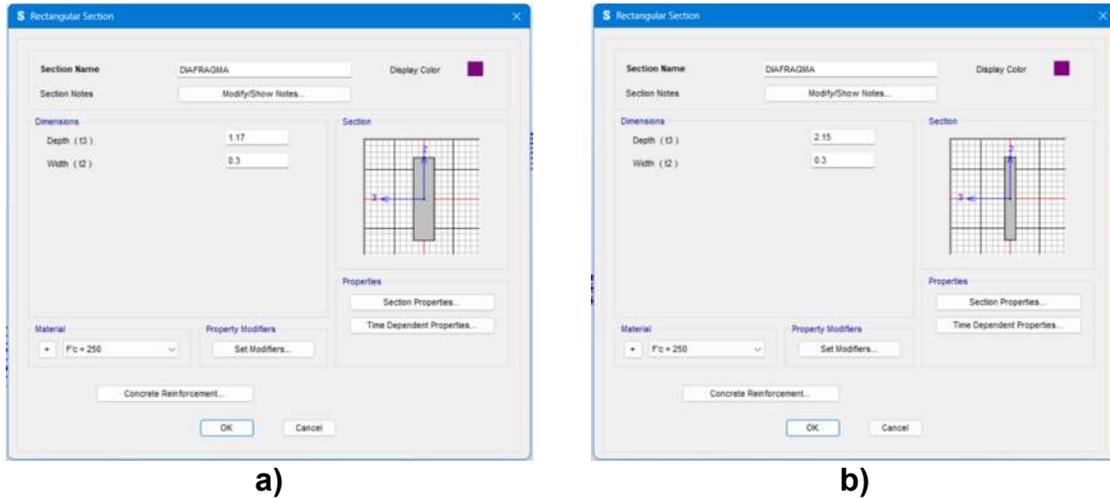


Figura 3.21 Secciones de vigas diafragma a) para puentes con vigas AASHTO IV y b) para puentes con viga tipo Nebraska NU 240.

### 3.5.1.3 Juntas de dilatación

Estos elementos fueron modelados en el software como elementos tipo Gap con una longitud de 5 cm. Este tipo de elementos funciona de manera similar a un link, pero con características no lineales. Las juntas de dilatación están ubicadas entre cada uno de los tableros, incluidos los que se encuentran en los accesos al puente.

En la figura 3.22 se muestran los elementos Gap que representan las juntas de dilatación.

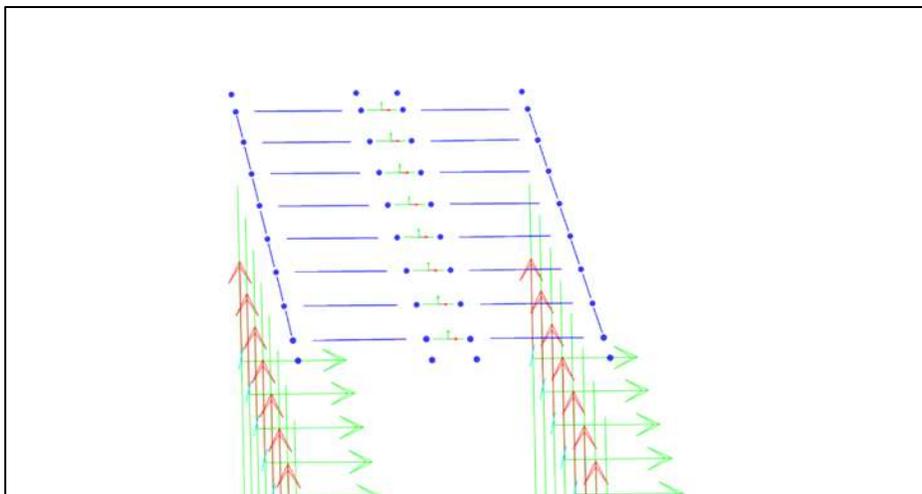


Figura 3.22 Elementos tipo Gap representando las juntas de dilatación.

En la figura 3.23 se muestran las características que se añadieron en el software a los dos tipos de juntas: juntas entre tableros y juntas tablero-estribo.

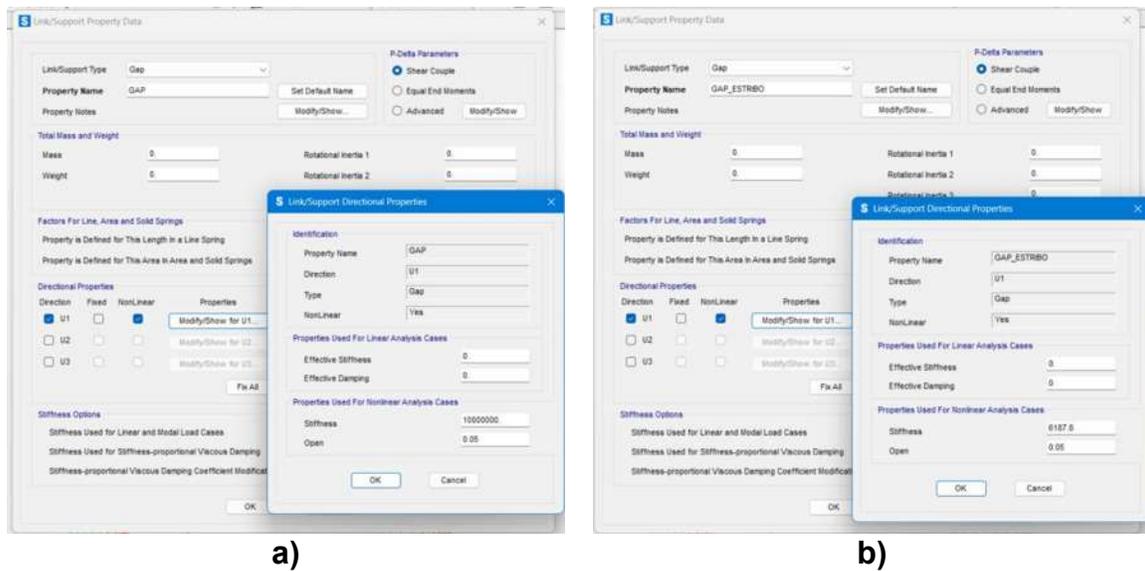


Figura 3.23 Propiedades en el software de a) juntas de expansión entre tableros y b) juntas de expansión entre tablero y estribo.

### 3.5.1.4 Elementos de seguridad del puente y carpeta asfáltica

Estos elementos del puente se componen de guarniciones de concreto armado colocadas a los costados de los carriles de circulación y de la superficie de rodamiento, formada por una carpeta asfáltica con un espesor de 10 cm y un ancho de 9.60 m. Se añadieron como cargas repartidas de manera uniforme sobre la losa de concreto que conforma el tablero del puente, lo cual se puede observar en la figura 3.24.

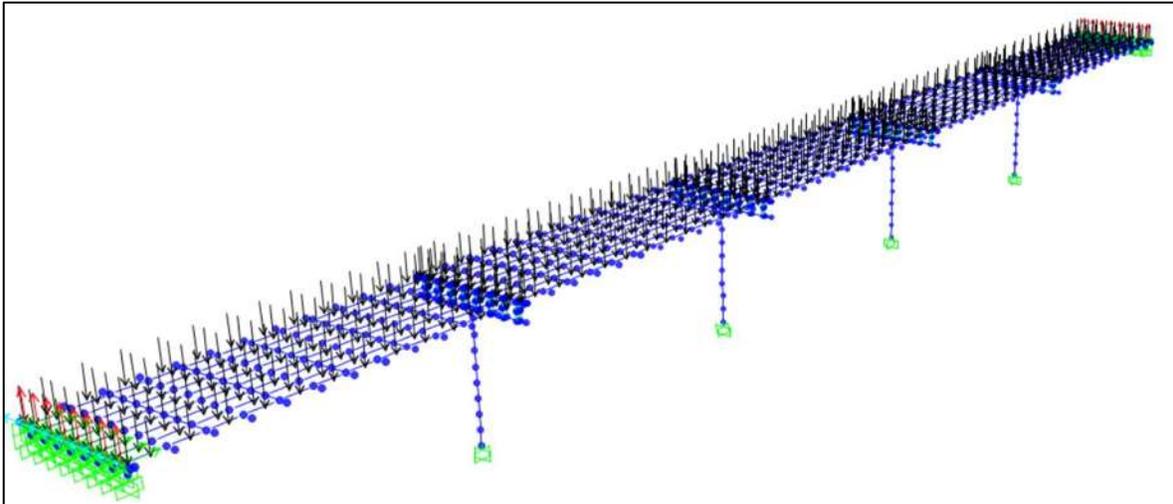


Figura 3.24 Representación de los elementos de seguridad (guarniciones) y carpeta asfáltica como carga uniformemente distribuida.

### 3.5.1.5 Tablero

Este elemento de la superestructura se basa en una losa de concreto reforzado de 20 cm de espesor y 10.60 m de ancho. Fue discretizado en pequeños segmentos rectangulares y modelado con elementos tipo Shell-thin, con las características mencionadas anteriormente. La figura 3.25 ilustra esta estructura.

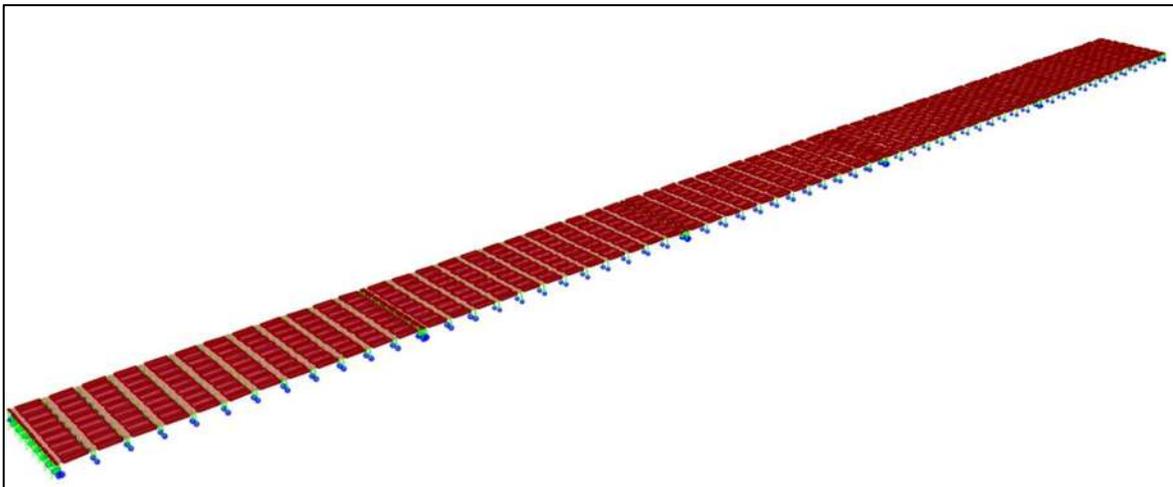


Figura 3.25 Elementos Shell-Thin discretizados asociados a la losa de concreto del puente.

### 3.5.2 MODELADO DE ELEMENTOS DE LA SUBESTRUCTURA

#### 3.5.2.1 Apoyos de neopreno

Estos elementos, al igual que las juntas de expansión, fueron modelados con elementos tipo link. La diferencia radica en que no asumirán un comportamiento no lineal para los apoyos, sino lineal. Las características para calcular incluyen las rigideces lateral, vertical y rotacional. Estas se determinarán utilizando las expresiones propuestas por Priestley et al., en *Seismic Design and Retrofit of Bridges* (1996) (Ecuaciones 6.2, 6.4 y 4.4).

**Rigidez lateral:**

$$k_{\text{lat}} = \frac{GA}{h_n}$$

**Rigidez vertical:**

$$k_{\text{ver}} = \frac{6GS^2AK}{(6GS^2 + K)h_n}$$

**Rigidez torsional:**

$$k_{\alpha} = \frac{1.974GS^2KI}{(6GS^2 + K)h_n}$$

Donde:

El factor de forma de la capa de neopreno (S):  $S = \frac{bd}{2(b+d)t_{\text{neopreno}}}$

El momento de inercia (I):  $I = \frac{bd^3}{12}$

Variables:

G: Módulo de rigidez al corte ( $G = 101.97 \text{ t/m}^2$ )

A: Área del apoyo de neopreno

K: Módulo de compresibilidad ( $K = 203,943.243 \text{ t/m}^2$ )

$h_n$ : Espesor efectivo del neopreno

$t_{\text{neopreno}}$ : Espesor de la capa intermedia de neopreno

Como se mencionó anteriormente, se tienen tres tipos de apoyos: dos para los puentes con claros de 30 m y uno para los puentes con claros de 50 m. A



continuación, se presentan los resultados de los parámetros para cada tipo de apoyo:

Apoyos para puente con claro de 30 m:

Apoyo 1

- $K_{lat} = 286.79 \text{ t/m}$
- $K_{ver} = 52,069.91 \text{ t/m}$
- $K_{tor} = 128.483 \text{ t}^*\text{m/rad}$

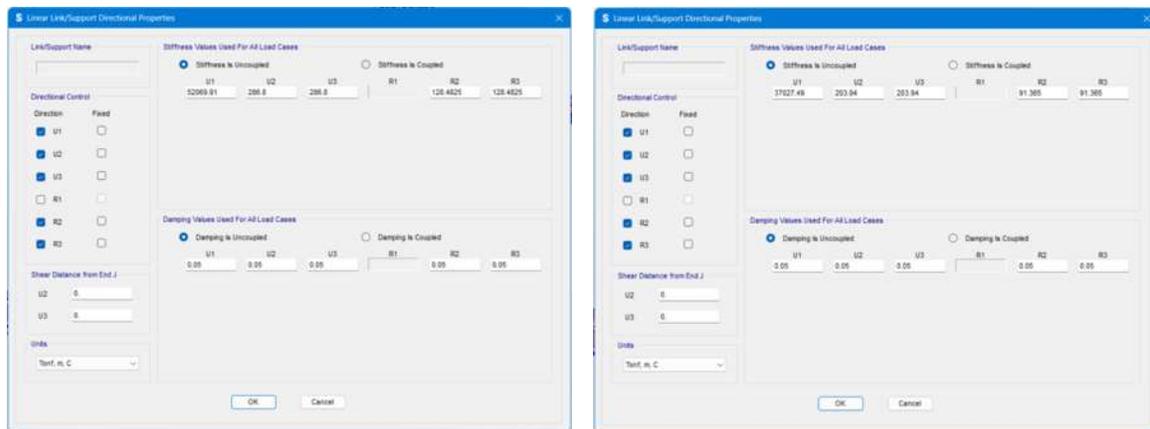
Apoyo 2

- $K_{lat} = 203.94 \text{ t/m}$
- $K_{ver} = 37,027.49 \text{ t/m}$
- $K_{tor} = 91.365 \text{ t}^*\text{m/rad}$

Apoyo para puente con claros de 50 m:

- $K_{lat} = 109.5 \text{ t/m}$
- $K_{ver} = 33,014.55 \text{ t/m}$
- $K_{tor} = 144.8 \text{ t}^*\text{m/rad}$

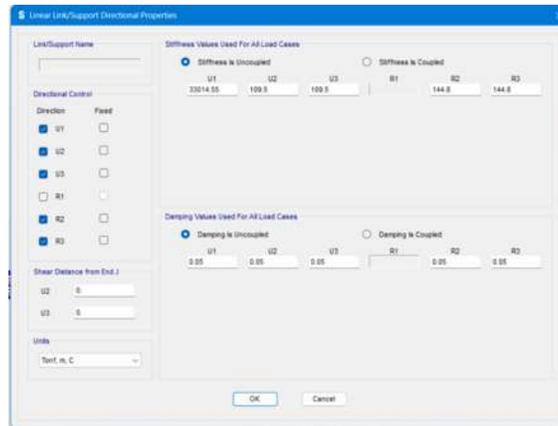
En la figura 3.26 se muestran los elementos link que representan los tres tipos de apoyos, junto con sus características.



a)

b)





c)

Figura 3.26 Características de los elementos link asociados a los apoyos de neopreno, donde a) apoyo 1 del puente con claros de 30 m b) apoyo 2 de puente con claros de 30 m y c) apoyo 1 y 2 de puente con claros de 50 m.

### 3.5.2.2 Cabezales

Estos elementos fueron modelados como barras en el software, y sus dimensiones se calcularon de acuerdo con las normas AASHTO (2020), basadas en una longitud mínima de apoyo de las vigas. La longitud mínima de apoyo se obtiene utilizando la siguiente expresión:

$$Nn_{\min} = (8 + 0.02L_m + 0.08H)(1 + 0.000125S^2)$$

Esta fórmula garantiza una adecuada longitud de asiento para una sola viga. Cuando se apoyan dos vigas sobre el mismo cabezal y se incluye una junta de expansión entre ellas, la longitud mínima de asiento se mide desde el centro del apoyo de neopreno hasta el extremo del cabezal. Para calcular el ancho mínimo del cabezal, se suman dos veces la longitud mínima de asiento, más la mitad del ancho de cada apoyo, y el ancho de la junta de expansión.



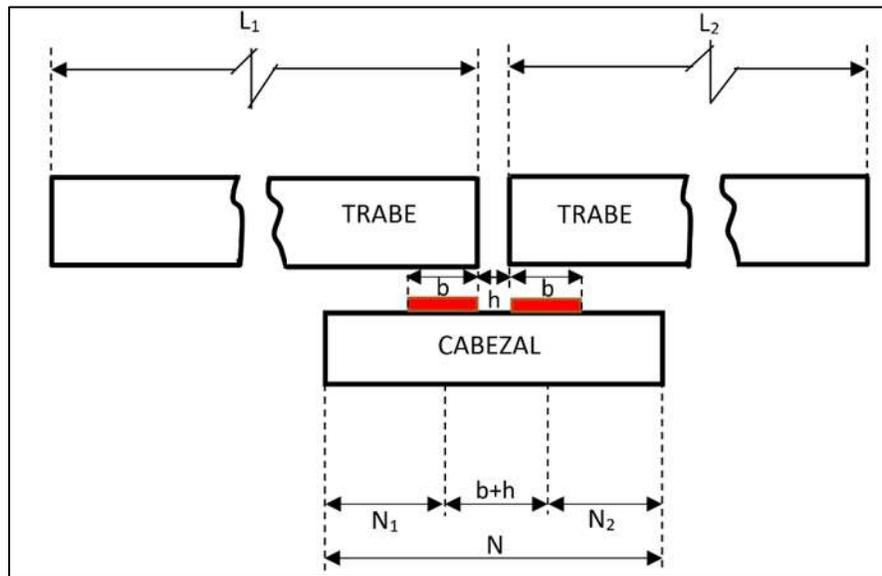


Figura 3.27 Longitud mínima de soporte. Tomada de (Sánchez, 2019) con información de (AASHTO, 2012).

Por lo tanto, una vez calculada la longitud mínima de soporte con la ecuación anterior, se puede determinar el ancho del cabezal mediante la siguiente expresión:

$$N_{\text{total, mín}} = N1_{\text{mín}} + N2_{\text{mín}} + b + h$$

donde:

$N_{\text{mín}}$ : Longitud mínima de soporte de las vigas en el cabezal (en pulgadas).

$L_m$ : Distancia desde el tablero del puente hasta la junta de expansión adyacente o hasta el extremo del tablero del puente. Para puentes de un solo claro, esta es igual a la longitud del tablero (en pies).

$H$ : Altura de la pila o columna; en puentes simplemente apoyados, es igual a cero (en pies).

$S$ : Esviaje del puente (en grados).

$b$ : Dimensiones en planta del apoyo de neopreno.

$h$ : Ancho de la junta de expansión.

Usando estas expresiones, se obtuvieron las siguientes dimensiones mínimas para los cabezales:

- Puentes con claros de 30 m

$$N_{\min} = 25.32 \text{ cm}$$

$$N_{\text{total min}} = 84.64 \text{ cm}$$

- Puentes con claro de 50 m

$$N_{\min} = 28.65 \text{ cm}$$

$$N_{\text{total min}} = 102.30 \text{ cm}$$

En México, por razones prácticas y para garantizar una adecuada conexión entre la columna y el cabezal, se suele aumentar 40 centímetros adicionales al diámetro de la columna, lo que resulta en cabezales con un peralte de 1.5 m y un ancho de  $D+0.40$  m.

### 3.5.2.3 Columnas

Las columnas de ambos tipos de pilas (pilas de cuatro columnas y una sola columna) tienen sección circular.

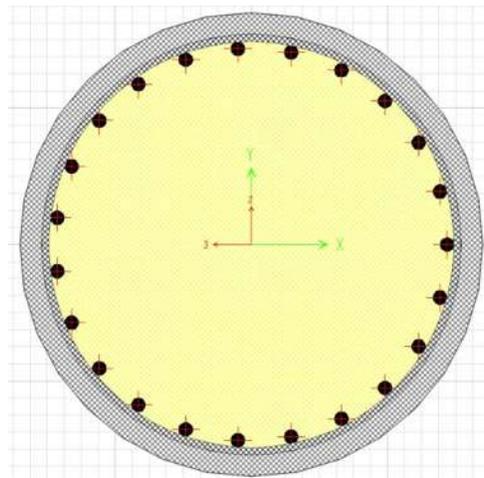


Figura 3.28 Sección transversal de la columna circular de las pilas para los puentes propuestos.  
Tomada de (Sánchez, 2019)

En cuanto a la separación entre las columnas de la pila, varía según la altura de estas. Como se mencionó, existen cuatro alturas distintas (5, 10, 15 y 20 m). Para las pilas con alturas iguales o menores a 10 m, la distancia entre centros de cada

columna es de 2 m; para alturas iguales o mayores que 15 m, esta distancia aumenta a 2.5 m. En los puentes con pilas de una sola columna, el centro de la columna coincide con el centro de la sección. En la figura 3.29 se muestran las tres disposiciones de las columnas y sus separaciones correspondientes.

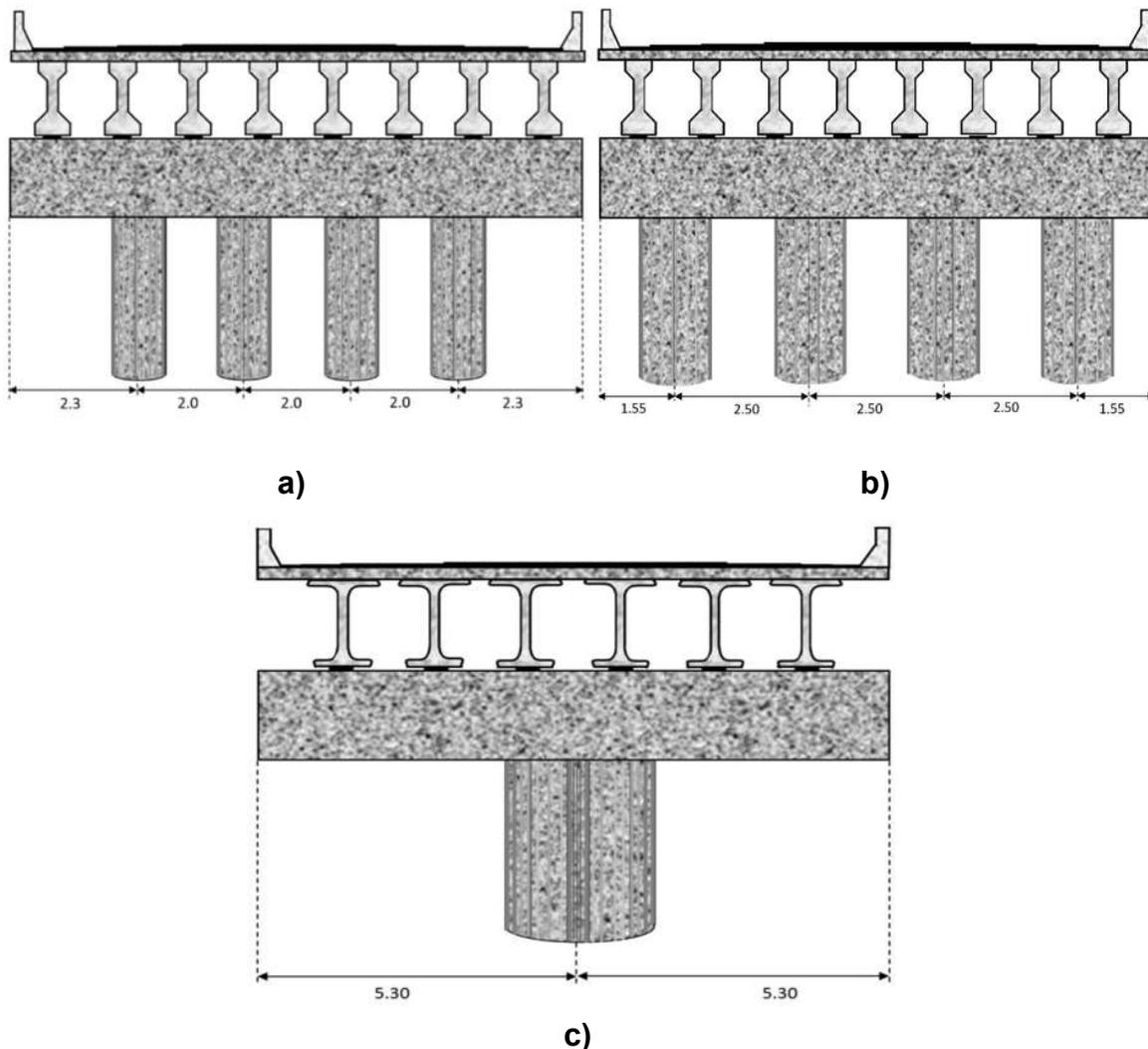


Figura 3.29 Separaciones entre columnas de las pilas para los puentes: a) con cuatro columnas y altura de pila igual o menor a 10 m, b) con cuatro columnas y altura de pila igual o mayor a 15 m, y c) puentes con una sola columna.

Para modelar correctamente las columnas en el software, es necesario agregar un elemento tipo barra en la parte superior de los elementos barra que representan la columna, el cual refleje la unión de la columna con el cabezal. Esta pequeña sección se conoce como zona rígida, tiene una sección transversal igual a la de la columna y una altura equivalente a la mitad del peralte del cabezal. Además, se colocan dos barras horizontales al final de esta, con una longitud igual a la mitad del diámetro de

las columnas. Por lo tanto, en el modelo, la altura total de las columnas será la altura nominal de la columna (5, 10, 15 o 20 m) más la porción de la zona rígida, que en todos los casos será de 75 cm. Esta zona rígida se ilustra en la figura 3.30.

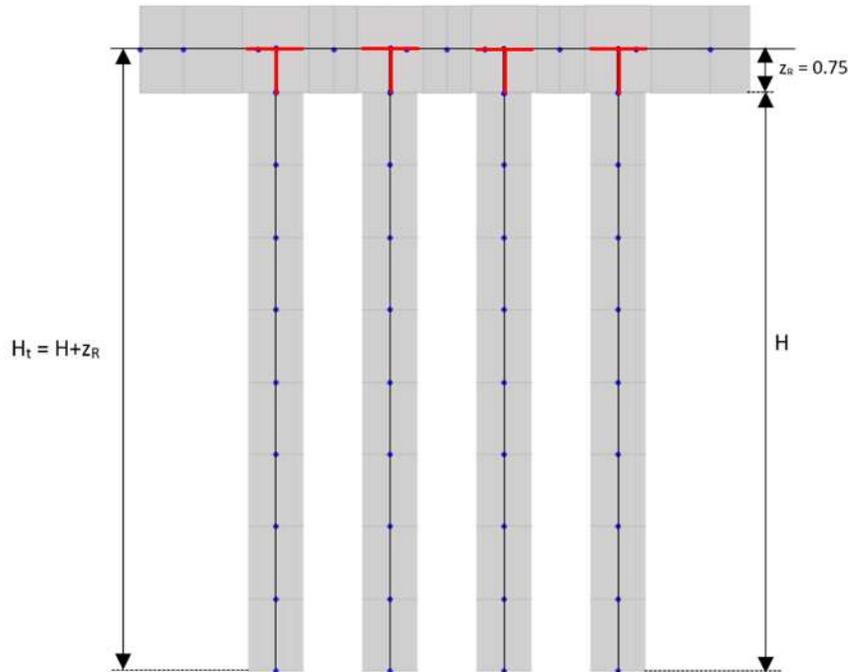


Figura 3.30 Zona rígida en la unión cabezal-columna. Tomada de (Sánchez, 2019)

### 3.5.2.4 Estribos

La junta ubicada entre los estribos y el tablero fue modelada para representar la respuesta longitudinal del estribo, de acuerdo con las recomendaciones del apartado 6.3.1 del Caltrans (2019). La siguiente ecuación se utilizó para calcular la rigidez del estribo.

$$k_{est} = w_{est}(5.5h_{est} + 20)R_{sk}$$

Donde:

$k_{est}$ : Rigidez del estribo (kip/in)

$w_{est}$ : Ancho del estribo (ft)

$h_{est}$ : Altura del cabezal del estribo (ft)

$R_{sk}$ : Factor de reducción por esviajamiento



En la figura 3.31 se muestran las características del área del estribo.

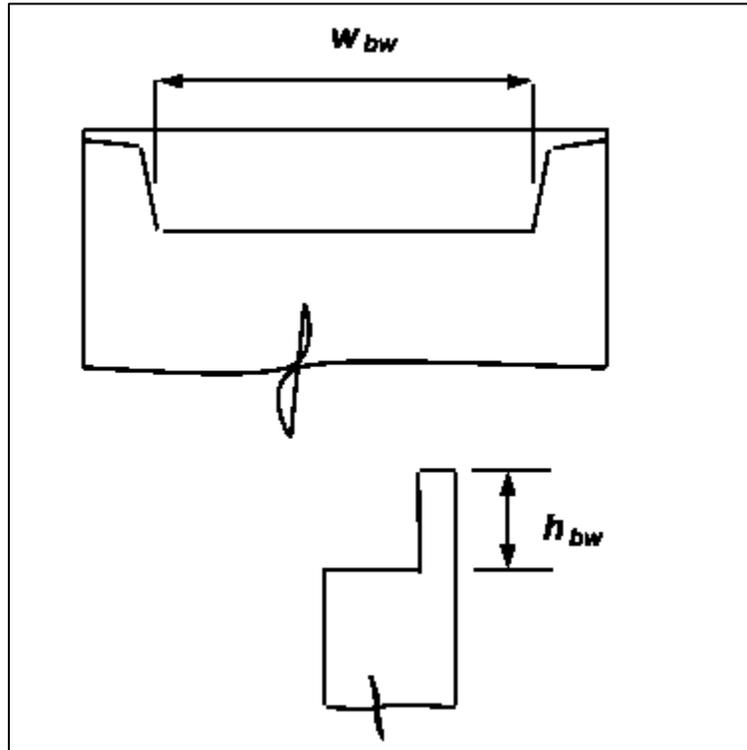


Figura 3.31 Área efectiva del estribo. Tomada de (Caltrans, 2019)

Asimismo, se calcula la rigidez efectiva del estribo, considerando la presión pasiva generada sobre este. Las siguientes ecuaciones también son tomadas de Caltrans (2019)(Caltrans, 2019).

$$k_{eff} = \frac{F_{est}}{\Delta_{eff}}$$

$$\Delta_{eff} = \Delta_{gap} + \Delta_{est}$$

$$\Delta_{est} = \frac{F_{est}}{k_{est}}$$

$$F_{est} = w_{est} \left( \frac{5.5h_{est}^{2.5}}{1 + 2.37h_{est}} \right) R_{sk}$$

Donde:

$K_{eff}$ : Rigidez efectiva del estribo



$\Delta_{\text{eff}}$ : Desplazamiento longitudinal efectivo del estribo

$\Delta_{\text{gap}}$ : Espesor de la junta de expansión en el estribo

$\Delta_{\text{est}}$ : Desplazamiento del estribo en la fluencia idealizada

$F_{\text{est}}$ : Capacidad pasiva última idealizada del relleno detrás del muro posterior

Una vez obtenidos los valores, en la tabla 3.3 se muestran las características calculadas.

Tabla 3.3 Características del gap del estribo.

Claro (m)	$K_{\text{estribo}}$ (t/m)	$F_{\text{estribo}}$ (t)	$\Delta_{\text{estribo}}$ (cm)	$\Delta_{\text{efectivo}}$ (cm)	$K_{\text{efect}}$ (t/m)
30	20,007.60	101.83	0.51	5.59	1822.06
50	25,468.90	245.68	0.96	6.04	4064.40

En el software, este elemento fue modelado con un link no lineal o gap, donde la rigidez calculada se dividió entre las vigas para determinar el valor de la rigidez de un solo gap. En la figura 3.32 se muestran los elementos gap del estribo y la ventana con las características de estos.

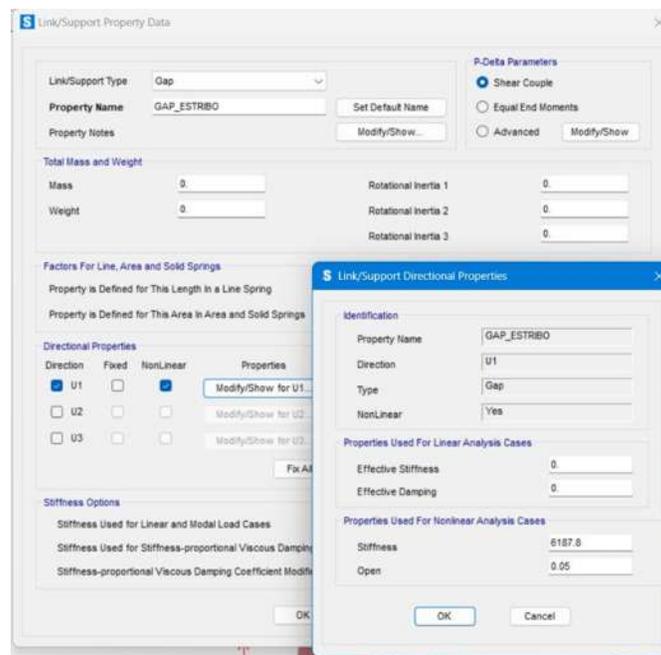


Figura 3.31 Área efectiva del estribo. Tomada de (Caltrans, 2019).

El estribo se modeló utilizando un elemento tipo multilinear-Plastic-Link, de manera continua con el gap del mismo estribo. Este elemento presenta una rigidez 10 veces menor que la del elemento gap, de acuerdo con lo establecido por (Aviram, Mackie, & Stojadinović, 2008). En la figura 3.32 se muestran las características de este elemento en el software.

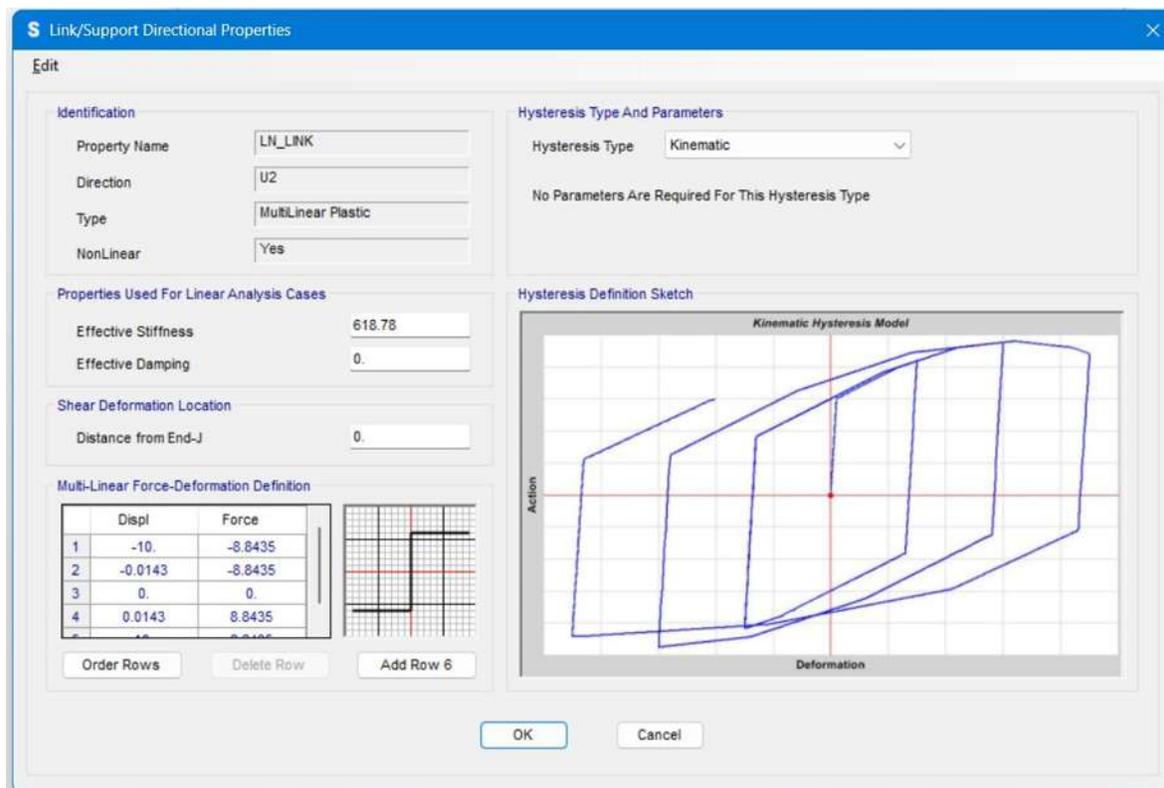


Figura 3.32 Características de los elementos MultiLinear-Plastic-Link en el software.

En la figura 3.33 se muestran los elementos gap no lineales del estribo, así como el elemento MultiLinear-Plastic-Link en el modelo y su ubicación.

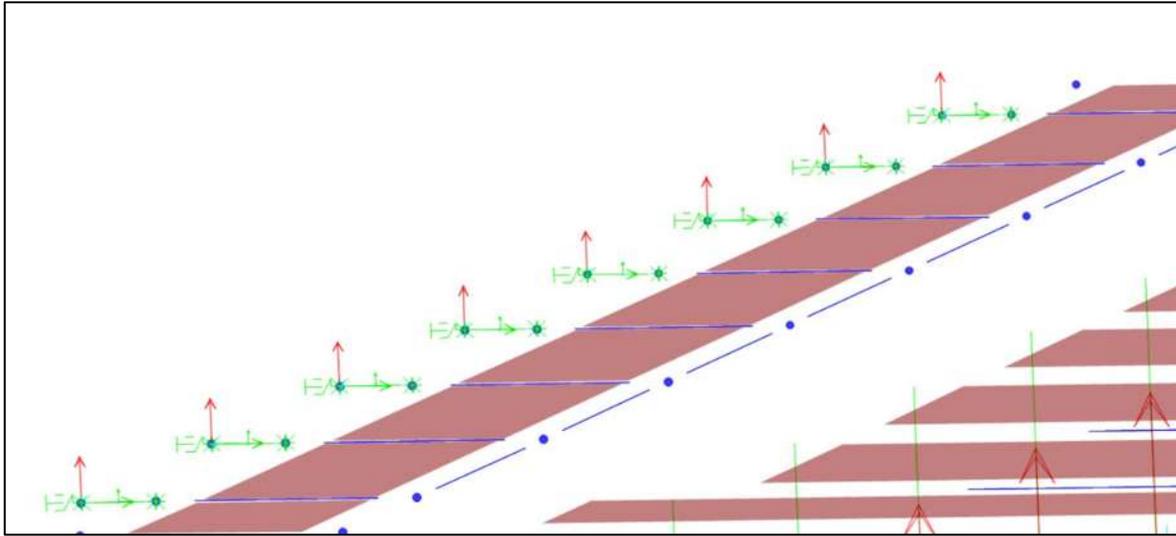


Figura 3.33 Elementos link relacionados al estribo ubicados al extremo del puente.

### 3.5.2.5 Elementos Auxiliares

Debido a la excentricidad entre los centros de cada elemento, es necesario agregar al modelo elementos tipo barras auxiliares que aseguren una transmisión adecuada de esfuerzos entre ellos. Para garantizar que estas barras no afecten el correcto funcionamiento de la estructura, se les asignó una rigidez infinita en compresión, flexión y cortante, así como un peso y sección despreciables. En la figura 3.34 se muestran estos elementos y su ubicación en el modelo.

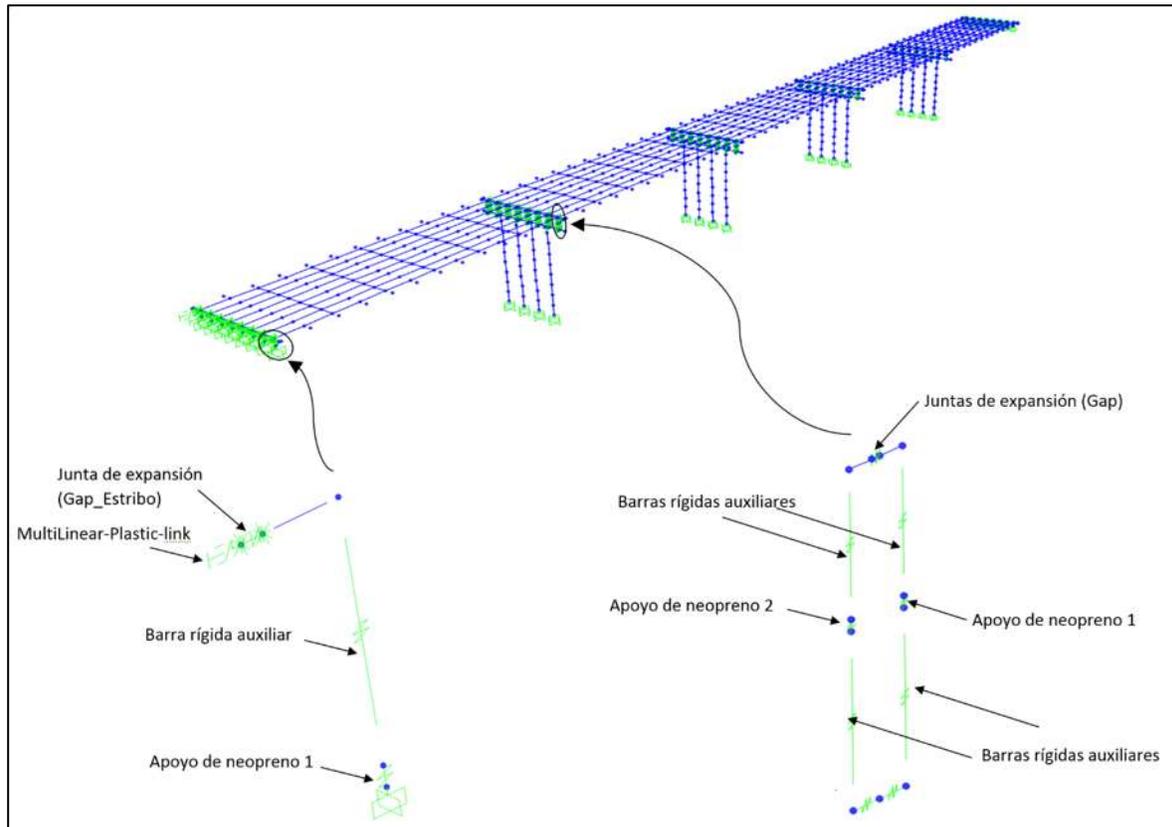


Figura 3.34 Ubicación de los elementos auxiliares. Tomada de (Sánchez, 2019)

### 3.5.2.6 Condiciones de frontera

Las condiciones de apoyo de los puentes se consideraron como empotramientos, dado que, al ser puentes objeto de estudio, es válido tratarlos como si estuvieran ubicados en terreno firme. En la siguiente figura se muestran las condiciones de apoyo de los modelos.



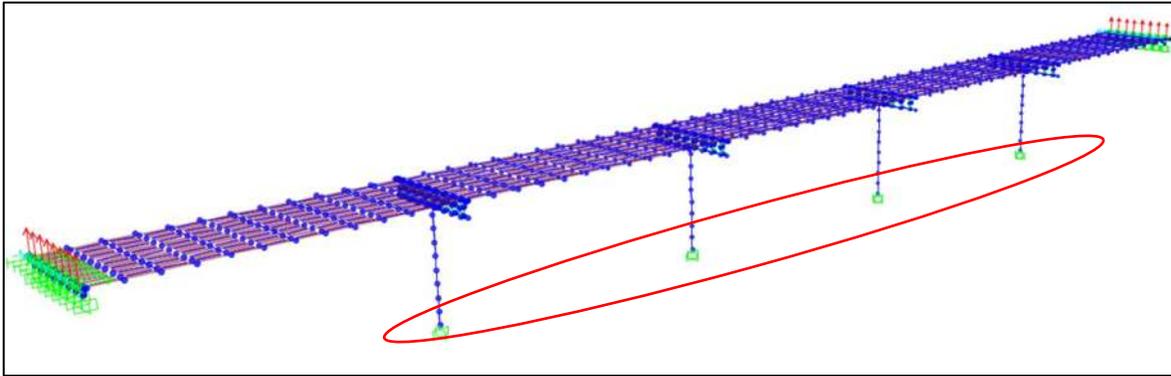


Figura 3.35 Modelo de puente en software y ubicación de los empotramientos.

### 3.6 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Finalmente, los materiales utilizados en la construcción del puente estarán basados principalmente en el concreto, que es el material más común en la mayoría de los puentes en México. En la siguiente tabla se presenta un resumen de las características de los materiales para cada elemento del puente.

Tabla 3.5 Elementos y las características de sus materiales. Modificada de (Sánchez, 2019)

Elemento	Material	$f'_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_y$ kg/cm <sup>2</sup>	$F_u$ kg/cm <sup>2</sup>	$F_{ye}$ kg/cm <sup>2</sup>	$F_{ue}$ kg/cm <sup>2</sup>	$E$ kg/cm <sup>2</sup>		$\alpha$ mm/mm/°C	$G$ kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>
Columna	Concreto	250	-----	-----	-----	-----	221359.44	0.2	9.90E-06	92233.098	2.403
	Acero	-----	4218.42	6327.63	4640.26	6960.39	2038901.9	0.3	1.17E-05	784193.04	7.849
Cabezal	Concreto	250	-----	-----	-----	-----	221359.44	0.2	9.90E-06	92233.098	2.403
	Acero	-----	4218.42	6327.63	4640.26	6960.39	2038901.9	0.3	1.17E-05	784193.04	7.849
Viga diafragma	Concreto	250	-----	-----	-----	-----	221359.44	0.2	9.90E-06	92233.098	2.403
	Acero	-----	4218.42	6327.63	4640.26	6960.39	2038901.9	0.3	1.17E-05	784193.04	7.849
Viga AASHTO	Concreto	350	-----	-----	-----	-----	261916.02	0.2	9.90E-06	10913.174	2.403
	Acero	-----	4218.42	6327.63	4640.26	6960.39	2038901.9	0.3	1.17E-05	784193.04	7.849
Viga Nebraska	Concreto	450	-----	-----	-----	-----	296984.85	0.2	9.90E-06	123743.69	2.403
	Acero	-----	4218.42	6327.63	4640.26	6960.39	2038901.9	0.3	1.17E-05	784193.04	7.849
Losa	Concreto	250	-----	-----	-----	-----	221359.44	0.2	9.90E-06	92233.098	2.403
	Acero	-----	4218.42	6327.63	4640.26	6960.39	2038901.9	0.3	1.17E-05	784193.04	7.849

### 3.7 COMENTARIOS FINALES

En este capítulo se presentó una breve investigación sobre los principales tipos de puentes construidos en México, así como los materiales que los componen. Con base en el manual del CALTRANS (2019), se calcularon las propiedades de cada uno de los elementos que conforman las tipologías de puentes seleccionadas para este trabajo.

Una vez determinadas dichas propiedades, se procedió a la elaboración de los distintos modelos en el programa SAP2000, con el objetivo de realizar el diseño estructural correspondiente para cada uno de ellos.



## C4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES

### 4.1 DISEÑO DE PUENTES

En México, el diseño de puentes se basa en los reglamentos de construcción vigentes, tales como las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (NTC, 2023) y el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (CFE, 2015). Sin embargo, al seleccionar las combinaciones de carga adecuadas para los modelos, nos apoyamos en las normas norteamericanas AASHTO-LRFD (AASHTO, 2020).

### 4.2 OBTENCIÓN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA MEDIANTE EL LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN (AASHTO-LRFD, 2020)

Cada una de las combinaciones de carga se multiplicará por un factor de carga correspondiente y un factor de presencia múltiple. La AASHTO indica que el efecto total de las fuerzas factorizadas se calcula utilizando la expresión 3.4.1-1 de las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD (AASHTO, 2020)).

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

La expresión anterior debe ser menor o igual a la resistencia de diseño multiplicada por el factor reductor de la resistencia ( $\phi$ ).

$$\phi R_n \geq \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Donde:

$\phi$ : Factor reductor de la resistencia, que considera la variación en las propiedades de los materiales, las dimensiones de los elementos estructurales, la calidad de la mano de obra y la variación en la resistencia.

$R_n$ : Resistencia nominal.

$\eta_i$ : Modificador de la carga.

$\gamma_i$ : Factor de carga.

$Q_i$ : Fuerza nominal.



#### 4.2.1 Estados límite

La norma AASHTO especifica que el diseño de puentes debe enfocarse en diferentes estados límite, descritos a continuación:

- **Resistencia I:** Combinación básica de carga debida al uso vehicular normal del puente sin considerar el viento.
- **Resistencia II:** Combinación de carga para vehículos especiales especificados por el propietario o con permisos especiales, sin considerar el viento.
- **Resistencia III:** Combinación de carga para el puente sometido a la velocidad de diseño del viento en su ubicación.
- **Resistencia IV:** Combinación de carga que enfatiza los efectos de la carga muerta en la superestructura del puente.
- **Resistencia V:** Combinación de carga para el uso normal del puente bajo viento de hasta 129 km/h (80 mph).
- **Evento extremo I:** Combinación de carga que incluye sismo; el factor de carga para carga viva por sismo será determinado en las bases del proyecto.
- **Evento extremo II:** Combinación de carga que incluye nieve, colisiones de vehículos o embarcaciones, inundaciones y otros eventos hidráulicos con carga viva de corta duración.
- **Servicio I:** Combinación de carga para el uso operacional normal del puente con vientos de hasta 113 km/h (70 mph), y para el control del espesor de grietas en estructura de concreto reforzado.
- **Servicio II:** Combinación de carga para controlar la fluencia en elementos de acero y el deslizamiento en sus conexiones.



- **Servicio III:** Combinación de carga para controlar el agrietamiento en elementos preesforzados mediante un análisis longitudinal de tensiones.
- **Servicio IV:** Combinación de carga para controlar el agrietamiento en columnas preesforzadas.
- **Fatiga I:** Combinación de carga debida a la carga continua que induce fatiga y fractura.
- **Fatiga II:** Combinación de carga debida a la carga finita que induce fatiga y fractura.

Dado que México se ubica en zona con alta actividad sísmica, como se explicó en el capítulo 2, las condiciones sísmicas rigen el diseño de puentes en gran parte del territorio nacional. La AASHTO considera la carga sísmica en el estado límite de 'Evento extremo I'; por tanto, el diseño de los puentes en este trabajo se realizará utilizando este estado límite junto con el de "Resistencia I".

#### 4.2.2 Factores de carga y resistencia

Los factores de carga y resistencia consideran la variabilidad de las cargas y la probabilidad de ocurrencia simultánea de varias de ellas. En cada combinación de carga, estas serán multiplicadas por el factor de carga correspondiente al tipo de carga y por el factor de presencia múltiple.

Para comenzar, se contemplan dos tipos de cargas actuantes sobre los puentes que serán utilizadas:

- **Cargas permanentes:** Incluyen los elementos designados en la AASHTO como DC (referente al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales) y DW (peso de la superficie de rodamiento).
- **Cargas transitorias:** EQ (carga debida a sismo), IM (factor de amplificación dinámica) y LL (carga vehicular).

Los factores de carga para cada tipo de carga son especificados por la AASHTO-LRFD (AASHTO, 2020) en la tabla de combinaciones y factores de carga (Tabla 3.4.1-1 de AASHTO-LRFD 2020). A continuación, se presenta un extracto de esa



tabla, ya que solo se utilizarán los factores correspondientes a los estados límites previamente seleccionados.

Tabla 4.1 Combinaciones y factores de carga según AASHTO-LRFD. Adaptada de LRFD Bridge design specifications, 2020 (AASHTO, 2020).

Estados límite	Cargas permanentes		Cargas transitorias		
	DC	DW	LL	IM	EQ
Resistencia I	$\gamma_p$	$\gamma_p$	1.75	1.75	-
Evento extremo I	1.0	1.0	-	-	$\gamma_{EQ}$

El valor de  $\gamma_p$  (factor modificador de carga) varía según el tipo de carga permanente en cuestión. Dado que solo se consideran las cargas DW y DC, se manejarán únicamente cuatro valores (dos para máximo y dos para mínimo), de acuerdo con la Tabla 3.4.1-2 de AASHTO-LRFD 2020.

Tabla 4.2 Factores de carga según AASHTO-LRFD. Adaptada de LRFD Bridge design specifications, 2020 (AASHTO, 2020).

Tipo de carga	Factores de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes estructurales y accesorios	1.25	0.90
DW: Superficie de rodamiento	1.50	0.65

#### 4.2.3 Factor de amplificación dinámico

La fuerza centrífuga y el frenado generados por los vehículos que transitan por el puente provocan una amplificación de la carga vehicular. Este incremento se detalla en la Tabla 4.3 (Tabla 3.6.2.1-1 del AASHTO-LRFD 2020).

Tabla 4.3 Factores de amplificación dinámica para carga vehicular según la AASHTO-LRFD. Adaptada de las especificaciones de diseño de puentes LRFD (AASHTO, 2020).

Componente	IM (%)
Juntas-Todos los estados límite	75
Todos los demás componentes:	
Estado límite de fractura y fatiga	15
Todos los demás estados límites	33



Este factor solo afectará a la carga vehicular y se sumará a esta carga, es decir, se añadirá de la siguiente manera:

$$\left(1 + \frac{IM}{100}\right)$$

Dado que solo se trabajará con los estados límite de Resistencia 1 y Evento Extremo 1, se considerará un valor del 33%.

#### 4.2.4 Factor de presencia múltiple

Este factor considera la posible presencia de más de un vehículo sobre múltiples carriles. Los valores de este factor se especifican en la siguiente tabla (Tabla 3.6.1.1.2-1 del AASHTO-LRFD 2020).

Tabla 4.4 Factores de presencia múltiple para carga vehicular según la AASHTO-LRFD. Adaptada de las Especificaciones de Diseño de Puentes LRFD (AASHTO, 2020).

Número de carriles cargados	Factores de presencia múltiple, m.
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

#### 4.2.5 Factor modificador de carga

Este factor considera tres aspectos importantes del puente: la ductilidad, la redundancia y la importancia de este. Existen dos ecuaciones para calcular este factor modificador, las cuales dependen del valor de  $\gamma_i$ .

Para cargas con un valor máximo de  $\gamma_i$ :

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Para cargas con un valor mínimo de  $\gamma_i$ :

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$



Donde:

$\eta_D$ : Factor relacionado con la ductilidad.

$\eta_R$ : Factor relacionado con la redundancia.

$\eta_I$ : Factor relacionado con la importancia operacional.

#### 4.2.5.1 Factor relacionado con la ductilidad

La AASHTO (AASHTO, 2020) establece que el sistema estructural de un puente debe garantizar deformaciones inelásticas visibles antes de la falla para los estados límite de resistencia y evento extremo. Por lo tanto, se tienen distintos valores del factor relacionado con la ductilidad para los diferentes estados límite:

Tabla 4.5 Valores del factor relacionado con la ductilidad de la AASHTO-LRFD. Información extraída de las especificaciones de diseño de puentes LRFD (AASHTO, 2020).

Factor relacionado con la ductilidad ( $\eta_D$ )	Para
$\geq 1.05$	Componentes no dúctiles y conexiones
$= 1.00$	Diseños convencionales y detalles cumpliendo con las especificaciones
$\geq 0.95$	Para componentes y conexiones con medidas para mejorar la ductilidad

Los valores de la tabla anterior son aplicables al estado límite de resistencia, mientras que, para los demás estados, el valor del factor será igual a 1.0.

#### 4.2.5.2 Factor relacionado con la redundancia

Es esencial que las estructuras sean redundantes, lo que significa que la falla de cualquier elemento no debe causar el colapso total de la estructura. La AASHTO (AASHTO, 2020) establece que las estructuras deben contar con múltiples vías para soportar la carga a la que estará sometida. A continuación, se presentan los valores de este factor según el nivel de redundancia del puente.

Tabla 4.6 Valores del factor relacionado con la redundancia según la AASHTO-LRFD. Información tomada de las LRFD Bridge design specifications (AASHTO, 2020).



Factor relacionado con la redundancia ( $\eta_R$ )	Para
$\geq 1.05$	Miembros no redundantes
$= 1.00$	Niveles convencionales de redundancia
$\geq 0.95$	Niveles excepcionales de redundancia

Los valores de la tabla anterior son aplicables únicamente para el estado límite de resistencia; para los demás estados límite, el valor del factor será igual a 1.0.

#### 4.2.5.3 Factor relacionado con la importancia operacional

Este factor se relaciona con la importancia de mantener el funcionamiento del puente, ya que su colapso podría ocasionar dificultades significativas en la comunicación entre comunidades y afectar el comercio y los servicios entre distintos lugares. A continuación, se presenta la tabla con los valores asignados a este factor.

Tabla 4.7 Valores del factor relacionado con la importancia operacional de la AASHTO-LRFD. Información tomada de LRFD Bridge design specifications (AASHTO, 2020).

Factor relacionado con la importancia operacional ( $\eta_I$ )	Para
$\geq 1.05$	Puentes esenciales
$= 1.00$	Puentes típicos
$\geq 0.95$	Puentes de poca importancia

De manera similar a los factores anteriores, esta tabla solo es aplicable al estado límite de resistencia; para los demás estados límite, el valor de este factor será igual a 1.0.



### 4.3 COMBINACIONES DE CARGA

Para definir las combinaciones de carga a utilizar, es necesario establecer primero los factores. En el caso específico de esta tesis, se emplearán tres valores distintos de  $Q$ , es decir, se utilizarán diferentes niveles de ductilidad ( $Q = 2, 3$  y  $4$ ).

#### 4.3.1 Factores modificadores de carga

El uso de distintos niveles de ductilidad implica la aplicación de diferentes valores del factor relacionado con la ductilidad, así como la consideración de los dos estados límite en los que se trabajará.

- **Resistencia I:**

- $Q = 2$

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = (1.05)(1.0)(1.05) = 1.1025$$

- $Q = 3$

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = (1.0)(1.0)(1.05) = 1.05$$

- $Q = 4$

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = (0.95)(1.0)(1.05) = 0.9975$$

- **Evento extremo I:**

- $Q = 2$

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = (1.0)(1.0)(1.05) = 1.05$$

- $Q = 3$

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = (1.0)(1.0)(1.05) = 1.05$$

- $Q = 4$

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = (1.0)(1.0)(1.05) = 1.05$$



#### 4.3.2 Obtención de las combinaciones de carga

- **Resistencia I:**

Factores de carga permanente:

- $Q = 2$

$$\eta_i = 1.1025$$

$$\gamma_i = 1.25$$

$$Q_i = DC + DW$$

- $Q = 3$

$$\eta_i = 1.00$$

$$\gamma_i = 1.25$$

$$Q_i = DC + DW$$

- $Q = 4$

$$\eta_i = 0.9975$$

$$\gamma_i = 1.25$$

$$Q_i = DC + DW$$

Factores de carga transitoria:

- $Q = 2$

$$\eta_i = 1.1025$$

$$\gamma_i = 1.75$$

$$Q_i = \left(1 + \frac{IM}{100}\right) = 1.33LL$$



- $Q = 3$

$$\eta_i = 1.05$$

$$\gamma_i = 1.75$$

$$Q_i = \left(1 + \frac{IM}{100}\right) = 1.33LL$$

$$\eta_i = 0.9975$$

$$\gamma_i = 1.75$$

$$Q_i = \left(1 + \frac{IM}{100}\right) = 1.33LL$$

- $Q = 4$

Combinaciones de carga:

- $Q = 2$

$$QRES I = 1.1025[1.25(DC + DW) + 1.75(1.33LL)]$$

- $Q = 3$

$$QRES I = 1.05[1.25(DC + DW) + 1.75(1.33LL)]$$

- $Q = 4$

$$QRES I = 0.9975[1.25(DC + DW) + 1.75(1.33LL)]$$

- Evento extremo I:

Factores de carga permanente:

$$\eta_i = 1.0$$

$$\gamma_i = 1.25$$

$$Q_i = DC + DW$$



Factores de carga transitoria:

$$\eta_i = 1.0$$

$$\gamma_i = 0.50$$

$$Q_i = EQ_x + 0.30EQ_y$$

$$|$$

$$0.30EQ_x + EQ_y$$

Combinaciones de carga

$$QEE_x I = 1.25(DC + DW) + 0.5(1.33LL) + EQ_x + 0.30EQ_y$$

$$QEE_y I = 1.25(DC + DW) + 0.5(1.33LL) + 0.30EQ_x + EQ_y$$

## 4.4 DISEÑO DE PUENTES EN PROGRAMA SAP2000

Como se mencionó en el capítulo anterior, los modelos de los puentes son los mismos que se utilizaron en el trabajo “La sobrerresistencia en puentes mexicanos de concreto reforzado” (Sánchez, 2019). Se realizaron modificaciones en los modelos en SAP2000 en las combinaciones de carga de carga originales, introduciendo las nuevas combinaciones que se acaban de obtener.

### 4.4.1 Cargas de diseño de los puentes

Ahora se procede a definir las cargas a las que estarán sometidos los puentes. Estas acciones incluyen las cargas permanentes, o cargas muertas, que siempre estarán presentes a lo largo de la vida del puente; las cargas vivas, que en una estructura de tipo vial serán de naturaleza vehicular; y, por último, las cargas accidentales, que, como se discutió en el capítulo 2, serán de tipo sísmico, dado que estas son las que predominan en el diseño en México.

#### 4.4.1.1 Cargas permanentes

Estas cargas se deben al peso propio de la estructura y de sus elementos, tanto estructurales como no estructurales. Esto incluye las guarniciones de concreto y la



carpeta asfáltica, que se incorporan al modelo como una carga distribuida a lo largo del tablero.

#### 4.4.1.2 Cargas vehiculares

Las cargas vehiculares de diseño han evolucionado con el tiempo, adaptándose a las necesidades contemporáneas del tránsito y el comercio. Las más recientes corresponden a las establecidas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), que define tres tipos de cargas vehiculares consideradas en el cálculo estructural de puentes: T3-S2-R4, T3-S3 y HS-20. En la figura 4.1 se presentan las cargas puntuales y la distancia entre ejes correspondiente.

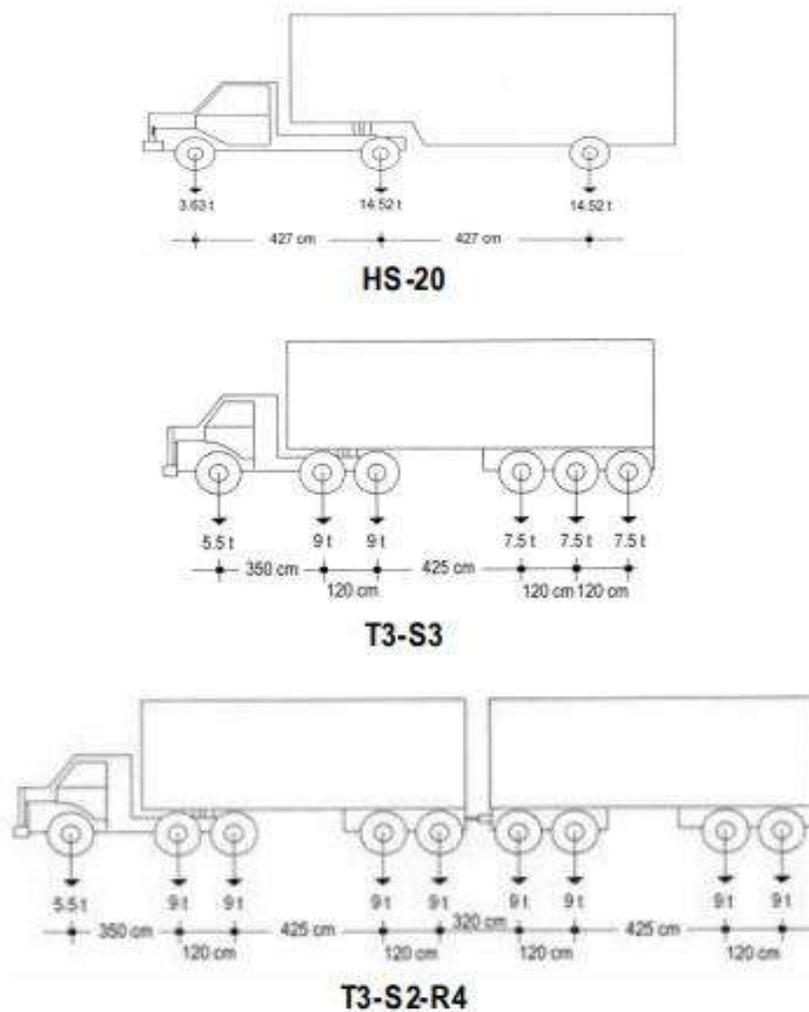


Figura 4.1 Cargas y dimensiones de los vehículos de diseño para puentes. Tomado de "Diseño de puentes con elementos prefabricados y presforzados" [Ilustración], por Anippac. (<https://anippac.org.mx/demos/cap03.pdf>)

#### 4.4.1.3 Cargas por sismo

Estas cargas dependen de diversas condiciones, principalmente de la ubicación de los puentes con respecto a las zonas sísmicas. Para este caso en particular, se seleccionaron tres localidades, cada una situada en una zona sísmica diferente. Al igual que en el estudio “La sobrerresistencia en puentes mexicanos de concreto reforzado” (Sánchez, 2019), se eligieron los municipios de Tlalnepantla, Morelos, como la zona de baja sismicidad; Apatzingán, Michoacán, como la zona de sismicidad intermedia; y Lázaro Cárdenas, Michoacán, como la zona de alta sismicidad.

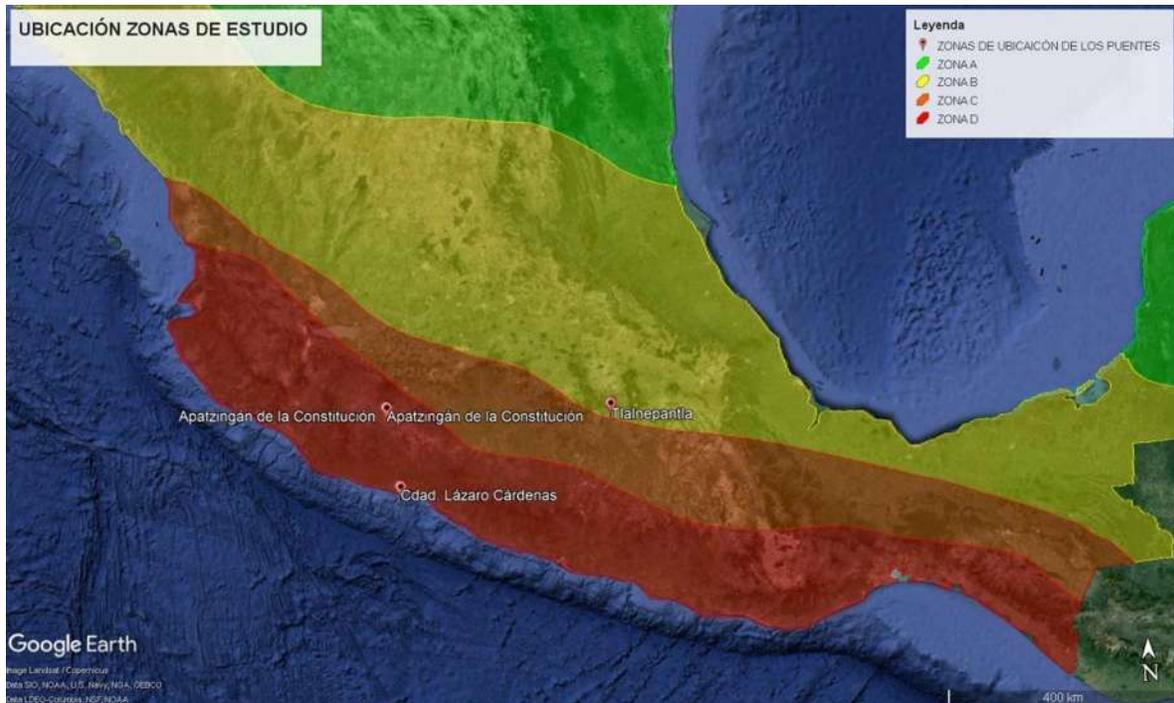


Figura 4.2 Ubicación de las zonas de estudio con respecto a las zonas sísmicas de México (Google, 2024).

A continuación, se presentan los espectros de diseño de las zonas seleccionadas. Estos fueron obtenidos del PRODISIS (Programa de Diseño Sísmico, CFE, 2015) y se elaboraron teniendo en cuenta la clasificación por importancia estructural del Manual de Obras Civiles (CFE, 2015).

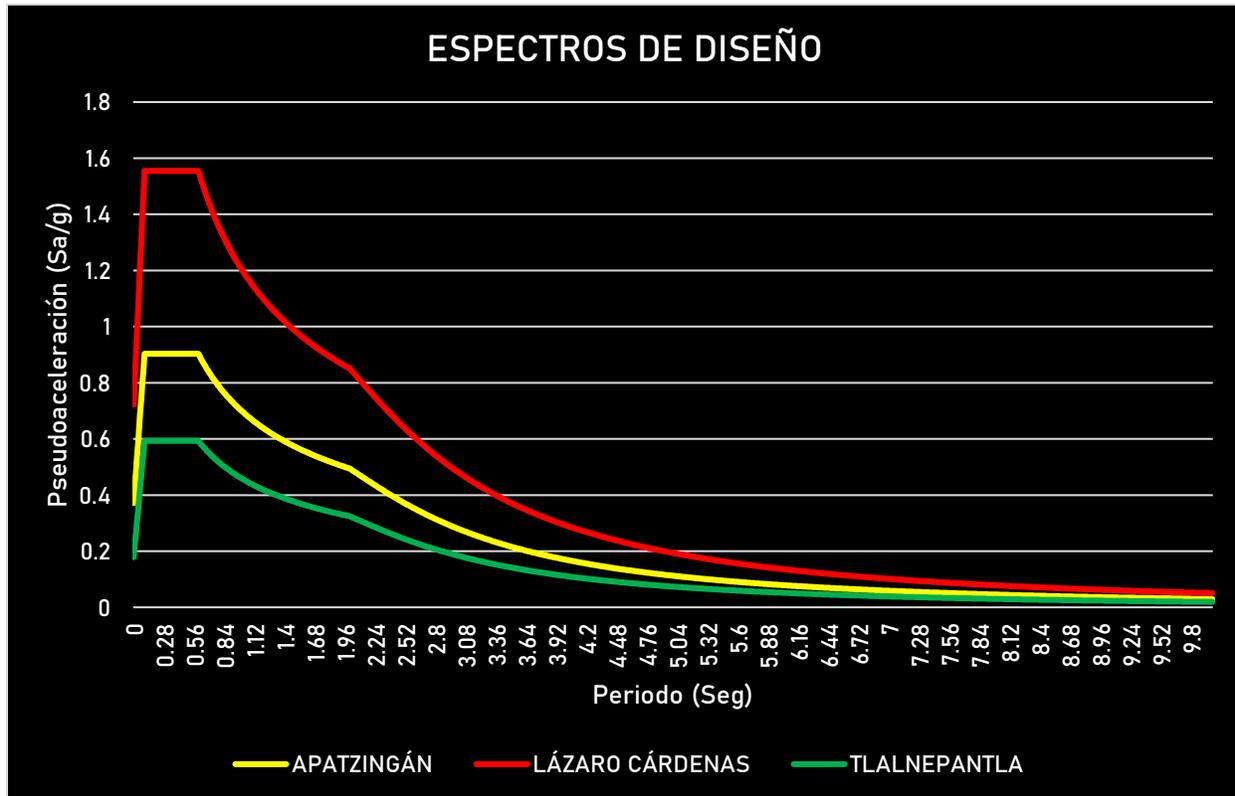


Figura 4.3 Espectros de diseño para las zonas de estudio. Obtenidos del programa PRODISIS (CFE, 2015).

#### 4.4.1.3.1 Reducción del espectro de diseño

De acuerdo con el MDOC (CFE, 2015), el espectro de diseño transparente debe verse afectado por los factores de sobrerresistencia y ductilidad. Dado que el objetivo de este trabajo es evaluar distintos valores del factor  $Q$ , se obtendrán diferentes valores de  $Q'$  para reducir cada uno de los tres espectros. El factor de importancia estructural ya influye en el espectro desde el PRODISIS, y el factor de sobrerresistencia es igual a 1.5, conforme a lo establecido en el MDOC para estructuras tipo puente (CFE, 2015).

El factor de ductilidad se define mediante las siguientes dos ecuaciones:



$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta(T_e, \zeta_e) T_e}{k T_b}}; & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta(T_e, \zeta_e) p(T_e, \zeta_e)}{k}}; & \text{si } T_e > T_b \end{cases}$$

Donde:

Q: Factor de comportamiento sísmico.

T<sub>b</sub>: Límite inferior de la meseta del espectro de diseño.

K: Parámetro que controla la caída del espectro.

P<sub>b</sub> (T<sub>e</sub>): Factor utilizado para definir la variación del espectro en la rama descendente.

El factor K depende de la zona sísmica en la que se ubica la estructura y del tipo de suelo donde se situará el puente. Esta relación está especificada en la tabla 1.12 del MDOC (CFE, 2015).

Tabla 4.8 Valores del parámetro que controla la caída del espectro. Información tomada del Manual de Diseño de Obras Civiles (CFE, 2015).

ZONA	TIPO DE TERRENO	K
A	I	1.5
	II	1.0
	III	0.5
B	I	1.5
	II	1.0
	III	0.5
C	I	1.5
	II	1.0
	III	0.5
D	I	1.5
	II	1.0
	III	0.5



- **Tlalnepantla, Morelos (TR=405 años):** Esta es la zona seleccionada como de baja sismicidad y se encuentra dentro de la zona B en la regionalización sísmica del país. De acuerdo con el periodo en el que termina la meseta del espectro, corresponde a un tipo de terreno I, lo que establece un valor de  $k = 1.5$ .
- **Apatzingán, Michoacán (TR=352.35 años):** Esta es la zona seleccionada como de sismicidad intermedia y se encuentra dentro de la zona D en la regionalización sísmica del país. De acuerdo con el periodo en el que termina la meseta del espectro, corresponde a un tipo de terreno I, con un valor de  $k = 1.5$ .
- **Lázaro Cárdenas, Michoacán (TR=190.46 años):** Seleccionada como zona de alta sismicidad, se encuentra también en la zona D según la regionalización sísmica. Su periodo de meseta en el espectro corresponde a un tipo de terreno I, asignándole un valor de  $k = 1.5$ .

Las siguientes figuras (Figuras 4.4, 4.5 y 4.6) muestran los espectros transparentes de cada una de las zonas de estudio (Tlalnepantla, Apatzingán y Lázaro Cárdenas), así como los espectros reducidos para los distintos niveles de Q (2, 3 y 4).

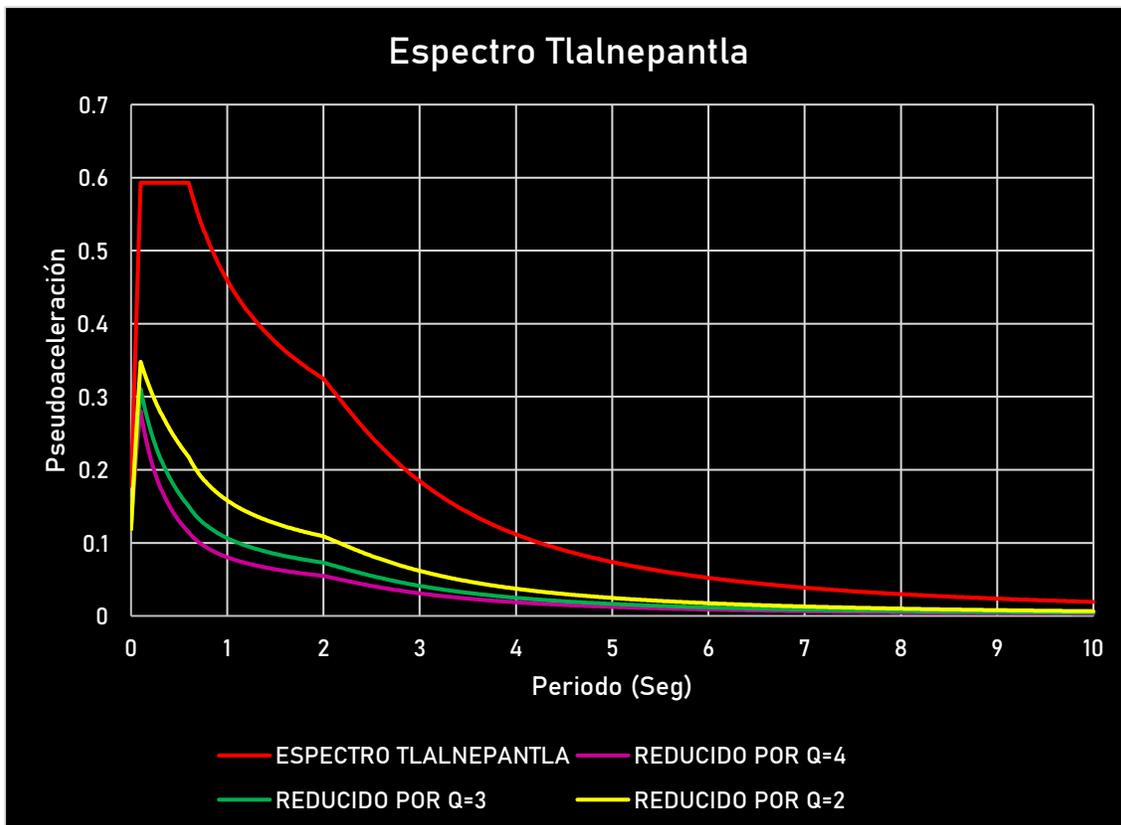


Figura 4.4 Espectro transparente de Tlalnepantla, Morelos y espectros reducidos por Q=2, 3 y 4.

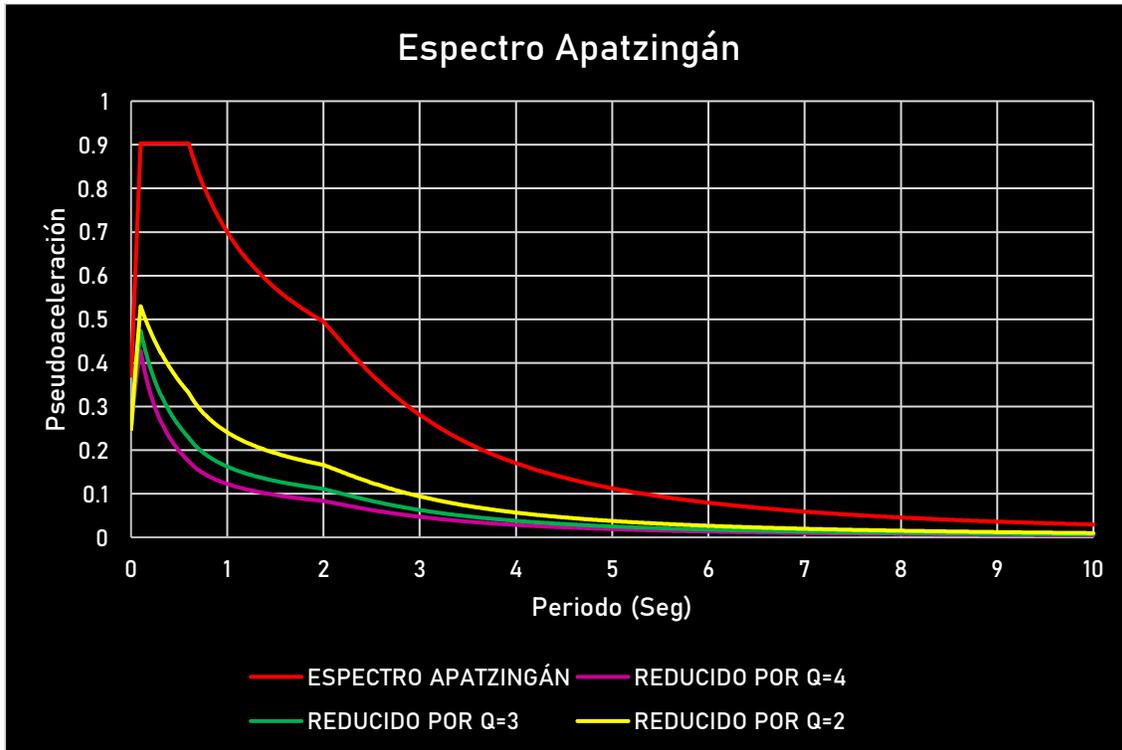


Figura 4.5 Espectro transparente de Apatzingán, Michoacán y espectros reducidos por Q=2, 3 y 4.

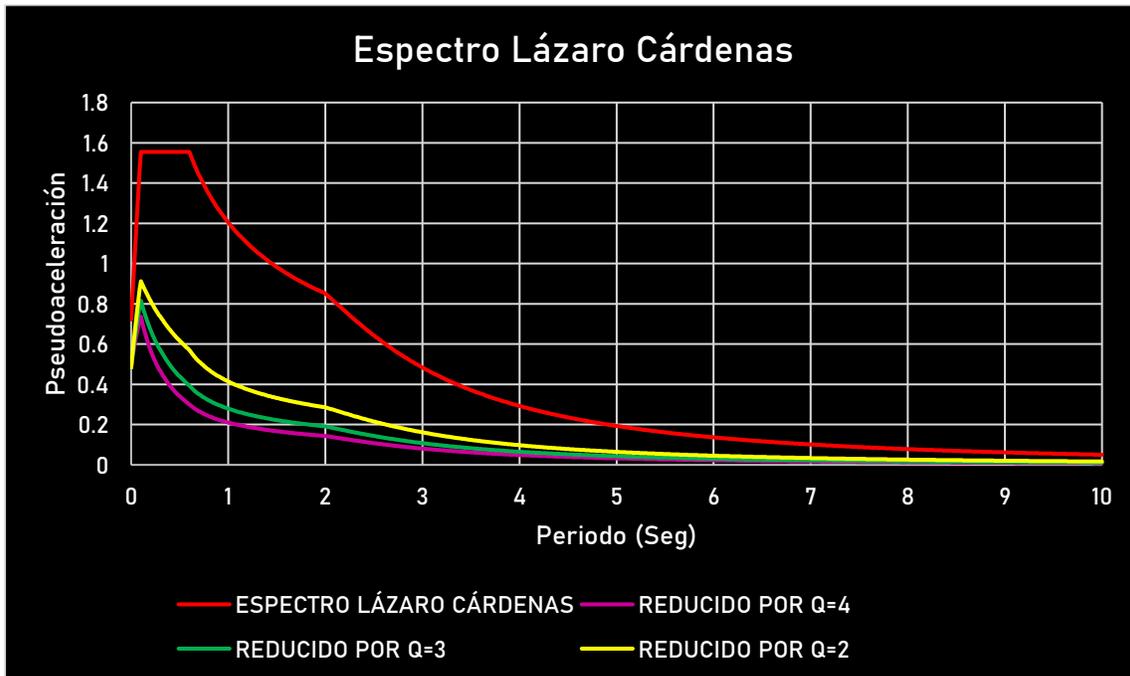


Figura 4.6 Espectro transparente de Lázaro Cárdenas, Michoacán y espectros reducidos por Q=2, 3 y 4.



En las figuras anteriores, se observa una disminución más significativa al pasar el valor de  $Q$  de 2 a 3, en comparación con la reducción al cambiar de 3 a 4. Este patrón se presenta de manera consistente en las tres localidades estudiadas.

#### 4.5 DISEÑO DE LOS PUENTES

A continuación, se presentan las tablas con los resultados del diseño de los distintos puentes, considerando sus respectivos factores de comportamiento sísmico.

En cada una de ellas se tienen las dimensiones de las columnas de las pilas, el ancho del cabezal, el armado longitudinal y transversal con sus respectivos porcentajes de área de acero y, por último, la clave de cada puente.

- Resultados del diseño de los puentes con  $Q = 2$



Tabla 4.9 Armado de pilas de puentes diseñados con Q = 2

Longitud del claro (m)	Altura de pila (m)	Zona	Diámetro columna (m)	Ancho (m)	No#Var	% acero	#Var@cm	Puente
30	5	Tlalnepantla	0.85	1.25	34 # 8	3.01	4 @ 14	M30P05-1
		Apatzingán	1.00	1.4	50 # 8	3.17	4 @ 12	M30P05-2
		Lázaro C	1.25	1.65	46 # 10	2.93	5 @ 15	M30P05-3
50		Tlalnepantla	0.95	1.35	42 # 8	2.97	4 @ 13	M50P05-1
		Apatzingán	1.10	1.5	54 # 8	2.85	4 @ 11	M50P05-2
		Lázaro C	1.30	1.7	48 # 10	2.84	5 @ 15	M50P05-3
30	5	Tlalnepantla	1.50	1.9	50 # 12	3.18	6 @ 18	C30P05-1
		Apatzingán	1.75	2.15	62 # 12	2.91	6 @ 16	C30P05-2
		Lázaro C	2.15	2.55	79 # 12	2.47	6 @ 10	C30P05-3
50		Tlalnepantla	1.65	2.05	56 # 12	2.97	6 @ 17	C50P05-1
		Apatzingán	1.85	2.25	70 # 12	2.93	6 @ 15	C50P05-2
		Lázaro C	2.25	2.65	85 # 12	2.41	6 @ 10	C50P05-3
30	10	Tlalnepantla	0.95	1.35	41 # 8	2.89	4 @ 13	M30P10-1
		Apatzingán	1.10	1.5	54 # 8	2.86	4 @ 11	M30P10-2
		Lázaro C	1.50	1.9	64 # 10	2.85	5 @ 13	M30P10-3
50		Tlalnepantla	1.00	1.4	51 # 8	3.28	4 @ 12	M50P10-1
		Apatzingán	1.20	1.6	45 # 10	3.13	5 @ 16	M50P10-2
		Lázaro C	1.55	1.95	71 # 10	2.96	5 @ 12	M50P10-3
30	10	Tlalnepantla	1.75	2.15	57 # 12	2.7	6 @ 16	C30P10-1
		Apatzingán	2.15	2.55	79 # 12	2.47	6 @ 13	C30P10-2
		Lázaro C	2.75	3.15	## # 12	1.95	6 @ 10	C30P10-3
50		Tlalnepantla	1.90	2.3	67 # 12	2.69	6 @ 15	C50P10-1
		Apatzingán	2.25	2.65	85 # 12	2.41	6 @ 12	C50P10-2
		Lázaro C	2.80	3.2	## # 12	1.94	6 @ 9	C50P10-3
30	15	Tlalnepantla	1.10	1.5	51 # 8	2.71	4 @ 11	M30P15-1
		Apatzingán	1.20	1.6	49 # 10	3.37	5 @ 16	M30P15-2
		Lázaro C	1.60	2	51 # 12	2.89	6 @ 17	M30P15-3
50		Tlalnepantla	1.15	1.55	61 # 8	2.96	4 @ 11	M50P15-1
		Apatzingán	1.30	1.7	47 # 10	2.75	5 @ 15	M50P15-2
		Lázaro C	1.75	2.15	60 # 12	2.81	6 @ 16	M50P15-3
30	15	Tlalnepantla	1.90	2.3	70 # 12	2.8	6 @ 15	C30P15-1
		Apatzingán	2.25	2.65	## # 12	2.9	6 @ 12	C30P15-2
		Lázaro C	2.80	3.2	## # 12	3.06	6 @ 10	C30P15-3
50		Tlalnepantla	1.90	2.3	72 # 12	2.89	6 @ 15	C50P15-1
		Apatzingán	2.30	2.7	## # 12	2.94	6 @ 12	C50P15-2
		Lázaro C	2.90	3.3	## # 12	2.84	6 @ 10	C50P15-3
30	20	Tlalnepantla	1.20	1.6	47 # 10	3.28	5 @ 16	M30P20-1
		Apatzingán	1.40	1.8	56 # 10	2.84	5 @ 14	M30P20-2
		Lázaro C	1.70	2.1	57 # 12	2.86	6 @ 16	M30P20-3
50		Tlalnepantla	1.30	1.7	48 # 10	2.83	5 @ 15	M50P20-1
		Apatzingán	1.45	1.85	60 # 10	2.87	5 @ 13	M50P20-2
		Lázaro C	1.80	2.2	64 # 12	2.83	6 @ 15	M50P20-3
30	20	Tlalnepantla	2.00	2.4	80 # 12	2.88	6 @ 14	C30P20-1
		Apatzingán	2.30	2.7	111 # 12	3.03	6 @ 12	C30P20-2
		Lázaro C	3.10	3.5	191 # 12	2.88	6 @ 9	C30P20-3
50		Tlalnepantla	1.90	2.3	70 # 12	2.81	6 @ 15	C50P20-1
		Apatzingán	2.40	2.8	111 # 12	2.79	6 @ 12	C50P20-2
		Lázaro C	3.15	3.55	## # 12	2.86	6 @ 9	C50P20-3

- Resultados del diseño de los puentes con Q = 3



Tabla 4.10 Armado de pilas de puentes diseñados con  $Q = 3$ 

Longitud del claro (m)	Altura de pila (m)	Zona	Diámetro columna (m)	Cabezal		Longitudinal		Transversal		Puente
				Ancho (m)	No#Var	% acero	#Var@cm			
30	5	Tlalnepantla	0.70	1.1	25 # 8	3.17	4 @ 17	M30P05-1		
		Apatzingán	0.85	2.1	36 # 8	3.15	4 @ 14	M30P05-2		
		Lázaro C	1.05	3.1	36 # 10	3.28	5 @ 18	M30P05-3		
50		Tlalnepantla	0.80	4.1	34 # 8	3.41	4 @ 15	M50P05-1		
		Apatzingán	0.95	5.1	43 # 8	3.07	4 @ 13	M50P05-2		
		Lázaro C	1.15	6.1	59 # 8	2.84	4 @ 11	M50P05-3		
30	5	Tlalnepantla	1.30	8.1	55 # 10	3.28	5 @ 15	C30P05-1		
		Apatzingán	1.55	9.1	69 # 10	2.87	5 @ 12	C30P05-2		
		Lázaro C	1.85	10.1	67 # 12	2.8	6 @ 15	C30P05-3		
50		Tlalnepantla	1.50	11.1	64 # 10	2.84	5 @ 13	C50P05-1		
		Apatzingán	1.65	12.1	58 # 12	3.05	6 @ 17	C50P05-2		
		Lázaro C	1.95	13.1	73 # 12	2.75	6 @ 13	C50P05-3		
30	10	Tlalnepantla	0.85	15.1	34 # 8	3.03	4 @ 13	M30P10-1		
		Apatzingán	0.95	16.1	42 # 8	2.99	4 @ 13	M30P10-2		
		Lázaro C	1.20	17.1	41 # 10	2.87	5 @ 16	M30P10-3		
50		Tlalnepantla	0.95	18.1	35 # 8	2.45	4 @ 13	M50P10-1		
		Apatzingán	1.00	19.1	53 # 8	3.4	4 @ 11	M50P10-2		
		Lázaro C	1.35	20.1	50 # 10	2.73	5 @ 14	M50P10-3		
30	10	Tlalnepantla	1.45	22.1	62 # 10	2.93	5 @ 13	C30P10-1		
		Apatzingán	1.75	23.1	59 # 12	2.77	6 @ 16	C30P10-2		
		Lázaro C	2.30	24.1	87 # 12	2.38	6 @ 12	C30P10-3		
50		Tlalnepantla	1.60	25.1	52 # 12	2.94	6 @ 17	C50P10-1		
		Apatzingán	1.90	26.1	69 # 12	2.76	6 @ 15	C50P10-2		
		Lázaro C	2.30	27.1	99 # 12	2.7	6 @ 12	C50P10-3		
30	15	Tlalnepantla	1.00	29.1	40 # 8	2.54	4 @ 12	M30P15-1		
		Apatzingán	1.10	30.1	53 # 8	2.8	4 @ 11	M30P15-2		
		Lázaro C	1.30	31.1	48 # 10	2.83	5 @ 15	M30P15-3		
50		Tlalnepantla	1.05	32.1	52 # 8	3.04	4 @ 12	M50P15-1		
		Apatzingán	1.15	33.1	63 # 8	3.05	4 @ 11	M50P15-2		
		Lázaro C	1.35	34.1	51 # 10	2.82	5 @ 14	M50P15-3		
30	15	Tlalnepantla	1.45	36.1	59 # 10	2.81	5 @ 13	C30P15-1		
		Apatzingán	1.90	37.1	69 # 12	2.75	6 @ 15	C30P15-2		
		Lázaro C	2.35	38.1	118 # 12	3.09	6 @ 12	C30P15-3		
50		Tlalnepantla	1.60	39.1	53 # 12	2.97	6 @ 17	C50P15-1		
		Apatzingán	1.90	40.1	74 # 12	2.95	6 @ 15	C50P15-2		
		Lázaro C	2.40	41.1	124 # 12	3.1	6 @ 12	C50P15-3		
30	20	Tlalnepantla	1.10	43.1	55 # 8	2.93	4 @ 11	M30P20-1		
		Apatzingán	1.20	44.1	49 # 10	3.39	5 @ 16	M30P20-2		
		Lázaro C	1.45	45.1	63 # 10	2.98	5 @ 13	M30P20-3		
50		Tlalnepantla	1.20	46.1	61 # 8	2.7	4 @ 10	M50P20-1		
		Apatzingán	1.30	47.1	76 # 8	2.9	4 @ 10	M50P20-2		
		Lázaro C	1.50	48.1	67 # 10	2.98	5 @ 13	M50P20-3		
30	20	Tlalnepantla	1.45	50.1	64 # 10	3.05	5 @ 13	C30P20-1		
		Apatzingán	1.70	51.1	57 # 12	2.82	6 @ 16	C30P20-2		
		Lázaro C	2.50	52.1	135 # 12	3.12	6 @ 11	C30P20-3		
50		Tlalnepantla	1.65	53.1	61 # 12	3.24	6 @ 17	C50P20-1		
		Apatzingán	1.90	54.1	72 # 12	2.87	6 @ 15	C50P20-2		
		Lázaro C	2.50	55.1	129 # 12	2.98	6 @ 11	C50P20-3		



- Resultados del diseño de los puentes con  $Q = 4$

Tabla 4.11 Armado de pilas de puentes diseñados con  $Q = 4$ 

Longitud del claro (m)	Altura de pila (m)	Zona	Diámetro columna (m)	Cabezal		Longitudinal		Transversal	Puente
				Ancho (m)	No#Var	% acero	#Var@cm		
30	5	Tlalnepantla	0.65	1.05	35 # 6	2.96	3 @ 11	M30P05-1	
		Apatzingán	0.75	1.15	49 # 6	3.1	3 @ 9	M30P05-2	
		Lázaro C	0.95	1.35	44 # 8	3.14	4 @ 13	M30P05-3	
50		Tlalnepantla	0.75	1.15	25 # 8	2.85	4 @ 16	M50P05-1	
		Apatzingán	0.85	1.25	37 # 8	3.27	4 @ 14	M50P05-2	
		Lázaro C	1.05	1.45	50 # 8	2.87	4 @ 12	M50P05-3	
30	5	Tlalnepantla	1.20	1.6	44 # 10	3.07	5 @ 16	C30P05-1	
		Apatzingán	1.40	1.8	57 # 10	2.91	5 @ 14	C30P05-2	
		Lázaro C	1.65	2.05	59 # 12	3.14	6 @ 17	C30P05-3	
50		Tlalnepantla	1.40	1.8	55 # 10	2.8	5 @ 14	C50P05-1	
		Apatzingán	1.55	1.95	69 # 10	2.87	5 @ 12	C50P05-2	
		Lázaro C	1.80	2.2	63 # 12	2.79	6 @ 15	C50P05-3	
30	10	Tlalnepantla	0.80	1.2	30 # 8	2.95	4 @ 15	M30P10-1	
		Apatzingán	0.90	1.3	34 # 8	2.65	4 @ 14	M30P10-2	
		Lázaro C	1.05	1.45	46 # 8	2.67	4 @ 12	M30P10-3	
50		Tlalnepantla	0.90	1.3	30 # 8	2.36	4 @ 14	M50P10-1	
		Apatzingán	0.95	1.35	43 # 8	3.03	4 @ 13	M50P10-2	
		Lázaro C	1.15	1.55	59 # 8	2.84	4 @ 11	M50P10-3	
30	10	Tlalnepantla	1.25	1.65	49 # 10	3.12	5 @ 15	C30P10-1	
		Apatzingán	1.50	1.9	71 # 10	3.14	5 @ 13	C30P10-2	
		Lázaro C	1.95	2.35	73 # 12	2.76	6 @ 14	C30P10-3	
50		Tlalnepantla	1.45	1.85	61 # 10	2.92	5 @ 13	C50P10-1	
		Apatzingán	1.70	2.1	57 # 12	2.82	6 @ 16	C50P10-2	
		Lázaro C	2.05	2.45	84 # 12	2.89	6 @ 13	C50P10-3	
30	15	Tlalnepantla	0.95	1.35	51 # 6	2.04	3 @ 8	M30P15-1	
		Apatzingán	1.00	1.4	46 # 8	2.94	4 @ 12	M30P15-2	
		Lázaro C	1.25	1.65	54 # 10	3.42	5 @ 19	M30P15-3	
50		Tlalnepantla	1.00	1.4	47 # 8	3.02	4 @ 12	M50P15-1	
		Apatzingán	1.10	1.5	46 # 8	2.44	4 @ 12	M50P15-2	
		Lázaro C	1.25	1.65	43 # 10	2.75	5 @ 15	M50P15-3	
30	15	Tlalnepantla	1.30	1.7	50 # 10	2.95	5 @ 15	C30P15-1	
		Apatzingán	1.55	1.95	68 # 10	2.83	5 @ 12	C30P15-2	
		Lázaro C	2.00	2.4	94 # 12	3.41	6 @ 13	C30P15-3	
50		Tlalnepantla	1.50	1.9	64 # 10	2.83	5 @ 13	C50P15-1	
		Apatzingán	1.65	2.05	60 # 12	3.17	6 @ 17	C50P15-2	
		Lázaro C	2.10	2.5	97 # 12	3.19	6 @ 13	C50P15-3	
30	20	Tlalnepantla	1.05	1.45	45 # 8	2.62	4 @ 12	M30P20-1	
		Apatzingán	1.15	1.55	57 # 8	2.78	4 @ 11	M30P20-2	
		Lázaro C	1.30	1.7	55 # 10	3.25	5 @ 15	M30P20-3	
50		Tlalnepantla	1.15	1.55	53 # 8	2.58	4 @ 11	M50P20-1	
		Apatzingán	1.20	1.6	77 # 8	3.42	4 @ 10	M50P20-2	
		Lázaro C	1.40	1.8	55 # 10	2.79	5 @ 14	M50P20-3	
30	20	Tlalnepantla	1.40	1.8	55 # 10	2.81	5 @ 14	C30P20-1	
		Apatzingán	1.50	1.9	67 # 10	2.97	5 @ 13	C30P20-2	
		Lázaro C	2.05	2.45	121 # 10	2.89	5 @ 10	C30P20-3	
50		Tlalnepantla	1.60	2	51 # 12	2.86	6 @ 17	C50P20-1	
		Apatzingán	1.70	2.1	64 # 12	3.18	6 @ 16	C50P20-2	
		Lázaro C	2.10	2.5	93 # 12	3.06	6 @ 13	C50P20-3	

En las siguientes tablas se muestran los periodos y porcentajes de participación de masas de cada uno de los puentes con el diseño mostrado anteriormente.

Tabla 4.12 Periodos y porcentajes de participación de masas de puentes de zona de alta sismicidad

Tipología	Altura de pila (m)	Q=2						Q=3						Q=4					
		Longitudinal			Transversal			Longitudinal			Transversal			Longitudinal			Transversal		
		Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa
C30	5	3	0.7687	0.7147	1	0.8048	0.6904	3	0.8073	0.7479	1	0.864	0.7044	3	0.8533	0.7714	1	0.9382	0.7011
	10	3	0.8204	0.6694	1	0.8602	0.6509	3	0.9128	0.7361	1	0.9833	0.6989	3	1.051	0.7805	1	1.179	0.7178
	15	3	0.9791	0.6995	1	1.05	0.6739	3	1.163	0.7564	1	1.301	0.7138	3	1.387	0.787	1	1.651	0.7307
	20	3	1.093	0.6841	1	1.183	0.6621	3	1.379	0.7468	1	1.599	0.7109	3	1.696	0.779	1	2.199	0.7321
C50	5	4	1.16	0.7616	1	1.22	0.7428	4	1.196	0.7695	1	1.281	0.743	3	1.226	0.78	1	1.333	0.7449
	10	3	1.221	0.7066	1	1.288	0.6915	3	1.337	0.762	1	1.453	0.734	3	1.447	0.7851	1	1.614	0.7446
	15	3	1.375	0.7169	1	1.475	0.6985	3	1.604	0.77	1	1.79	0.7376	3	1.834	0.7937	1	2.137	0.7507
	20	3	1.513	0.7041	1	1.635	0.6862	3	1.902	0.768	1	2.191	0.7365	3	2.295	0.7935	1	2.878	0.7536
M30	5	1	0.9003	0.7577	4	0.8258	0.7193	1	0.9961	0.7882	4	0.8418	0.7444	1	1.078	0.7974	4	0.8567	0.7528
	10	1	1.062	0.7312	3	0.873	0.6699	1	1.319	0.7821	3	0.9517	0.7836	1	1.523	0.7995	3	1.037	0.7697
	15	1	1.319	0.7228	3	0.9732	0.6696	1	1.649	0.766	3	1.141	0.7442	1	1.717	0.7718	3	1.186	0.7538
	20	1	1.573	0.7066	3	1.116	0.6796	1	1.848	0.7388	2	1.314	0.733	1	2.031	0.7559	2	1.506	0.7549
M50	5	1	1.884	0.7727	4	1.821	0.771	1	1.931	0.786	4	1.828	0.7804	1	1.982	0.795	4	1.836	0.7865
	10	1	2.012	0.7338	4	1.855	0.714	1	2.146	0.7646	4	1.884	0.7405	1	2.394	0.7926	4	1.944	0.767
	15	1	2.166	0.6989	4	1.903	0.6615	1	2.652	0.7706	3	2.047	0.7372	1	2.862	0.7843	3	2.122	0.7553
	20	1	2.465	0.6962	3	2.004	0.646	1	2.937	0.7498	3	2.178	0.7149	1	3.159	0.764	3	2.278	0.736

Tabla 4.13 Periodos y porcentajes de participación de masas de puentes de zona de media sismicidad

Tipología	Altura de pila (m)	Q=2						Q=3						Q=4					
		Longitudinal			Transversal			Longitudinal			Transversal			Longitudinal			Transversal		
		Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa
C30	5	3	0.8275	0.7596	1	0.8962	0.7044	3	0.8865	0.7831	1	0.993	0.6942	3	0.9551	0.7995	1	1.109	0.6779
	10	3	0.9625	0.7565	1	1.052	0.7094	3	1.174	0.7996	1	1.363	0.7206	3	1.387	0.8164	1	1.722	0.7186
	15	3	1.218	0.7664	1	1.383	0.7199	3	1.466	0.7938	1	1.79	0.7336	3	1.789	0.8119	1	2.511	0.7389
	20	3	1.51	0.7624	1	1.822	0.7217	4	1.978	0.798	1	3.019	0.7413	4	2.129	0.8071	1	3.734	0.744
C50	5	3	1.215	0.7765	1	1.314	0.7447	3	1.27	0.7908	1	1.41	0.7422	3	1.309	0.7981	1	1.482	0.7371
	10	3	1.355	0.7668	1	1.479	0.7366	2	1.54	0.7974	1	1.701	0.7576	2	1.711	0.811	1	1.921	0.76
	15	3	1.671	0.7787	1	1.888	0.7428	3	2.043	0.8055	1	2.485	0.7558	4	2.373	0.8164	1	3.132	0.759
	20	3	1.988	0.7753	1	2.328	0.7417	4	2.539	0.803	1	3.409	0.7592	4	2.802	0.8108	1	4.143	0.7631
M30	5	1	1.033	0.7952	4	0.8484	0.7512	1	1.195	0.8132	4	0.8813	0.7728	1	1.361	0.822	3	0.9239	0.788
	10	1	1.448	0.7943	3	1.003	0.76	1	1.692	0.8083	3	1.131	0.7861	1	1.785	0.812	3	1.194	0.7924
	15	1	1.788	0.7772	3	1.239	0.7624	1	1.936	0.7872	2	1.373	0.776	1	2.087	0.796	2	1.558	0.785
	20	1	1.908	0.7447	2	1.37	0.7412	1	2.154	0.7665	2	1.682	0.7652	1	2.214	0.7716	2	1.789	0.7691
M50	5	1	1.953	0.7905	4	1.831	0.7834	1	2.06	0.8041	4	1.848	0.7927	1	2.184	0.8131	4	1.868	0.7992
	10	1	2.317	0.786	4	1.926	0.7605	1	2.712	0.8094	4	2.034	0.7863	1	2.854	0.814	3	2.08	0.7923
	15	1	2.751	0.7777	3	2.082	0.7464	1	3.122	0.7958	3	2.229	0.772	1	3.274	0.8008	3	2.299	0.7795
	20	1	3.043	0.7571	3	2.224	0.7257	1	3.419	0.7764	3	2.411	0.7551	1	3.717	0.7871	3	2.597	0.7712



Tabla 4.14 Periodos y porcentajes de participación de masas de puentes de zona de baja sismicidad

Tipología	Altura de pila (m)	Q=2						Q=3						Q=4					
		Longitudinal			Transversal			Longitudinal			Transversal			Longitudinal			Transversal		
		Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa	Modo	Periodo (Seg)	% de participación n de masa
C30	5	1	0.9065	0.7887	2	0.8966	0.7142	3	1.017	0.8093	1	1.216	0.665	3	1.101	0.8171	1	1.366	0.645
	10	3	1.174	0.7996	1	1.363	0.7206	3	1.438	0.8231	1	1.817	0.7212	3	1.675	0.8271	1	2.327	0.7131
	15	4	1.466	0.7938	1	2.276	0.7321	4	1.886	0.8215	1	2.809	0.7442	4	2.033	0.8211	1	3.384	0.7392
	20	3	1.736	0.782	1	2.292	0.7338	4	2.164	0.8092	1	3.953	0.7444	4	2.196	0.8113	1	4.192	0.7447
C50	5	3	1.27	0.7908	1	1.41	0.7422	3	1.34	0.7741	1	1.54	0.7061	3	1.393	0.8086	1	1.636	0.7243
	10	3	1.54	0.7974	1	1.756	0.7474	3	1.822	0.8165	1	2.21	0.7462	3	2.024	0.823	1	2.571	0.7434
	15	3	2.043	0.8055	1	2.485	0.7558	4	2.447	0.8181	1	3.301	0.7593	4	2.603	0.8212	1	3.693	0.7596
	20	4	2.539	0.8029	1	3.409	0.7592	4	2.869	0.8125	1	4.37	0.7638	4	2.935	0.8142	1	4.618	0.7644
M30	5	1	1.195	0.8132	4	0.8813	0.7728	1	1.464	0.8253	3	0.9565	0.7952	1	1.583	0.828	3	1.001	0.8018
	10	1	1.7	0.7997	3	1.134	0.7776	1	1.883	0.8155	2	1.273	0.7972	1	1.981	0.8184	2	0.1371	0.8005
	15	1	1.936	0.7872	2	1.373	0.776	1	2.087	0.796	2	1.558	0.785	1	2.162	0.8001	2	1.677	0.7878
	20	1	2.156	0.7668	2	1.683	0.7655	1	2.271	0.7765	2	1.913	0.7723	1	2.326	0.7813	2	2.055	0.7747
M50	5	1	2.06	0.8041	4	1.848	0.7927	1	2.277	0.8077	4	1.883	0.7792	1	2.384	0.8215	4	1.903	0.8059
	10	1	2.712	0.8094	4	2.034	0.7863	1	2.854	0.814	3	2.08	0.7923	1	3.018	0.8181	3	2.139	0.798
	15	1	3.122	0.7958	3	2.229	0.772	1	3.44	0.8053	3	2.385	0.7863	1	3.621	0.8094	3	2.489	0.7923
	20	1	3.419	0.7764	3	2.412	0.7551	1	3.717	0.7871	3	2.597	0.7712	1	3.951	0.7979	3	2.742	0.7805

## 4.6 COMENTARIOS FINALES

En este capítulo se desarrolló el diseño estructural de los puentes propuestos, siguiendo normativas y manuales clave como las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (NTC 2023), el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (CFE 2015) y las especificaciones de la AASHTO-LRFD 2020. Estas guías permitieron obtener combinaciones de carga específicas para el diseño de los puentes, considerando factores de carga y resistencia, y aplicando criterios para diferentes estados límite, tales como Resistencia I y Evento Extremo I. El análisis incluyó cargas permanentes, transitorias, vehiculares y sísmicas, con factores de amplificación y presencia múltiple. Además, se utilizó el software SAP2000 para modelar y aplicar las combinaciones de carga obtenidas.

Mediante estos procedimientos y manuales, se obtuvieron resultados específicos sobre el armado y diseño de las pilas de los puentes para distintos factores de comportamiento sísmico ( $Q = 2$ ,  $Q = 3$ , y  $Q = 4$ ), adaptando los espectros de diseño sísmico de acuerdo con la ubicación geográfica de cada puente.



# C5. MODELADO Y ANÁLISIS NO LINEAL EN PERFORM3D

## 5.1 ANÁLISIS NO LINEAL

En el capítulo anterior se describió el proceso realizado para el diseño de las distintas variaciones de puentes utilizando el programa SAP2000. Dicho diseño se realizó bajo un enfoque elástico, es decir, sin considerar las propiedades no lineales de los materiales que conforman la estructura de los puentes.

Para continuar con los análisis, es necesario incorporar propiedades inelásticas en los modelos, con el fin de obtener un comportamiento estructural más cercano al real cuando la estructura se encuentra sometida a cargas sísmicas. Esto permitirá representar adecuadamente la disipación de energía (Aviram et. al., 2008).

La no linealidad de los puentes se modelará mediante la inclusión de articulaciones plásticas concentradas en las columnas de las pilas, ya que es en estas zonas donde se espera que la no linealidad se manifieste. En otras palabras, los únicos elementos con comportamiento no lineal serán las columnas, dado que el principal objetivo de esta investigación es evaluar la capacidad de ductilidad de dichos elementos.

Asimismo, para representar de manera más realista el comportamiento estructural, se empleará un análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo. Esto implica que los registros sísmicos presentados en el capítulo 2 serán utilizados como cargas dinámicas aplicadas a los modelos.

### 5.1.1 Comportamiento no lineal de la sección transversal

Para representar el comportamiento no lineal de la sección transversal, es necesario emplear uno de los métodos más comúnmente utilizados: los ciclos histéreticos.

La definición de un modelo histéretico requiere, en primer lugar, la obtención del diagrama momento-curvatura de la sección compuesta. Para ello, es fundamental establecer los modelos constitutivos de los materiales que conforman la sección del componente estructural. En este caso, al tratarse de las pilas, se consideran tres



materiales: el concreto sin confinar (ubicado en el recubrimiento de la columna de la pila), el concreto confinado (delimitado por el acero longitudinal y transversal), y el acero de refuerzo.

Una vez obtenida la curva momento-curvatura, se procede a seleccionar un modelo histerético previamente definido, que sea representativo del comportamiento del elemento bajo ciclos de carga y descarga. Existen distintos modelos histeréticos dependiendo del comportamiento esperado; en este caso, se empleará el modelo de Takeda. Este modelo presenta un comportamiento trilineal e incluye la degradación de rigidez y resistencia, así como cambios en la pendiente debido a la inversión del sentido de carga y al agrietamiento por flexión. Es ampliamente reconocido por su capacidad para representar adecuadamente el comportamiento de elementos de concreto armado.

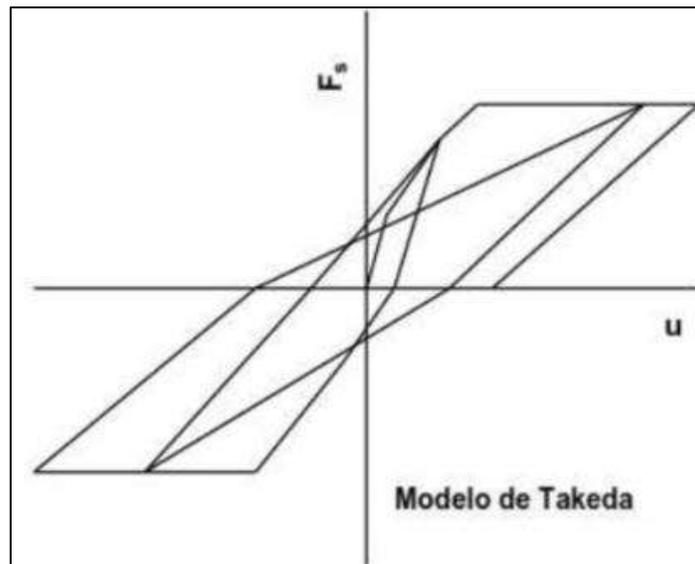


Figura 5.1 Modelo de histéresis de Takeda. (Lerna, 2013).

### 5.1.2 Articulación plástica

La articulación plástica es la zona donde se concentran las deformaciones plásticas de una estructura en una longitud determinada cuando esta es sometida a fuerzas sísmicas que provocan que el elemento supere su límite elástico.

La longitud de esta zona plástica se define mediante la ecuación propuesta por Paulay y Priestley (1992), la cual depende de la longitud del elemento de concreto, el diámetro del acero de refuerzo y su resistencia a la fluencia. La ecuación es la siguiente:



$$L_p = 0.08L + 0.022f_y d_b \geq 0.044f_y d_b$$

Donde:

L: Longitud del elemento de concreto

$f_y$  : Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo

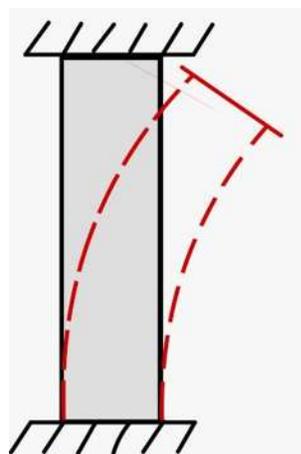
$d_b$ : Diámetro de las varillas de refuerzo

La ubicación de la articulación plástica depende del tipo de curvatura que presenta el elemento estructural. En el caso de las subestructuras analizadas, se identifican dos tipos de curvatura: simple y doble.

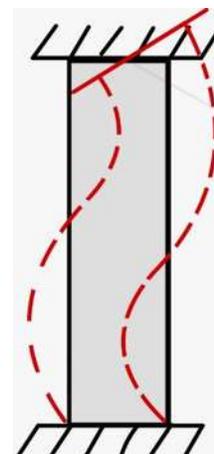
Las pilas conformadas por una única columna presentan un comportamiento en voladizo (tipo cantiléver) cuando son sometidas a fuerzas en cualquier dirección, ya sea transversal o longitudinal al puente. esto genera una curvatura simple.

Por otro lado, en las subestructuras tipo marco, el comportamiento varía según la dirección de la carga aplicada. Ante cargas en la dirección longitudinal del puente, el comportamiento es similar al de la pila en voladizo, es decir, con curvatura simple. Sin embargo, cuando la carga se aplica en la dirección transversal, la subestructura experimenta un efecto de doble curvatura.

La cantidad y ubicación de las articulaciones plásticas depende del tipo de curvatura del elemento estructural. Para los puentes con subestructura de pilas de una columna, se asigna una sola articulación plástica ubicada en la parte inferior de la pila. En contraste, los puentes con subestructura tipo marco de cuatro columnas presentan dos articulaciones plásticas en cada columna: una en la parte inferior y otra en la parte superior.



a)



b)



Figura 5.2 a) Curvatura simple y b) curvatura doble

## 5.2 PROPIEDADES NO LINEALES DE LOS MATERIALES

Como se mencionó anteriormente, la sección de la columna está compuesta por tres materiales distintos: concreto confinado, concreto sin confinar y acero de refuerzo. Para determinar las propiedades no lineales de la sección completa, es necesario obtener las relaciones esfuerzo-deformación de cada uno de estos materiales.

Los modelos empleados para caracterizar cada material son los siguientes:

- El modelo esfuerzo deformación del concreto sin confinar fue propuesto por Mander, Priestley y Park (1988). En la Figura 5.3 se presentan los modelos correspondientes a concretos con  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y  $350 \text{ kg/cm}^2$ .
- Para el concreto confinado, se utiliza el mismo modelo que para el concreto sin confinar, con la diferencia de que sus propiedades dependen del arreglo del acero de refuerzo y la geometría de la sección.
- El modelo esfuerzo-deformación del acero de refuerzo corresponde al propuesto por Park y Paulay (1975), el cual se muestra en la Figura 5.4.

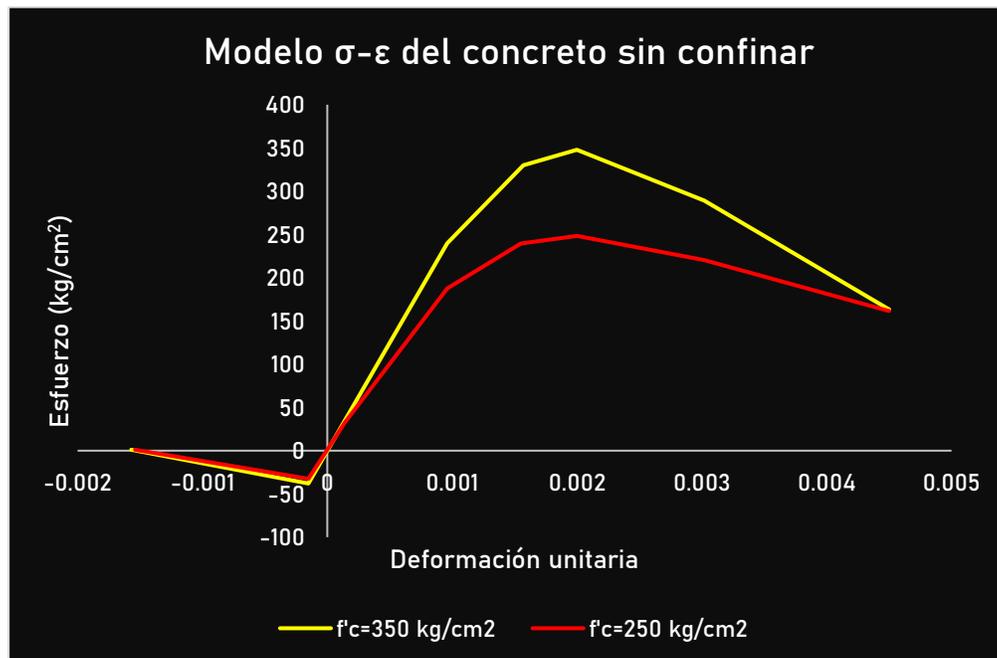


Figura 5.3 Modelo esfuerzo-deformación del concreto sin confinar de resistencia  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y  $350 \text{ kg/cm}^2$

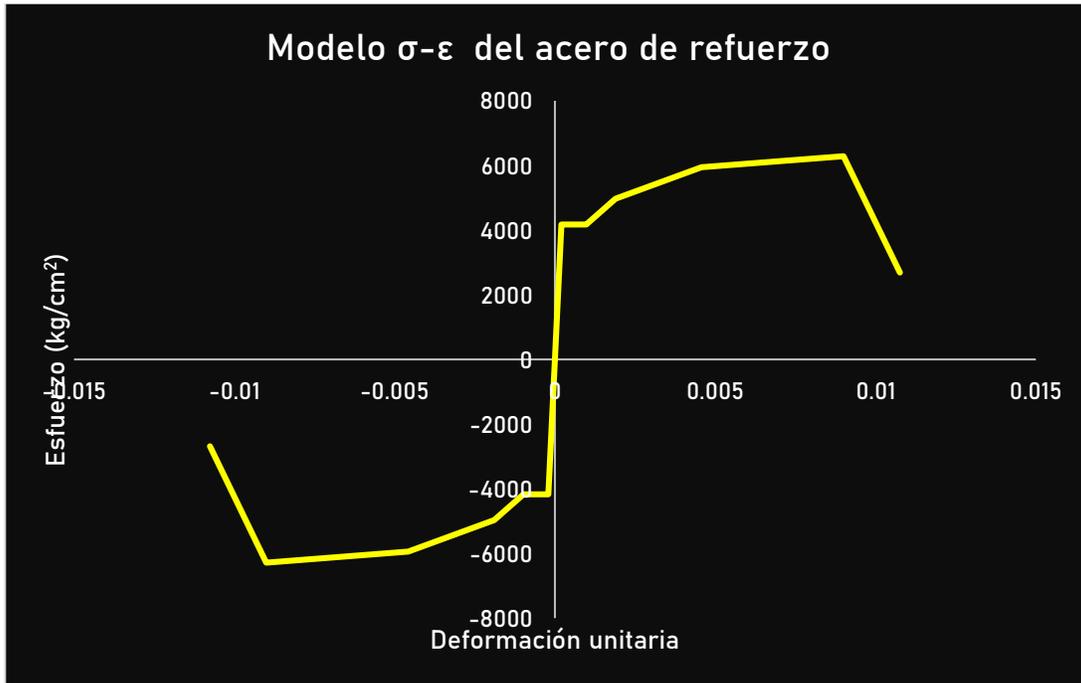


Figura 5.4 Modelo esfuerzo-deformación del acero de refuerzo  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

### 5.3 MODELADO EN PERFORM 3D

El siguiente paso consistió en replicar en el programa Perform3D (Computers and Structures, 2023) los modelos previamente desarrollados en SAP2000. Se seleccionó este software debido a su eficiencia en los análisis no lineales en la historia del tiempo, ya que optimiza el uso del hardware de la computadora, permitiendo una reducción significativamente en los tiempos de simulación. Mientras que en SAP2000 la ejecución de un solo puente con un acelerograma cargado puede tardar aproximadamente 20 minutos, Perform3D es capaz de ejecutar el mismo modelo con 25 registros sísmicos en solo 40 minutos.

Para realizar el modelado en Perform3D, fue fundamental familiarizarse con distintas herramientas y opciones. A pesar de que este software es desarrollado por la misma compañía que SAP2000, sus interfaces presentan diferencias significativas, lo que requirió un proceso de adaptación en su uso.

### 5.3.1 Interfaz de Perform3D

La ventana principal del programa es sencilla, pero es fundamental conocer la función de cada una de sus opciones. Las primeras herramientas disponibles corresponden a funciones básicas comunes en la mayoría de los programas, como crear un nuevo archivo, abrir y guardar.

Además de estas, hay dos herramientas clave en el ámbito del análisis estructural:

- Guardar como nueva estructura: Permite crear múltiples modelos a partir de uno ya existente, facilitando la modificación y comparación de variantes.
- Mostrar tablas: Proporciona acceso a los resultados de los análisis en formato tabular, lo que facilita la interpretación y extracción de datos relevantes.

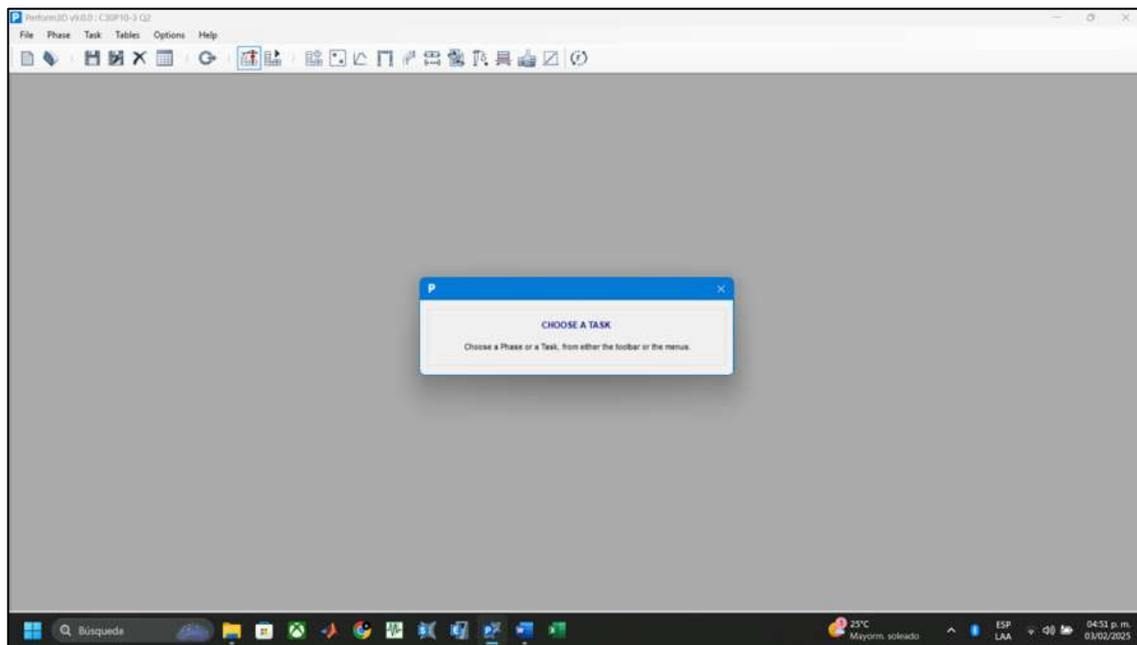


Figura 5.5 Ventana principal de Perform3D

### Fases de Modelado en Perform3D

Para empezar a crear un modelo en Perform3D, es necesario comprender que el programa opera en dos fases principales:

1. Fase de modelado.
2. Fase de análisis.

Cada fase cuenta con herramientas específicas, por lo que es necesario conocer su función y alcance.

#### Fase de Modelado

En esta fase se define y configura el modelo estructural. Las herramientas disponibles permiten crear, modificar y organizar los distintos componentes del modelo.

Herramientas principales:

- **Información general de la estructura:** Proporciona información del archivo, como el nombre de este, descripción y unidades de trabajo. Es fundamental establecer correctamente las unidades desde el inicio, ya que no podrán modificarse posteriormente. Sin embargo, en esta ventana sí es posible configurar opciones como autoguardado y el espaciamiento mínimo entre nodos.
- **Nodos:** Permite definir las coordenadas de los nodos manualmente, así como mover, replicar y eliminar nodos. También permite asignar apoyos, masas y restricciones (constraints).
- **Propiedades de los componentes:** Aquí se configuran las secciones transversales, propiedades de los elementos (tanto elásticas como inelásticas), peso propio, articulaciones plásticas y sus características.
- **Elementos:** Facilita la creación y clasificación de elementos estructurales, tales como columnas, cabezales, barras auxiliares, viga (Nebraska Nu-240 o AASHTO IV), vigas diafragma, apoyos de neopreno, juntas de expansión y articulaciones plásticas.
- **Secciones:** Permite definir secciones transversales específicas, útil cuando se requiere trabajar con sección de manera independiente.
- **Patrones de carga:** Permite definir diferentes patrones de carga, ya sea cargas puntuales o distribuidas a lo largo de un elemento. También permite incluir estas cargas en el peso propio de la estructura.
- **Importar/exportar datos de la estructura:** Se pueden importar nodos y masas desde modelos previos creados en SAP2000 o ETABS. Sin embargo, puede que algunos elementos no se exporten correctamente, por lo que se recomienda verificar las coordenadas y construir la estructura dentro de Perform3D utilizando las herramientas de nodos.
- **Derivas y deflexiones:** Necesario para realizar análisis de desplazamientos. Permite obtener derivas estructurales de manera más sencilla después de un análisis.
- **Estados límite:** Permite definir estados límite en caso de ser requeridos.

Fase de Análisis



En esta fase se configuran las condiciones del análisis y se ejecutan simulaciones para evaluar el comportamiento estructural.

Funciones principales:

- **Casos de carga:** Permite definir las condiciones de carga a las que estará sometiendo la estructura. Se pueden incluir: Cargas por gravedad, análisis push-over, registros historia-tiempo, espectro de respuesta, push-over de descarga y fuerzas dinámicas.
- **Ejecución del análisis:**
  - **Correr un análisis:** Inicia un solo análisis.
  - **Correr un análisis en paralelo:** Permite ejecutar múltiples análisis simultáneamente.
- **Resultados del análisis modal:** Muestra los modos de vibración de la estructura.
- **Balance de energías:** Permite visualizar la cantidad de energía liberada y disipada por cada grupo de elementos.
- **Grupos de estados límite:** Permite analizar el cumplimiento de los criterios de diseño en términos de resistencia y deformación.
- **Formas deformadas:** Muestra la evolución de las deformaciones de la estructura a lo largo del tiempo para un caso de carga específico.
- **Historia-tiempo:** Permite obtener desplazamientos, elementos mecánicos, aceleraciones, velocidades y distorsiones, ya sea para nodos individuales o para elementos completos.
- **Ciclos histeréticos:** Presenta el comportamiento inelástico de los componentes estructurales.
- **Diagramas de momento y cortante:** Permite visualizar la distribución de momentos flectores y fuerzas cortantes en los elementos estructurales.
- **Curva de capacidad:** Disponible únicamente cuando se realiza un análisis push-over.



### 5.3.2 Creación de nodos

Como se mencionó en el punto anterior, se recomienda dar de alta manualmente algunos nodos iniciales y, a partir de ellos, generar el resto de los nodos correspondientes al puente.

Para la creación del modelo, se empezó registrando un solo nodo correspondiente a una viga ubicada en el extremo más cercano a las coordenadas  $H1 = 0$  y  $H2 = 0$ . A partir de este punto, se generaron los demás nodos utilizando las funciones de edición, como duplicar e interpolar. La función de interpolación requiere al menos dos nodos a una cierta distancia y permite generar automáticamente un número determinado de nodos equidistantes entre ellos, si así se desea. También es posible definir manualmente la separación entre los nodos interpolados.

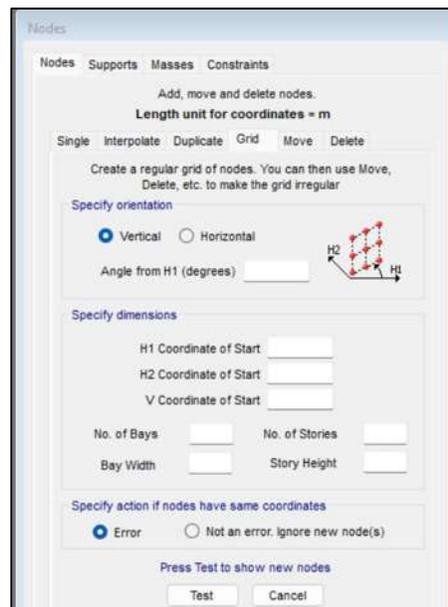


Figura 5.6 Herramientas de creación de nodos en Perform3D v 9.0 (CSI, 2023).

Dado que ya se cuenta con un modelo previo en SAP2000, los distintos elementos están discretizados con una longitud específica, por lo que los nodos ya tienen sus respectivas coordenadas.

Es fundamental verificar que dichas coordenadas coincidan con las del modelo en SAP2000, ya que cualquier variación podría generar discrepancias en el análisis modal de la estructura. Para ello, en la fase de modelado, se dispone de una herramienta que permite visualizar las coordenadas de los nodos, facilitando la comparación y asegurando la correcta correspondencia entre ambos modelos.

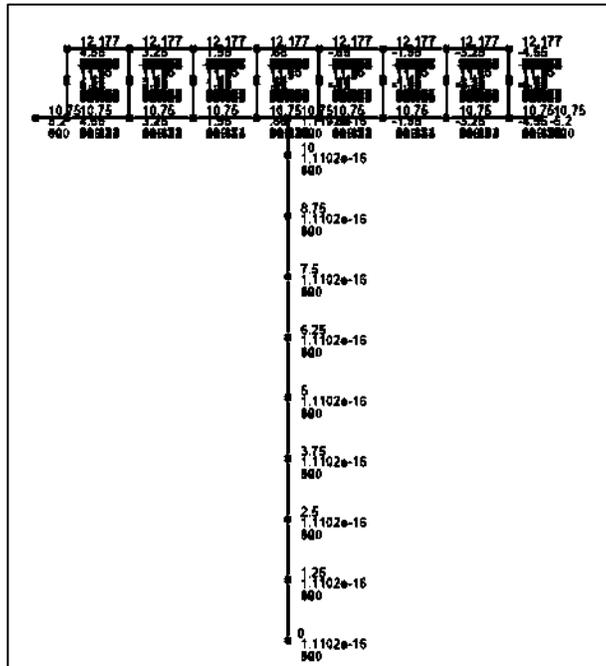


Figura 5.7 Coordenadas de los modelos en Perform3D.

### 5.3.3 Creación de grupos de elementos y elementos

Para comenzar a dibujar las barras de todos los elementos, es necesario crear grupos de elementos, ya que esto facilita la asignación de propiedades y la exportación de resultados en caso de requerir información específica de algún tipo de elemento.

Para crear los grupos, se debe acceder a la herramienta de elementos, donde aparece una lista desplegable en la que se pueden agregar distintos grupos. En este caso, se añadieron los siguientes: columnas, cabezales, vigas longitudinales, vigas diafragma, barras auxiliares verticales, barras auxiliares horizontales, articulación plástica, apoyos de neopreno y juntas de expansión.

Es necesario tener claro el tipo de cada elemento, ya que los elementos especiales deben modelarse de manera específica, por ejemplo, como barras inelásticas, barras elásticas, barras simples o incluso como aisladores sísmicos, en el caso de los apoyos de neopreno. Los demás elementos, como vigas o columnas, cuentan con su propio tipo dentro del programa.

Una vez creado un grupo, se procede a dibujar los elementos correspondientes. Para ello, el programa ofrece diversas herramientas de dibujo, como la secuencia de nodos, dibujo en series de nodos, las líneas rectas o la herramienta 'Grid', que es especialmente útil para dibujar elementos en paralelo con múltiples nodos intermedios. Esta última opción permite seleccionar cuatro nodos en un orden específico, generando automáticamente los elementos necesarios. Este procedimiento debe realizarse para cada grupo de elementos.

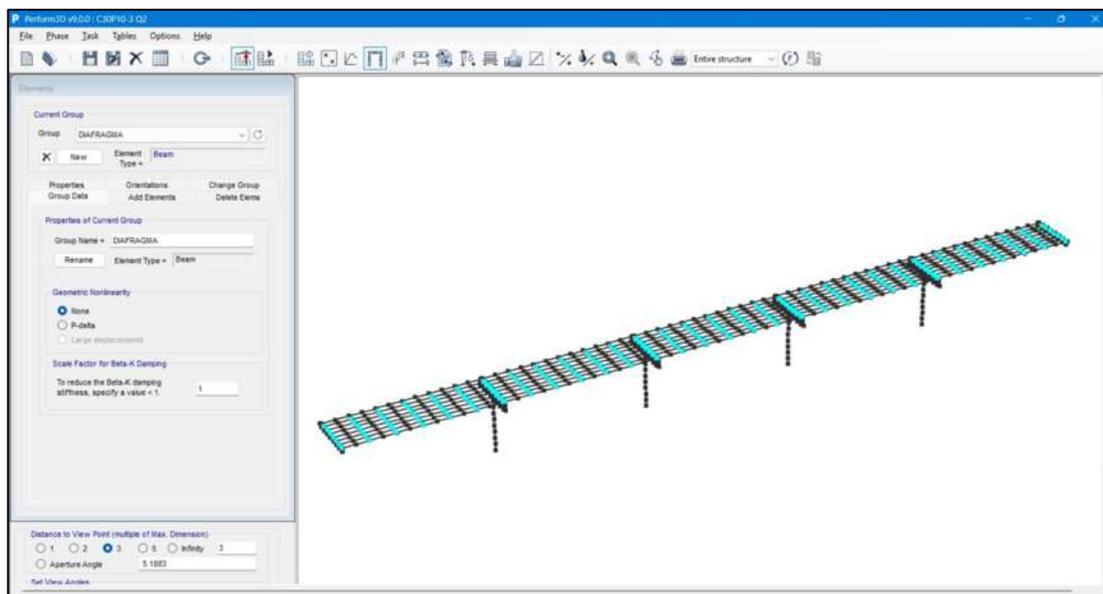


Figura 5.8 Interfaz de elementos en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).

Una vez dibujados todos los elementos, es necesario asignar el tipo de apoyo correspondiente a cada nodo. En la misma sección de nodos se encuentra la pestaña 'Supports', donde se seleccionan los grados de libertad (desplazamientos y giros) que se desean restringir.

Para representar el comportamiento de la superestructura como un diafragma rígido y así evitar incluir elementos Shell de la losa en el modelo, lo cual incrementaría considerablemente los tiempos de análisis, se aplicó un constraint de piso rígido a los nodos de cada claro que conforman la superestructura.

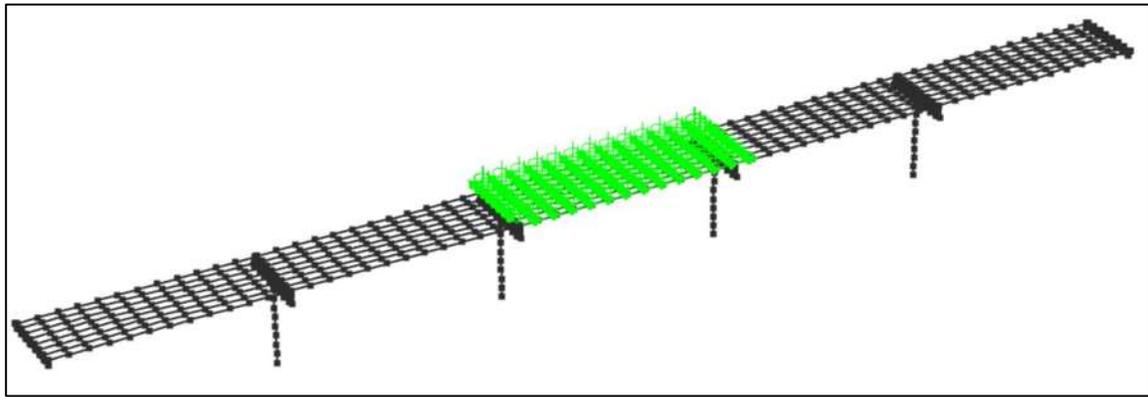


Figura 5.9 Constraints de piso rígido a los nodos de la superestructura en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).

Por último, es necesario asignar las orientaciones a los distintos grupos de elementos, lo cual permite definir correctamente los ejes locales de cada barra. Cabe mencionar que ciertos elementos, como las juntas de expansión o los apoyos de neopreno, no requieren orientación específica.

### 5.3.4 Asignación de masas a los nodos

Una vez definidas todas las barras que componen la estructura, se deben asignar las masas correspondientes a cada nodo. Estas masas pueden obtenerse directamente del modelo en SAP2000, si previamente fueron agregadas. En caso contrario, también pueden calcularse mediante áreas o longitudes tributarias, según corresponda. Para evitar errores en la conversión de unidades, las masas pueden introducirse también en forma de peso, asegurando así mayor precisión en el modelo.

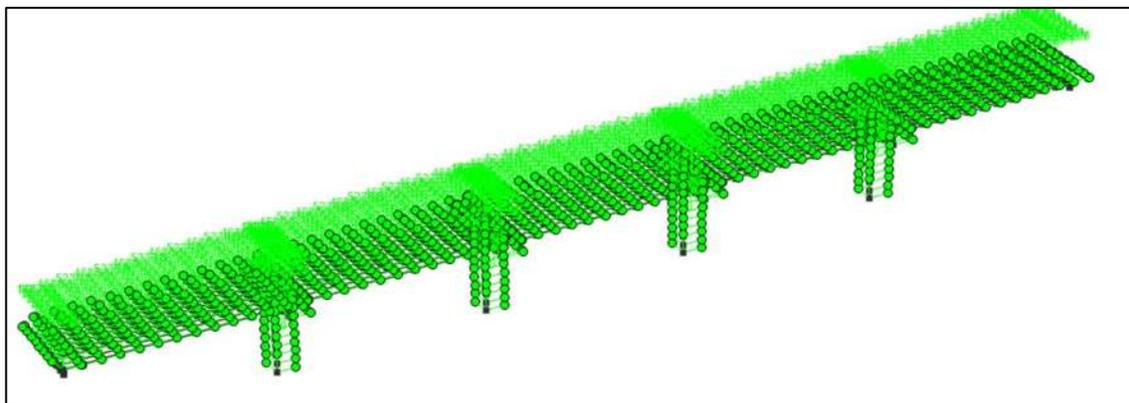


Figura 5.10 Masas asignadas a nodos de la estructura en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).

El cálculo de las masas se realizó obteniendo el peso por metro lineal de las vigas longitudinales, considerando ya sea una viga AASHTO IV o una viga Nebraska Nu-240. A este peso se le añadió el peso correspondiente de la losa de concreto, calculado mediante áreas tributarias.

### 5.3.5 Cargas adicionales de la superestructura

Para incorporar las cargas adicionales de la superestructura, como el peso de la carpeta asfáltica y los parapetos, estas fueron asignadas como cargas distribuidas a los elementos correspondientes de las vigas longitudinales. Al igual que en el cálculo de masas, dichas cargas se determinaron utilizando anchos tributarios y el peso propio de los elementos.

Se obtuvieron dos tipos de cargas uniformemente distribuidas:

- Una que incluye tanto el peso de la carpeta asfáltica como el de los parapetos, aplicable únicamente a las vigas exteriores.
- Otra que considera únicamente el peso de la carpeta asfáltica, asignada a las vigas interiores.

En la siguiente tabla se presentan los valores obtenidos para cada una de estas cargas.

Tabla 5.1 Cargas uniformemente distribuidas en las vigas longitudinales.

Carga	Carga distribuida (kg/m)
Carpeta asfáltica	1014.7
Carpeta asfáltica + parapeto	1092.8

### 5.3.6 Componentes

Esta etapa del modelado es esencial, ya que en ella se definen todas las propiedades estructurales del puente. En la siguiente tabla se presentan los distintos componentes que deben ser dados de alta, indicando la pestaña correspondiente en la que se encuentra y el tipo de componente seleccionado.



Tabla 5.2 Componentes y su ubicación dentro de Perform3D

COMPONENTES	PESTAÑA	TIPO DE COMPONENTE
ST Columna	Cross sections	Column, reinforced concrete section
ST Cabezal	Cross sections	Beam, reinforced concrete section
ST Diafragma	Cross sections	Beam, reinforced concrete section
ST Viga longitudinal	Cross sections	Beam, reinforced concrete section
Juntas de expansión	Elastic	Nonlinear elastic Gap-Hook Bar
Apoyos de neopreno	Inelastic	Seismic isolator, rubber type
Barra auxiliar horizontal	Cross sections	Beam, reinforced concrete section
Barra auxiliar vertical	Cross sections	Column, reinforced concrete section
Articulación plástica	Inelastic	P-M2-M3 hinge, concrete rotation type

Los componentes más sencillos de dar de alta en el programa son las secciones transversales, ya que las propiedades se introducen directamente con los valores obtenidos de SAP2000. A diferencia de este último, Perform3D requiere menos datos de entrada. Además, para secciones rectangulares, el programa permite calcular automáticamente algunas propiedades; sin embargo, para cualquier otra geometría, estas secciones se clasifican como de forma no específica, por lo que todas las propiedades deben ser ingresadas manualmente.

#### 5.3.6.1 Sección transversal de la columna

Dado que la sección transversal de las columnas no corresponde a una forma predefinida en Perform3D, es necesario ingresar manualmente sus propiedades. Para ello, se deben copiar exactamente los datos proporcionados por SAP2000, asegurándose de que las unidades utilizadas en ambos programas coincidan o, en su caso, realizar la conversión correspondiente.

En la siguiente figura se muestran las propiedades de la sección en ambos softwares, así como los datos que deben transferirse de SAP2000 a Perform3D.



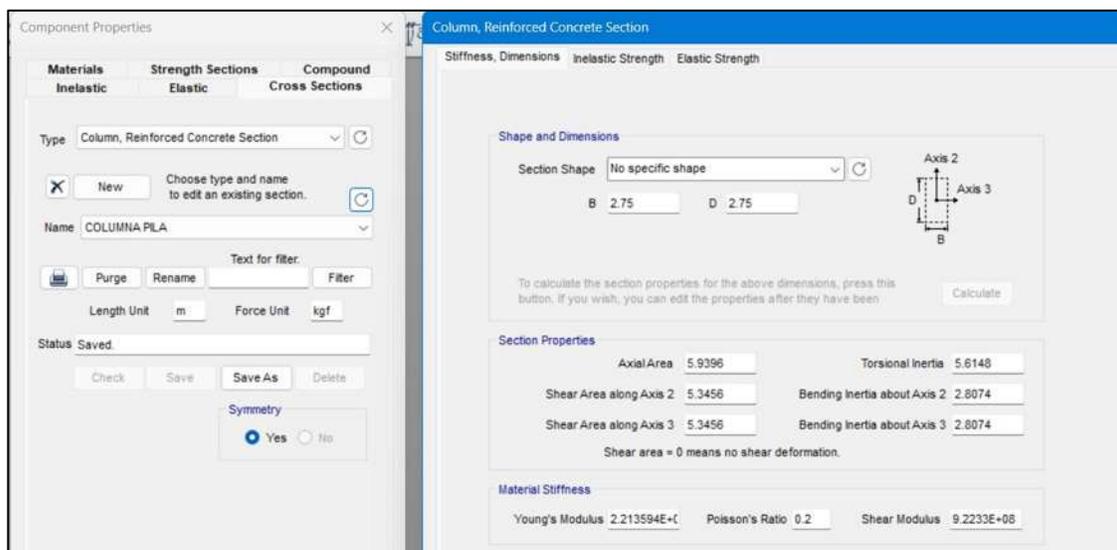


Figura 5.11 Propiedades de sección de columna de SAP2000 (CSI,2024) a Perform3D v9.0 (CSI, 2023).

A su vez, en este apartado es esencial ingresar la información correspondiente al diagrama de interacción de la columna, dentro de la pestaña de resistencia inelástica.

Perform3D solicita ciertos valores específicos, como la carga máxima a compresión y tensión, así como la carga axial correspondiente al momento máximo, y el valor del propio momento máximo.

Dado que las columnas tienen una sección circular, los parámetros requeridos por el programa en ambas direcciones principales (ejes 2 y 3) son iguales. Es importante que los datos extraídos del diagrama de interacción correspondan a uno de los ángulos estándar:  $0^\circ$ ,  $90^\circ$  o  $180^\circ$ .

En la siguiente figura se muestran las propiedades solicitadas por Perform3D para definir el diagrama de interacción.



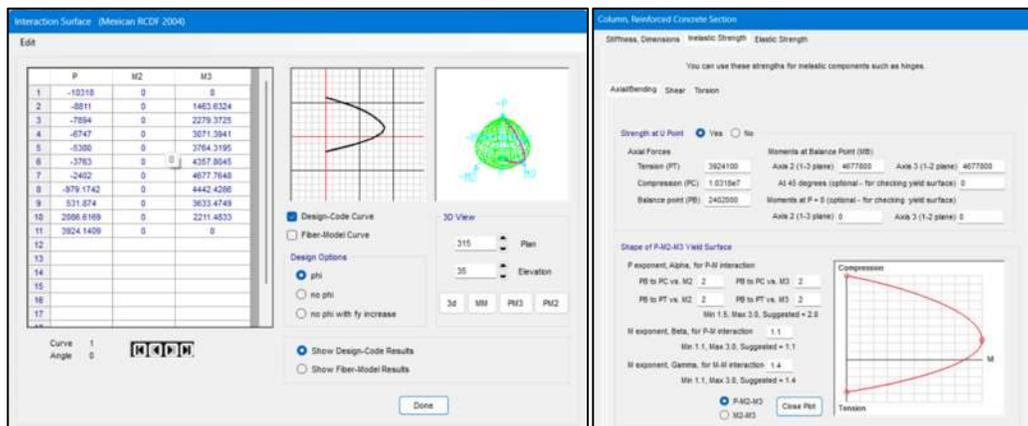


Figura 5.12 Propiedades del diagrama de interacción de la columna de SAP2000 (CSI,2024) a Perform3D v9.0 (CSI, 2023)

### 5.3.6.2 Sección transversal de cabezal, viga diafragma y vigas longitudinales (AASHTO IV y Nebraska NU-240)

Dado que estos elementos corresponden a vigas, deben ser dados de alta como tal en Perform3D. En el caso de los cabezales y las vigas diafragma, al tener una sección rectangular, es suficiente con seleccionar el tipo de sección rectangular e ingresar las dimensiones de ancho y peralte, para que el programa calcule automáticamente las propiedades de la sección.

Por otro lado, las vigas longitudinales (AASHTO IV y Nebraska NU-240), al no corresponder a una forma predefinida en el programa, requieren que sus propiedades sean ingresadas manualmente. Para ello, se utilizan los datos generados por SAP2000.

Finalmente, se debe introducir el módulo de elasticidad del material y el coeficiente de Poisson correspondiente.

En la siguiente figura se presentan las propiedades de una sección de viga AASHTO IV en ambos programas.

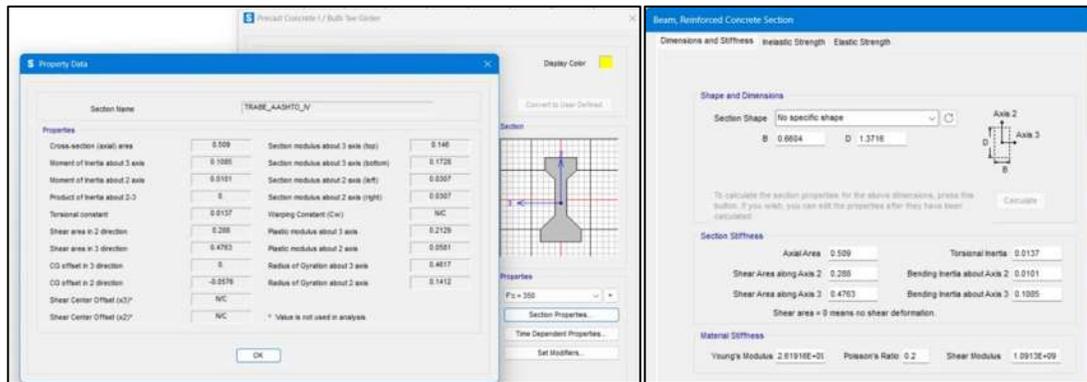


Figura 5.13 Propiedades de vigas longitudinales en SAP2000 (CSI, 2024) y Perform3D v9.0 (CSI, 2023).

### 5.3.6.3 Barras auxiliares

Estos elementos presentan una particularidad, ya que no forman parte física del puente, pero son útiles en el modelo para representar adecuadamente su comportamiento estructural. En SAP2000 fueron modelados como links rígidos; sin embargo, debido a que Perform3D no cuenta con una opción específica para links, fue necesario representarlos como elementos con sección transversal convencional, asignando características que simulen rigidez infinita: es decir, una sección unitaria y un módulo de elasticidad elevado, ya que el programa no permite ingresar directamente un valor de rigidez infinita.

Dado que esta rigidez se aplica únicamente en la dirección axial, fue necesario añadir barras horizontales adicionales que conectaran con las barras verticales, con el fin de conferir rigidez lateral al sistema. Las barras auxiliares verticales fueron definidas como elementos tipo columna, mientras que las horizontales se asignaron como elementos tipo viga.

En las siguientes figuras se muestran las propiedades asignadas a estas barras en Perform3D, así como un acercamiento a las barras auxiliares adicionales colocadas en la zona de conexión entre la subestructura y la superestructura.

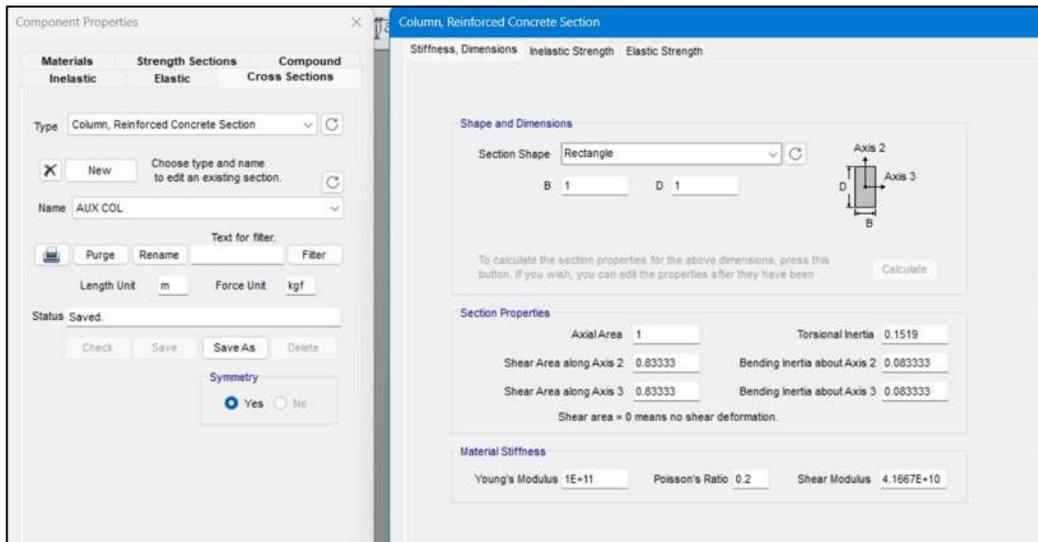


Figura 5.14 Propiedades de barras auxiliares en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).

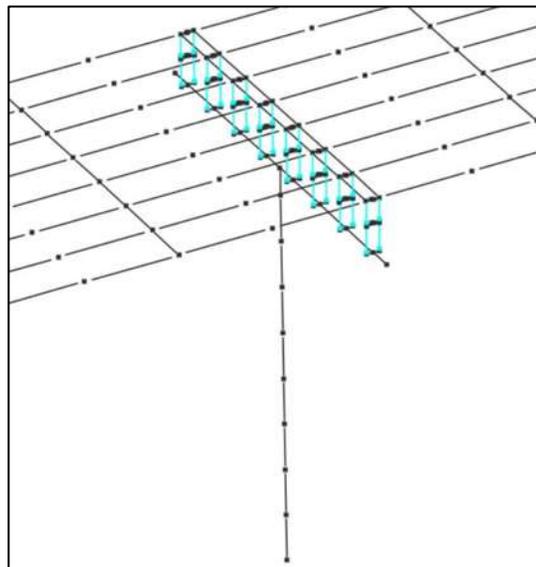


Figura 5.15 Ubicación de barras auxiliares en modelo de Perform3D v9.0 (CSI, 2023).

#### 5.3.6.4 Apoyos de neopreno

Dado que Perform3D no cuenta con un tipo de componente específico para este tipo de elementos, lo más recomendable es utilizar el componente destinado al modelado de aisladores sísmicos de hule.

Para definir las propiedades de rigidez tanto a compresión como a esfuerzos laterales, el programa dispone de dos pestañas principales:

- En la pestaña de comportamiento a cortante, se introduce el valor de la rigidez lateral inicial, así como una rigidez post-fluencia. En este caso, se asignó un valor del 10% de la rigidez inicial como rigidez post-fluencia. En cuanto a la fuerza de fluencia, se asignó un valor elevado con el fin de que, durante el análisis, el apoyo mantenga un comportamiento predominantemente elástico y el comportamiento inelástico se concentre en las columnas.
- En la segunda pestaña, correspondiente al comportamiento ante carga axial, se introdujo el valor calculado de la rigidez vertical del apoyo, tanto para tensión como para compresión.

En la siguiente figura se presentan las propiedades asignadas a los apoyos de neopreno en Perform3D.

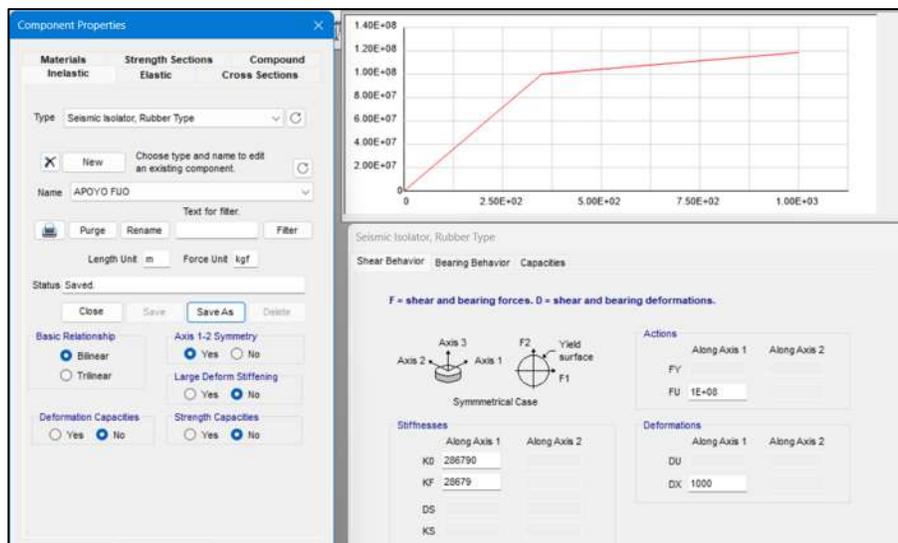


Figura 5.16 Propiedades de apoyos de neopreno en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).

### 5.3.6.5 Juntas de expansión

Estos componentes se modelan de forma sencilla, ya que Perform3D cuenta con un tipo de componente específico para ellos: 'Nonlinear Elastic Gap-Hook Bar'. En este caso, las propiedades a introducir son las mismas que las utilizadas en SAP2000; es decir, una abertura de 5 cm y una rigidez prácticamente infinita una vez que la junta se cierra.

En la siguiente figura se muestran las propiedades asignadas a las juntas de expansión en el programa.



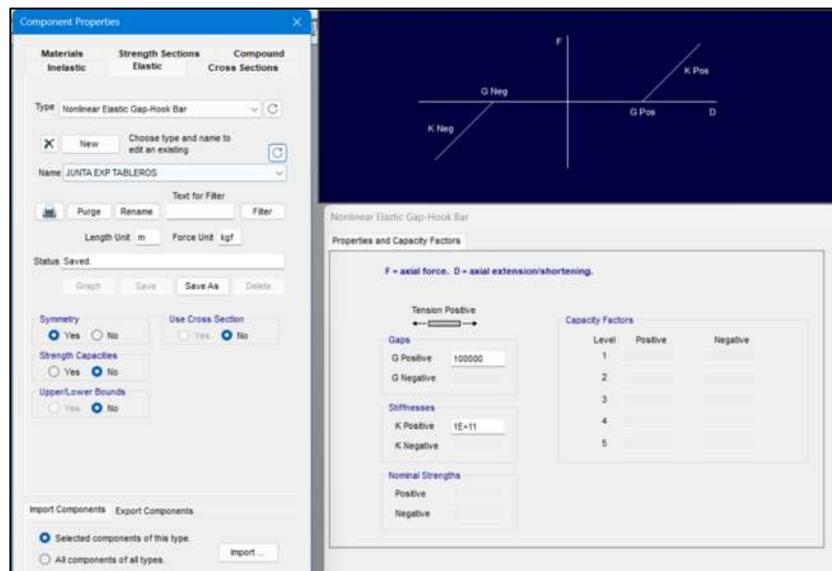


Figura 5.17 Propiedades de juntas de expansión en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).

### 5.3.7 Caracterización de la articulación plástica

Antes de explicar el procedimiento para dar de alta una articulación plástica en Perform3D, es fundamental describir cómo se obtuvo su caracterización. El comportamiento de una articulación plástica se presenta mediante una relación momento-curvatura, la cual depende principalmente de la geometría y el armado de la columna.

Esta relación se obtiene utilizando la herramienta Section Designer incluida en SAP2000. A partir de la información del armado y las dimensiones geometría de cada columna, según los diseños realizados en el capítulo 4, se introduce esta información en el Section Designer, el cual permite generar la curva momento-curvatura correspondiente. En la siguiente figura se muestra la interfaz del Section Designer y su función para obtener dicha curva.

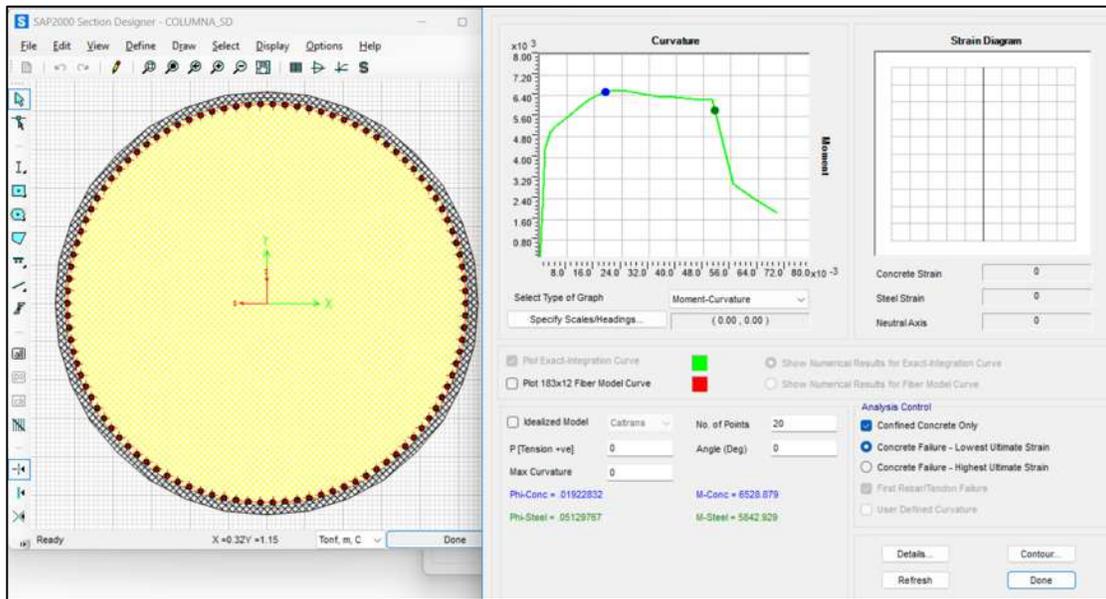


Figura 5.18 Section Designer de SAP2000 (CSI, 2024) y la curva momento-curvatura.

En el modelo desarrollado en Perform3D, por conveniencia, se optó por utilizar el componente de articulación momento-curvatura. Para obtener esta relación a partir de la curva momento-curvatura, es necesario multiplicar los valores de curvatura por la longitud de la articulación plástica ( $L_p$ ) previamente calculada.

En la figura siguiente se muestra la comparación de las curvas momento-rotación de una columna diseñada con distintos valores del factor  $Q$ , manteniendo constante la tipología del puente y la intensidad sísmica.

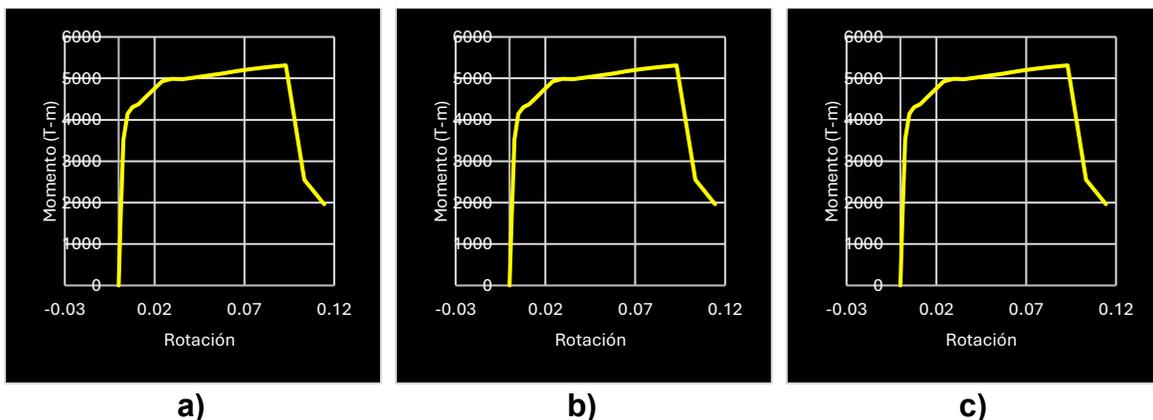


Figura 5.19 Relación momento-curvatura del puente C30P05-3 diseñado con a)  $Q = 2$ , b)  $Q = 3$  y c)  $Q = 4$ .

Al comparar las relaciones momento-rotación, no se observan diferencias apreciables. Sin embargo, como se mostró en el capítulo cuatro de este trabajo, sí existen variaciones significativas en el tamaño de la pila y en su armado.

Una vez caracterizada la articulación, el siguiente paso consiste en darla de alta en Perform3D. No obstante, este programa tiene una forma particular de introducir los datos, ya que se basa en la información del diagrama de interacción previamente ingresado. Perform3D maneja esta información en función de relaciones entre las curvaturas de fluencia, máxima y última, con los momentos correspondientes (de fluencia, máximo y último).

En Perform3D se recomienda obtener una curva equivalente al diagrama momento-rotación idealizada, en la cual se identifiquen claramente los puntos YULRX. En la figura siguiente se muestra una de las curvas momento-rotación presentadas anteriormente, junto con su respectiva curva idealizada YULRX.

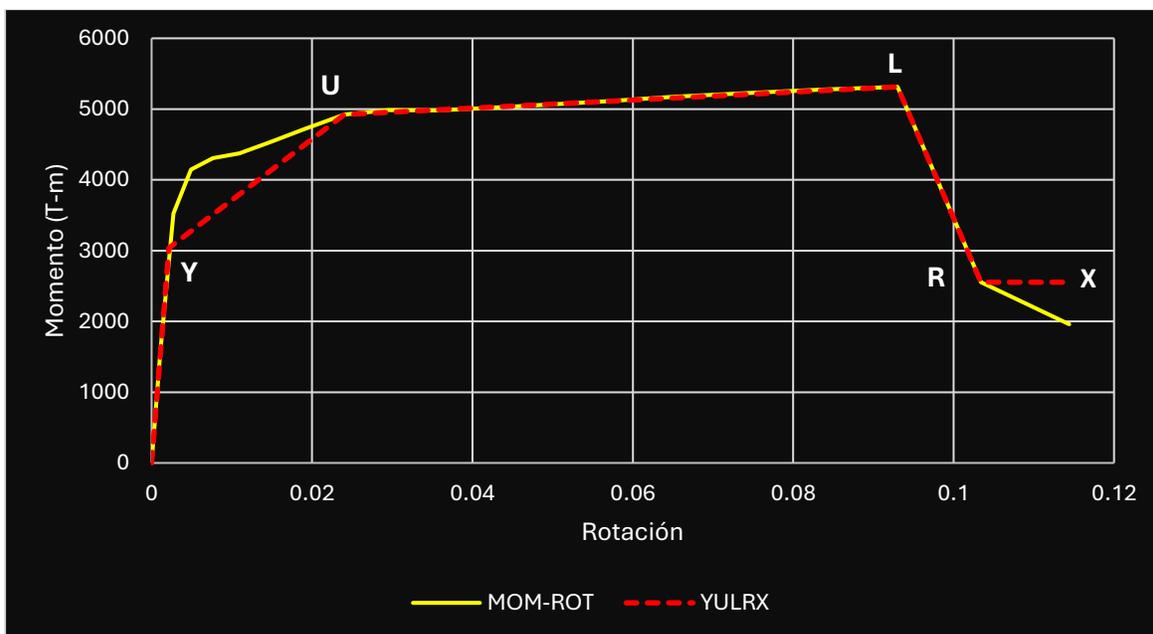


Figura 5.20 Relación momento-rotación del puente C30P10-3 diseñado con  $Q = 2$  y modelo idealizado.

Una vez ya obtenida la curva idealizada, es necesario identificar los puntos clave que utiliza Perform3D, ya que el software requiere únicamente las relaciones entre estos valores para generar automáticamente la curva correspondiente.

En la figura siguiente se muestran los puntos y la nomenclatura empleada por Perform3D, así como algunas de las relaciones que deben introducirse para caracterizar adecuadamente la articulación.

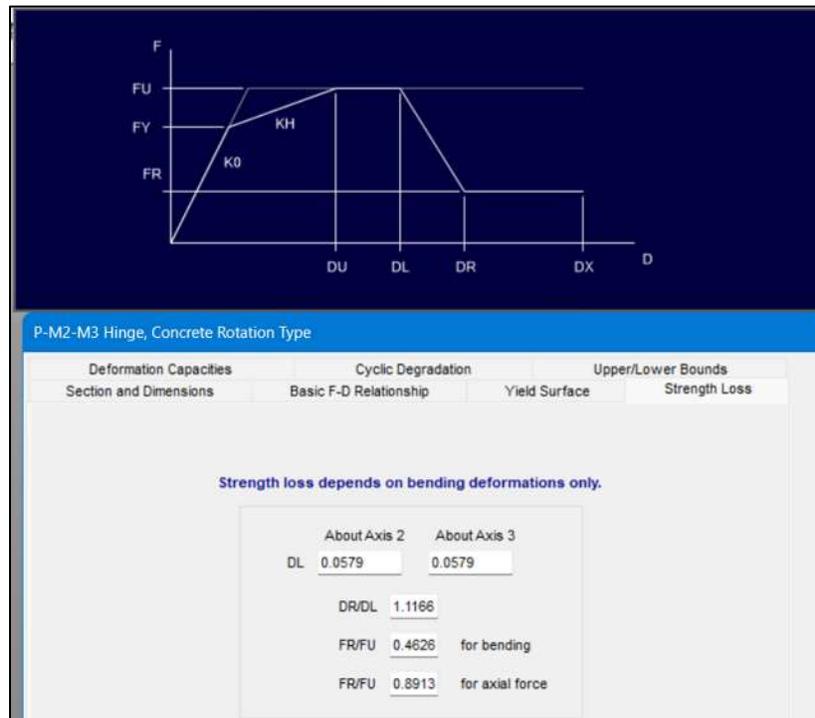


Figura 5.21 Nomenclatura de los puntos importantes de la curva momento-rotación en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).

### 5.3.8 Compounds

Esta es la forma en la que se definen las propiedades de los elementos estructurales, tales como la sección transversal, el peso propio por unidad de longitud, articulaciones plásticas, end zones (zonas de transición entre elementos verticales y horizontales), entre otras características.

El procedimiento para dar de alta un compound es bastante intuitivo; sin embargo, es necesario conocer previamente la dirección de carga de los elementos que se van a definir. Para elementos estructurales con comportamiento lineal (sin articulación plástica), se asigna el 100% de la sección correspondiente, y en la pestaña de peso propio se especifica su valor por unidad de longitud.

En el caso de elementos que incluyen una articulación plástica, esta se modela como una articulación de plasticidad concentrada ubicada a la mitad de longitud de plasticidad ( $L_p$ ). Con base en la longitud total del elemento y el valor de  $L_p$ , se determina la proporción en la que debe ubicarse la articulación para que el modelo represente correctamente el comportamiento esperado.

Para los elementos donde se produce la conexión entre la columna de la pila y el cabezal, también se deben definir end zones, donde se modela el cambio de rigidez característico de esta región.

### 5.3.9 Registros sísmicos y configuración de los análisis

El siguiente paso para realizar análisis dinámicos en el dominio del tiempo (time history analysis) consiste en cargar los registros sísmicos previamente seleccionados para cada nivel de sismicidad (alta, media y baja), y configurar adecuadamente los análisis correspondientes.

Este procedimiento se realiza en la fase de análisis, dentro de la herramienta de “Casos de carga”, seleccionando el tipo de carga como “Dynamic earthquake”. Antes de agregar los casos de carga por sismo, es indispensable haber cargado previamente los archivos de texto correspondientes a cada registro, los cuales deben contener sus tres componentes (dos horizontales y una vertical).

Para cargar estos registros, se debe hacer click en el botón de “Añadir registros”, seleccionar el archivo de texto con los datos de aceleración para una de las componentes, e ingresar la información correspondiente como la duración del registro, el intervalo de muestreo, las unidades de aceleración, y el grupo en el que será almacenado.

En este estudio, los registros se dividieron en seis grupos: tres correspondientes a cada nivel de sismicidad (alta, media y baja), y cada uno de estos a su vez en dos subgrupos, según el tipo de fallamiento (subducción o fallamiento normal).

Una vez que se han ingresado los registros con sus respectivas tres componentes, se configura cada análisis dinámico, ingresando nuevamente el intervalo de tiempo, duración, y asignando las tres componentes del registro sísmico correspondiente.

Finalmente, se configura el conjunto completo de análisis para cada uno de los seis grupos. En esta etapa, se define el orden en que se ejecutarán los análisis, iniciando con el caso de carga muerta, seguido por cada uno de los registros sísmicos seleccionados.



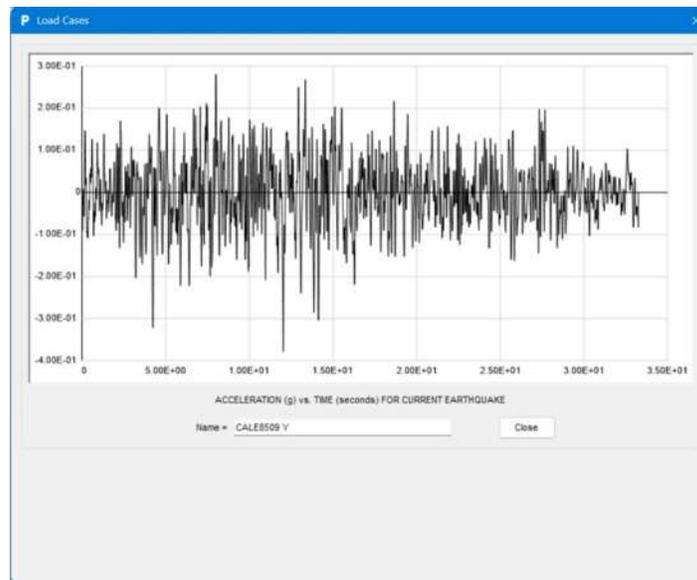


Figura 5.22 Componente horizontal de registro CALE8509 en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).

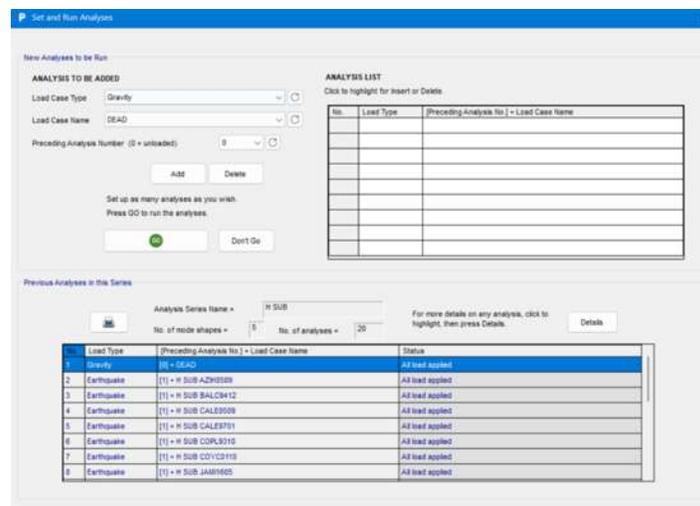


Figura 5.23 Configuración de análisis dinámicos no lineales en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).

## 5.4 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES EN LA HISTORIA DEL TIEMPO

Los parámetros obtenidos a partir de los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo son fundamentales para la evaluación de los índices de daño. Entre estos parámetros se encuentran las demandas de ductilidad, las distorsiones angulares y la energía histerética disipada.

Para calcular dichos valores, es necesario conocer los desplazamientos en un mismo nodo dentro de los distintos modelos, lo cual permite realizar

comparaciones directas entre las diferentes configuraciones del parámetro  $Q$ . En la siguiente figura se presentan los nodos seleccionados para realizar esta comparación.

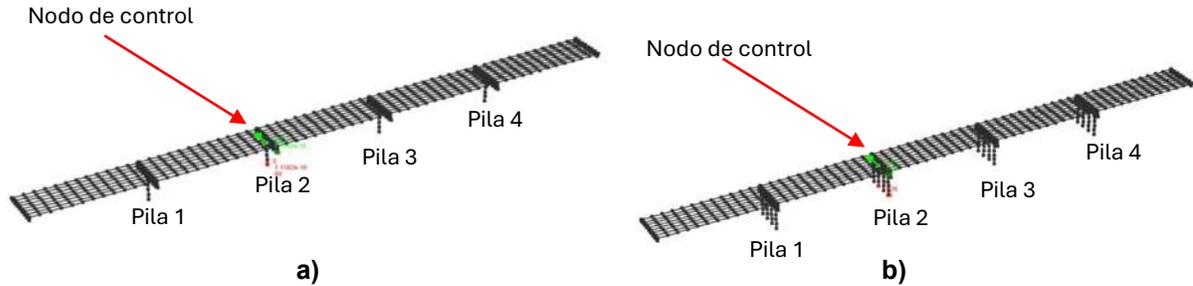


Figura 5.24 Nodos de control para obtención de resultados en modelos con a) una sola columna y b) con cuatro columnas.

### 5.4.1 Desplazamientos

Para calcular los parámetros relacionados con las distorsiones angulares, es indispensable contar con la información de los desplazamientos y la altura de la pila correspondiente (5, 10, 15 o 20 metros). De igual forma, para determinar la demanda de ductilidad se requiere conocer tanto los desplazamientos como el desplazamiento de fluencia de la pila, el cual se obtiene a partir de un análisis estático no lineal, el cual se explicará más adelante.

En resumen, uno de los parámetros clave para calcular los índices que permiten evaluar el comportamiento sísmico de los puentes ante diferentes registros es el desplazamiento. En las siguientes figuras se muestra la historia de desplazamientos en el tiempo del nodo de control en ambas direcciones: longitudinal (en roja) y transversal (en amarillo), para un mismo registro sísmico, comparando distintos valores del factor  $Q$  bajo una misma tipología estructural.

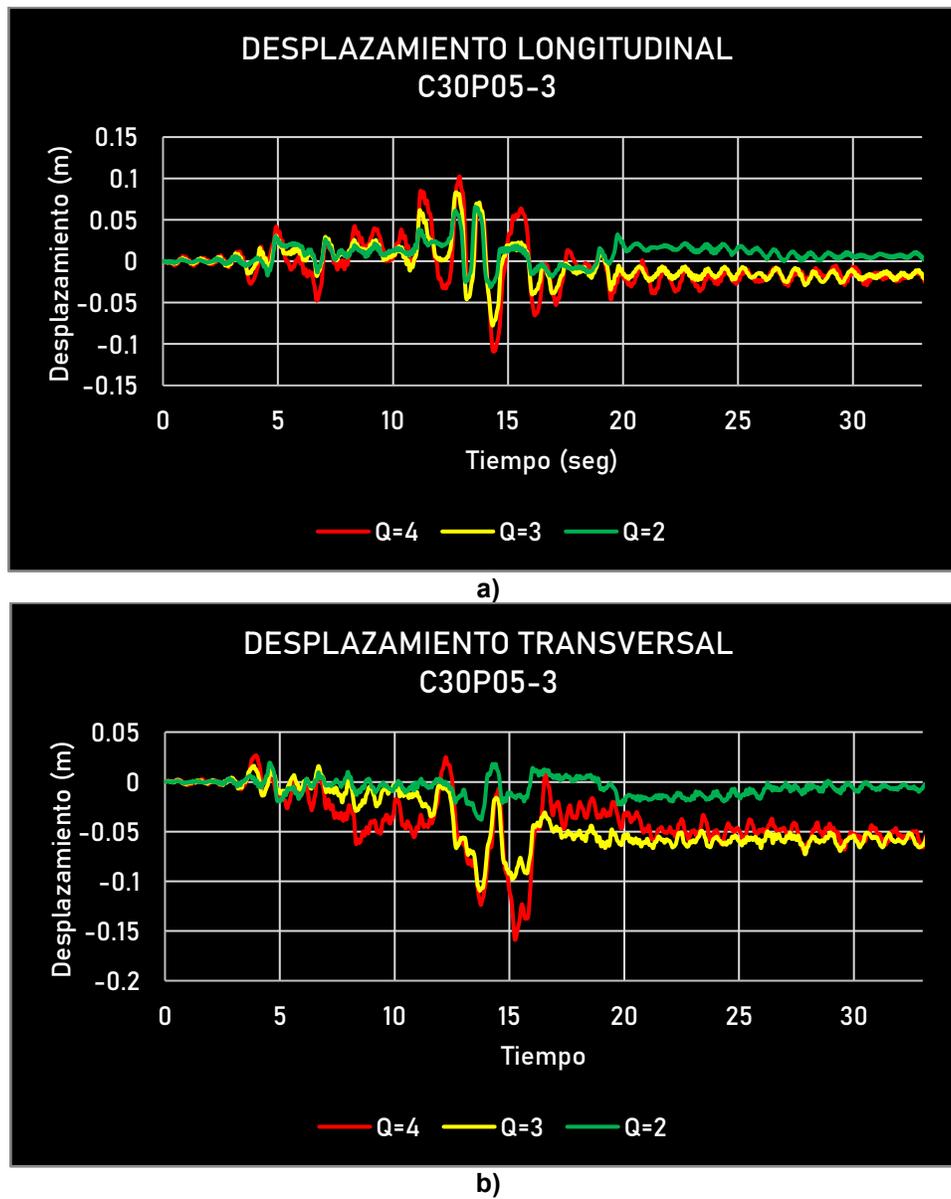


Figura 5.25 Historia-tiempo de desplazamientos del modelo C30P05-3 con diseño de  $Q = 2, 3$  y  $4$  para el registro CALE8509 en la dirección: a) longitudinal y b) transversal.

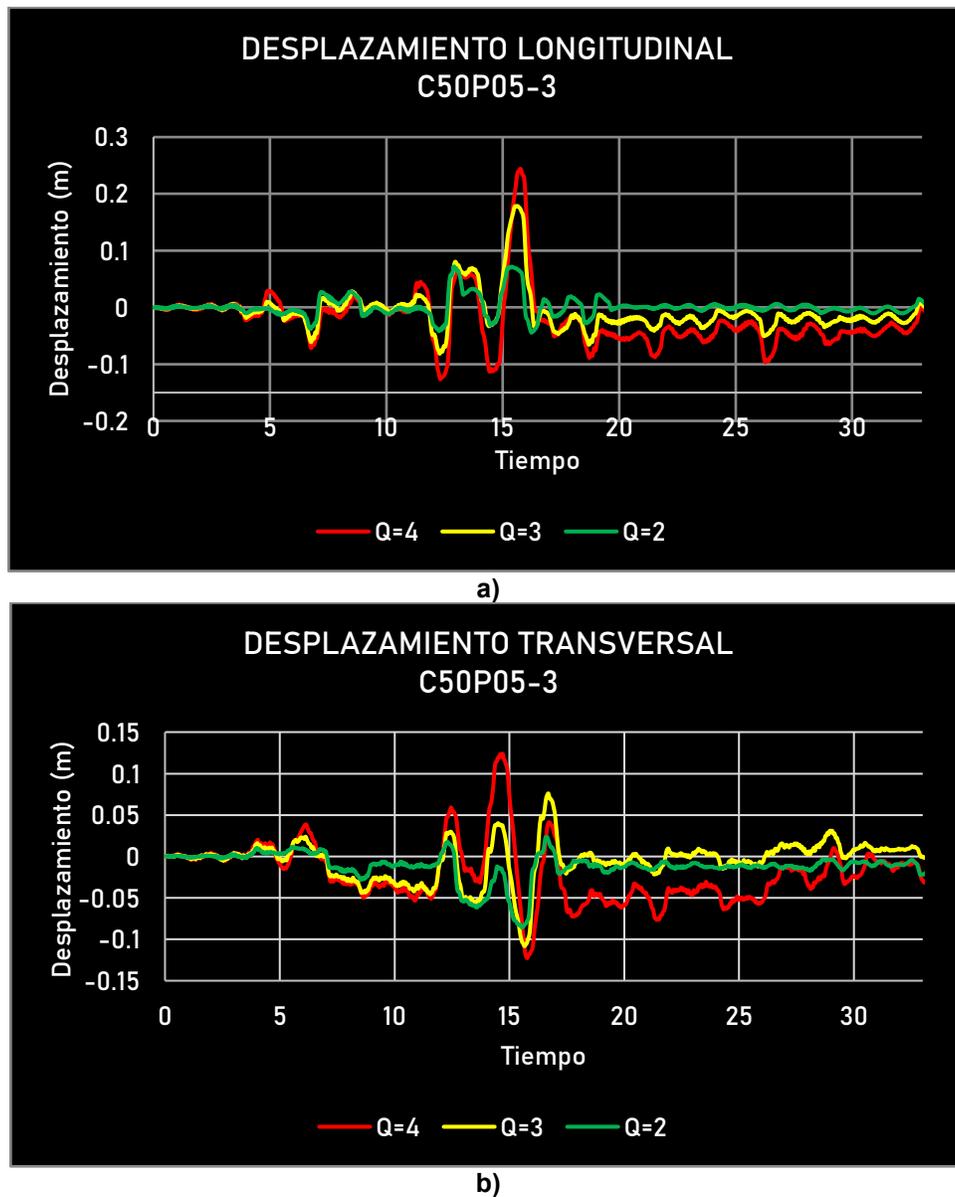


Figura 5.26 Historia-tiempo de desplazamientos del modelo C50P05-3 con diseño de  $Q = 2, 3$  y  $4$  para el registro CALE8509 en la dirección: a) longitudinal y b) transversal.

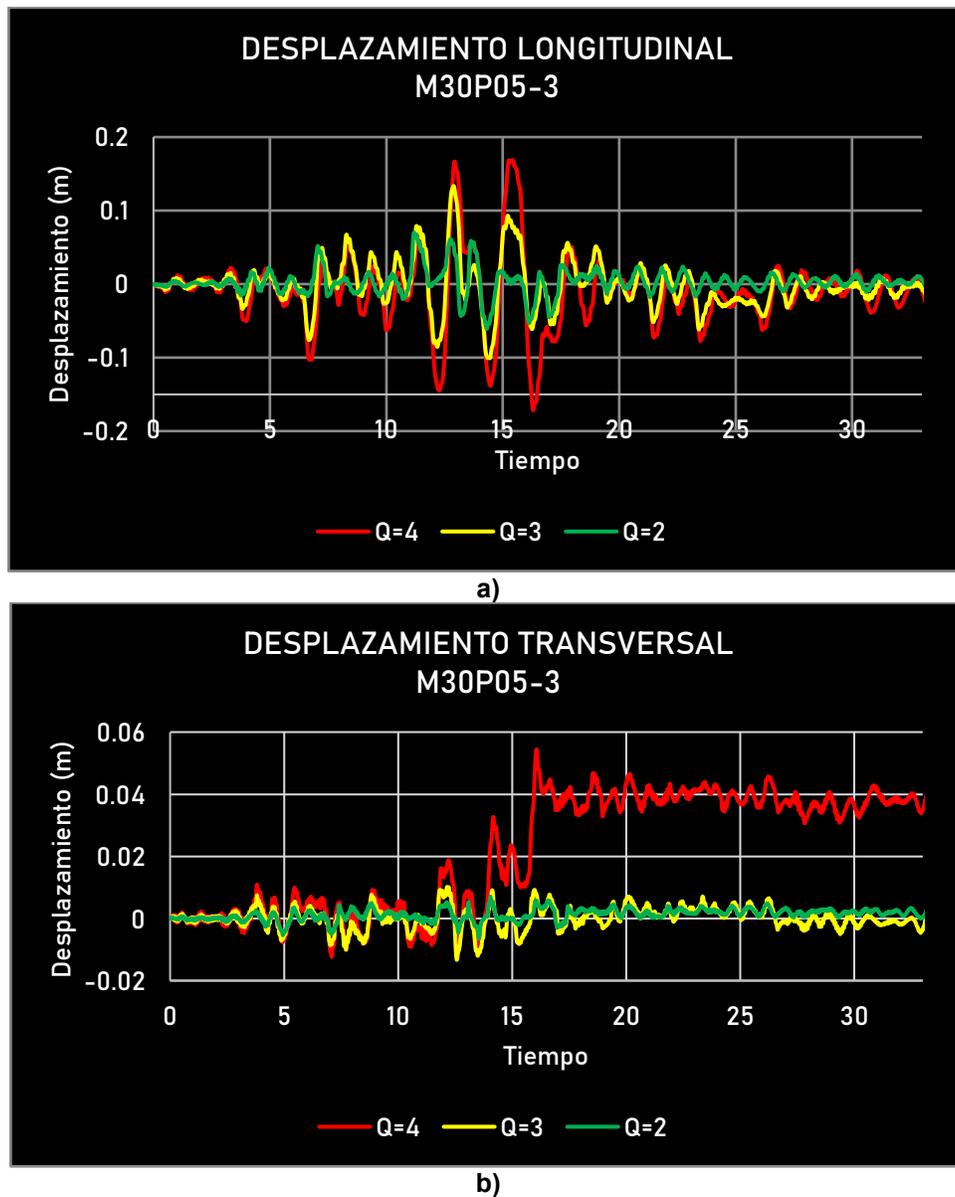


Figura 5.27 Historia-tiempo de desplazamientos del modelo M30P05-3 con diseño de  $Q = 2, 3$  y  $4$  para el registro CALE8509 en la dirección: a) longitudinal y b) transversal.

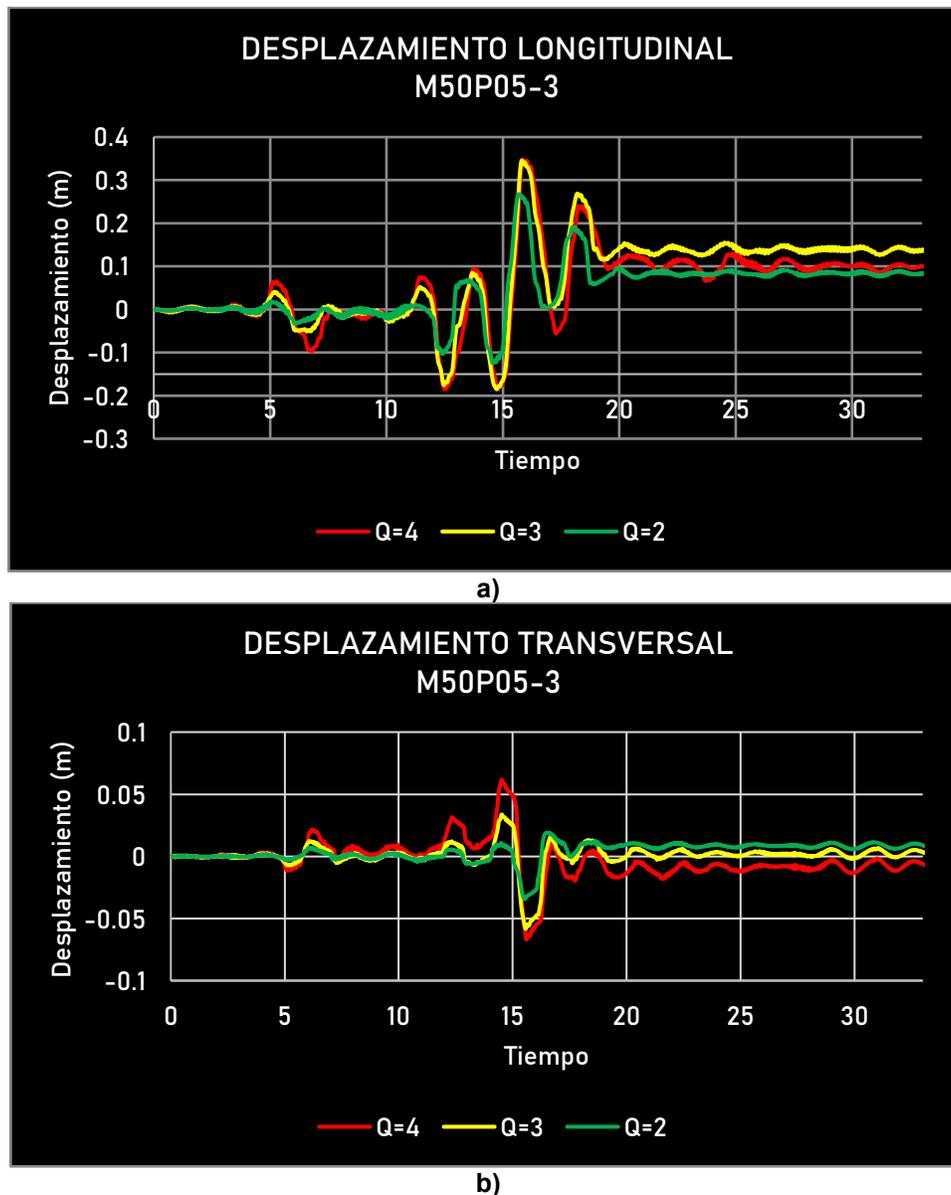


Figura 5.28 Historia-tiempo de desplazamientos del modelo M50P05-3 con diseño de  $Q = 2, 3$  y  $4$  para el registro CALE8509 en la dirección: a) longitudinal y b) transversal.

En las figuras anteriores se observa un incremento en los desplazamientos conforme aumenta el valor de  $Q$ , siendo estas diferencias más notorias en las amplitudes mayores. En los desplazamientos de menor magnitud, los valores tienden a coincidir, con excepción del caso del puente con cuatro columnas y un claro de 30 metros diseñado con  $Q = 4$ , donde se aprecia una mayor dispersión en los desplazamientos subsecuentes a las máximas amplitudes.

### 5.4.2 Energía histerética disipada

Como se mencionó al inicio de este capítulo, los ciclos histeréticos representan la cantidad de energía inelástica disipada. A mayor área bajo la curva de estos ciclos, mayor será la energía disipada. En las siguientes figuras se presenta una comparación de los ciclos histeréticos correspondientes a la articulación plástica de la misma columna utilizada para los análisis de desplazamientos, entre los diferentes modelos previamente analizados.

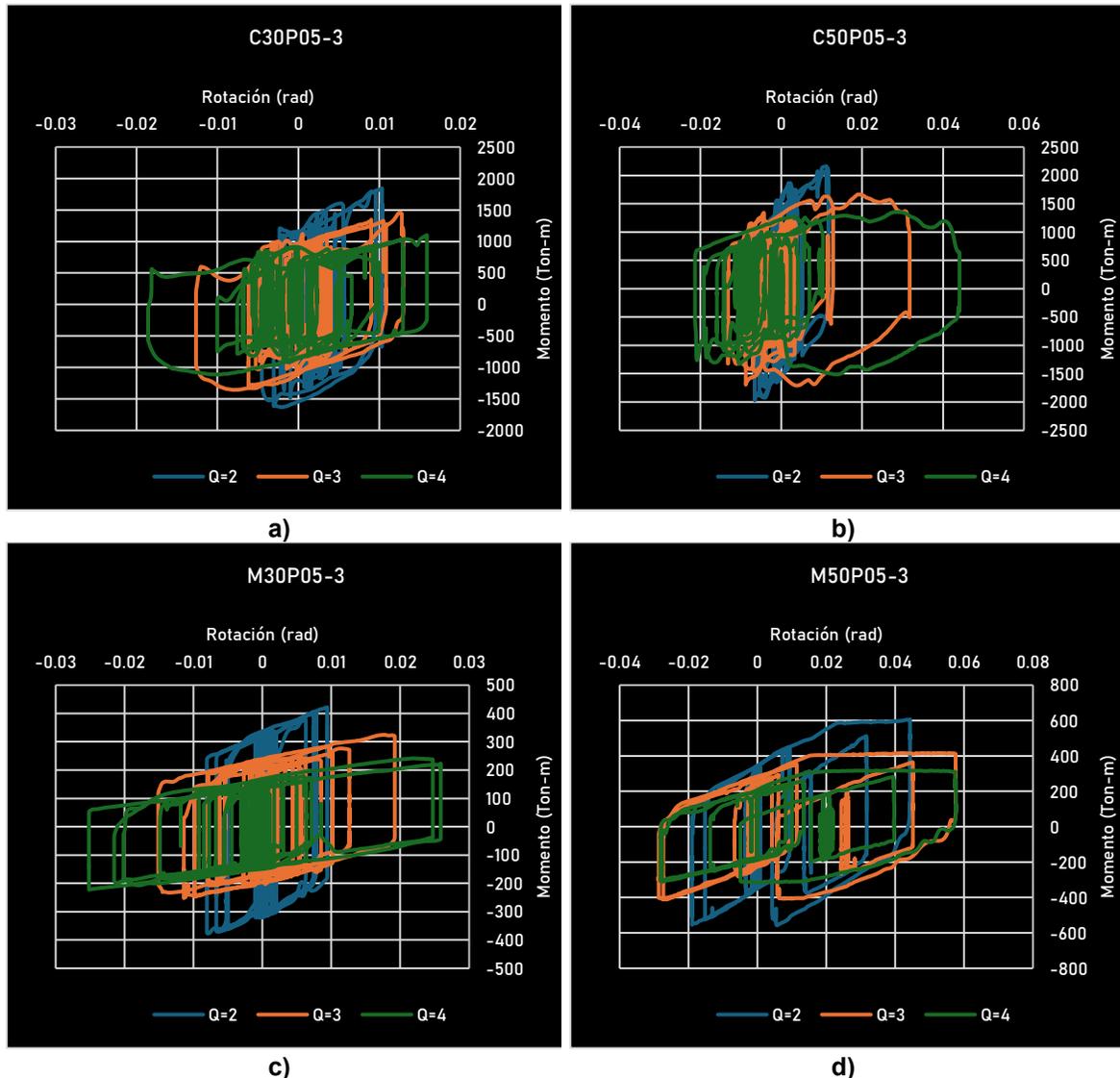


Figura 5.29 Ciclos de histéresis para los modelos a) C30P05-3, b) C50P05-3, c) M30P05-3 y d) M50P05-3.

En las figuras anteriores se observa el cambio en los ciclos histeréticos conforme aumenta el valor de Q. Estos ciclos tienden a alargarse en términos de rotación y

representa momentos menores, lo que incrementa el área bajo la curva y, por lo tanto, la cantidad de energía inelástica disipada.

## 5.5 ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES

Uno de los resultados clave por obtener es la demanda de ductilidad a las que estarán sometidas las pilas. Para ello, es necesario determinar la capacidad de cada pila frente a una carga monotónica. Este comportamiento se analiza mediante un Análisis Estático No Lineal (AENL), también conocido como “Pushover”. En este estudio, se aplica el análisis a una pila aislada de los puentes, tanto en la dirección longitudinal como en la transversal.

Las cargas aplicadas serán unitarias y al configurar el AENL, Perform3D incrementa automáticamente esta carga puntual con el fin de obtener la curva de capacidad. Estas cargas se aplicarán en los nodos de conexión entre la columna y el cabezal.

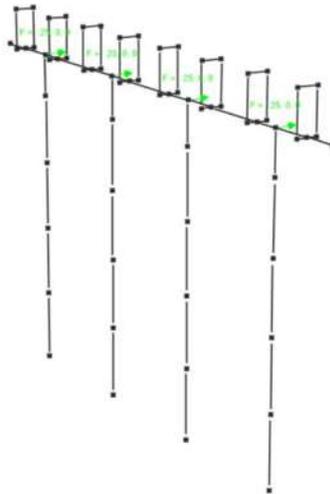


Figura 5.30 Cargas nodales unitarias para AENL en Perform3D v9.0 (CSI, 2023).

Este proceso se realizó para los 144 modelos de puentes en el programa, obteniéndose una curva de capacidad para cada uno. A partir de estas curvas se determinaron parámetros importantes como el desplazamiento de fluencia ( $\Delta_y$ ), el desplazamiento último ( $\Delta_u$ ), la fuerza de fluencia ( $F_y$ ) y fuerza última ( $F_u$ ).

En las siguientes tablas se presentan los resultados de los desplazamientos de fluencia obtenidos a partir del análisis estático no lineal (AENL) en las direcciones longitudinal y transversal. Estos valores son esenciales para el cálculo de la demanda de ductilidad.

Tabla 5.3 Desplazamientos de fluencia (m) obtenidos del AENL en dirección longitudinal.

DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA LONGITUDINAL (m)									
MODELO	ALTA SISMICIDAD			MEDIA SISMICIDAD			BAJA SISMICIDAD		
	Q=2	Q=3	Q=4	Q=2	Q=3	Q=4	Q=2	Q=3	Q=4
C30P05	0.0012	0.0024	0.0028	0.0025	0.0028	0.0030	0.0019	0.0037	0.0037
C30P10	0.0023	0.0030	0.0036	0.0032	0.0039	0.0047	0.0041	0.0051	0.0062
C30P15	0.0041	0.0046	0.0051	0.0045	0.0056	0.0069	0.0085	0.0061	0.0074
C30P20	0.0045	0.0052	0.0054	0.0052	0.0060	0.0073	0.0058	0.0084	0.0083
C50P05	0.0011	0.0023	0.0023	0.0025	0.0027	0.0028	0.0026	0.0028	0.0031
C50P10	0.0021	0.0033	0.0034	0.0029	0.0037	0.0040	0.0036	0.0041	0.0047
C50P15	0.0038	0.0045	0.0046	0.0034	0.0048	0.0051	0.0046	0.0050	0.0052
C50P20	0.0044	0.0050	0.0051	0.0044	0.0054	0.0065	0.0063	0.0068	0.0064
M30P05	0.0033	0.0038	0.0039	0.0039	0.0041	0.0044	0.0045	0.0044	0.0044
M30P10	0.0044	0.0049	0.0051	0.0048	0.0056	0.0065	0.0064	0.0063	0.0067
M30P15	0.0048	0.0059	0.0073	0.0075	0.0076	0.0077	0.0069	0.0076	0.0060
M30P20	0.0058	0.0073	0.0087	0.0072	0.0098	0.0111	0.0103	0.0091	0.0088
M50P05	0.0033	0.0035	0.0037	0.0036	0.0042	0.0046	0.0041	0.0046	0.0045
M50P10	0.0047	0.0048	0.0054	0.0054	0.0060	0.0062	0.0058	0.0064	0.0053
M50P15	0.0052	0.0057	0.0061	0.0063	0.0070	0.0071	0.0069	0.0076	0.0079
M50P20	0.0056	0.0071	0.0074	0.0072	0.0076	0.0097	0.0085	0.0082	0.0082

Tabla 5.4 Desplazamientos de fluencia (m) obtenidos del AENL en dirección transversal.

DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA TRANSVERSAL (m)									
MODELO	ALTA SISMICIDAD			MEDIA SISMICIDAD			BAJA SISMICIDAD		
	Q=2	Q=3	Q=4	Q=2	Q=3	Q=4	Q=2	Q=3	Q=4
C30P05	0.0012	0.0024	0.0028	0.0025	0.0028	0.0030	0.0019	0.0037	0.0037
C30P10	0.0023	0.0030	0.0036	0.0032	0.0039	0.0047	0.0041	0.0051	0.0062
C30P15	0.0041	0.0046	0.0051	0.0045	0.0056	0.0069	0.0085	0.0061	0.0074
C30P20	0.0045	0.0052	0.0054	0.0052	0.0060	0.0073	0.0058	0.0084	0.0083
C50P05	0.0011	0.0023	0.0023	0.0025	0.0027	0.0028	0.0026	0.0028	0.0031
C50P10	0.0021	0.0033	0.0034	0.0029	0.0037	0.0040	0.0036	0.0041	0.0047
C50P15	0.0038	0.0045	0.0046	0.0034	0.0048	0.0051	0.0046	0.0050	0.0052
C50P20	0.0044	0.0050	0.0051	0.0044	0.0054	0.0065	0.0063	0.0068	0.0064
M30P05	0.0020	0.0021	0.0022	0.0021	0.0022	0.0023	0.0023	0.0021	0.0023
M30P10	0.0026	0.0028	0.0033	0.0028	0.0029	0.0037	0.0035	0.0031	0.0033
M30P15	0.0030	0.0032	0.0038	0.0039	0.0035	0.0039	0.0037	0.0039	0.0031
M30P20	0.0033	0.0039	0.0046	0.0039	0.0051	0.0058	0.0054	0.0047	0.0045
M50P05	0.0019	0.0019	0.0019	0.0019	0.0021	0.0023	0.0020	0.0023	0.0021
M50P10	0.0027	0.0027	0.0027	0.0029	0.0033	0.0035	0.0030	0.0032	0.0026
M50P15	0.0029	0.0031	0.0032	0.0032	0.0036	0.0041	0.0035	0.0039	0.0040



M50P20	0.0033	0.0039	0.0039	0.0038	0.0040	0.0051	0.0045	0.0043	0.0042
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

En los resultados mostrados en las tablas anteriores se observa una tendencia creciente en el desplazamiento de fluencia conforme aumenta el valor de Q. En el caso de los puentes con pila de una sola columna, al tratarse de análisis de pilas aisladas, el desplazamiento de fluencia se mantiene igual en ambas direcciones. En contraste, los puentes con pilas de cuatro columnas presentan un desplazamiento de fluencia mayor en la dirección longitudinal que en la transversal.

## 5.6 COMENTARIOS FINALES

En este capítulo se llevó a cabo el modelado de todos los puentes a analizar utilizando el software PERFORM3D. Aunque este programa pertenece a la misma compañía que otros softwares de estructuras, presenta una distribución diferente de herramientas. A pesar de las diferencias, PERFORM3D ofrece ventajas significativas, como un menor tiempo cómputo en comparación con SAP2000, ya que optimiza mejor el uso de los recursos del equipo.

Las propiedades de los modelos fueron tomadas de los desarrollados previamente en SAP2000 y adecuadas para su compatibilidad con Perform3D. Una vez que se logró modelar exitosamente un puente, fue posible replicar los modelos restantes.

Con los modelos listos, se procedió a realizar los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo, asegurando que todos los registros sísmicos se aplicaran correctamente y de manera completa.

Posteriormente, mediante un código en Matlab, se extrajeron y procesaron los resultados de estos análisis, obteniendo la información de desplazamientos y energía histerética disipada.

Finalmente, con el objetivo de determinar la capacidad de las pilas ante cargas monotónicas, se realizaron análisis pushover a cada uno de los 144 modelos generados, lo que permitió obtener la curva de capacidad correspondiente para cada caso.



# C6. ANÁLISIS DE RESULTADOS E ÍNDICES DE DAÑO

## 6.1 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES EN LA HISTORIA DEL TIEMPO

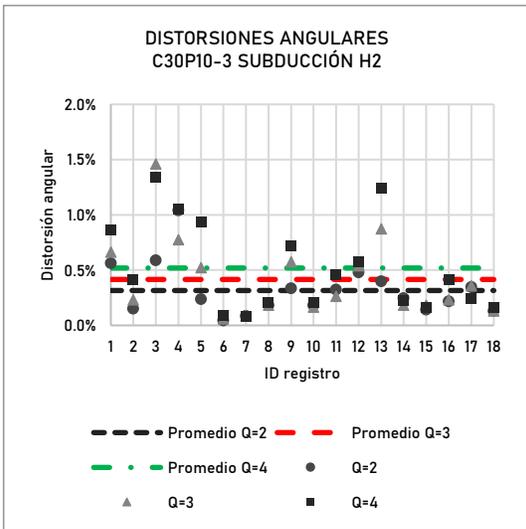
### 6.1.1 Distorsiones angulares

La distorsión angular, también conocida como drift, se define como el cociente entre el desplazamiento relativo de la pila del puente y la longitud de la misma. Este parámetro es un indicador del nivel de deformación y del daño potencial que puede experimentar una columna ante eventos sísmicos.

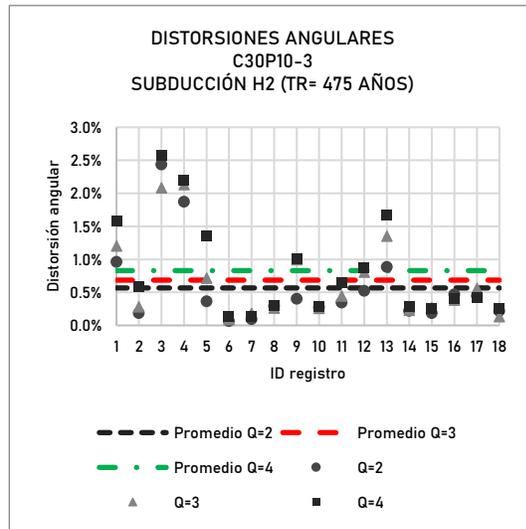
Las gráficas presentadas en este capítulo muestran los resultados de los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo. Los valores reportados corresponden al promedio de los resultados obtenidos para cada uno de los distintos registros sísmicos.

A continuación, se presentan, a manera de ejemplo, los resultados de distorsiones angulares en la dirección transversal del puente para cuatro deferentes tipologías estructurales, todas con la misma altura de pila. Los modelos fueron sometidos a los respectivos registros de alta sismicidad y tipo de fallamiento de subducción (escalados para el espectro de respuesta de referencia (ER) y al espectro de respuesta asociado a un periodo de retorno de 475 años (EPR)).

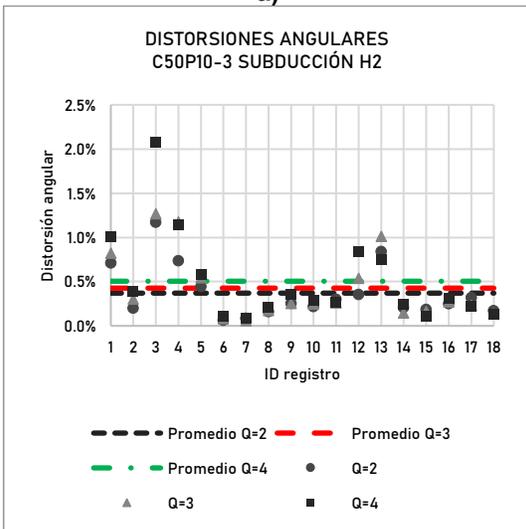




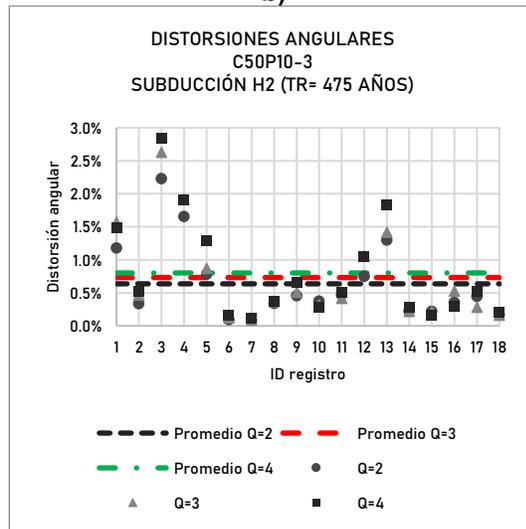
a)



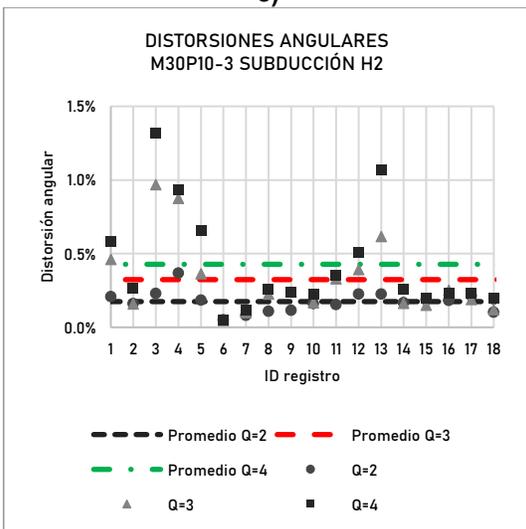
b)



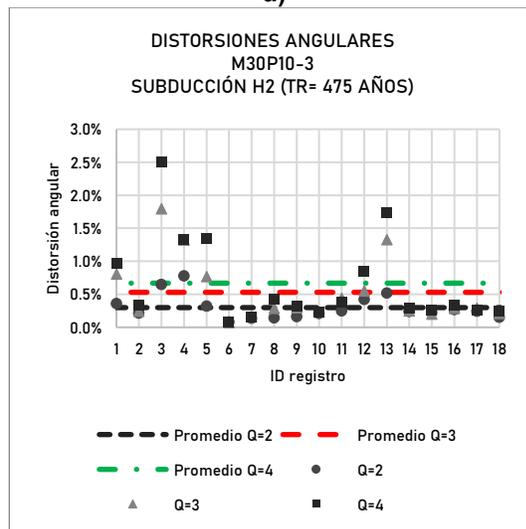
c)



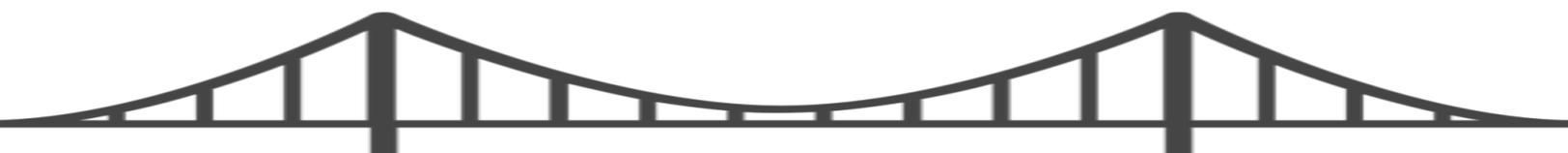
d)



e)



f)



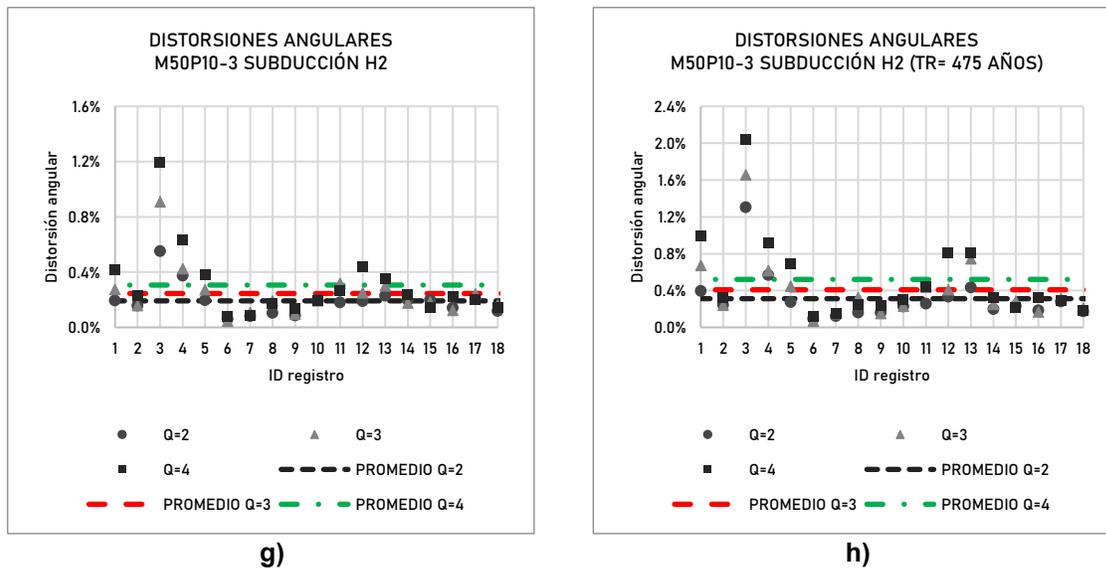


Figura 6.1 Distorsiones angulares por registro y promedio de  $Q = 2$ ,  $Q = 3$  y  $Q = 4$ .

En las gráficas anteriores se observa un incremento no muy significativo en los valores promedio de  $Q$ . El aumento entre  $Q = 2$  y  $Q = 3$ , es de aproximadamente un 0.1%, mientras que entre  $Q = 3$  y  $Q = 4$  varía entre 0.05 y 0.1%. Esta diferencia se incrementa ligeramente al comparar los resultados obtenidos con los registros escalados para un periodo de retorno de 475 años.

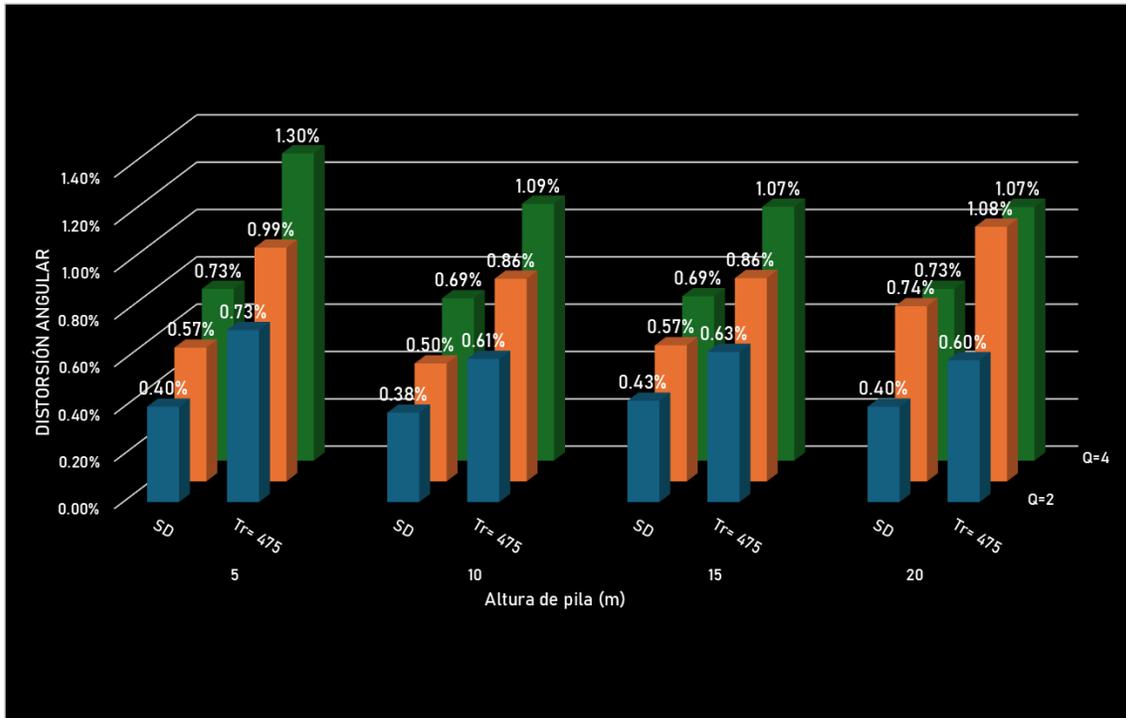
### 6.1.1.1 Puentes con pilas de una columna y claros de 30 metros

#### Alta sismicidad

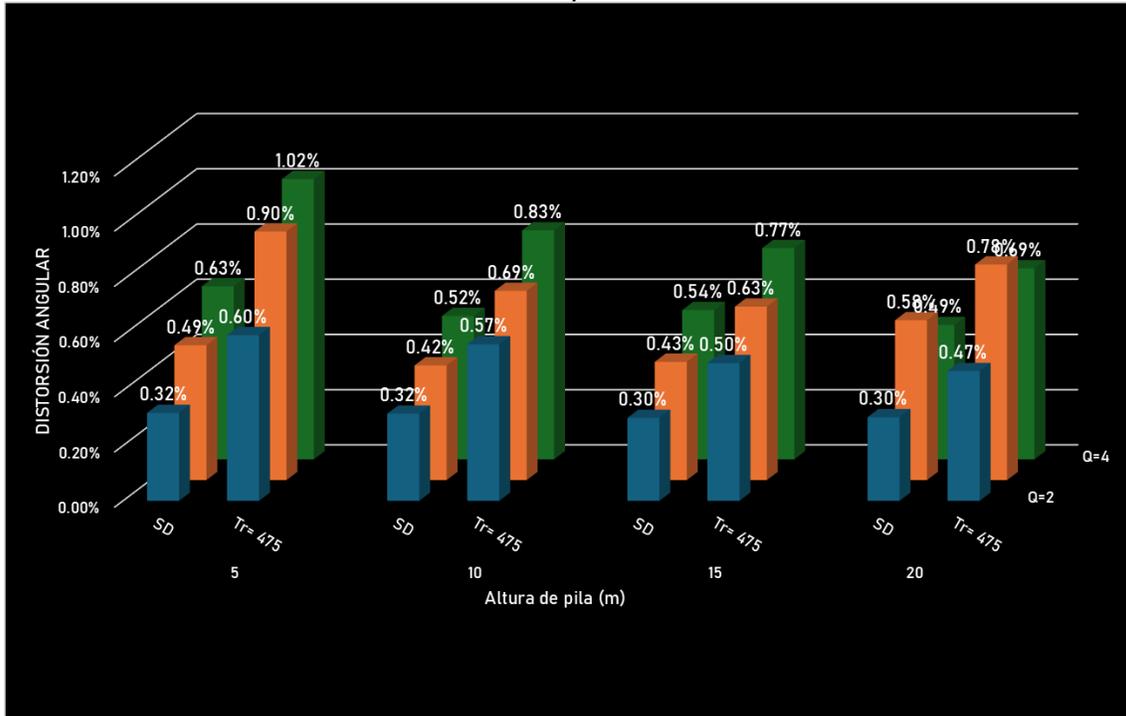
En las siguientes gráficas de barras se presentan los valores medios de las distorsiones angulares obtenidos para cada uno de los modelos C30, analizando su variación conforme aumenta la altura de la pila y el valor de diseño de  $Q$ .

Los resultados corresponden a los registros sísmicos de la zona de alta sismicidad (Lázaro Cárdenas).





a)



b)

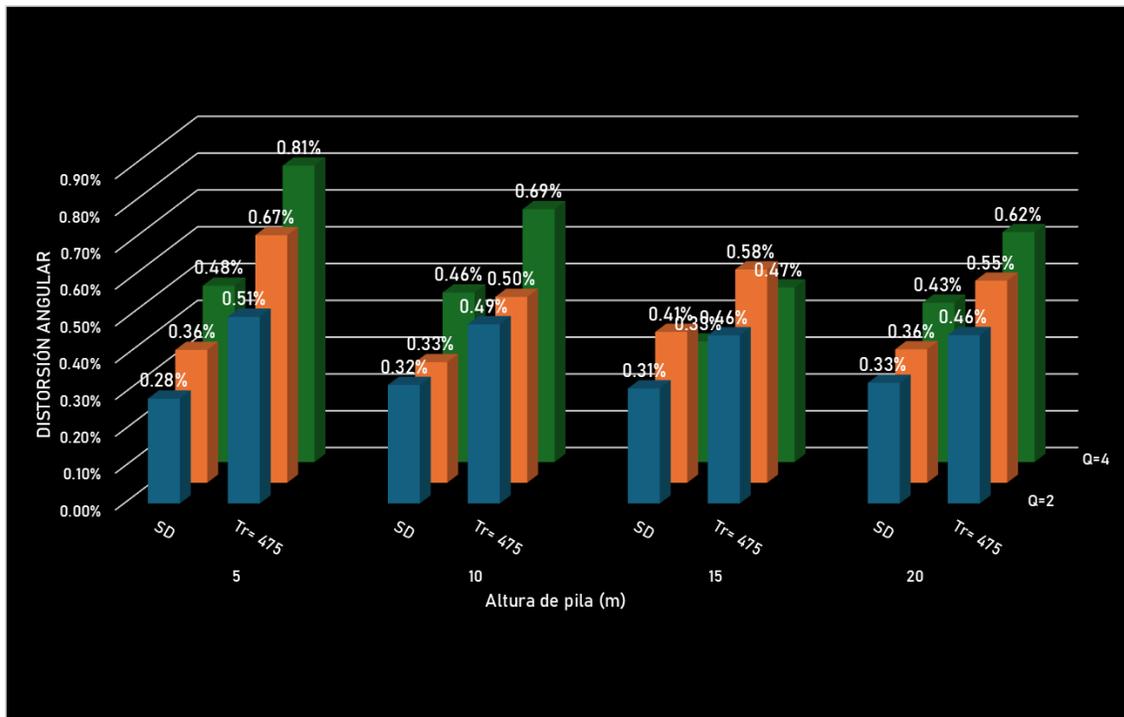
Figura 6.2 Distorsiones angulares de puentes tipo C30 sometidos a registros de alta sismicidad con mecanismo de subducción en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.



En las gráficas anteriores se aprecia el cambio en las distorsiones angulares en ambas direcciones para los registros de subducción, así como una clara tendencia al aumento de este conforme se incrementa el valor de Q. Sin embargo, en los puentes con pilas de 20 metros de altura, ocurre lo contrario: las distorsiones disminuyen al pasar de Q = 3 a Q = 4, mientras que entre Q = 2 y Q = 3 sí se observa un aumento.

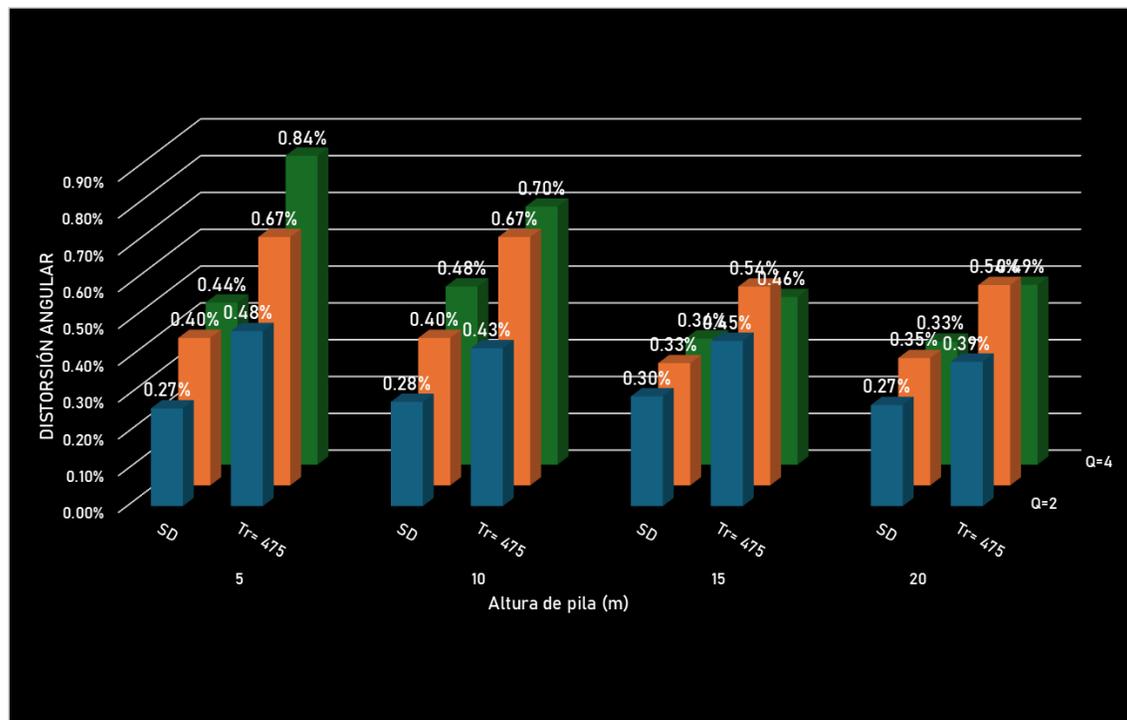
Asimismo, se aprecia un incremento en las distorsiones al comparar los resultados de los registros escalados con el ER y EPR, con incrementos que oscilan entre un 30% y hasta un 60% en el caso del puente de 5 metros de altura diseñado con Q = 4.

Finalmente, se observa un decremento de las distorsiones conforme aumenta la altura de las pilas, lo cual se debe a que los puentes con menores alturas, y por ende con periodos más cortos, presentan mayores niveles de distorsión.



a)





b)

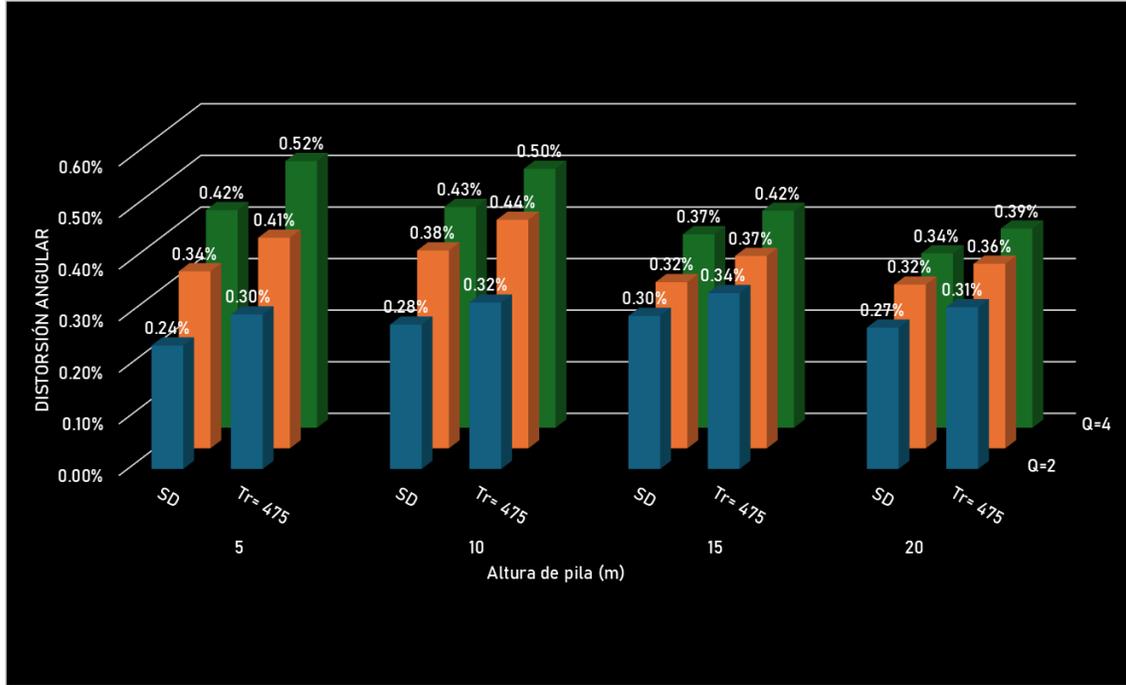
Figura 6.3 Distorsiones angulares de puentes tipo C30 y registros de alta sismicidad de fallamiento normal en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

A diferencia de los registros de subducción, los registros de fallamiento normal presentan valores de distorsión menores, aunque mantienen la misma tendencia de disminución conforme incrementa la altura de la pila. Asimismo, se observa que las distorsiones no siempre aumentan al pasar de un diseño con  $Q = 3$  a  $Q = 4$ . En este caso particular, se presenta una disminución a partir de pilas de 15 metros de altura en la dirección transversal, mientras que en la dirección longitudinal esto solo ocurre para dicha altura.

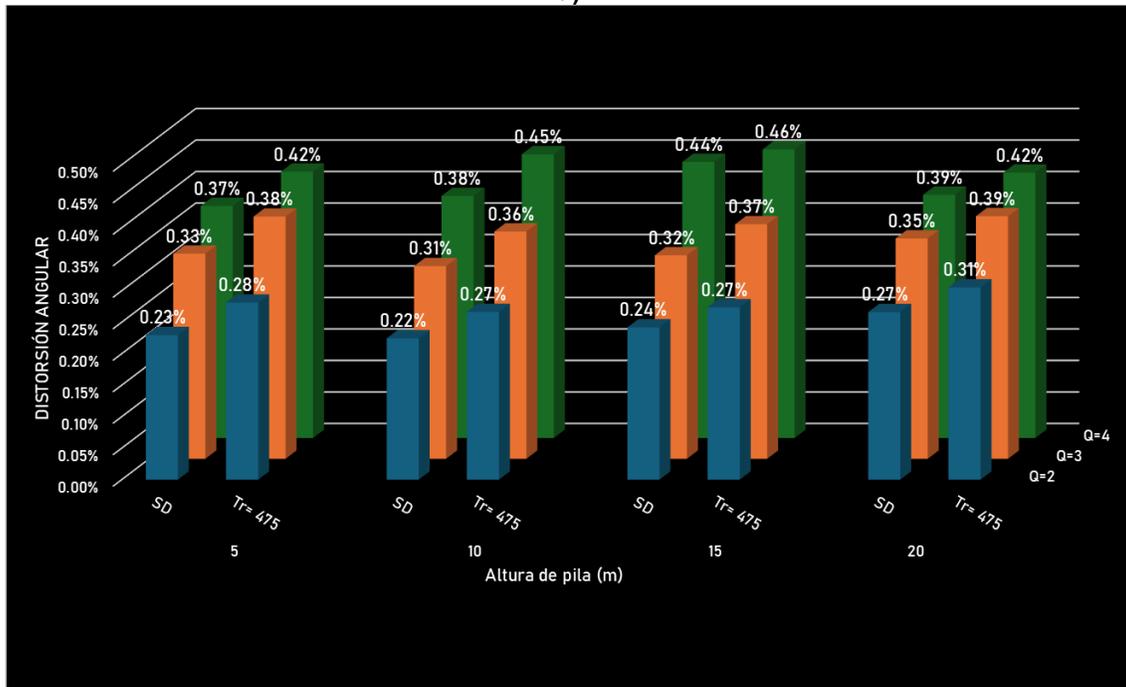
En ambos tipos de registro, las distorsiones angulares no superaron el valor límite del 1.5%, considerado el máximo permisible para columnas de concreto reforzado. No obstante, en el caso de los registros de subducción, el puente C30P05-3 alcanzó un valor cercano al límite, con una distorsión angular del 1.30 %, bajo registros escalados para un periodo de retorno de 475 años.

**Media sísmica**

A continuación, se presentan las gráficas correspondientes a los registros de la zona de media sísmica (Apatzingán, Michoacán).



a)

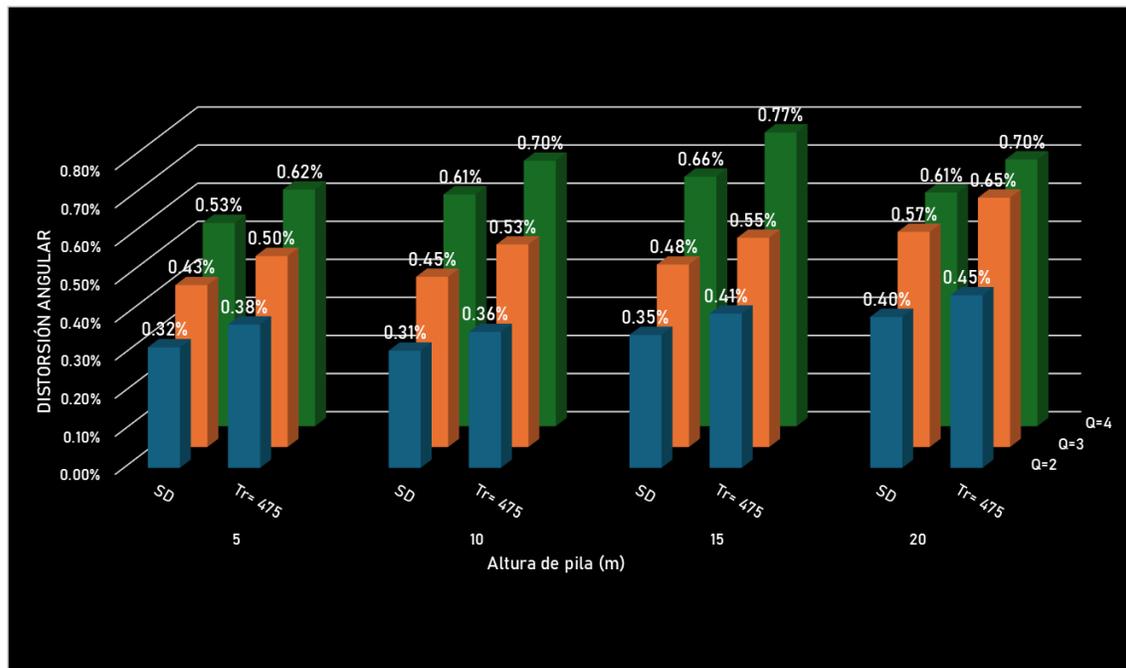


b)

Figura 6.4 Distorsiones angulares de puentes tipo C30 sometidos a registros de sísmica media de subducción en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

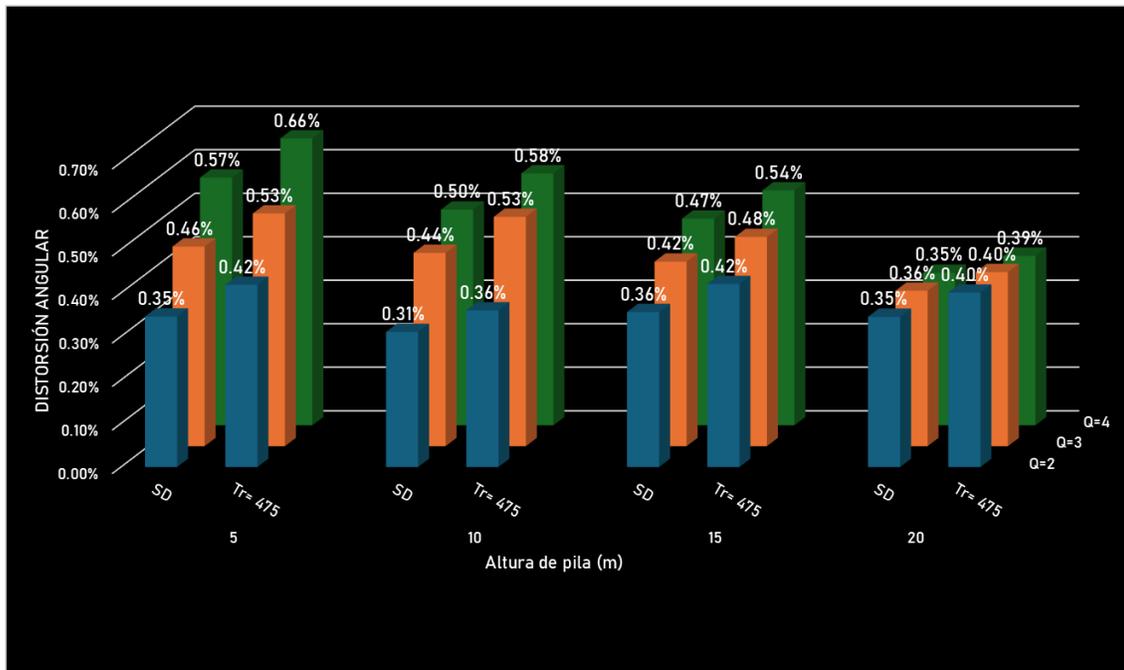


En los registros de subducción de intensidad media se observa una disminución considerable en las distorsiones angulares, con reducciones de hasta aproximadamente un 50 % en los registros escalados con el sismo de diseño, y alrededor del 65 % en los registros escalados con un periodo de retorno de 475 años. Asimismo, se identifica una tendencia creciente en las distorsiones al aumenta el valor de Q de diseño. En la dirección longitudinal, las distorsiones tienden a disminuir conforme se incrementa la altura de la pila. Sin embargo, en la dirección transversal, los valores permanecen prácticamente constantes con el aumenta de la altura de la pila, observándose los valores máximos para pilas de 10 y 15 metros.



a)





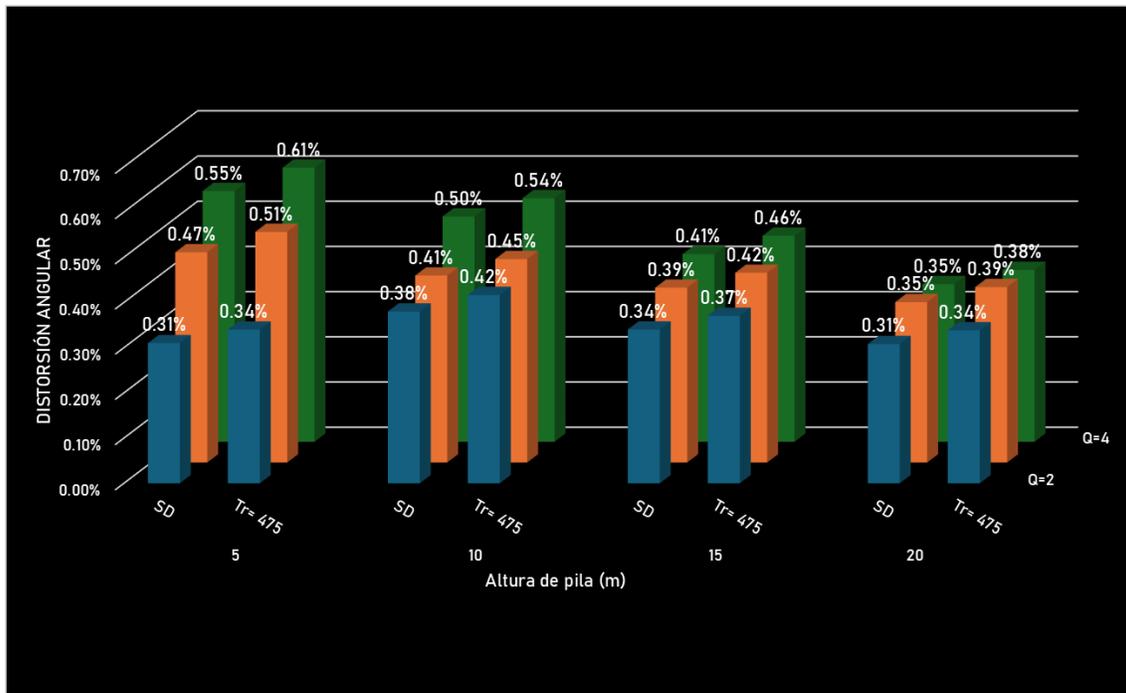
b)

Figura 6.5 Distorsiones angulares de puentes tipo C30 sometidos a registros de sismicidad media de fallamiento normal en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

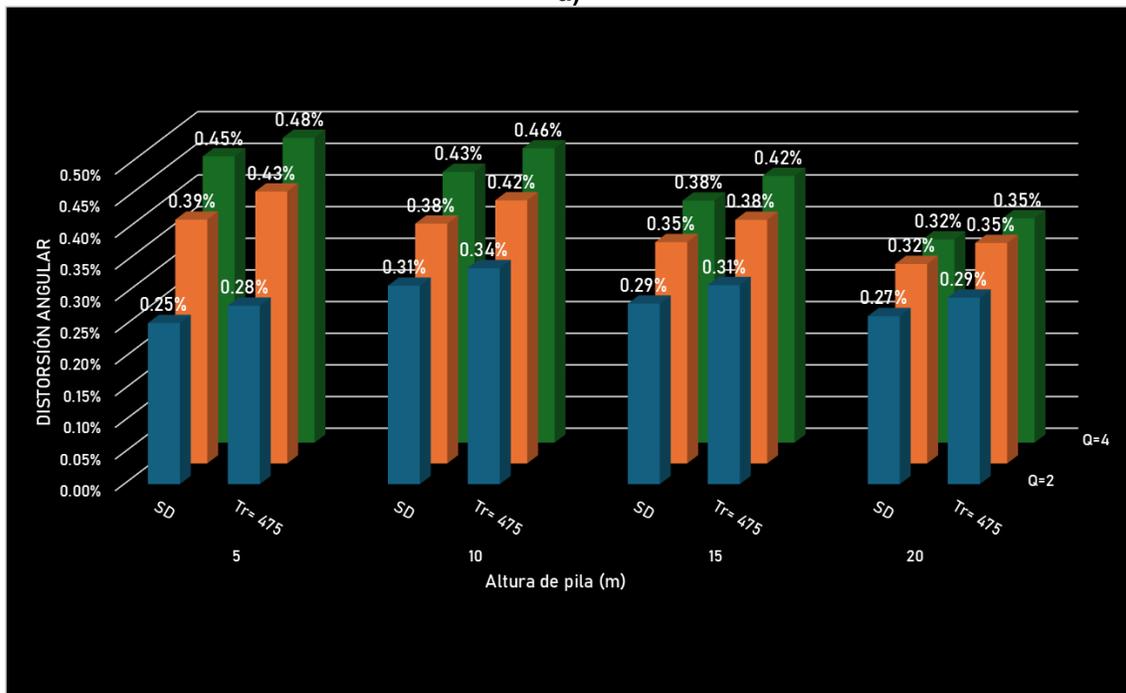
En el caso de los registros de fallamiento normal, la disminución de las distorsiones al pasar de alta a media sismicidad es menos significativa en comparación con los registros de subducción, presentando una reducción aproximada del 20%. Además, la variación de distorsión entre los distintos valores de Q es más pronunciada en los puentes con menor altura de pila, mientras que dicha diferencia se reduce conforme aumenta la altura de las pilas.

### Baja sismicidad

A continuación, se presentan los resultados de distorsiones para los puentes diseñados y sometidos a registros correspondientes a una zona de baja sismicidad (Tlalnepantla, Morelos).



a)



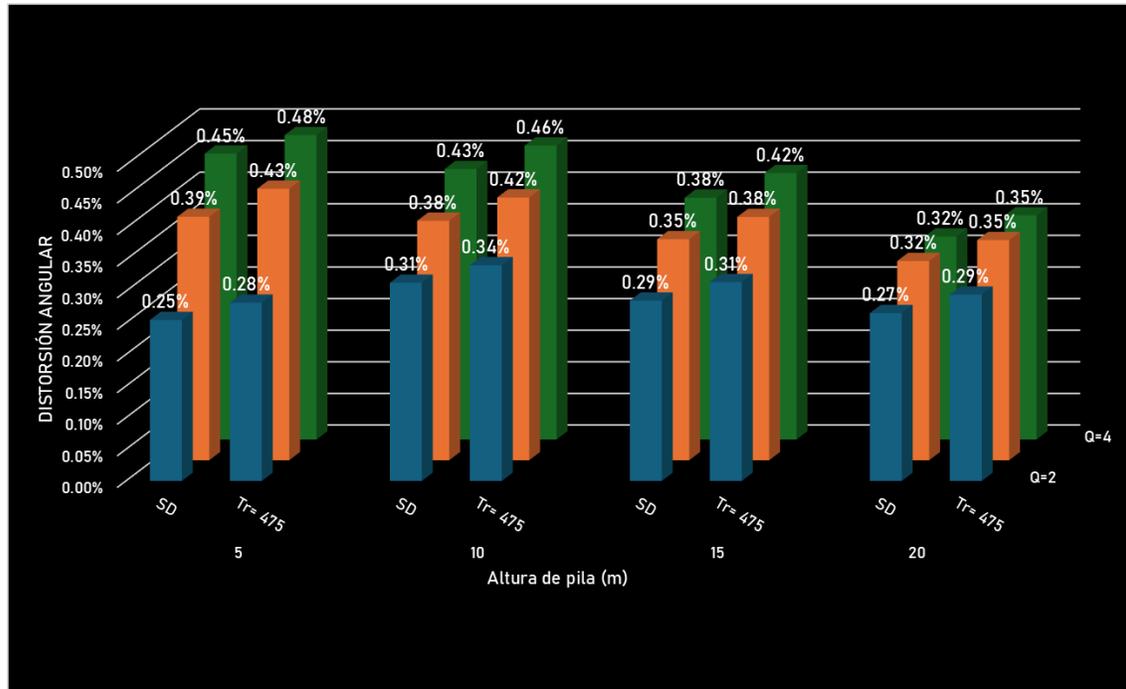
b)

Figura 6.6 Distorsiones angulares de puentes tipo C30 sometidos a registros de baja sismicidad de subducción en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

En este caso, las distorsiones no muestran una disminución respecto a los resultados obtenidos para la zona de media sismicidad; por el contrario, se observa un ligero incremento. La tendencia a la disminución de las distorsiones conforme

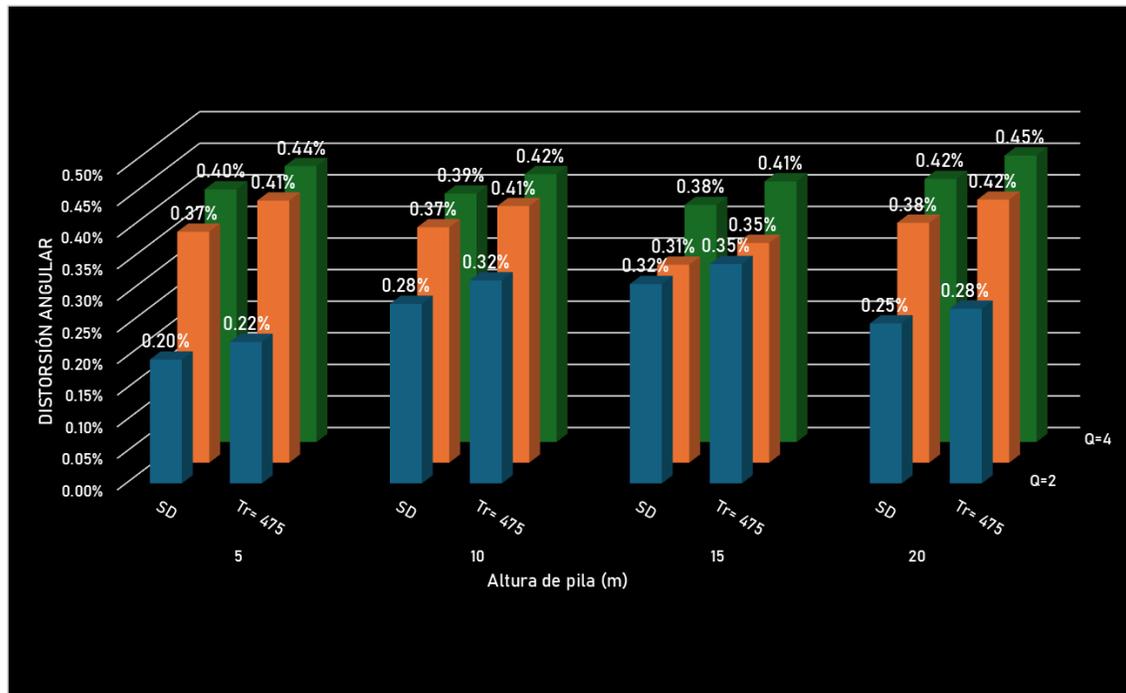


aumenta la altura de la pila se mantiene, al igual que el aumento de estas al incrementar el valor de Q. Estas diferencias son más marcadas en pilas de 5 y 10 metros, y menos notorias en alturas de 15 y 20 metros. Dado que se trata de una zona de baja sismicidad, tampoco se observa una gran diferencia entre los resultados obtenidos con el sismo de diseño y los del evento con periodo de retorno de 475 años. A pesar del incremento observado, las distorsiones se mantienen por debajo del 1%.



a)





b)

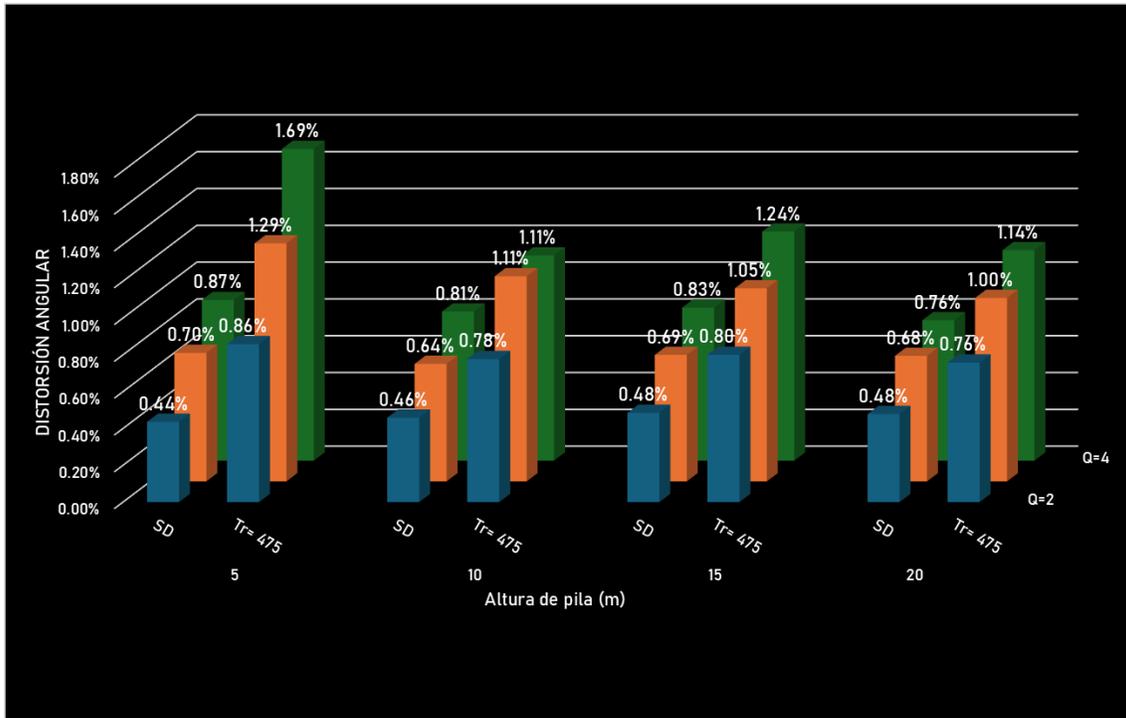
Figura 6.7 Distorsiones angulares de puentes tipo C30 sometidos a registros de baja sismicidad por fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

### 6.1.1.2 Puentes con pilas de una sola columna y claros de 50 metros

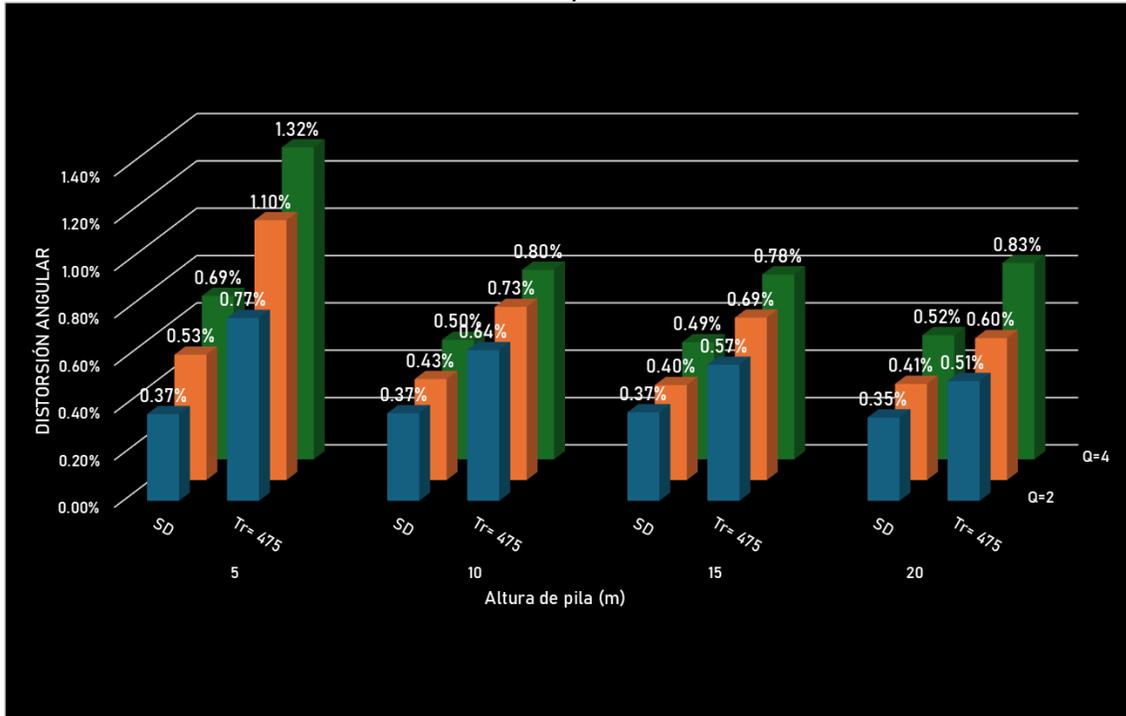
#### Alta sismicidad

A continuación, se presentan las gráficas de barras que muestran los valores medios de las distorsiones angulares obtenidas para cada uno de los modelos C50, analizando su variación conforme se incrementa la altura de la pila y se modifica el valor del factor de comportamiento sísmico (Q). Estas gráficas corresponden a los registros sísmicos representativos de la zona de alta sismicidad (Lázaro Cárdenas).





a)



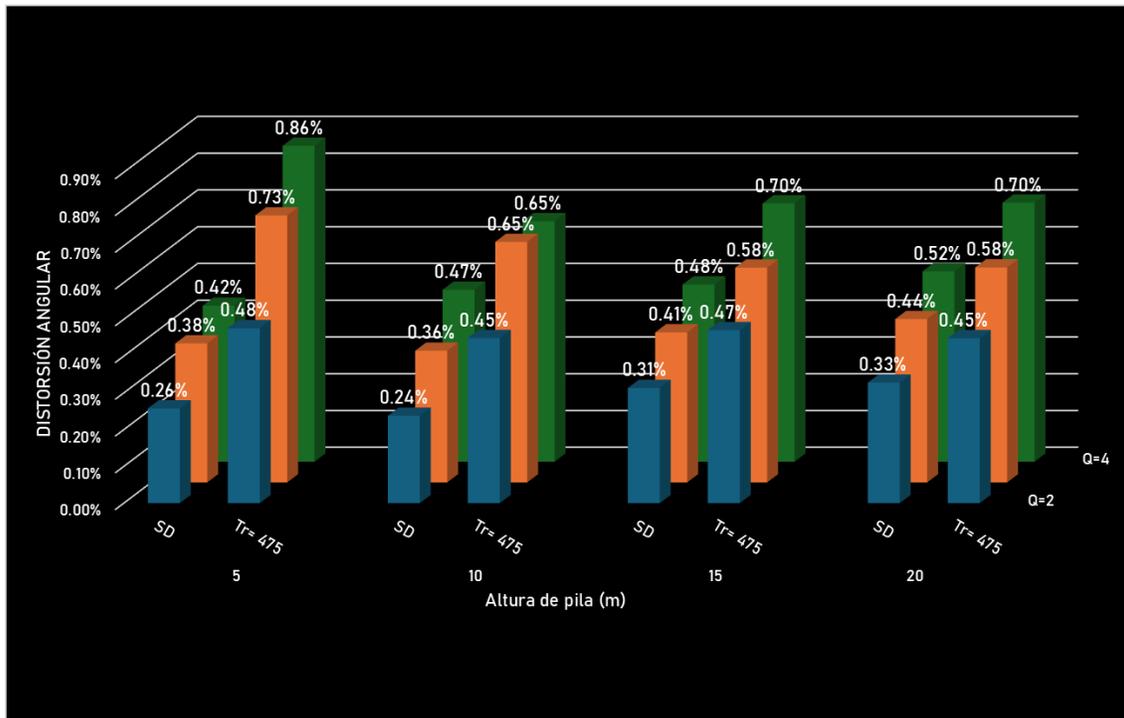
b)

Figura 6.8 Distorsiones angulares de puentes tipo C50 sometidos a registros de alta sismicidad por subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.



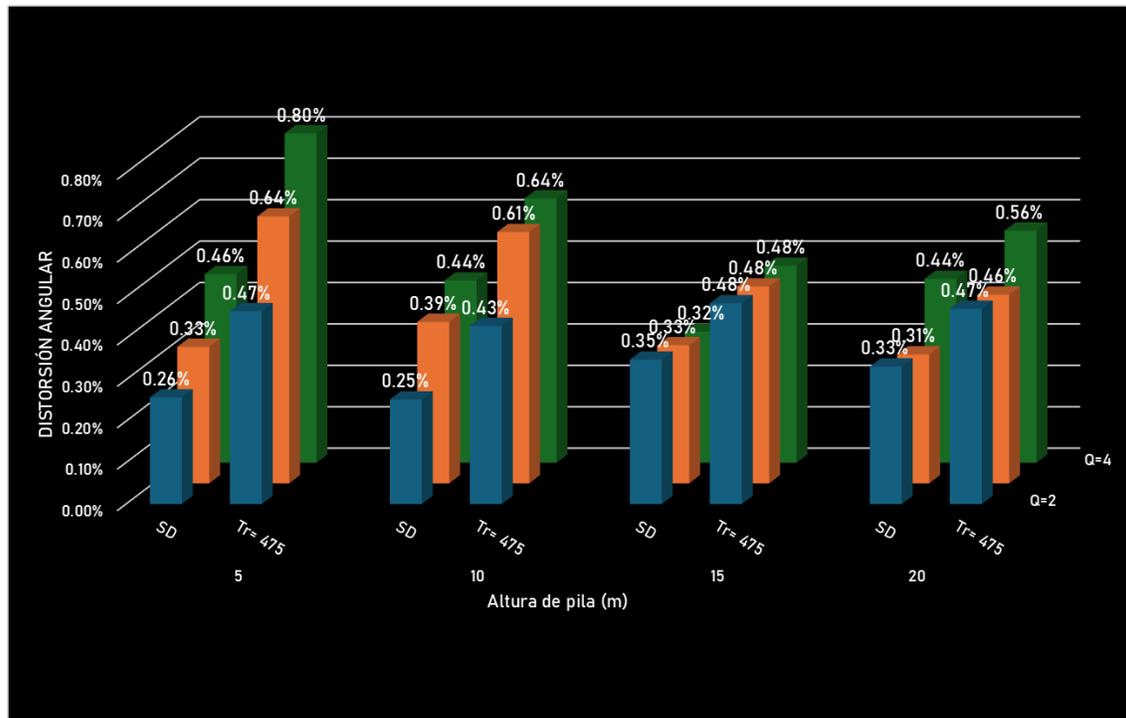
En las gráficas se observa el comportamiento de las distorsiones angulares en ambas direcciones ante registros de sismos por subducción. Se aprecia una clara tendencia al incremento de las distorsiones conforme aumenta el valor del factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ), y una disminución de estas a medida que se incrementa la altura de la pila.

Asimismo, se evidencia una diferencia significativa entre los resultados obtenidos para el sismo de diseño y aquellos correspondientes al sismo con un periodo de retorno de 475 años ( $Tr = 475$  años). Mientras que los valores asociados al sismo de diseño se mantienen por debajo del 1%, los del  $Tr = 475$  años superan este umbral incluso desde el diseño con  $Q = 2$ , aumentando progresivamente con valores de  $Q$  más altos. El caso más crítico se presenta en el diseño con  $Q = 4$  y una pila de 5 metros de altura, donde la distorsión angular alcanza un valor de hasta 1.69%.



a)





b)

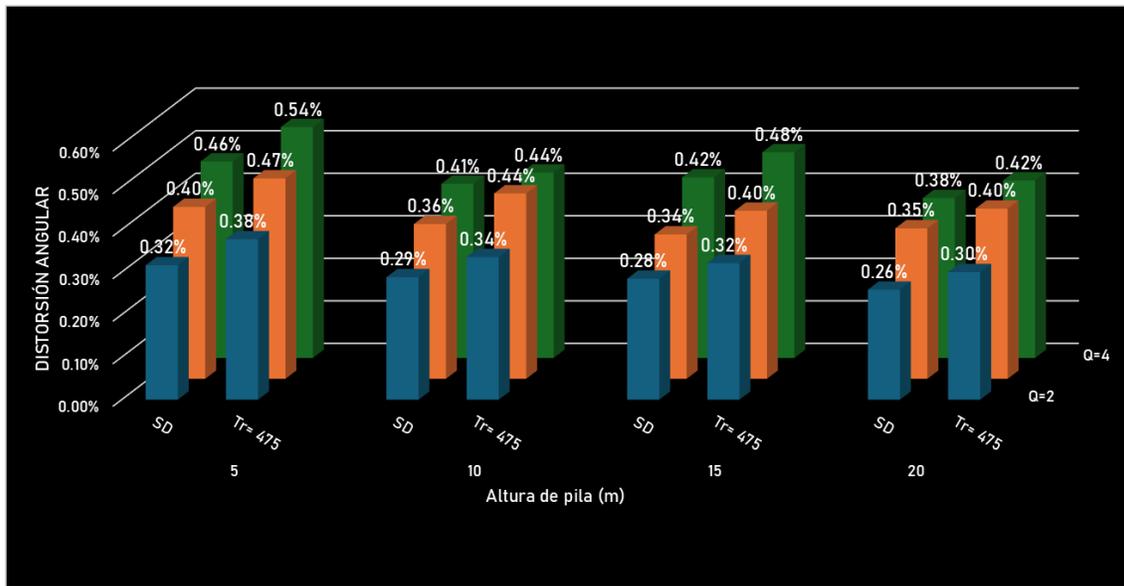
Figura 6.9 Distorsiones angulares de puentes tipo C50 sometidos a registros de alta sismicidad con mecanismo de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

A diferencia de los registros por subducción, los registros de fallamiento normal presentan valores de distorsiones menores, aunque mantienen la misma tendencia general de disminución conforme aumenta la altura de la pila, aunque esta tendencia es menos pronunciada. En la dirección longitudinal, las distorsiones correspondientes al sismo con un periodo de retorno de 475 años ( $Tr = 475$ ) se mantienen cercanas al 1% en todas las alturas, mientras que para el sismo de diseño los valores no superan el 0.52%.

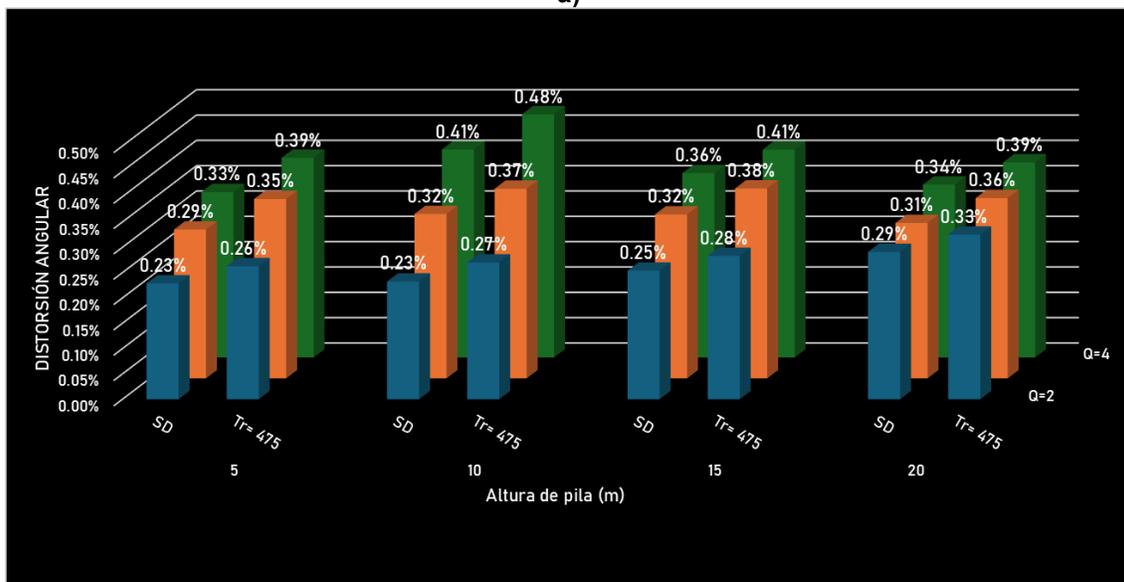
### Media sismicidad

A continuación, se presentan gráficas similares, ahora correspondientes a los registros sísmicos de la zona de media sismicidad (Apatzingán, Michoacán).





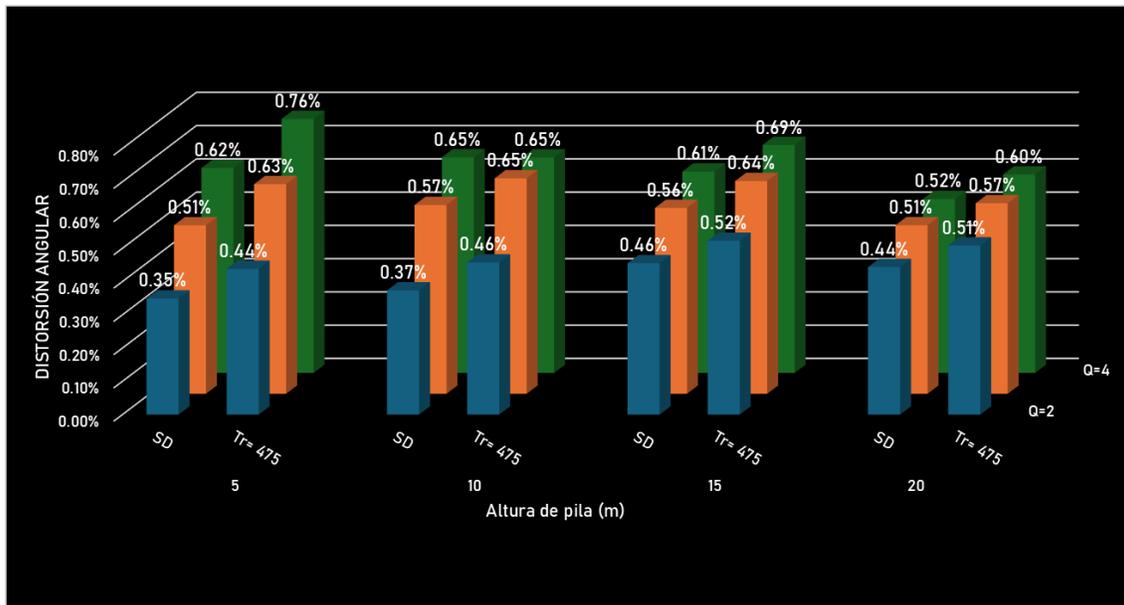
a)



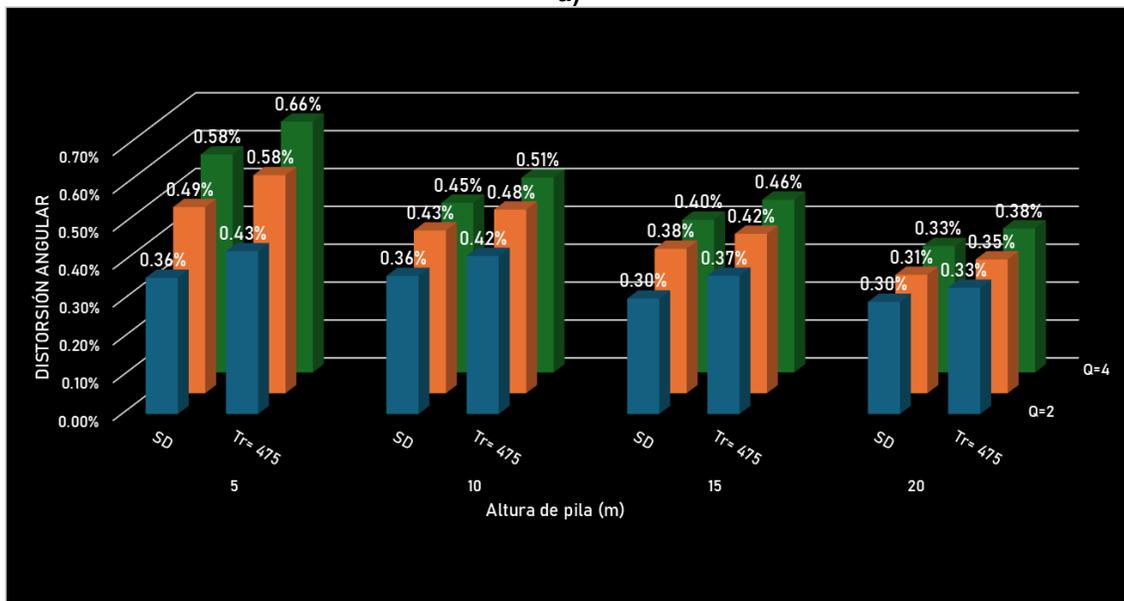
b)

Figura 6.10 Distorsiones angulares de puentes tipo C50 sometidos a registros de media sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

En los registros de subducción de intensidad media se observa una disminución considerable de las distorsiones angulares, con reducciones cercanas al 65% y con todos los valores por debajo del 0.54%. En la dirección longitudinal, las distorsiones muestran una tendencia decreciente conforme aumenta la altura de la pila. En cambio, en la dirección transversal, los valores se mantienen relativamente constantes entre las diferentes alturas.



a)



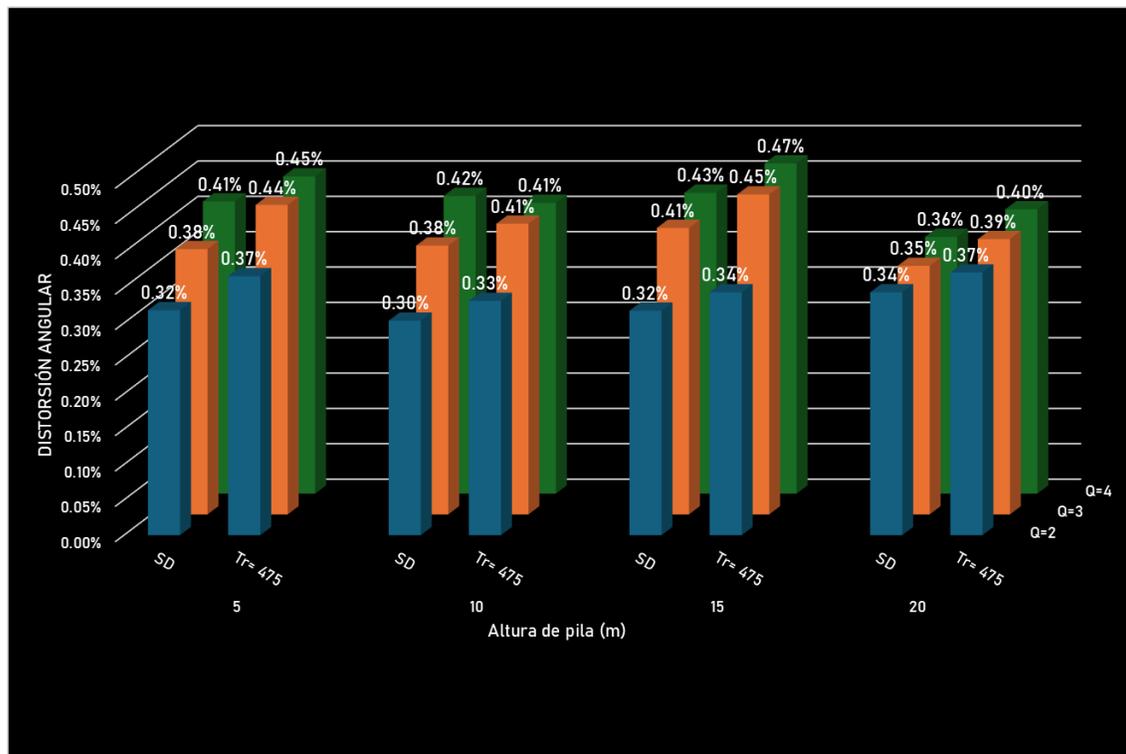
b)

Figura 6.11 Distorsiones angulares de puentes tipo C50 sometidos a registros de media sismicidad con mecanismo de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

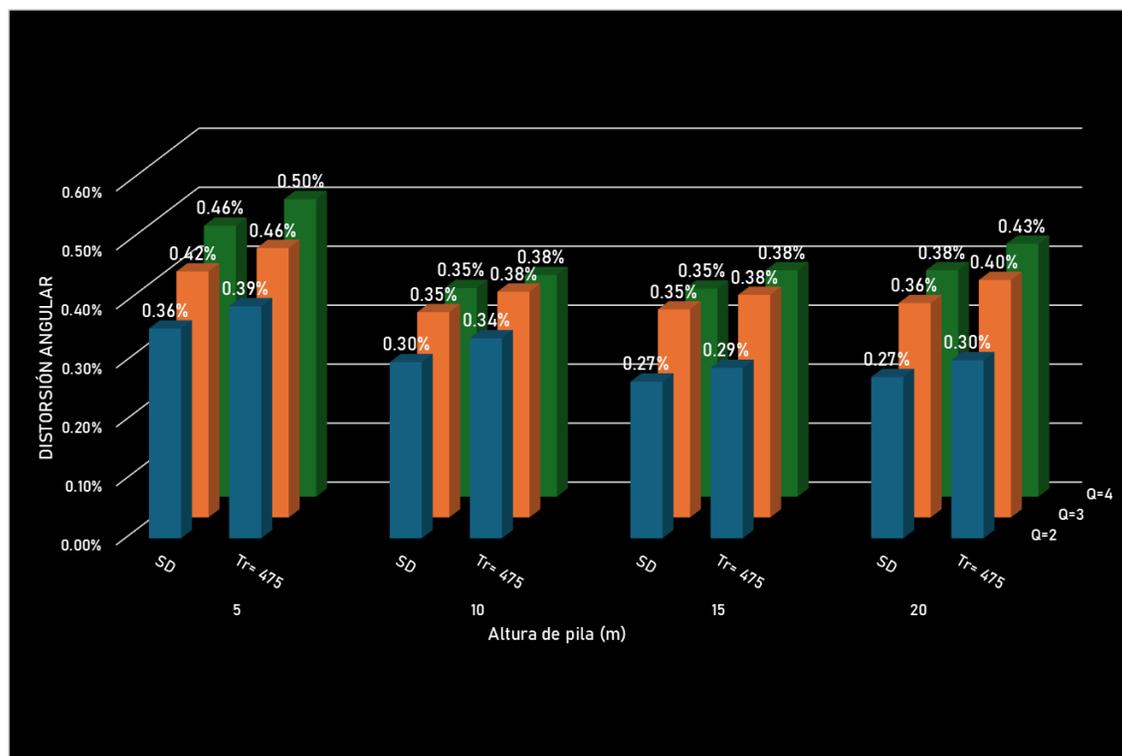
En el caso de los registros con mecanismo de fallamiento normal, la reducción de las distorsiones angulares al pasar de alta a media sismicidad es menos significativa en comparación con los registros de subducción, alcanzando apenas una disminución del orden del 10%. Además, la variación de las distorsiones entre los diferentes valores de Q es más evidente en los puentes con menor altura de pila; en cambio, a medida que aumenta la altura, esta diferencia se reduce notablemente.

### Baja sismicidad

Finalmente, se presentan los resultados de distorsiones angulares para los puentes diseñados y evaluados con registros correspondientes a una zona de baja sismicidad (Tlalnepantla, Morelos).



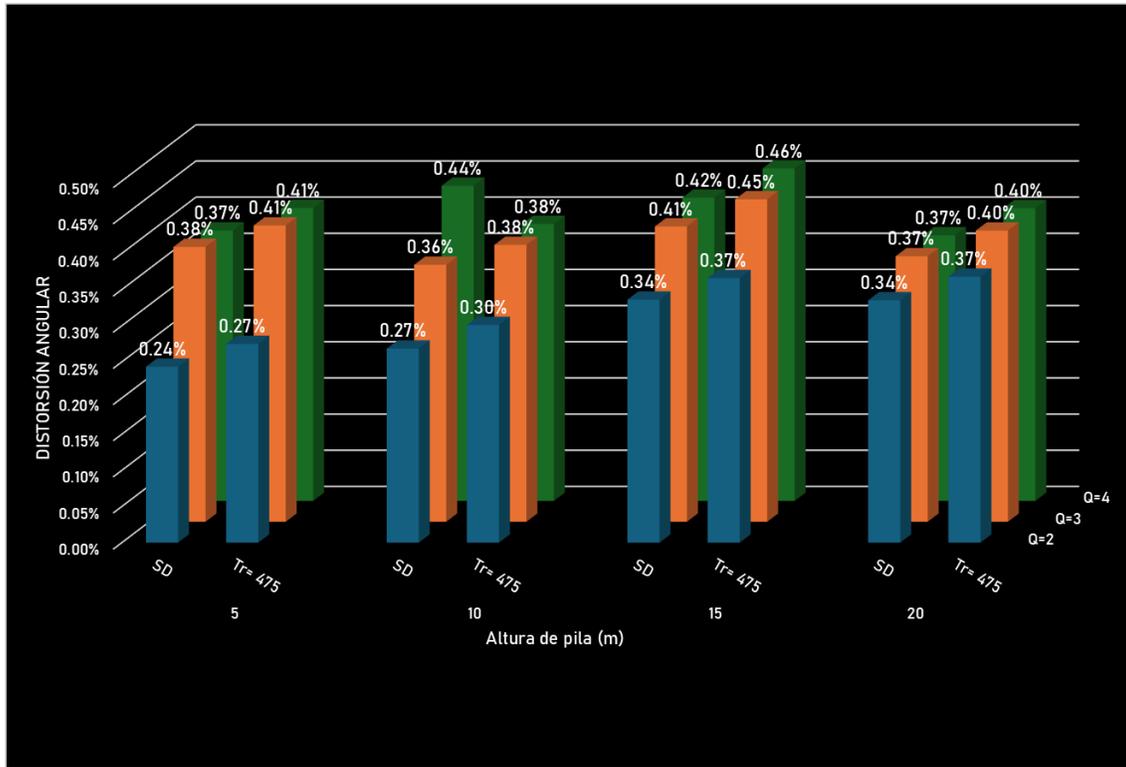
a)



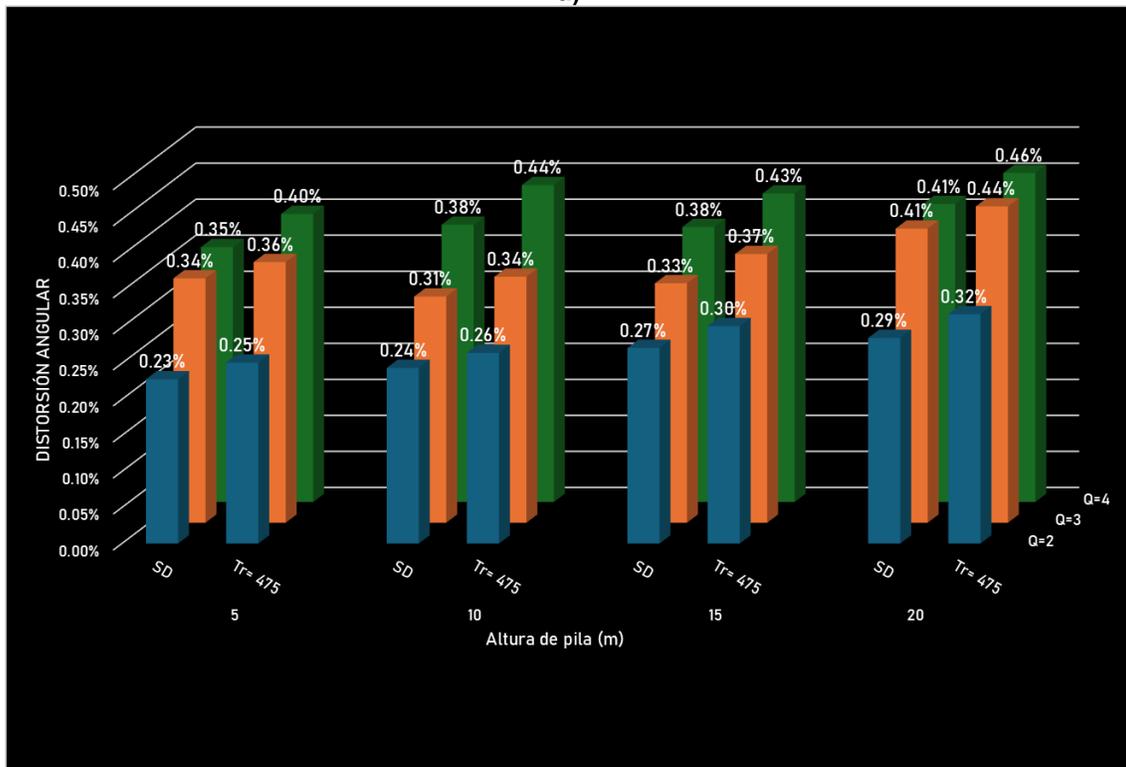
b)

Figura 6.12 Distorsiones angulares de puentes tipo C50 sometidos a registros de baja sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

En las gráficas se observa que, en la zona de baja sismicidad, las distorsiones angulares son similares en ambas direcciones y muestra poca diferencia entre el sismo de diseño y el correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. En esta zona, el aumento en la altura de la pila no genera una variación significativa en las distorsiones, a diferencia de lo observado en las zonas de media y alta sismicidad. En todos los casos, los valores se mantienen por debajo del 0.47%, y los cambios entre los diferentes valores de Q de diseño son mínimos.



a)



b)

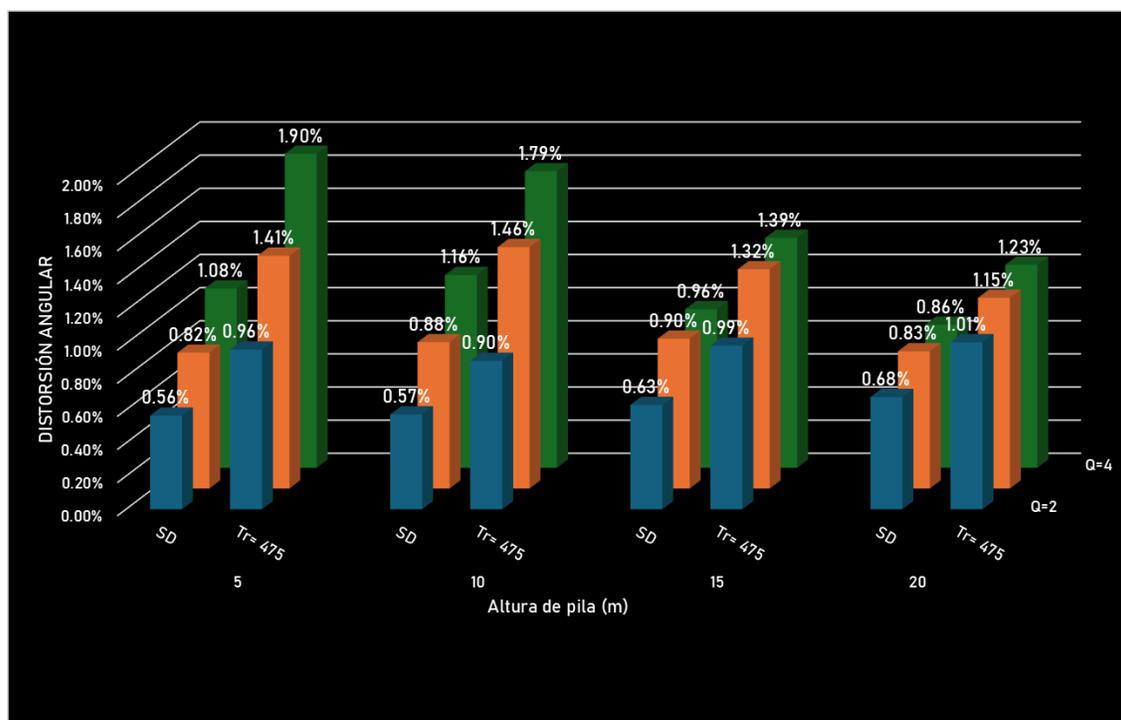
Figura 6.13 Distorsiones angulares de puentes tipo C50 sometidos a registros de baja sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.



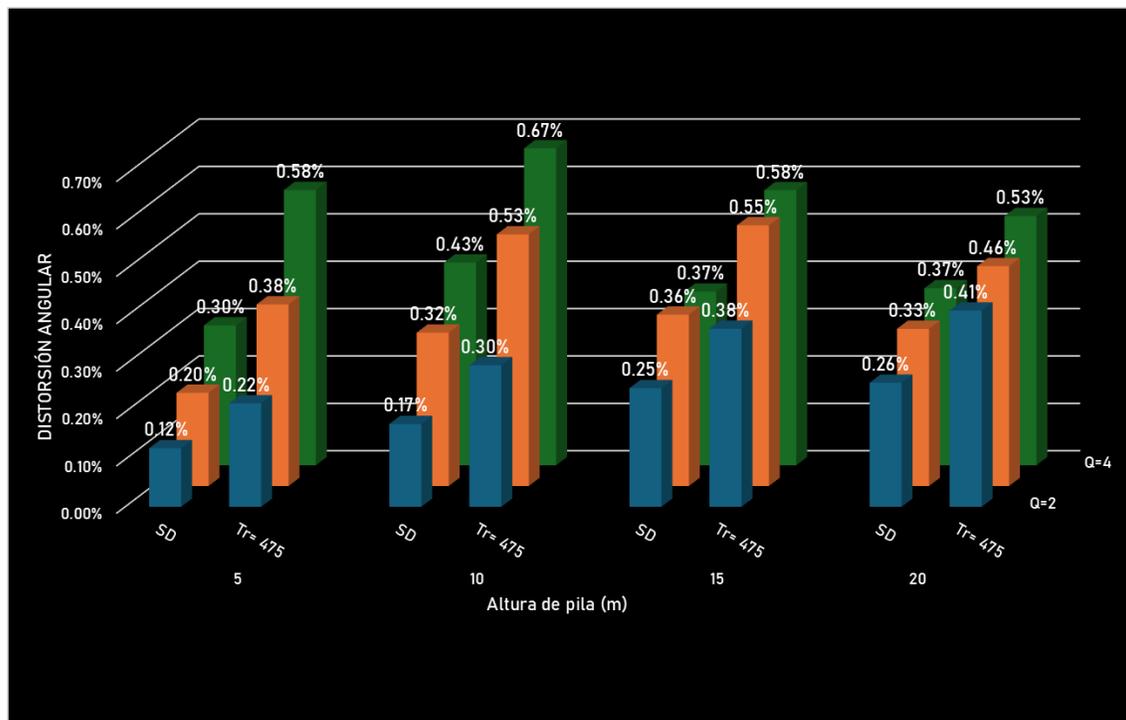
### 6.1.1.3 Puentes con pilas tipo marco de cuatro columnas y claros de 30 metros

#### Alta sismicidad

A continuación, se presentan las gráficas de barras que muestran los valores medios de las distorsiones angulares obtenidas para cada uno de los modelos tipo M30. Se analiza su variación en función del aumento en la altura de la pila y del valor del factor de comportamiento sísmico (Q) utilizado en el diseño. Estas gráficas correspondientes a los registros sísmicos de la zona de alta sismicidad (Lázaro Cárdenas).



a)



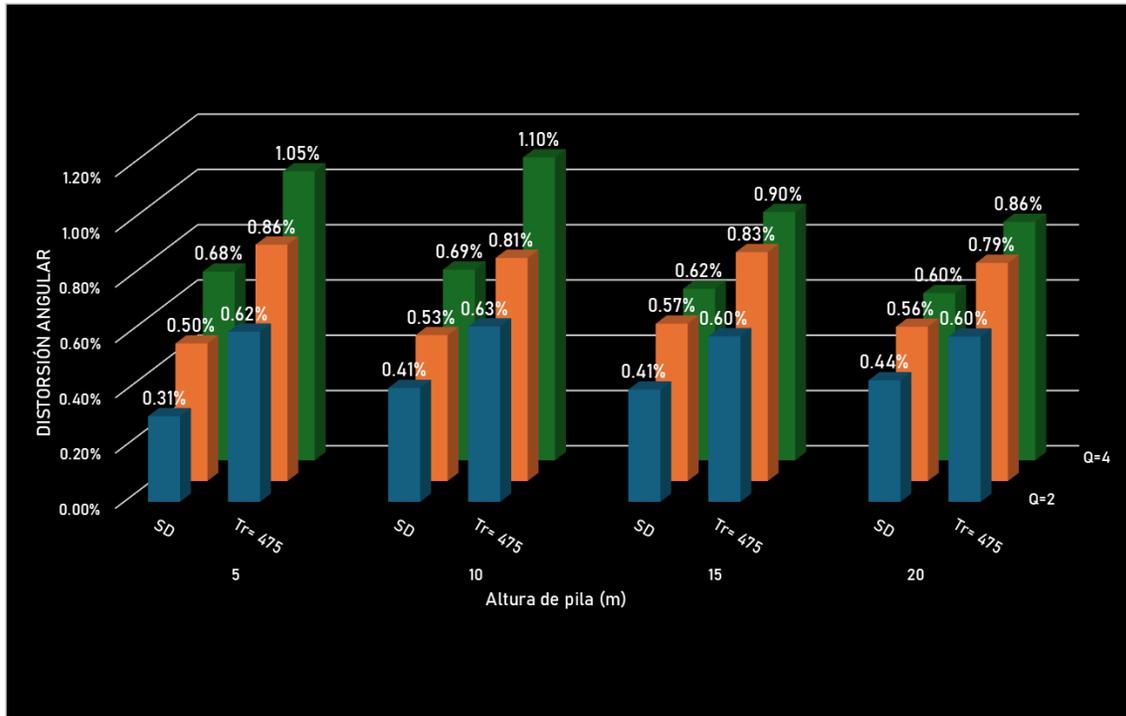
b)

Figura 6.14 Distorsiones angulares de puentes tipo M30 sometidos a registros de alta sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

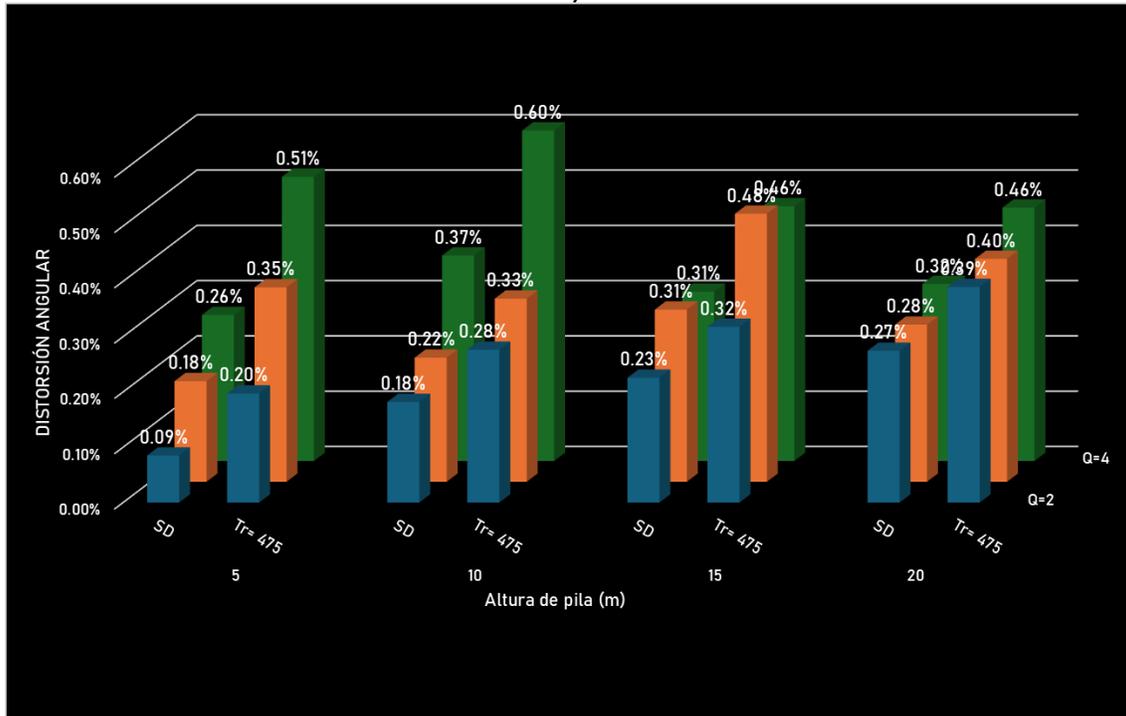
En las gráficas anteriores se aprecia una diferencia significativa entre ambas direcciones, atribuible a la configuración de la pila tipo marco de cuatro columnas. En la dirección longitudinal, al ser más flexible, las distorsiones son considerablemente mayores que en la dirección transversal.

Para el sismo de diseño, se observa un aumento notable en las distorsiones conforme incrementa el valor de Q, alcanzando valores superiores al 1% cuando  $Q = 4$ , lo que indica un nivel de daño importante.

Con el sismo correspondiente a un periodo de retorno de 475 años ( $Tr = 475$ ), las distorsiones se incrementan aún más, superando el 1% incluso desde el diseño con  $Q = 2$ , alcanzando aproximadamente 1.4% con  $Q = 3$  y acercándose al 2% con  $Q = 4$ , lo cual representa un daño estructural severo.



a)



b)

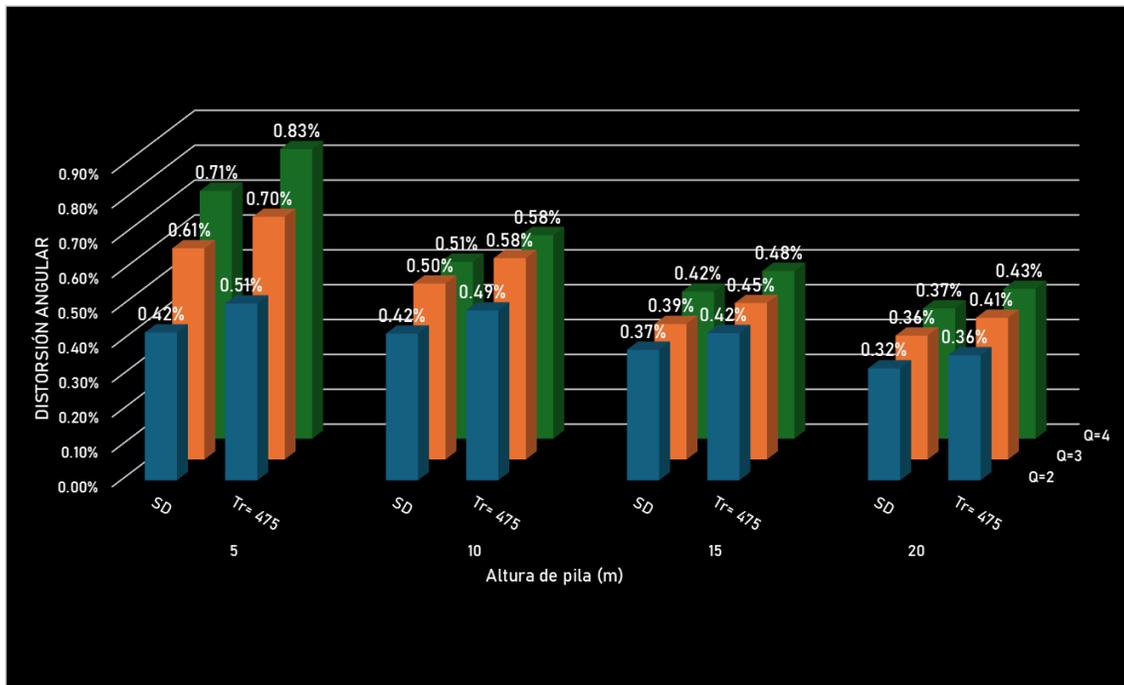
Figura 6.15 Distorsiones angulares de puentes tipo M30 sometidos a registros de alta sismicidad con mecanismo de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.



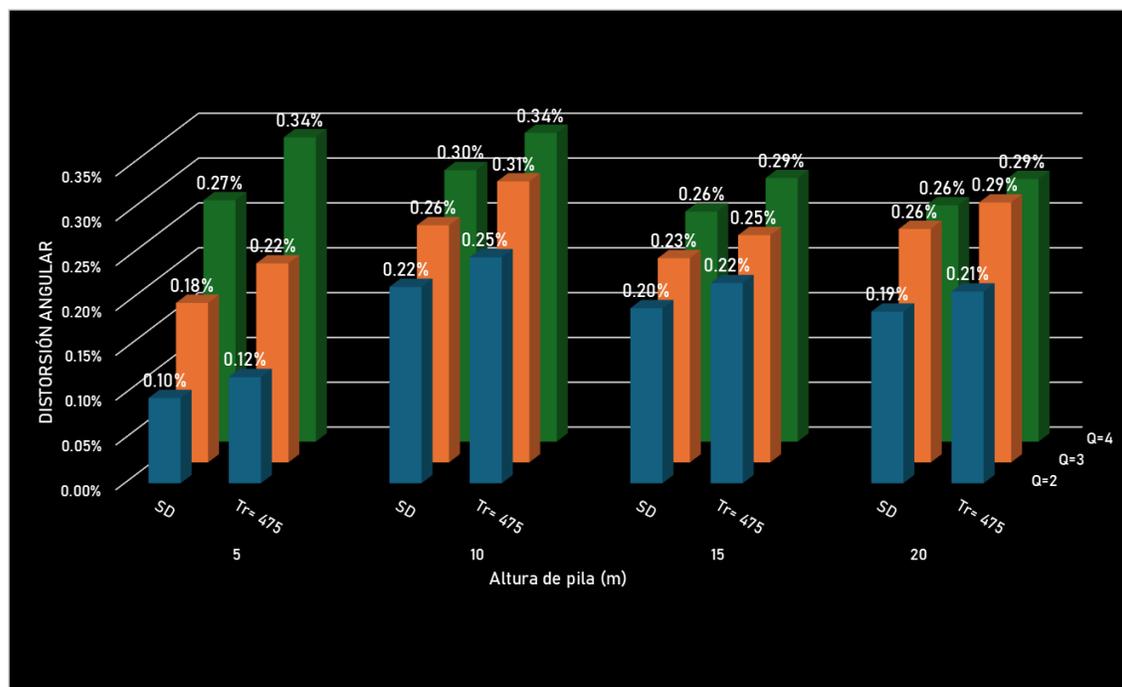
En el caso de los registros de alta sismicidad por fallamiento normal, las distorsiones angulares son menores en comparación con aquellas provocadas por registros de subducción. Para el sismo de diseño, las distorsiones no superan el 0.44% en el diseño con  $Q = 2$ , alcanzan el 0.57% con  $Q = 3$  y llega al 0.69% con  $Q = 4$ . Sin embargo, para el sismo con un periodo de retorno de 475 años ( $Tr = 475$ ), se observa un incremento considerable: las distorsiones alcanzan aproximadamente el 0.60% para  $Q = 2$ , llegan al 0.85% con  $Q = 3$  y superan el 1% en el caso del diseño con  $Q = 4$ .

### Media sismicidad

A continuación, se presentan las gráficas con los resultados de las distorsiones angulares de los puentes tipo M30 sometidos a registros correspondientes a una zona de sismicidad media.



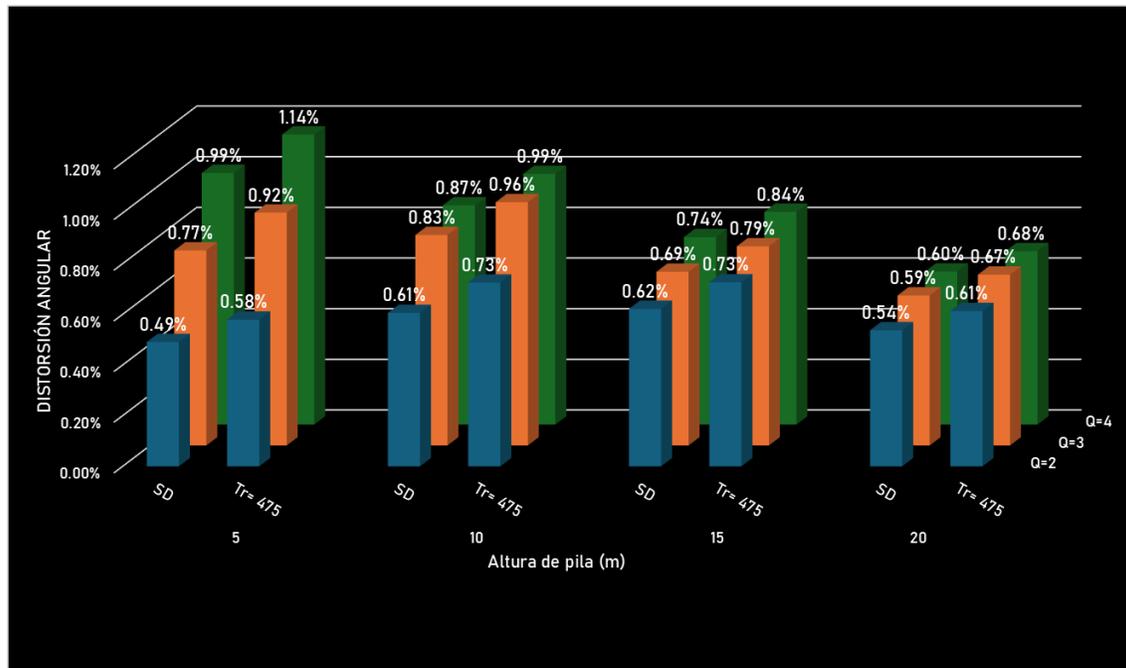
a)



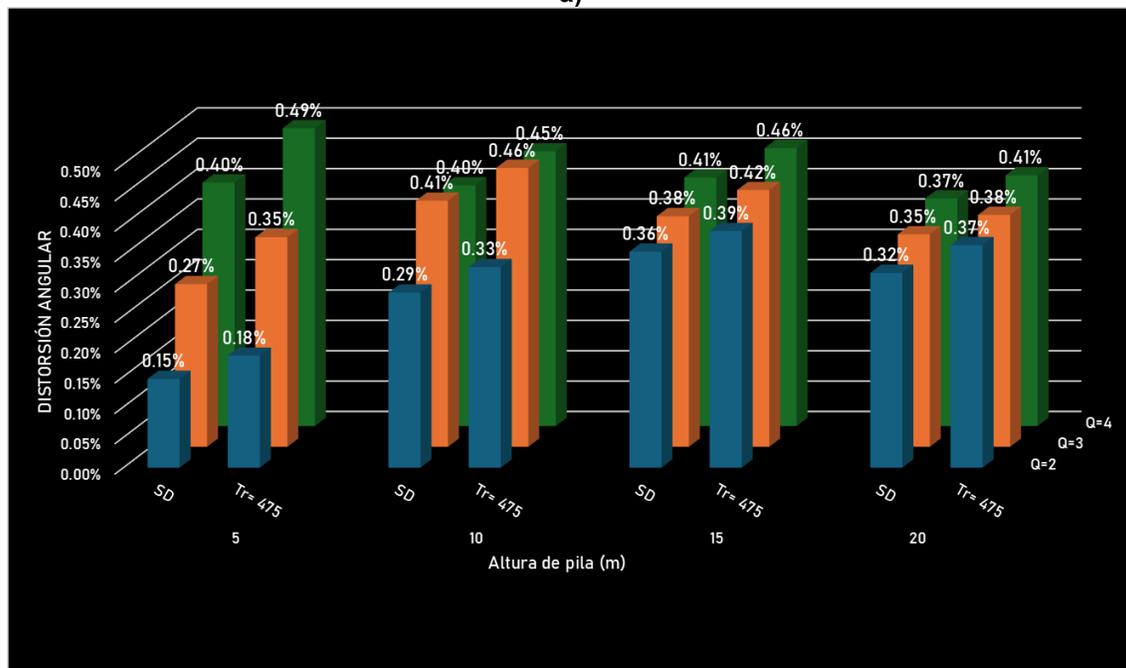
b)

Figura 6.16 Distorsiones angulares de puentes tipo M30 sometidos a registros de media sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

En la figura se observa una tendencia consistente de disminución de las distorsiones angulares a medida que incrementa la altura de la pila. Aunque los valores siguen siendo relativamente elevados, se mantienen por debajo del 1% tanto para los registros escalados al sismo de diseño como para aquellos con periodo de retorno de 475 años ( $Tr = 475$ ), a diferencia de los observados en condiciones de alta sismicidad. Asimismo, se confirma que los modelos con pilas de cinco metros de altura presentan las mayores distorsiones.



a)



b)

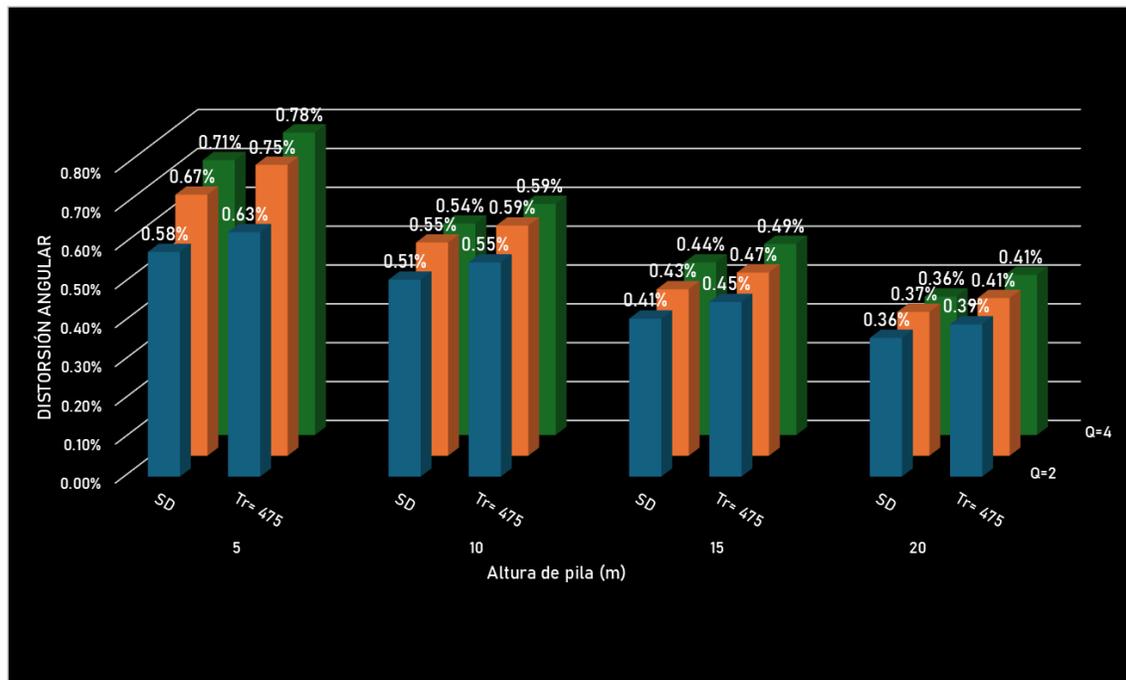
Figura 6.17 Distorsiones angulares de puentes tipo M30 sometidos a registros de media sismicidad con mecanismo de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

Los registros de fallamiento normal en condiciones de media sismicidad presentan distorsiones relativamente elevadas, alcanzando valores cercanos al 1% e incluso superándolo. Este comportamiento se observa particularmente en el puente con pila

de cinco metros de altura, diseñado con  $Q = 4$  y sometido a registros escalados para un periodo de retorno de 475 años ( $Tr = 475$ ). Incluso con un diseño con  $Q = 3$ , las distorsiones ya se aproximan a ese límite. Asimismo, para pila de 10 metros, los diseños con  $Q = 3$  y  $Q = 4$  bajo  $Tr = 475$  también muestran distorsiones cercanas al 1%.

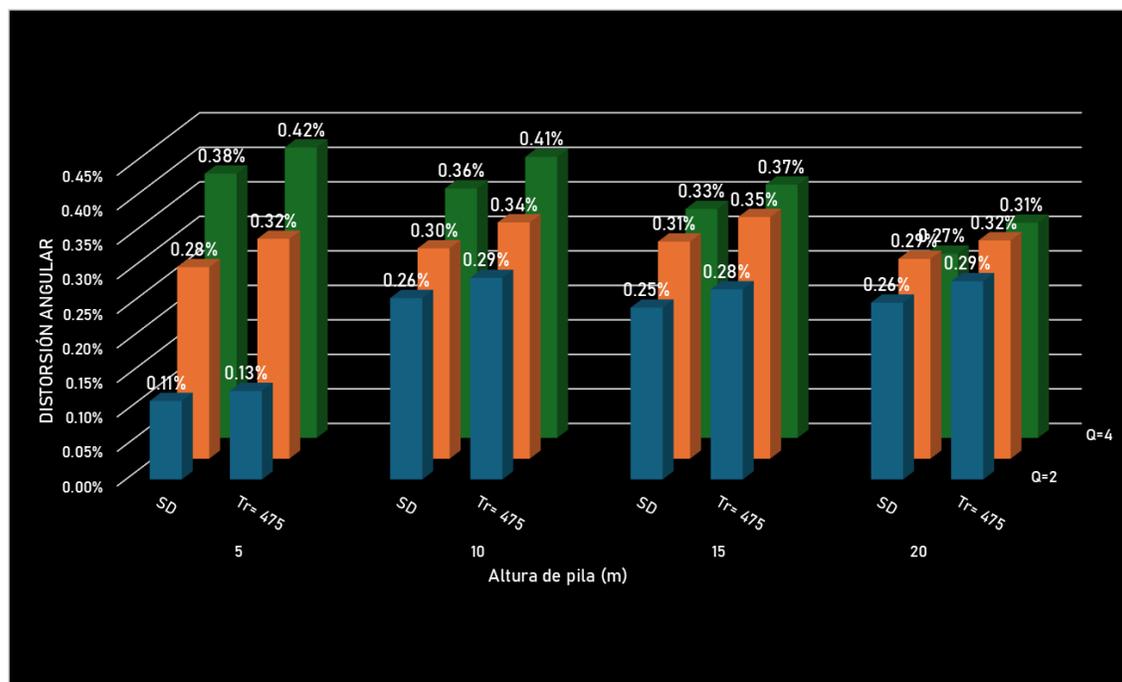
### Baja sismicidad

A continuación, se presentan las gráficas con los resultados de las distorsiones angulares de los puentes tipo M30 sometidos a registros correspondientes a una zona de baja sismicidad.



a)

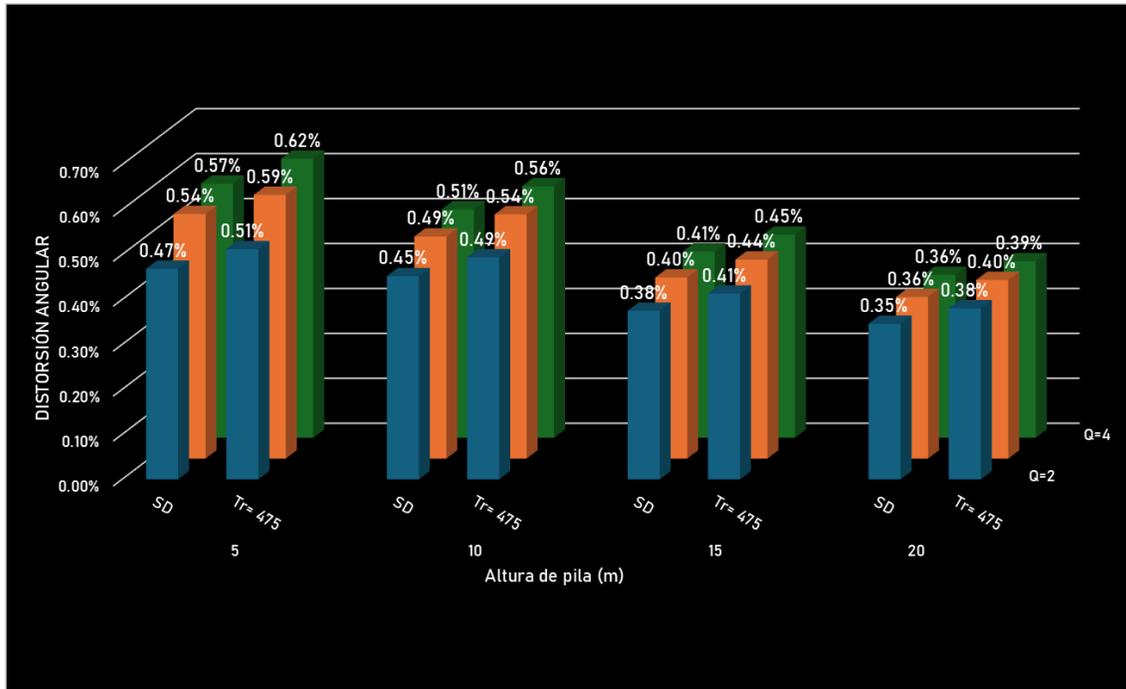




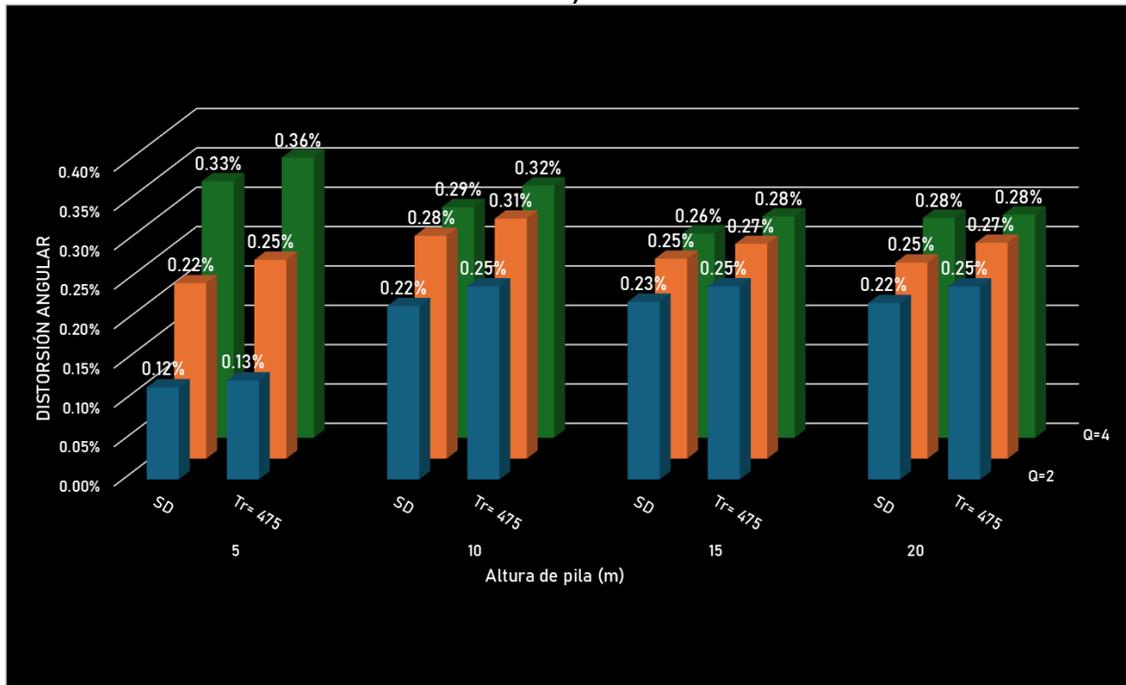
b)

Figura 6.18 Distorsiones angulares de puentes tipo M30 sometidos a registros de baja sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal

Las distorsiones en los puentes ubicados en zonas de baja sismicidad presentan valores menores al 1% y no se aproximan tanto a ese límite como en los casos de media sismicidad. Se observa nuevamente la tendencia decreciente de las distorsiones conforme aumenta la altura de la pila. En este caso, los cambios entre los distintos valores de Q no muestran una variación significativa en la dirección longitudinal, mientras que en la dirección transversal sí se aprecia una diferencia más notable.



a)



b)

Figura 6.19 Distorsiones angulares de puentes tipo M30 sometidos a registros de baja sismicidad con mecanismo de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

En el caso de los registros de baja intensidad con fallamiento normal, las distorsiones son menores que las obtenidas con registros de subducción. El valor

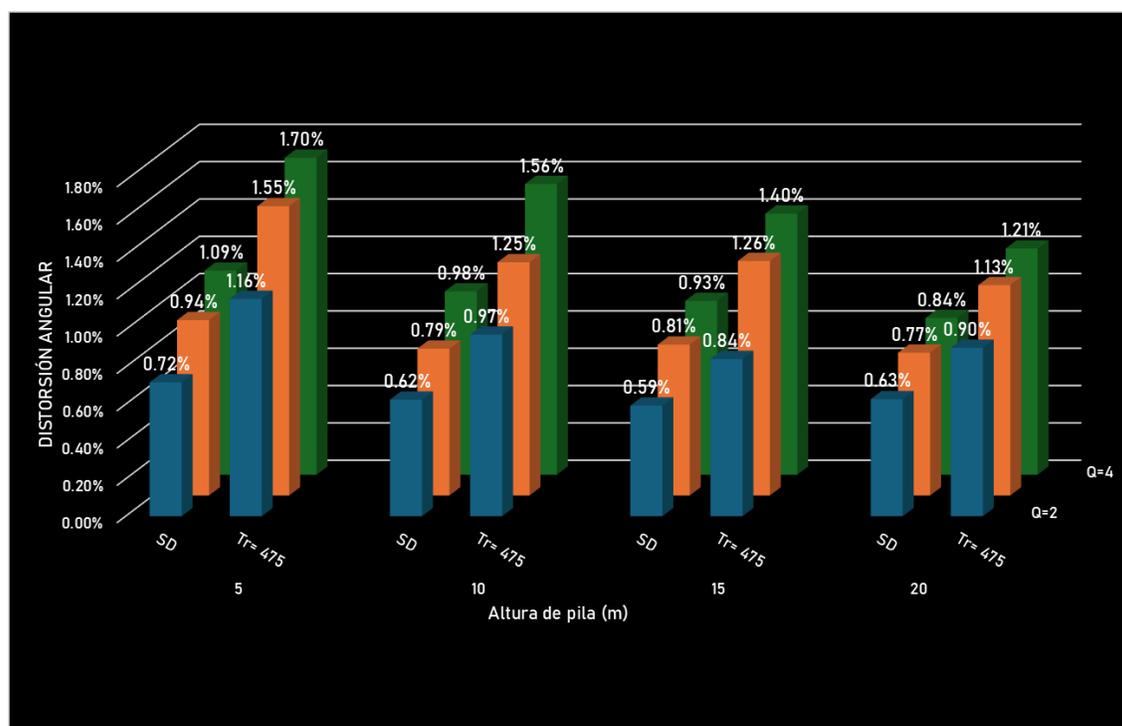


máximo registrado fue del 0.62%, correspondiente al puente con una altura de pila de cinco metros y al escalamiento con un periodo de retorno de 475 años.

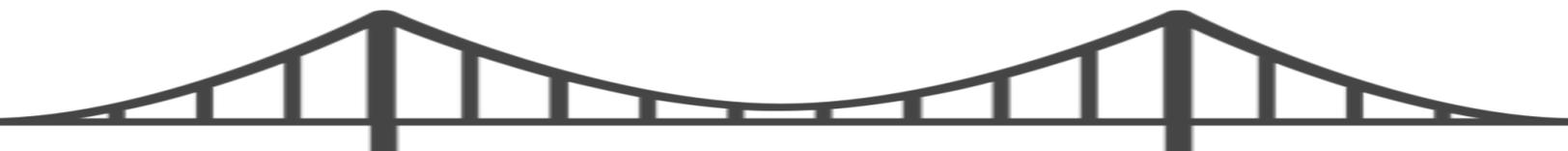
#### 6.1.1.4 Puentes con pilas tipo marco de cuatro columnas y claros de 50 metros

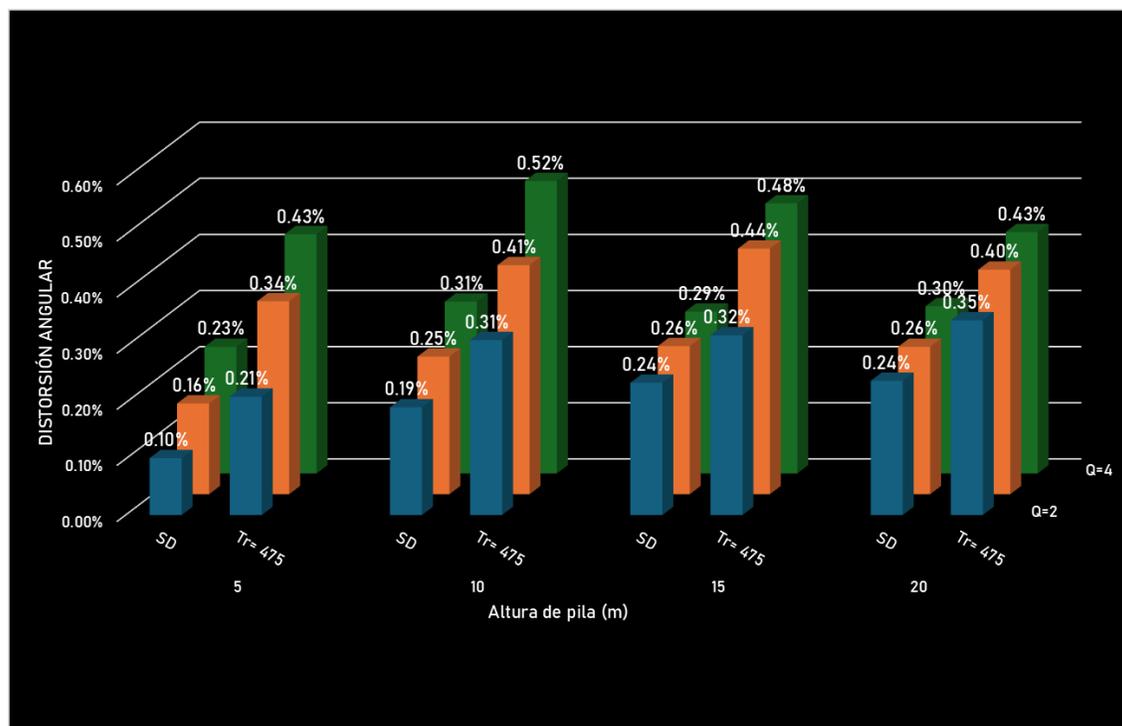
##### Alta sismicidad

A continuación, se presentan los resultados de las distorsiones angulares para los puentes tipo M50 ubicados en zonas de alta sismicidad.



a)

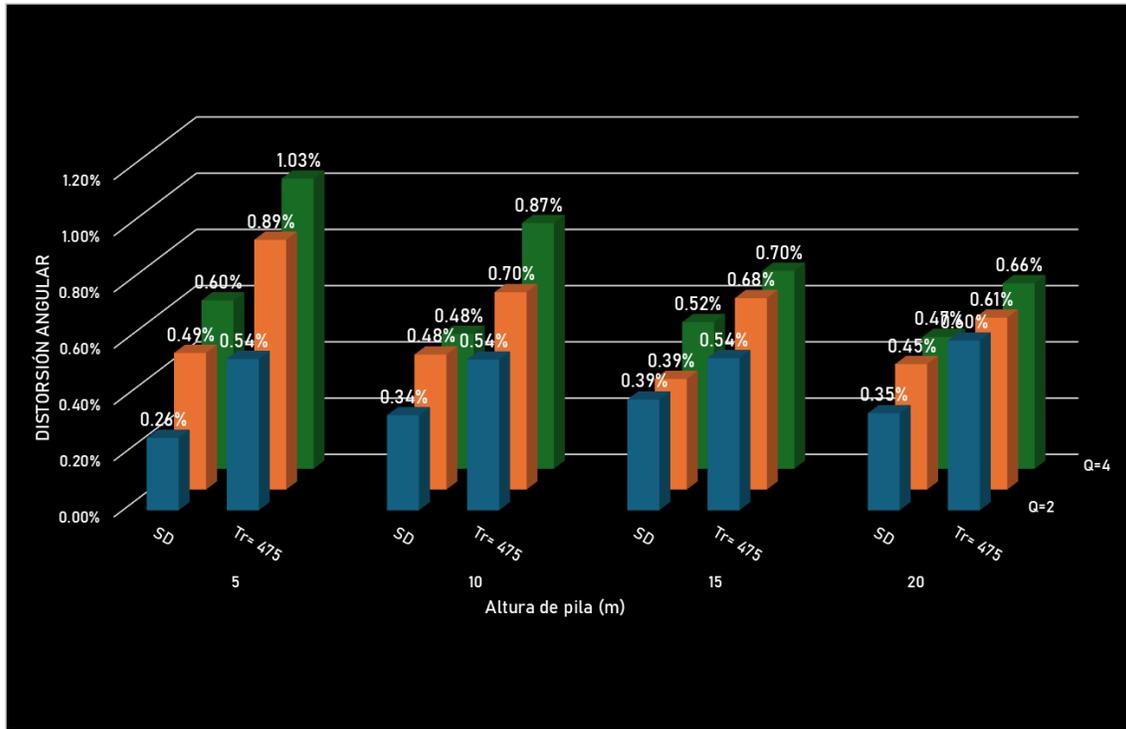




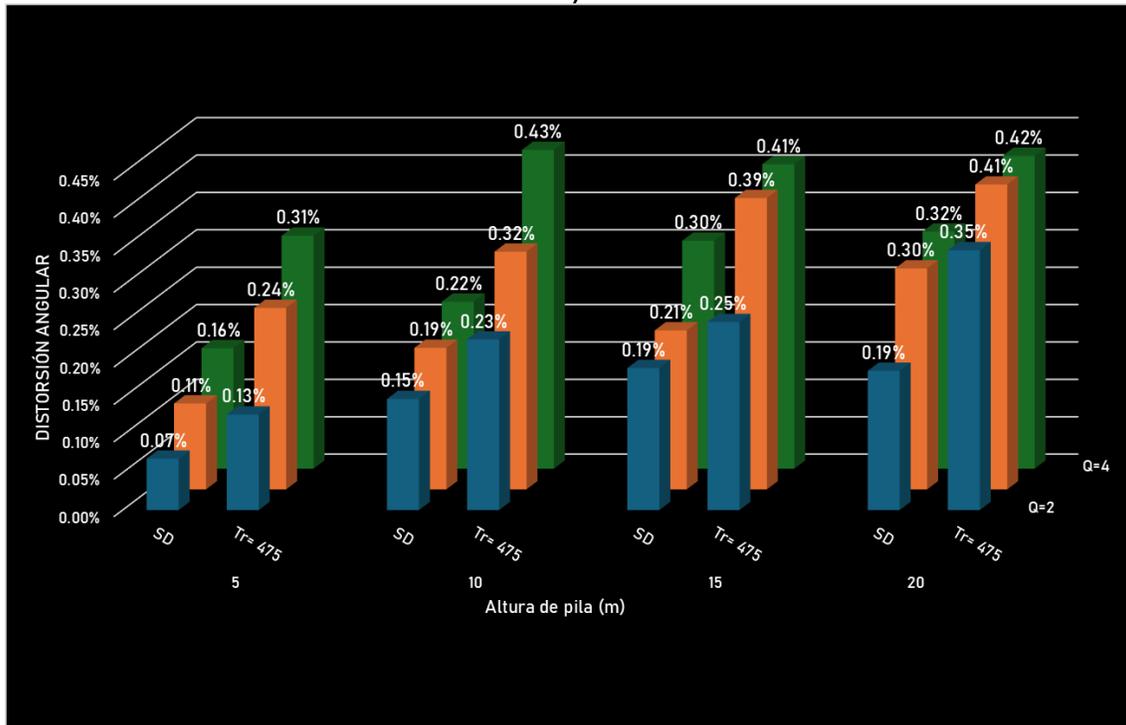
b)

Figura 6.20 Distorsiones angulares de puentes tipo M50 sometidos a registros de alta sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

Se observa que, en el caso del escalamiento con el sismo de diseño, las distorsiones se mantienen por debajo del 0.72% para el diseño con  $Q = 2$ . A medida que aumenta el valor de  $Q$ , las distorsiones incrementan, acercándose al 1% con  $Q = 3$  y superándolo con  $Q = 4$ . Para el escalamiento con un periodo de retorno de 475 años, las distorsiones superan el 1% desde el diseño con  $Q = 2$ . Estos valores son mayores en la dirección longitudinal en comparación con la transversal. Asimismo, se observa una tendencia decreciente de las distorsiones conforme aumenta la altura de la pila en la dirección longitudinal, mientras que en la dirección transversal ocurre lo contrario.



a)



b)

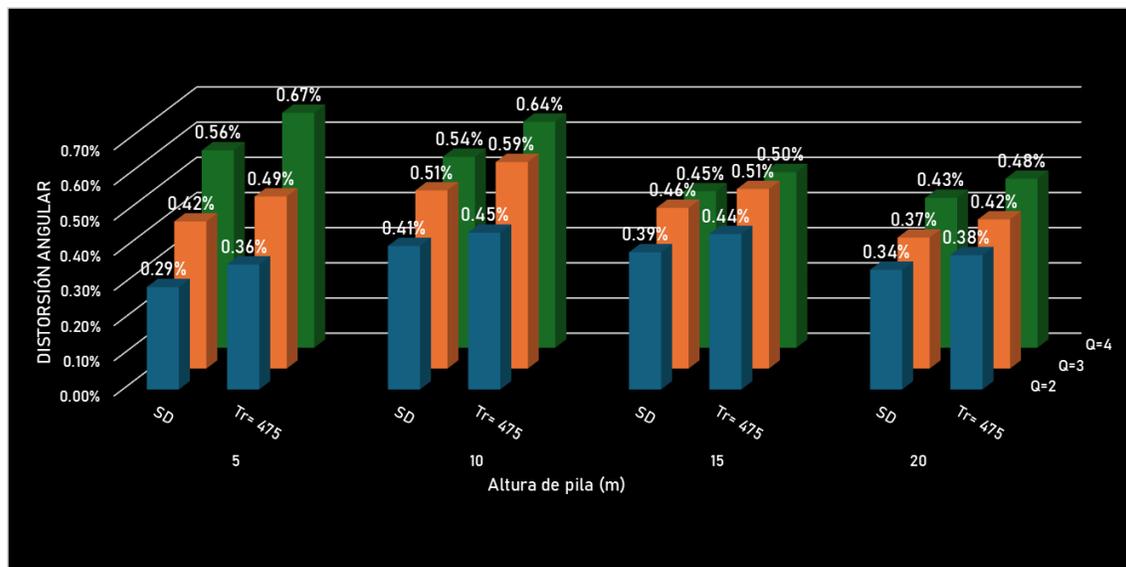
Figura 6.21 Distorsiones angulares de puentes tipo M50 sometidos a registros de alta sismicidad con mecanismo de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.



En el caso de los registros de fallamiento normal, se observan distorsiones menores en comparación con los registros de subducción. Para los registros escalados con el sismo de diseño, las distorsiones no se acercan al 1% y alcanzan un máximo de 0.60%. En los registros escalados con un sismo de  $T_r = 475$  años, se presenta un aumento considerable, aunque sin llegar a los valores registrados con eventos de subducción. En este caso, el 1% de distorsión solo se alcanza con el diseño de  $Q = 4$  y una altura de pila de cinco metros. También se mantiene la tendencia inversa entre la distorsión angular y la altura de la pila en la dirección longitudinal, mientras que en la dirección transversal la relación es directamente proporcional.

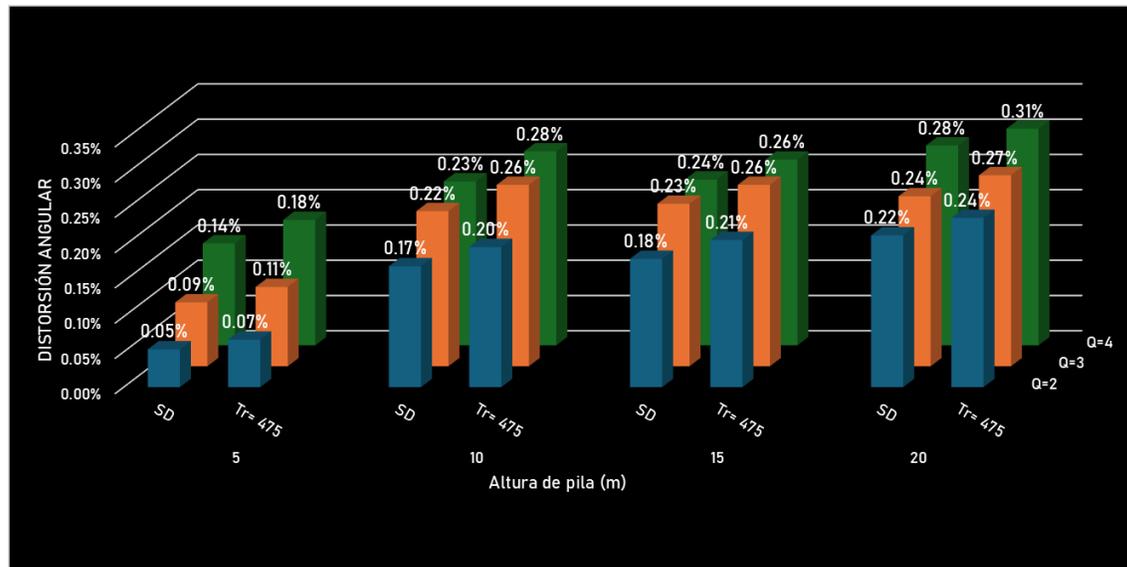
### Media sísmica

A continuación, se presentan los resultados de las distorsiones angulares para los puentes tipo M50 ubicados en una zona de media sísmica.



a)

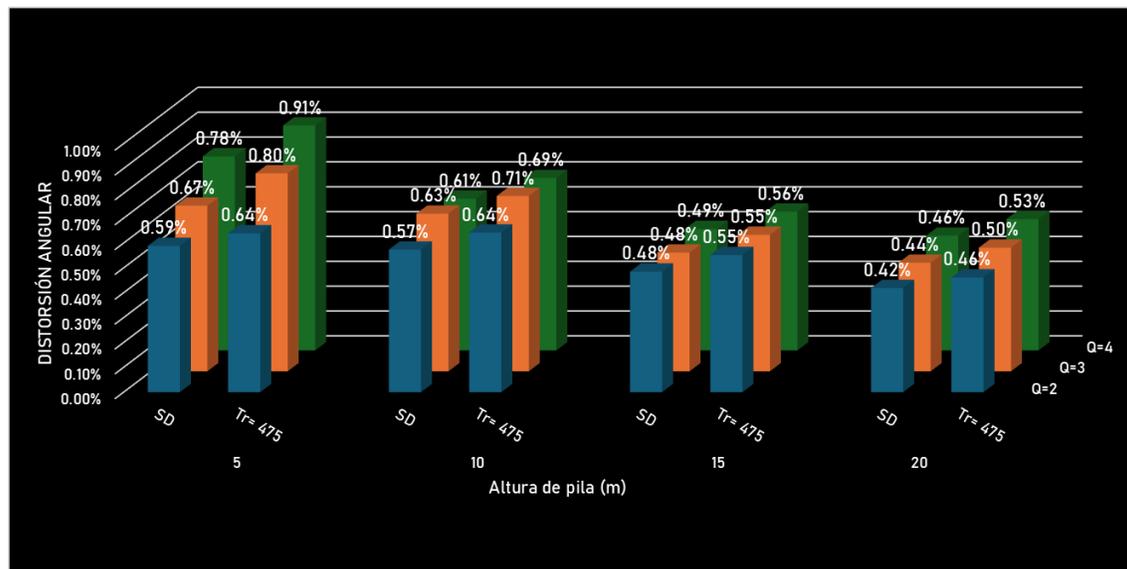




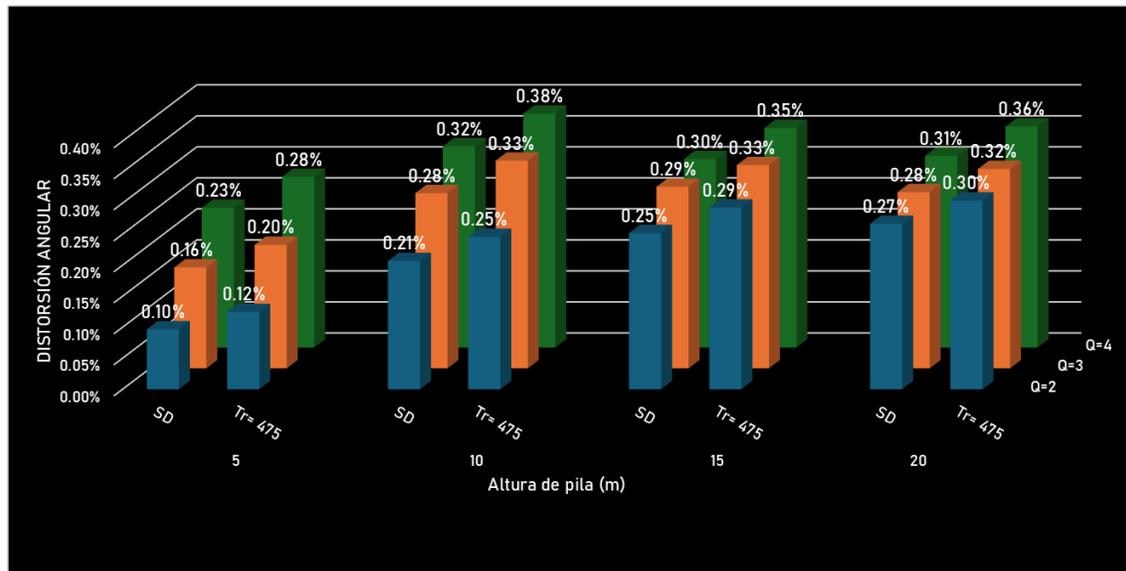
b)

Figura 6.22 Distorsiones angulares de puentes tipo M50 sometidos a registros de media sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

Se mantiene la tendencia decreciente de la distorsión angular conforme aumenta la altura de la pila; sin embargo, los valores permanecen por debajo del 0.70% en ambas direcciones.



a)



b)

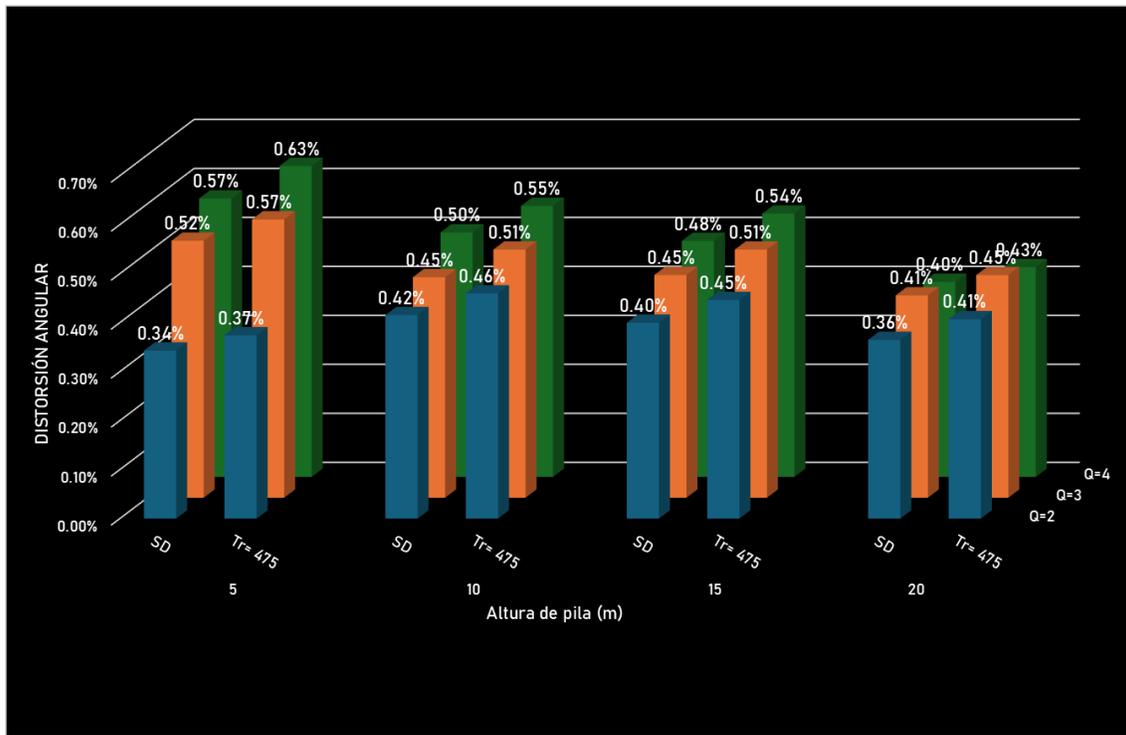
Figura 6.23 Distorsiones angulares de puentes tipo M50 sometidos a registros de media sismicidad de fallamiento normal en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

En este caso, los registros de fallamiento normal presentan valores de distorsión mayores que los de subducción, alcanzando hasta un 0.91%, es decir, muy cercano al 1%. Este valor corresponde al escalamiento con el sismo de  $Tr = 475$  años, para una pila de cinco metros de altura y un diseño con  $Q = 4$ .

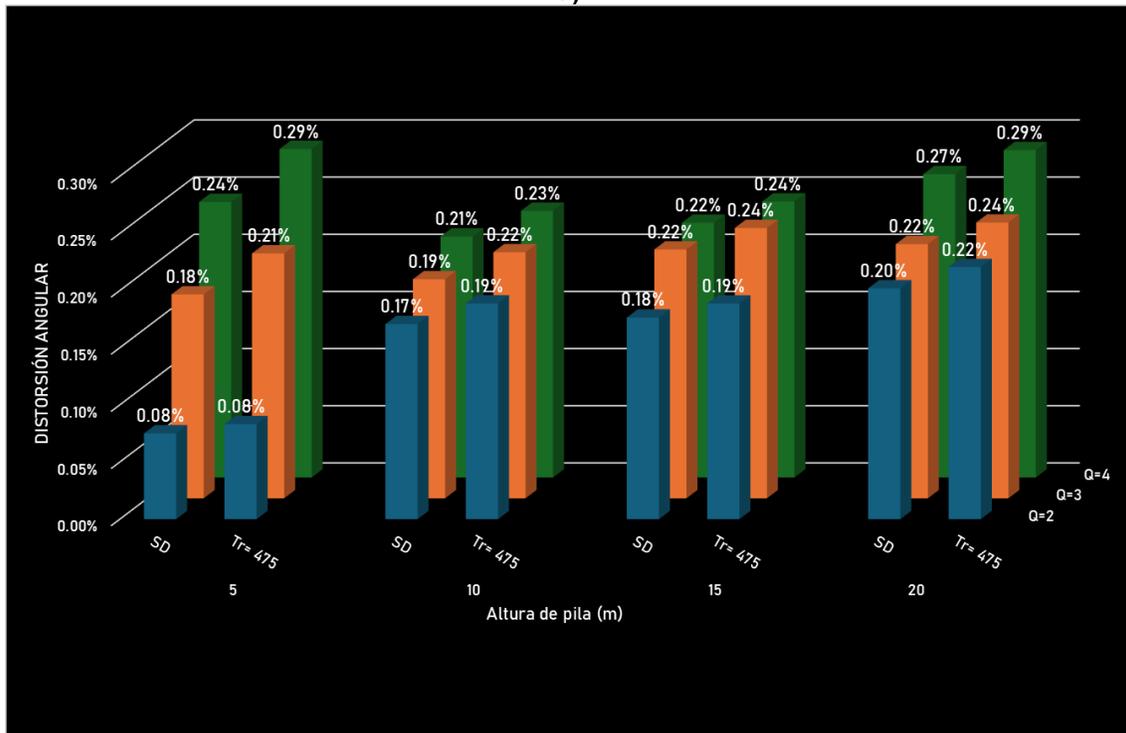
### Baja sismicidad

Finalmente, se presentan los resultados de distorsiones angulares para los puentes tipo M50 en la zona de baja sismicidad con mecanismos de subducción.





a)

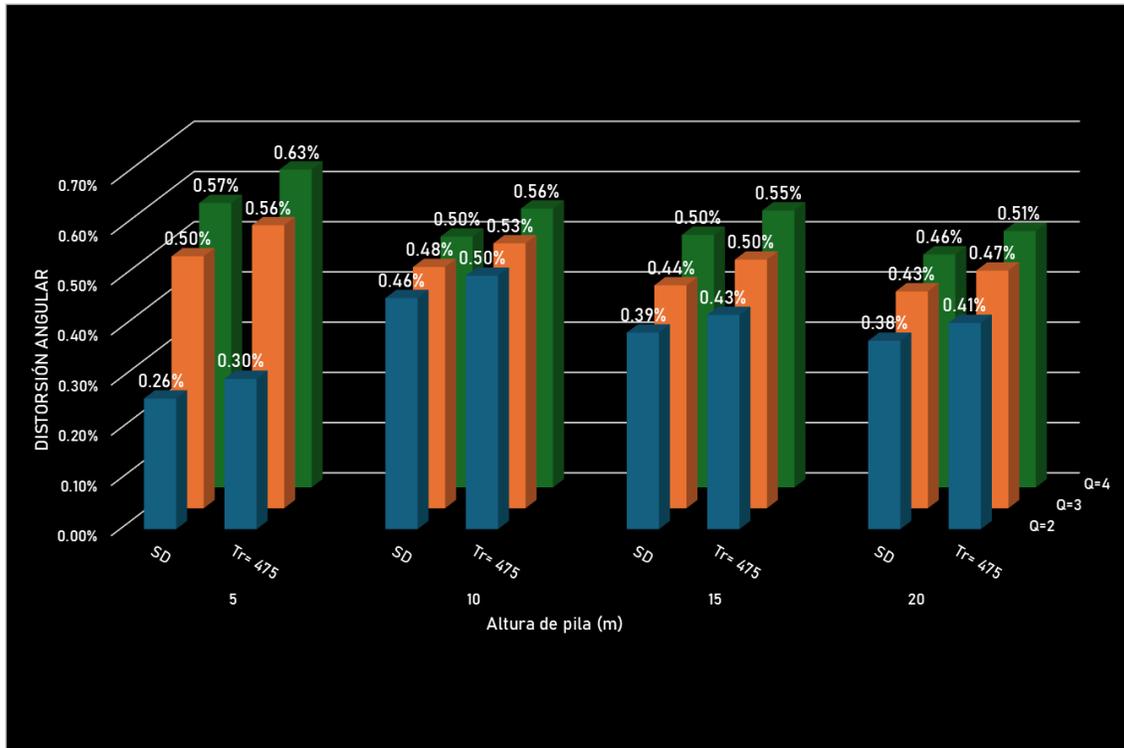


b)

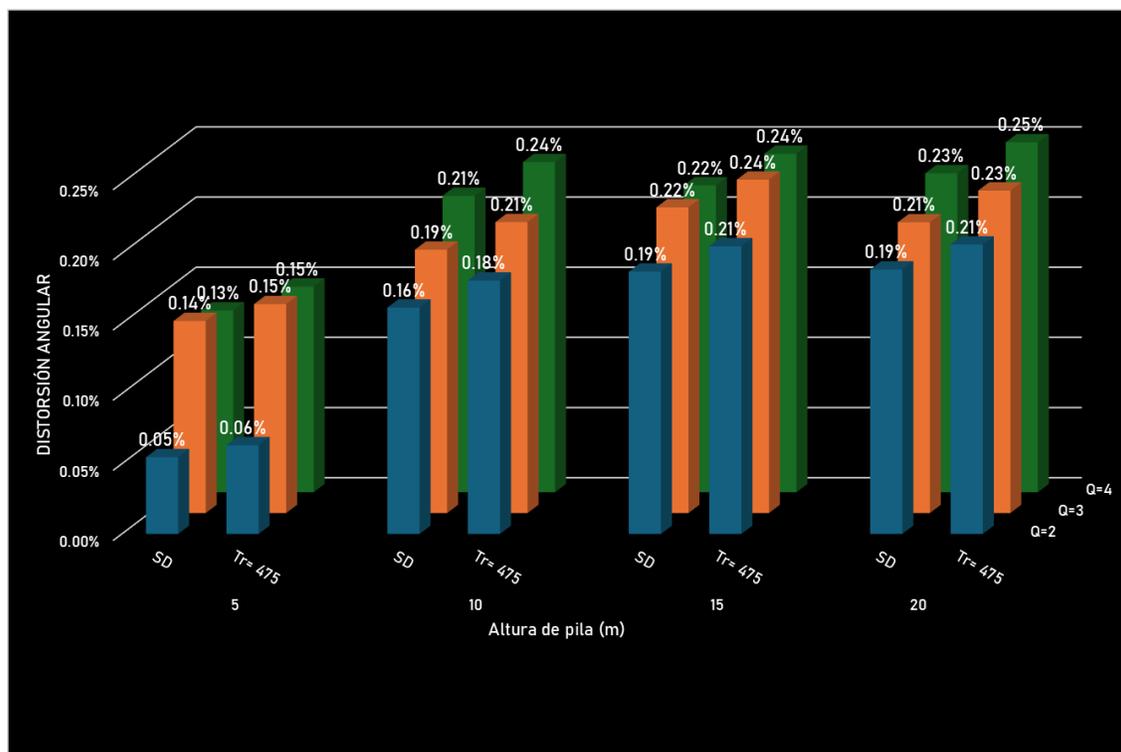
Figura 6.24 Distorsiones angulares de puentes tipo M50 sometidos a registros de baja sismicidad con mecanismo de subducción, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.



En el caso de los registros de subducción en zona de baja sismicidad, se observa la misma tendencia que en casos anteriores: un aumento de las distorsiones en pilas de menor altura en la dirección longitudinal, y el comportamiento opuesto en la dirección transversal. Los valores se mantienen por debajo del 1%, alcanzando un máximo de 0.63%.



a)



b)

Figura 6.25 Distorsiones angulares de puentes tipo M50 sometidos a registros de baja sismicidad con mecanismos de fallamiento normal, en las direcciones: a) longitudinal y b) transversal.

Al igual que con los registros de subducción, se observa la misma tendencia entre la altura de la pila y el incremento de las distorsiones. Los valores de distorsión son similares a los obtenidos con registros de subducción. Alcanzando un máximo de 0.63%, manteniéndose por debajo del 1%.

### 6.1.2 Energía inelástica disipada

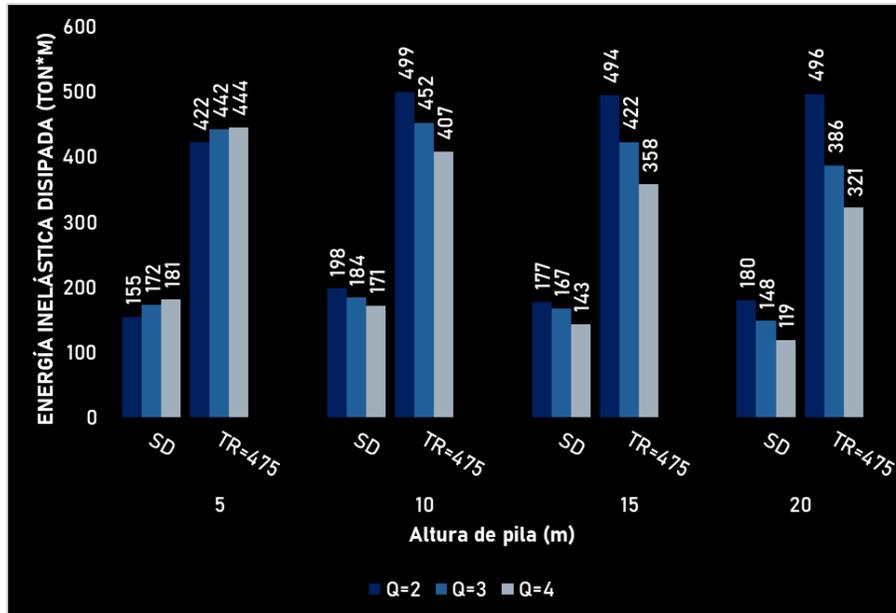
La energía inelástica disipada es una medida de la capacidad de una estructura para absorber energía durante un sismo mediante mecanismos no lineales, como las articulaciones plásticas concentradas en las columnas. Este parámetro es fundamental para evaluar el desempeño sísmico de los puentes.

Las gráficas siguientes presentan los resultados de la energía inelástica disipada total para todos los conjuntos de puentes. Los valores mostrados corresponden a los promedios obtenidos a partir de los distintos registros sísmicos aplicados a cada modelo, clasificados según el valor de Q utilizados en su diseño y la altura de la pila en metros.

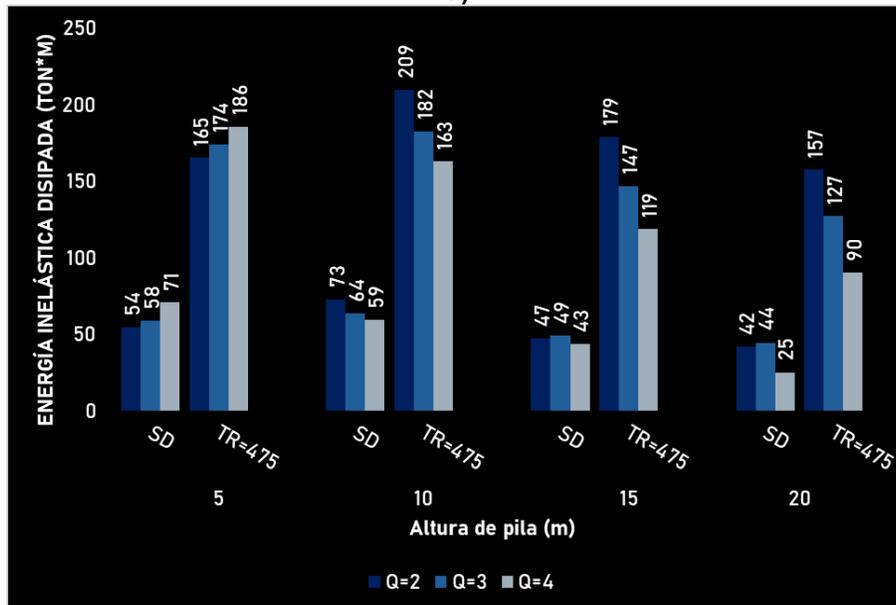
### 6.1.2.1 Puentes con pilas de una sola columna y claros de 30 metros

#### Alta sismicidad

En las siguientes gráficas se presentan los resultados de la energía inelástica total disipada de los puentes tipo C30 en zona de alta sismicidad.



a)



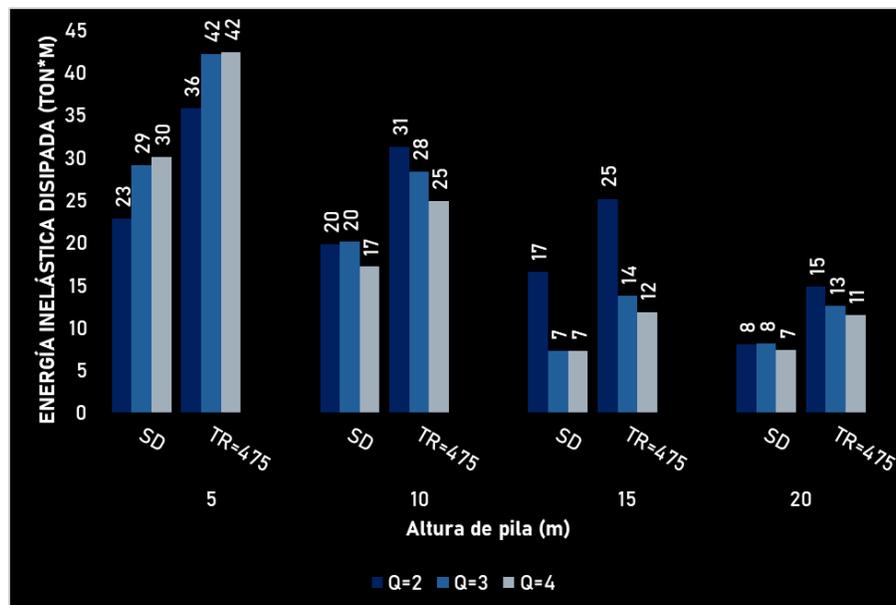
b)

Figura 6.26 Energía inelástica disipada por los puentes tipo C30 sometidos a registros de alta sismicidad de: a) subducción y b) fallamiento normal.

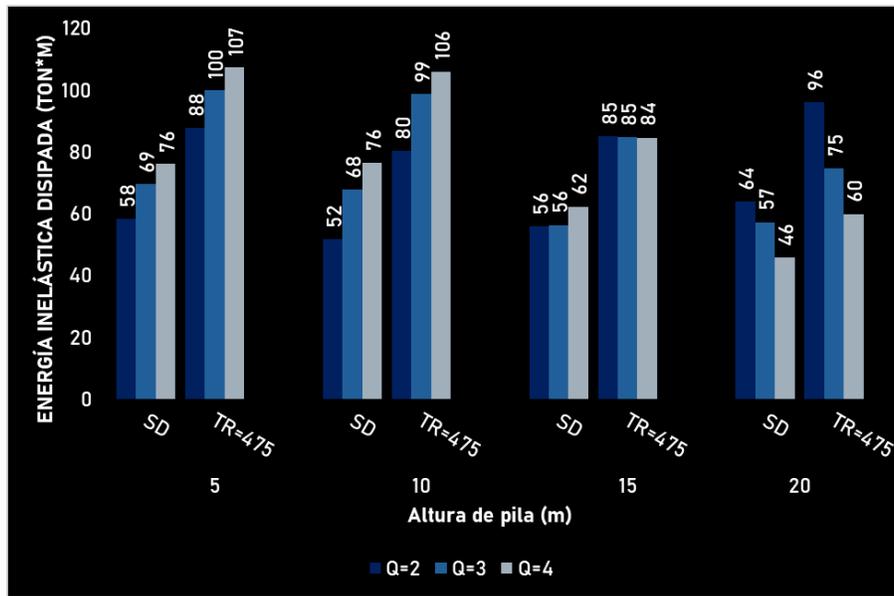
En cuanto a la energía disipada, se observan diferentes tendencias relacionadas con el valor de Q. En pilas de baja altura, como las de cinco metros, la energía disipada aumenta proporcionalmente al valor de Q, y se aprecia una diferencia significativa entre los dos niveles de escalamiento. Sin embargo, esta tendencia no se mantiene en pilas de 10 metros o más, donde la energía disipada disminuye a medida que aumenta el valor de Q. Asimismo, se observa que los registros de subducción generan una mayor cantidad de energía inelástica disipada en comparación con los de fallamiento normal.

### Media sismicidad

Las siguientes gráficas presentan los resultados de la energía inelástica disipada por los puentes tipo C30 en zona de media sismicidad.



a)



b)

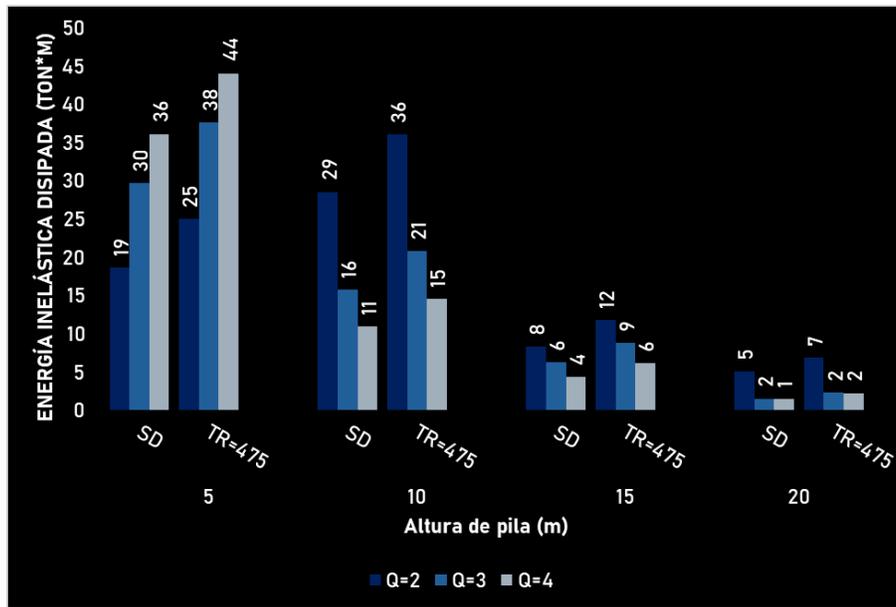
Figura 6.27 Energía inelástica disipada por los puentes tipo C30, sometidos a registros de media sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.

En el caso de los registros de media sismicidad, se observa una tendencia similar a la de los registros de alta sismicidad, con excepción de los correspondientes a fallamiento normal. En estos últimos, la energía disipada aumenta de forma proporcional con el valor de Q hasta una altura de pila de 15 metros. En esta situación, los registros de fallamiento normal generan una mayor cantidad de energía disipada en comparación con los registros de subducción.

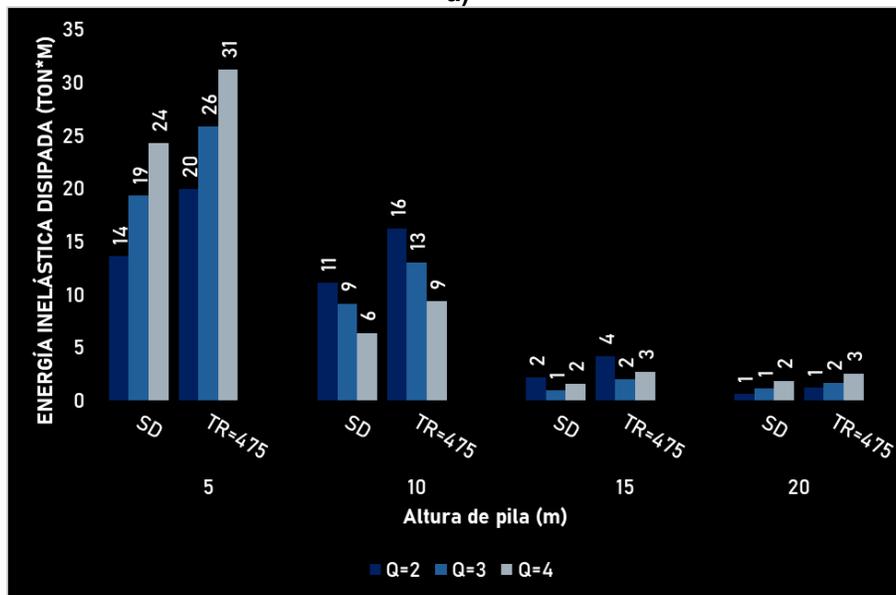
### Baja sismicidad

Las siguientes gráficas presentan los resultados de la energía inelástica disipada por los puentes tipo C30 ubicados en zonas de baja sismicidad.





a)



b)

Figura 6.28 Energía inelástica disipada por los puentes tipo C30, sometidos a registros de baja sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.

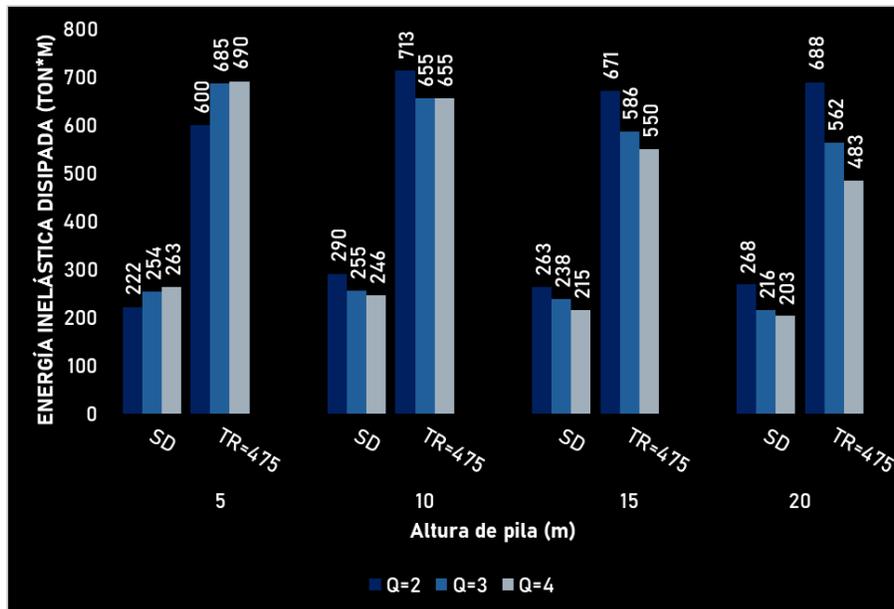
Al igual que en los casos anteriores, se observa una tendencia similar en cuanto al incremento de la energía disipada con el aumento del factor Q, aunque esta tendencia se presenta únicamente en los puentes con pilas de 5 metros de altura. A partir de una altura de pila de 10 metros, la energía disipada disminuye conforme aumenta el valor de Q. Asimismo, se nota una clara reducción de la energía disipada a medida que incrementa la altura de la pila, fenómeno que no se manifiesta con la

misma claridad en zonas de sismicidad media y alta como en este caso de baja sismicidad.

### 6.1.2.2 Puentes con pilas de una sola columna y claros de 50 metros

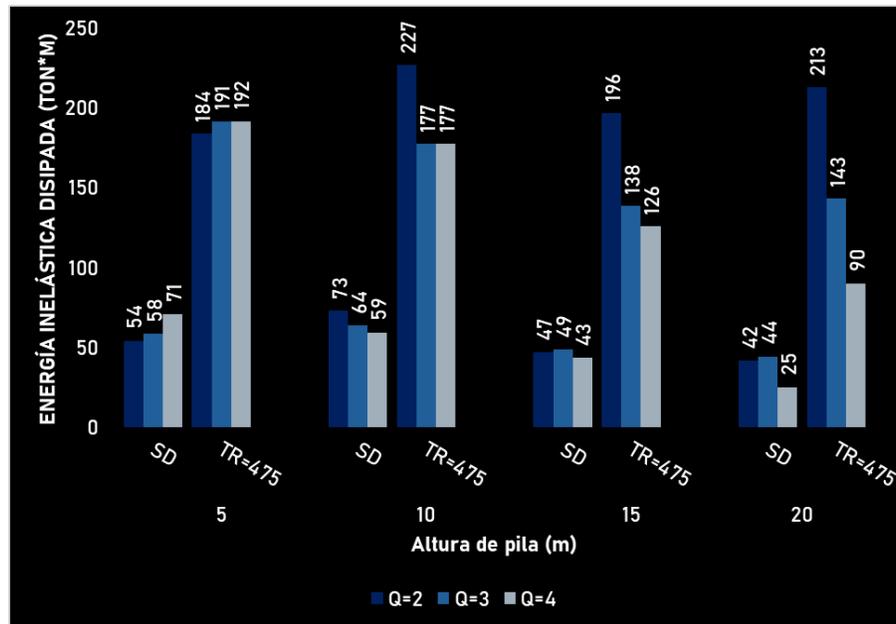
#### Alta sismicidad

En las siguientes gráficas se presentan los resultados de la energía inelástica disipada de los puentes tipos C50 en zona de alta sismicidad.



a)





b)

Figura 6.29 Energía inelástica disipada por los puentes tipo C50, resultado de registros de alta sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.

En el caso de los puentes tipo C50 sometidos a registros de alta sismicidad, no se observa una diferencia significativa en la energía disipada entre los distintos valores del factor Q. Aunque la tendencia previamente observada se mantiene, el efecto del cambio en Q no es tan evidente, especialmente para las pilas de cinco metros de altura.

### Media sismicidad

En las siguientes gráficas se presentan los resultados de la energía inelástica disipada de los puentes tipos C50 en zonas de media sismicidad.

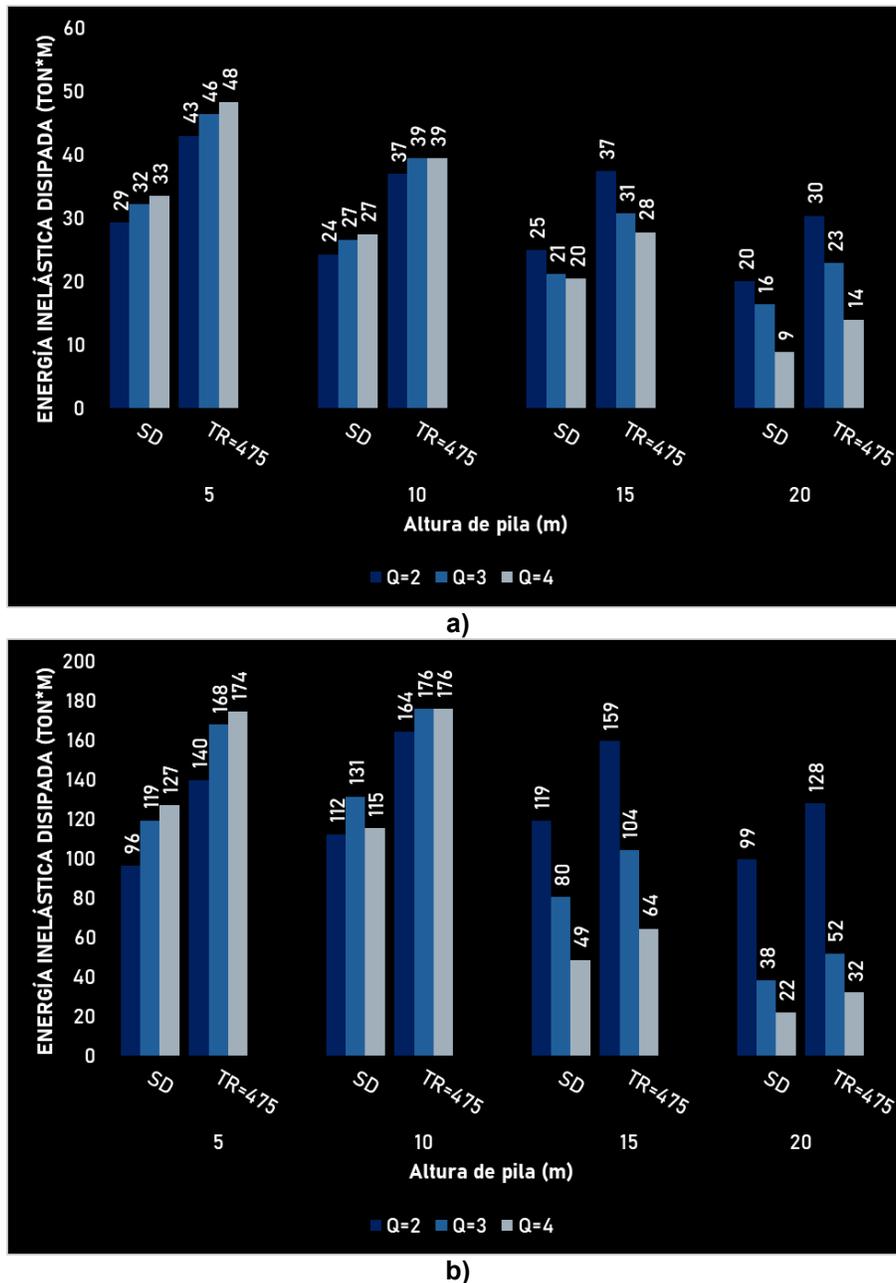
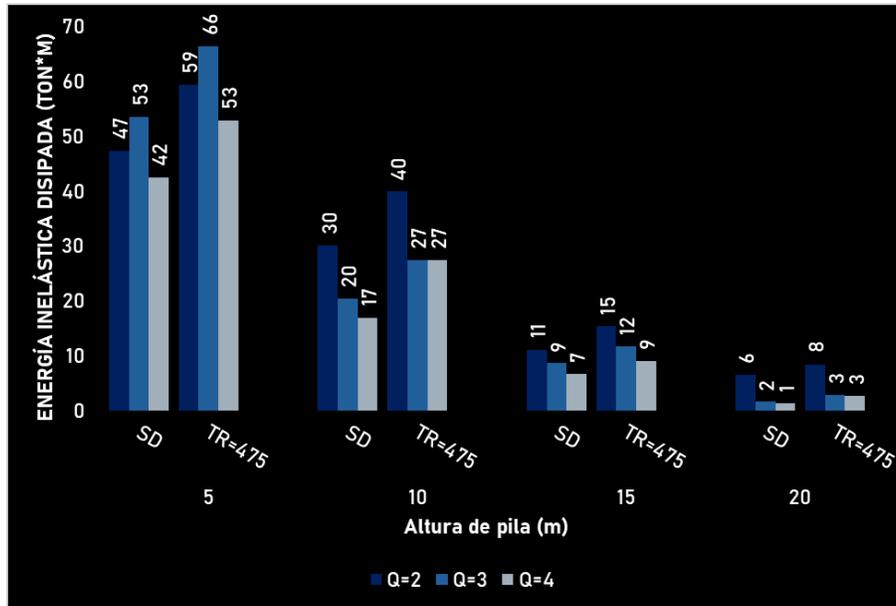


Figura 6.30 Energía inelástica disipada por los puentes tipo C50, resultado de registros de media sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.

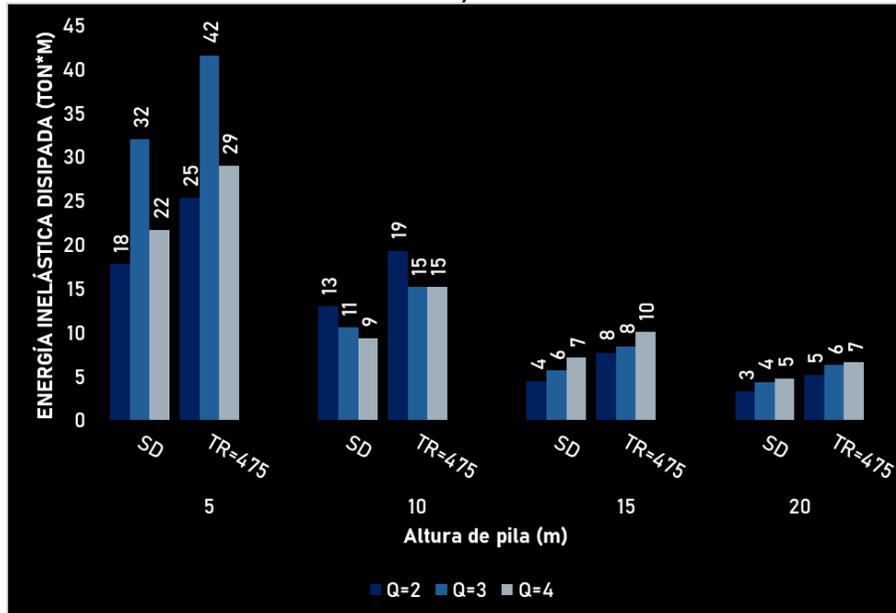
En comparación con los resultados obtenidos para alta sismicidad se observa un descenso notable en la cantidad de energía inelástica disipada. Aun así, se mantiene una tendencia similar: para pilas de 5 y 10 metros de altura, la energía disipada aumenta conforme lo hace el factor Q, mientras que para alturas de 15 y 20 metros ocurre lo contrario. Además, en esta zona sísmica, los registros de fallamiento normal muestran una mayor capacidad de disipación de energía en comparación con los de subducción.

**Baja sismicidad**

En las siguientes gráficas se presentan los resultados de la energía inelástica disipada de los puentes tipo C50 en zona de baja sismicidad.



a)



b)

Figura 6.31 Energía inelástica disipada por los puentes tipo C50, resultado de registros de baja sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.

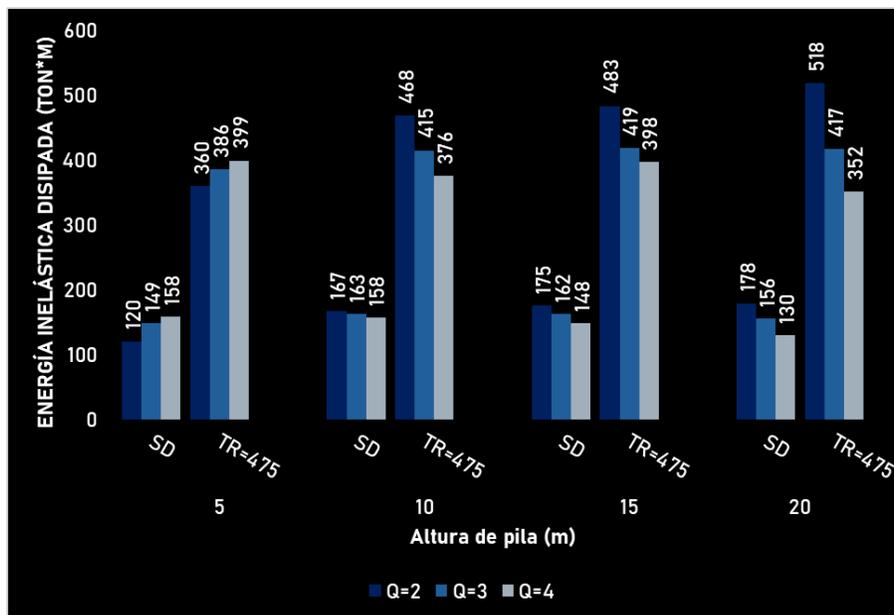


Las gráficas muestran que los puentes diseñados con un factor  $Q = 3$  disipan una mayor cantidad de energía inelástica en comparación con aquellos diseñados con  $Q = 4$ . Asimismo, se aprecia una disminución progresiva en la energía disipada conforme aumenta la altura de la pila.

### 6.1.2.3 Puentes con pilas tipo marco de cuatro columnas y claros de 30 metros

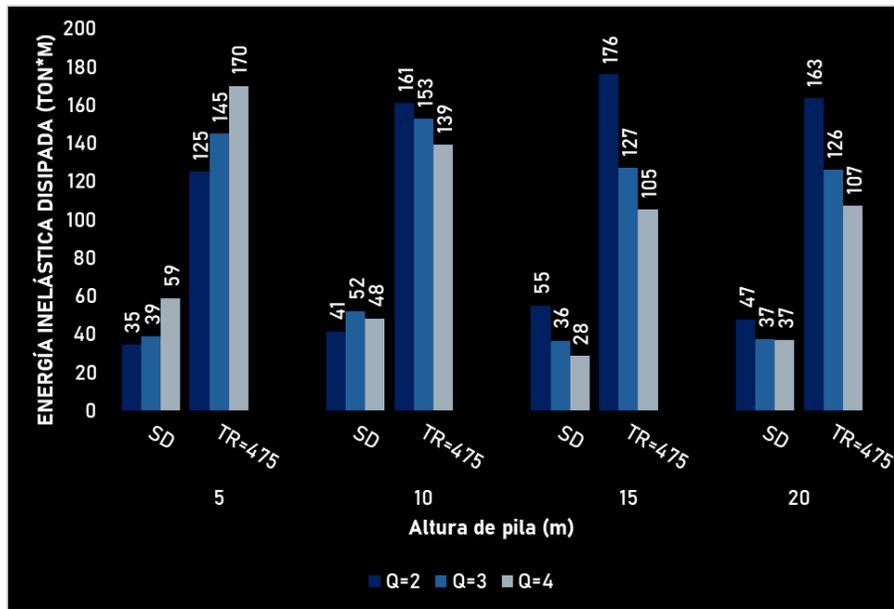
#### Alta sismicidad

Las siguientes gráficas presentan los resultados de la energía inelástica disipada de los puentes tipos M30 en zonas de alta sismicidad.



a)





b)

Figura 6.32 Energía inelástica disipada por los puentes tipo M30, resultado de registros de alta sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.

En estos registros se evidencia una menor cantidad de energía disipada en comparación con otras tipologías, particularmente con la de una columna. La tipología M30 presenta una tendencia similar: los puentes con pila de cinco metros muestran un incremento en la energía disipada conforme aumenta el valor de Q. Asimismo, se observa una diferencia considerable entre los distintos niveles de escalamiento sísmico.

### Media sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los resultados de la energía inelástica disipada por los puentes de M30 en una zona de media sismicidad.



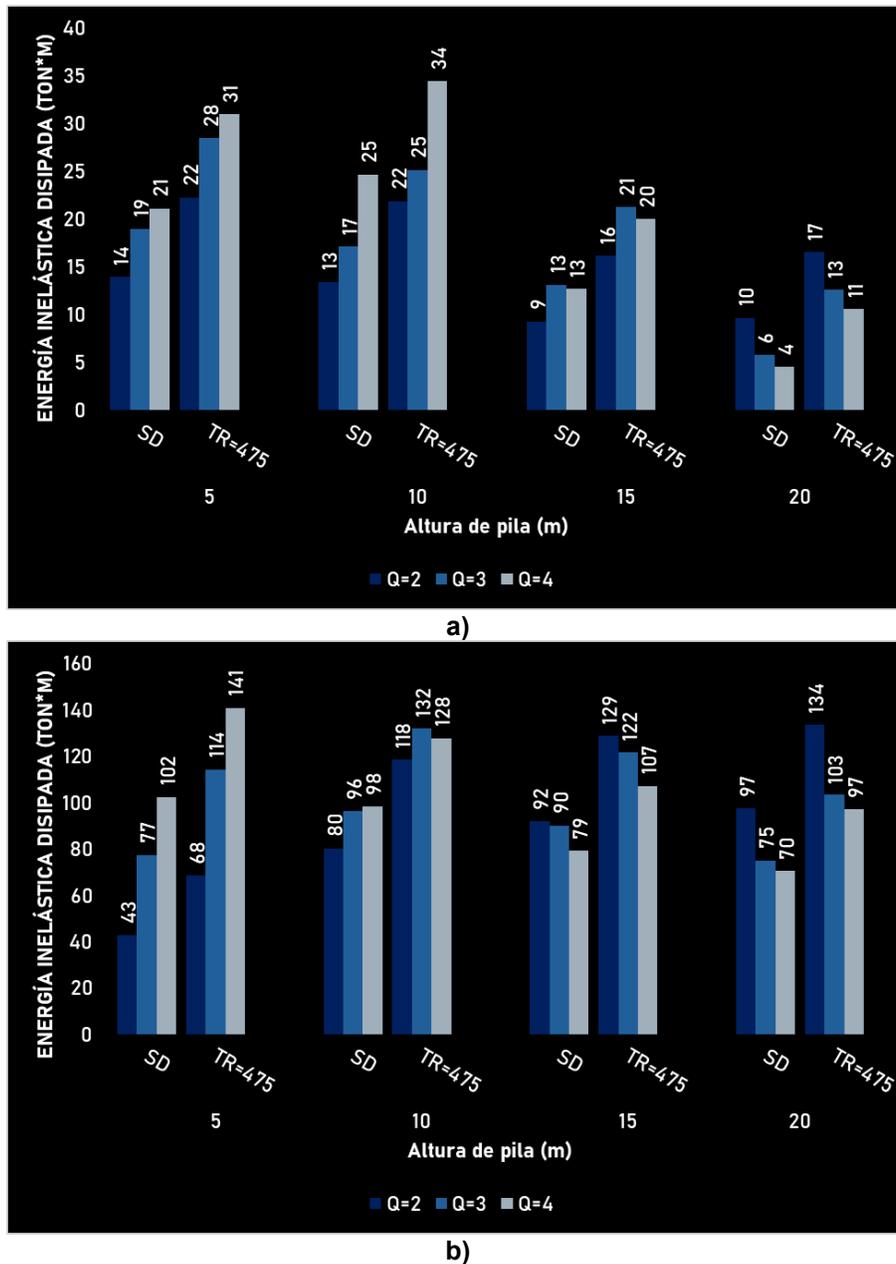
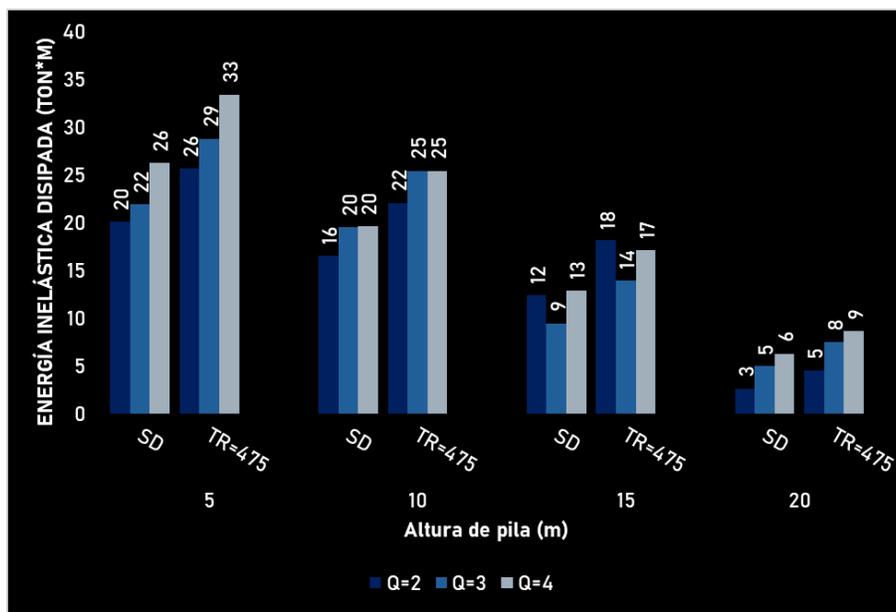


Figura 6.33 Energía inelástica disipada por los puentes tipo M30, resultado de registros de media sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.

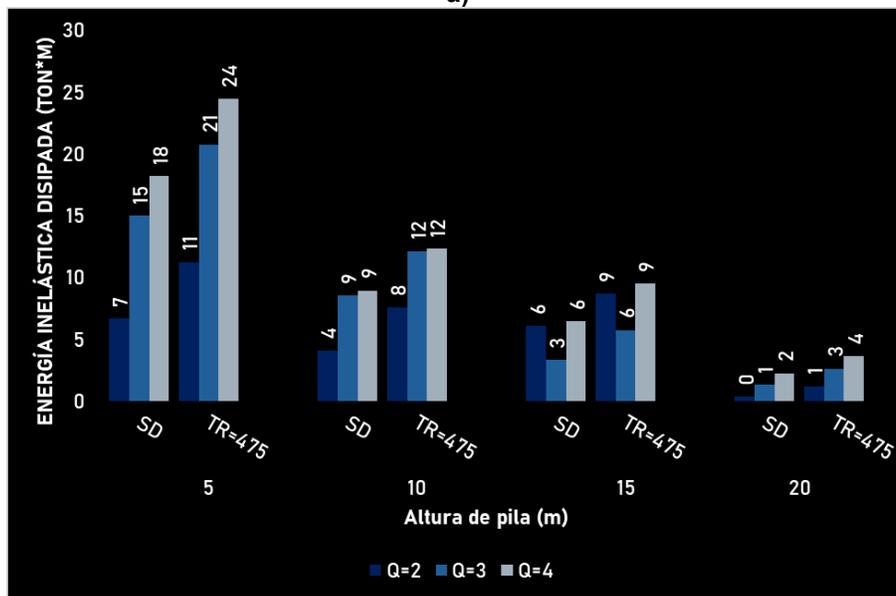
La tendencia de aumento proporcional entre la energía disipada y el valor de Q se mantiene para las pilas con alturas de cinco y diez metros. Sin embargo, a partir de una altura de 15 metros, la energía disipada disminuye conforme Q aumenta. Asimismo, se observa una diferencia notable entre los registros de subducción y los de fallamiento normal, siendo estos últimos los que generan una mayor cantidad de energía inelástica disipada.

### Baja sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los resultados de la energía inelástica disipada por los puentes M30 en una zona de baja sismicidad.



a)



b)

Figura 6.34 Energía inelástica disipada por los puentes tipo M30, resultado de registros de baja sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.

En los resultados de los puentes M30 sometidos a registros de baja sismicidad se observa una tendencia general de incremento en la disipación de energía conforme

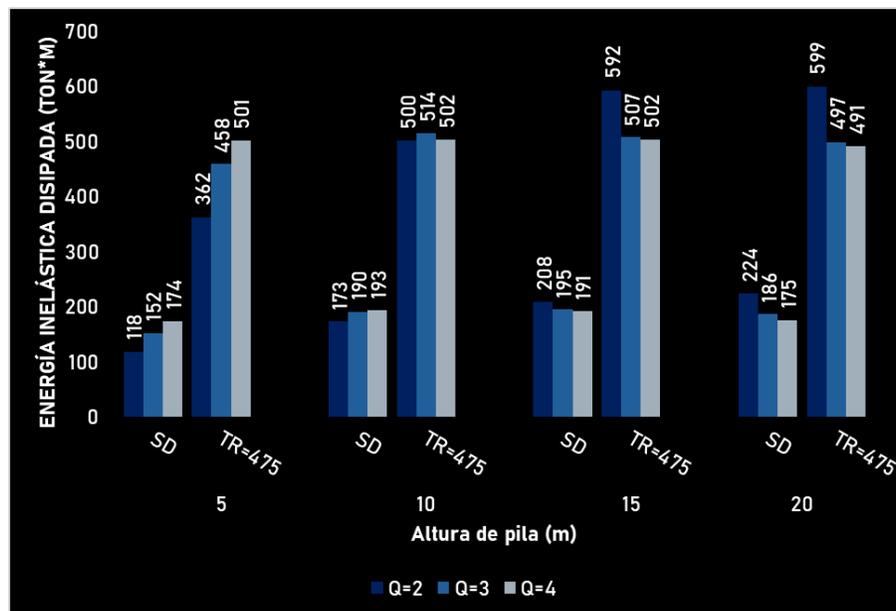


aumenta el valor de Q, particularmente en las pilas de 5, 10 y 20 metros de altura. En cambio, en la pila de 15 metros se presenta un comportamiento opuesto. Aun así, la tendencia general de incremento en ambos parámetros es evidente. En este caso, los valores de energía disipada son similares entre los registros de subducción y de fallamiento normal.

#### 6.1.2.4 Puentes con pilas tipo marco de cuatro columnas y claros de 50 metros

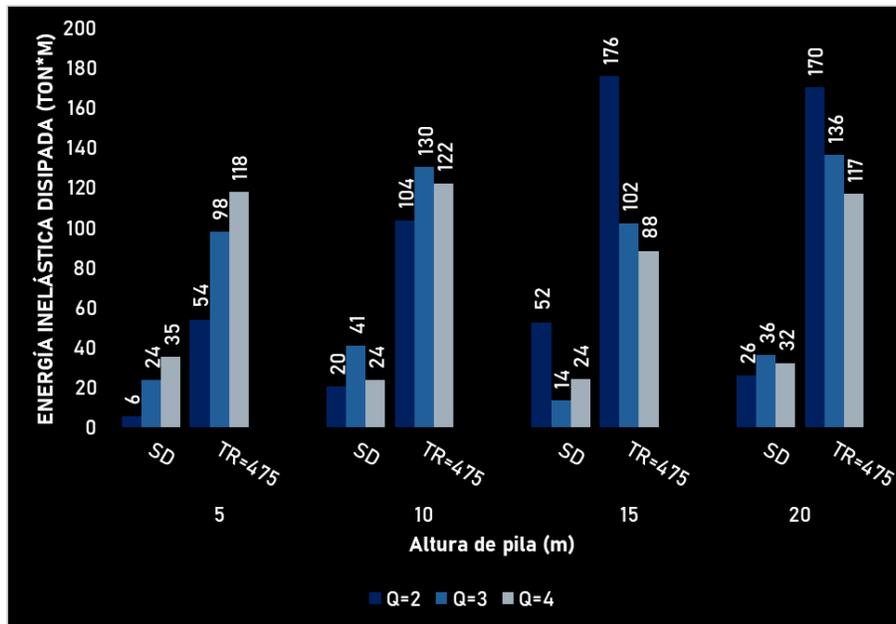
##### Alta sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los resultados de la energía inelástica disipada por los puentes M50 en una zona de alta sismicidad.



a)





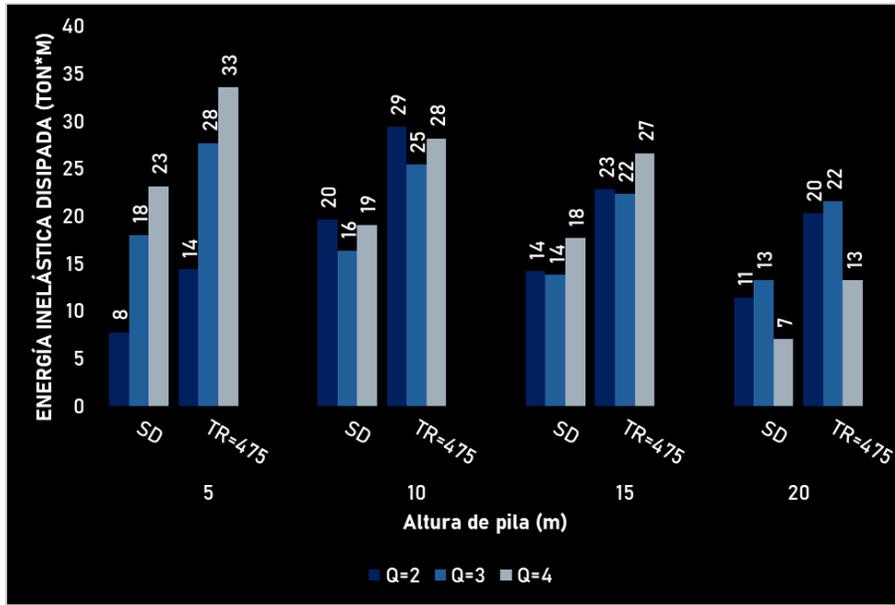
b)

Figura 6.35 Energía inelástica disipada por los puentes tipo M50, resultado de registros de alta sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.

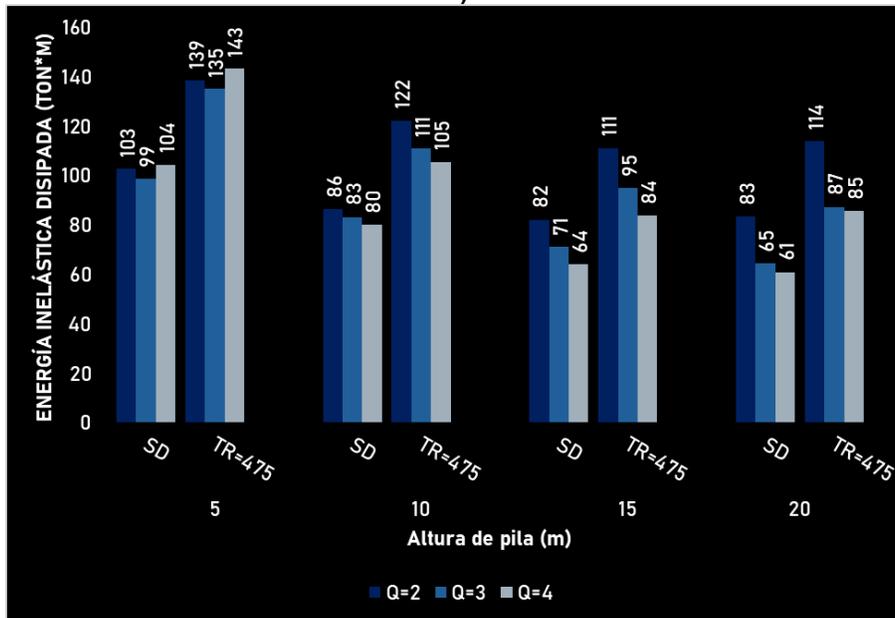
En las gráficas anteriores se observa que, a diferencia de otras tipologías, en este caso los puentes con pilas más cortas son los que disipan mayor energía inelástica. Por el contrario, conforme aumenta la altura de la pila, también lo hace la cantidad de energía disipada, particularmente en el diseño con  $Q = 2$ . Para el diseño con  $Q = 3$ , aunque inicialmente se mantiene la tendencia de incremento, esta se revierte en las pilas de 15 metros. En el caso del diseño con  $Q = 4$ , se presenta un comportamiento similar, con una tendencia menos consistente.

### Media sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los resultados de la energía inelástica disipada por los puentes M50 en una zona de media sismicidad.



a)



b)

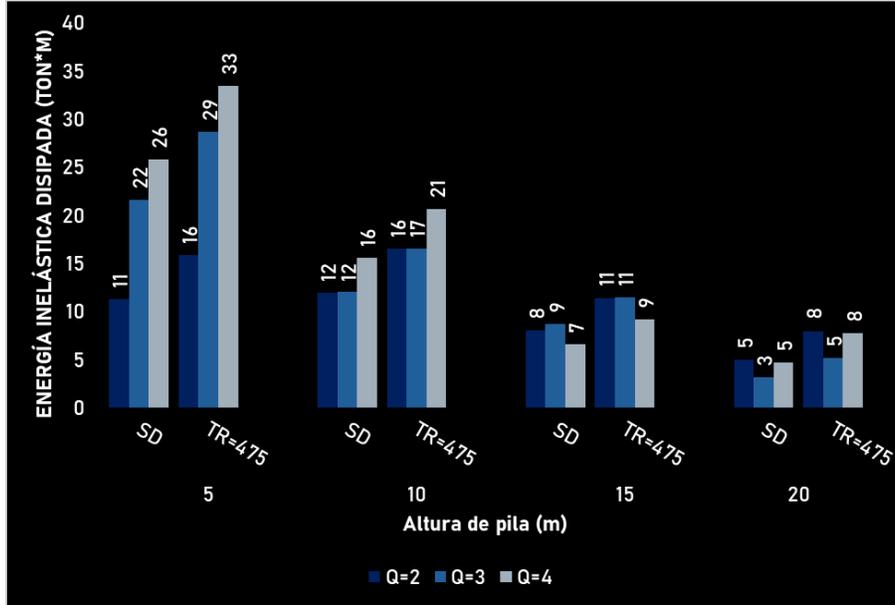
Figura 6.36 Energía inelástica disipada por los puentes tipo M50, resultado de registros de media sismicidad correspondiente a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.

En los resultados correspondientes a media sismicidad se observan tendencias similares a las de otros casos. Se aprecia, a simple vista, una disminución en la energía disipada conforme aumenta la altura de la pila. Asimismo, se identifica una tendencia general al incremento de la energía disipada con el aumento del factor Q, especialmente en las pilas cortas (5 metros). Sin embargo, en pilas con alturas mayores a 5 metros los valores entre distintos Q tienden a ser similares, mostrando incluso una ligera disminución.

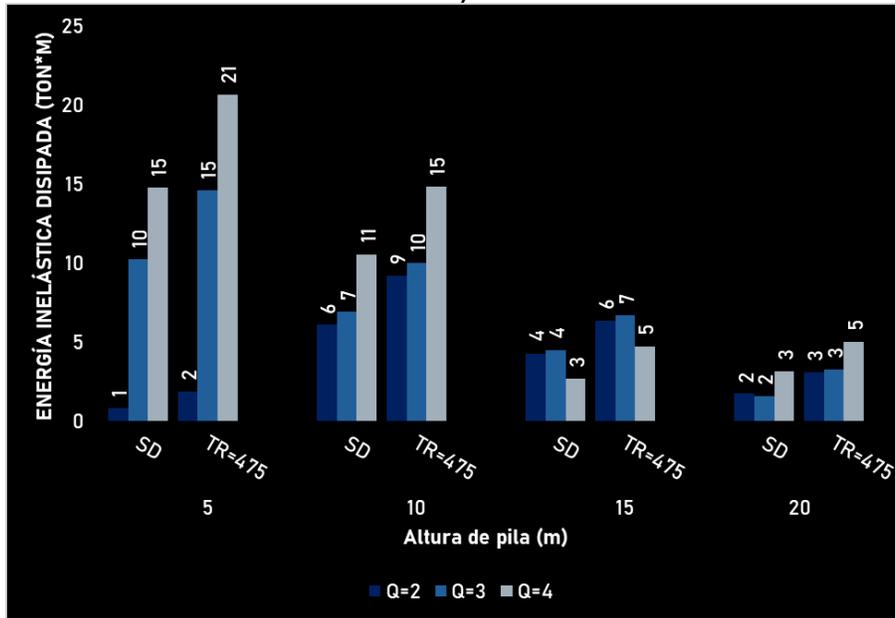


**Baja sismicidad**

Las siguientes gráficas muestran los resultados de la energía inelástica disipada por los puentes M50 en una zona de baja sismicidad.



a)



b)

Figura 6.37 Energía inelástica disipada por los puentes tipo M50, resultado de registros de baja sismicidad correspondientes a: a) eventos de subducción y b) fallamiento normal.



En los registros de baja sismicidad se observa una tendencia similar a la de los casos anteriores: la energía disipada disminuye conforme aumenta la altura de la pila. Asimismo, se aprecia un incremento en la energía disipada al aumentar el valor de Q, particularmente en las pilas de 5 y 10 metros de altura.

### 6.1.3 Demandas de ductilidad

La demanda de ductilidad es un parámetro que mide el nivel de deformaciones inelásticas a las que se somete una estructura durante un sismo. Se define como el cociente entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia:

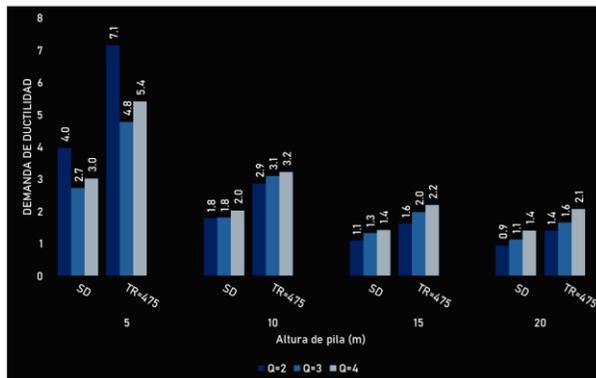
$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$$

El desplazamiento máximo se obtuvo como el promedio de los desplazamientos máximos registrados en cada análisis, mientras que el desplazamiento de fluencia se determinó mediante el análisis pushover descrito en el capítulo anterior.

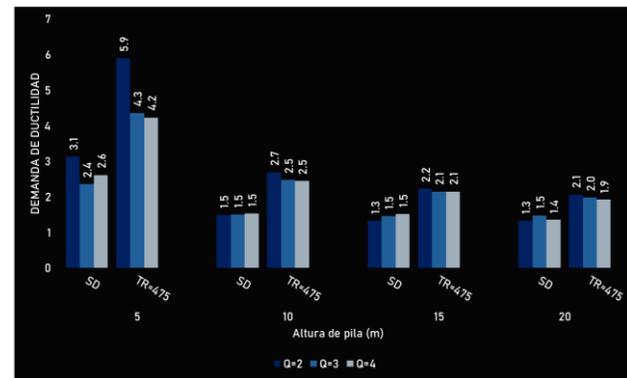
#### 6.1.3.1 Puentes con pilas de una columna y claros de 30 metros

##### Alta sismicidad

Las siguientes gráficas muestran las demandas de ductilidad de los puentes C30 de una zona de alta sismicidad.



a)



b)



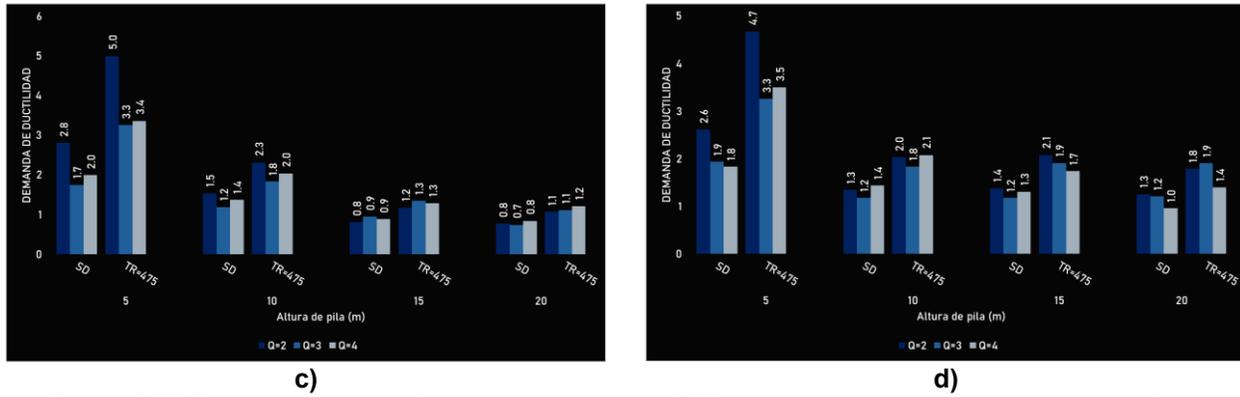
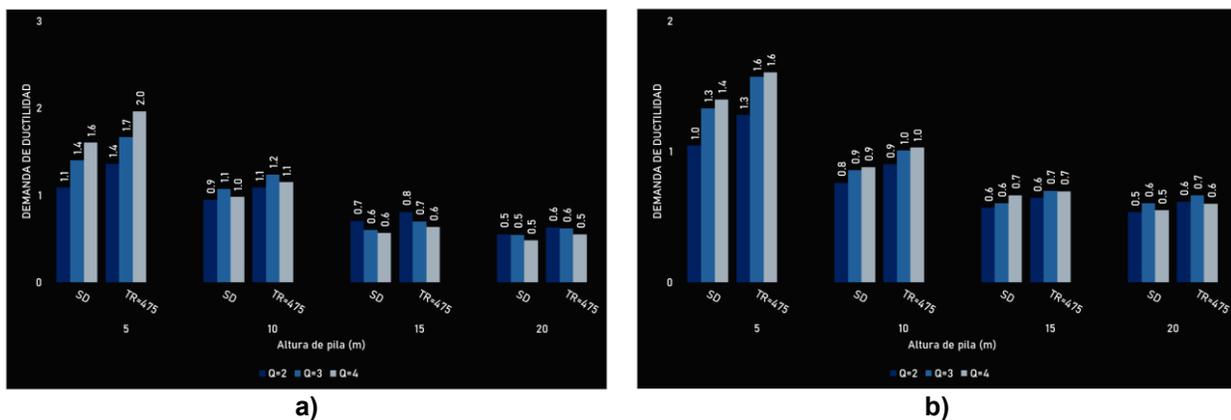


Figura 6.38 Demandas de ductilidad de puentes tipo C30, sometidos a registros de alta sismicidad: sismos de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal

En las gráficas se observa una tendencia general de disminución en la demanda de ductilidad conforme aumenta la altura de la pila. Asimismo, se aprecia un incremento en las demandas al aumentar el valor de Q, con excepción de los puentes con pilas de 5 metros, donde la mayor demanda se presenta en el diseño con Q = 2. Se nota una variación significativa entre los distintos tipos de escalamiento, lo cual es atribuible a la diferencia en la intensidad de los sismos. Esta variación afecta con mayor intensidad a las pilas más cortas.

### Media sismicidad

Las siguientes gráficas muestran las demandas de ductilidad de los puentes C30 en la zona de media sismicidad.



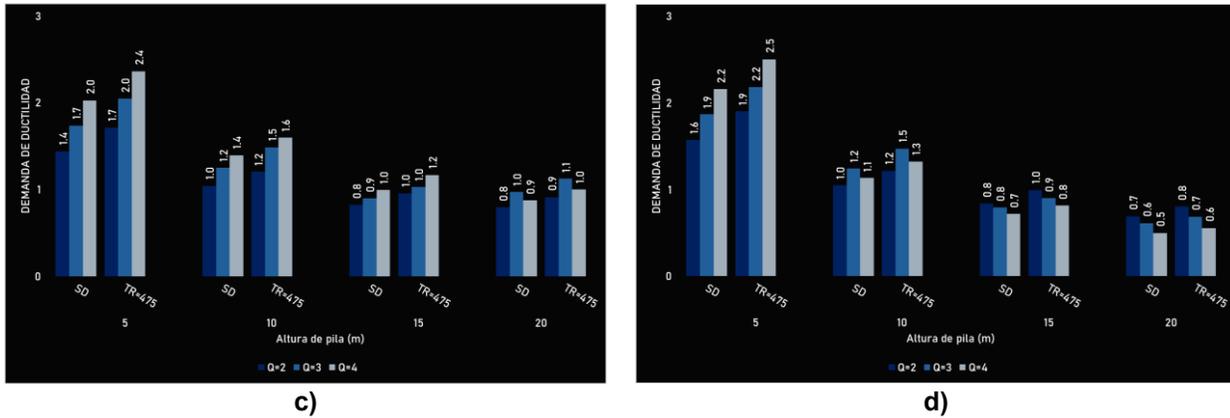
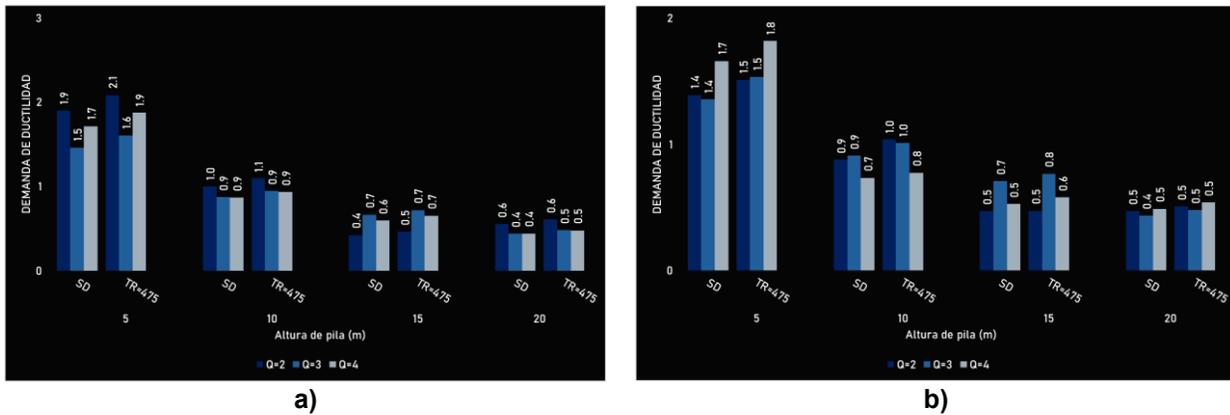


Figura 6.39 Demandas de ductilidad de puentes tipo C30 sometidos a registros de media sismicidad: sismos de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

Se observa una tendencia general de disminución de la demanda de ductilidad conforme aumenta la altura de la pila, así como un incremento de dicha demanda a medida que el valor de Q se incrementa. La pila de 5 metros, al ser la más corta, es la que presenta mayores exigencias. Los registros de fallamiento normal generan mayores demandas en los puentes en comparación con los de subducción. En cuanto a las direcciones, los sismos de subducción afectan más la dirección longitudinal, mientras que los de fallamiento normal inciden con mayor intensidad en la dirección transversal del puente.

### Baja sismicidad

Las siguientes gráficas muestran las demandas de ductilidad en los puentes C30 para la zona de baja sismicidad.



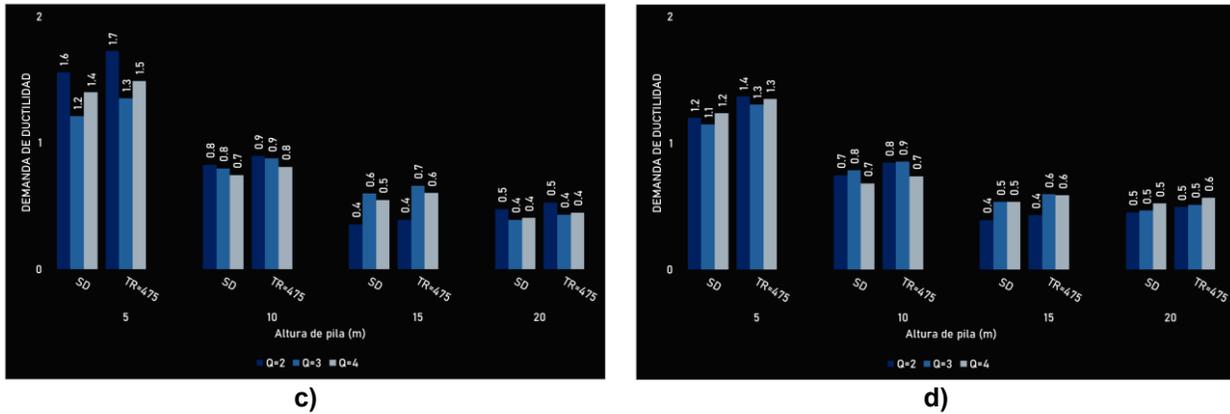


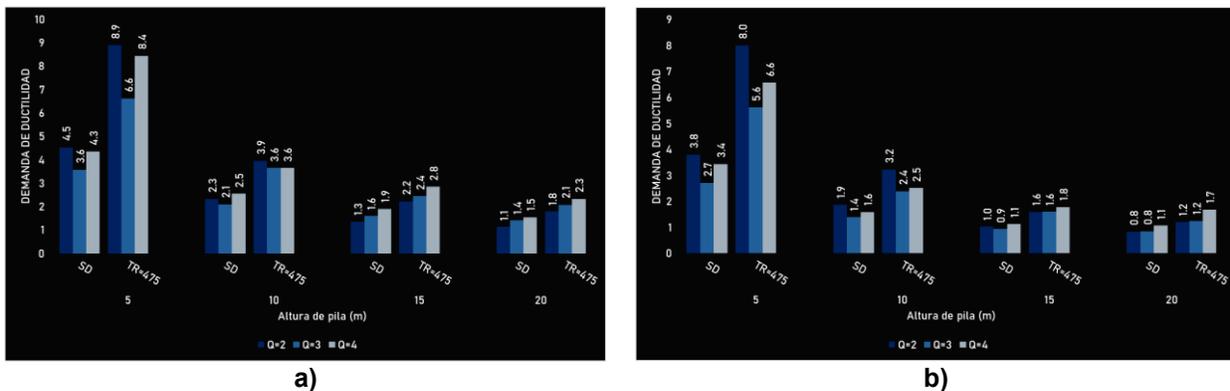
Figura 6.39 Demandas de ductilidad de puentes C30 sometidos a registros de baja sismicidad: sismos de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

En los escenarios de baja sismicidad, tanto para sismos de subducción como de fallamiento normal, la demanda de ductilidad disminuye conforme aumenta la altura de la pila. A partir de los 10 metros de altura predomina un comportamiento elástico, mientras que las pilas de 5 metros son las únicas que presentan deformaciones en el rango inelástico.

### 6.1.3.2 Puentes con pilas de una columna y claros de 50 metros

#### Alta sismicidad

Las siguientes gráficas muestran las demandas de ductilidad en los puentes C50 para la zona de alta sismicidad.



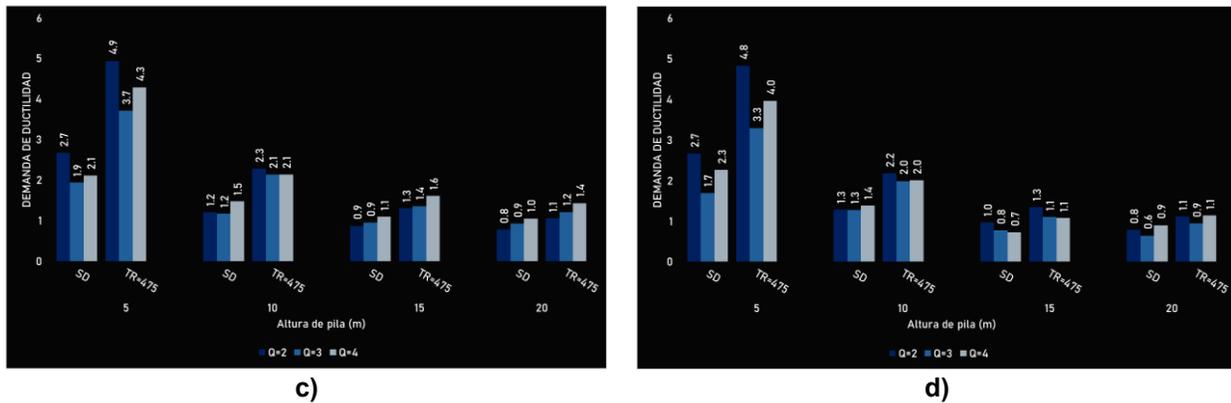


Figura 6.40 Demandas de ductilidad de puentes tipo C50 sometidos a registros de alta sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones: c) longitudinal y d) transversal.

En las gráficas anteriores se observa una tendencia decreciente en la demanda de ductilidad conforme aumenta la altura de la pila. Asimismo, se aprecia un incremento en dicha demanda al aumentar el valor de Q, excepto en los puentes con pilas de menor altura (5 metros), donde la mayor demanda se presenta en el diseño con  $Q = 2$ . Se evidencian grandes variaciones entre los distintos escalamientos, lo cual es esperable al tratarse de sismos de diferente intensidad, repercutiendo con mayor severidad en las pilas más cortas.

En su mayoría, los puentes operan en el rango inelástico, con excepción de aquellos con pilas de 15 y 20 metros de altura, que tienden a mantenerse en comportamiento elástico bajo el escalamiento del sismo de diseño y presentan respuesta inelástica solo bajo el escalamiento correspondiente a un periodo de retorno de 475 años.

### Media sismicidad

Las siguientes gráficas muestran las demandas de ductilidad en los puentes C50 para la zona de media sismicidad.



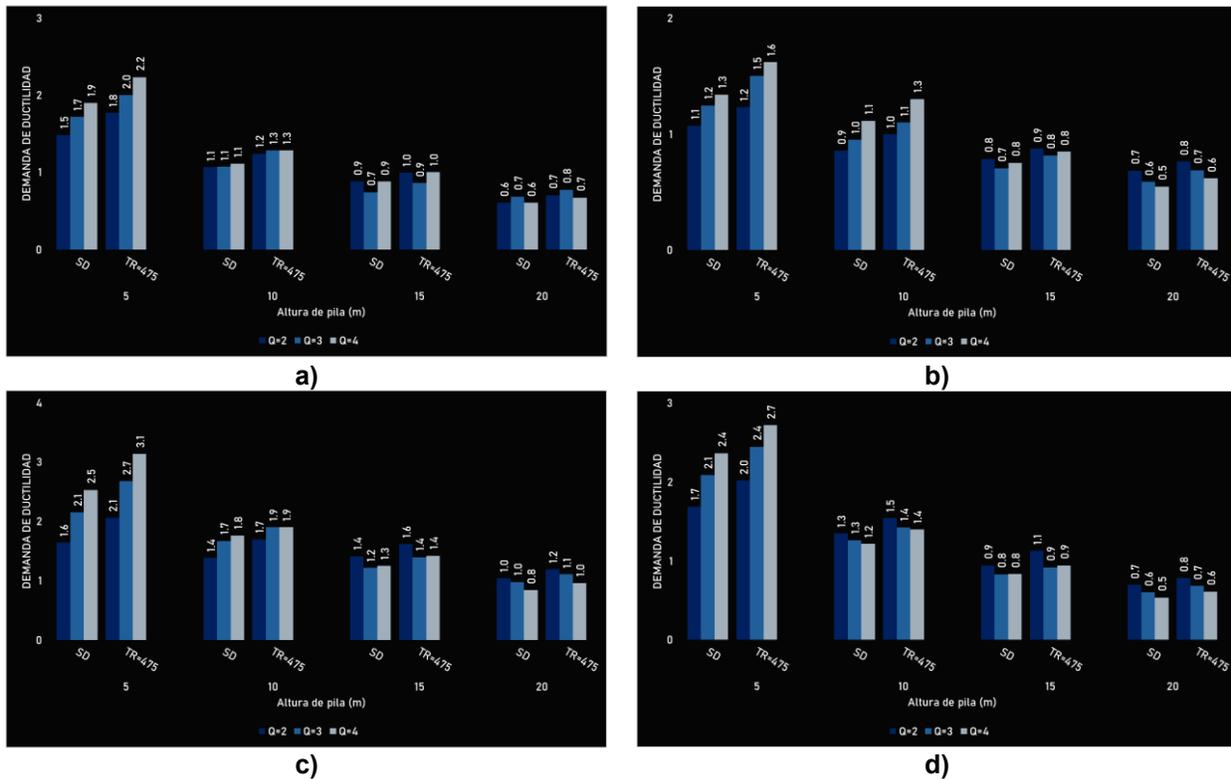


Figura 6.41 Demandas de ductilidad de puentes C50 sometidos a registros de media sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

En las gráficas anteriores se observa nuevamente la tendencia decreciente de la demanda de ductilidad conforme aumenta la altura de la pila. También es evidente el incremento de la demanda de ductilidad conforme aumenta la altura de la pila. También es evidente el incremento en la demanda a medida que se incrementa el valor de Q, con la excepción de la pila de 20 metros, donde esta tiende a disminuir. Asimismo, se aprecia un comportamiento predominantemente lineal en la mayoría de los puentes a partir de alturas de 15 metros. La diferencia entre ambos escalamientos no resulta tan marcada como en los casos de alta sismicidad. La configuración más exigente sigue siendo la misma que en los casos anteriores: pila de menor altura, diseño con  $Q = 4$  y sismo con  $Tr = 475$  años.

### Baja sismicidad

Las siguientes gráficas muestran las demandas de ductilidad en los puentes C50 para la zona de baja sismicidad.



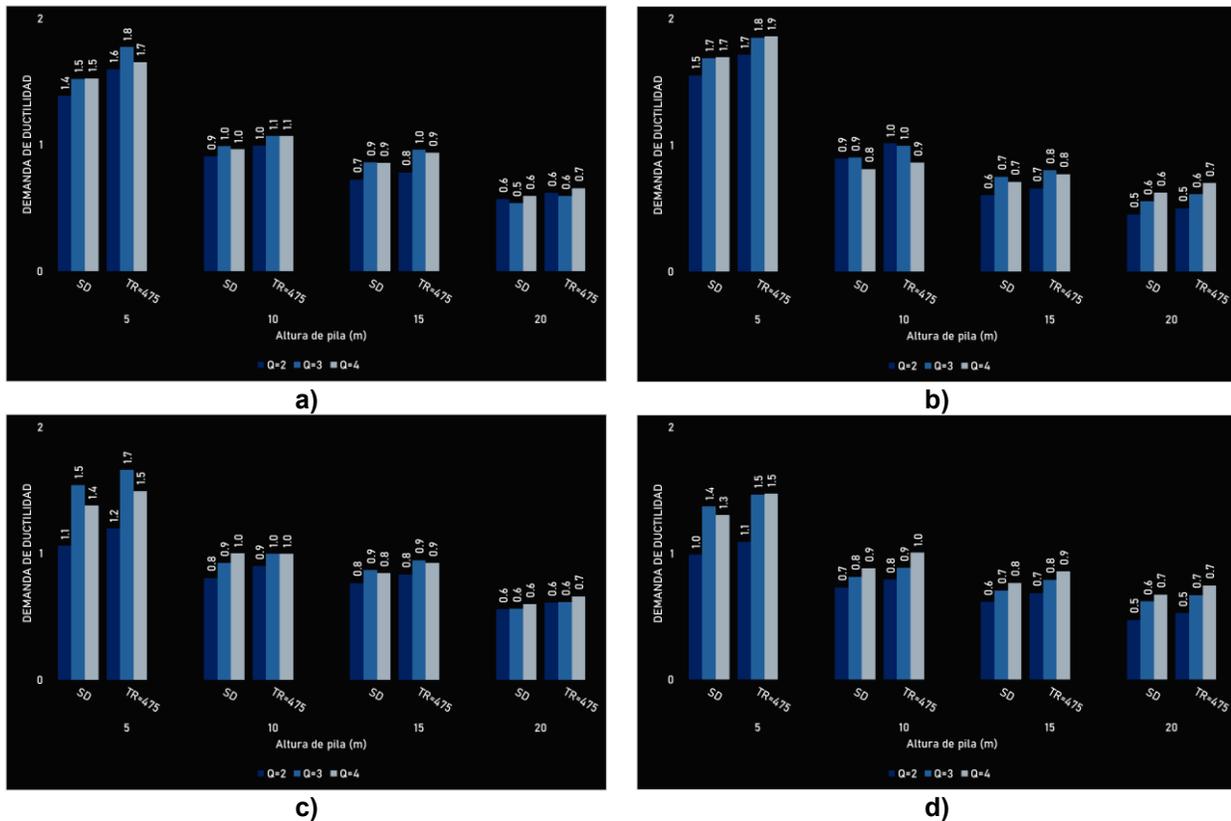


Figura 6.42 Demandas de ductilidad de puentes tipo C50 sometidos a registros de baja sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

Una vez más, se mantiene la tendencia decreciente de la demanda de ductilidad conforme aumenta la altura de la pila. La mayor demanda se presenta en las pilas de 5 metros de altura diseñadas con  $Q = 3$ . A partir de los 10 metros de altura, se conserva la tendencia de incremento en la demanda de ductilidad a medida que aumenta el valor de  $Q$ . Asimismo, se observa un comportamiento predominantemente lineal en prácticamente todos los puentes cuando la pila tiene una altura de 10 metros.

### 6.1.3.3 Puentes con pilas tipo marco de cuatro columnas y claros de 30 metros

#### Alta sismicidad

Las siguientes gráficas muestran las demandas de ductilidad de los puentes M30 para la zona de alta sismicidad.

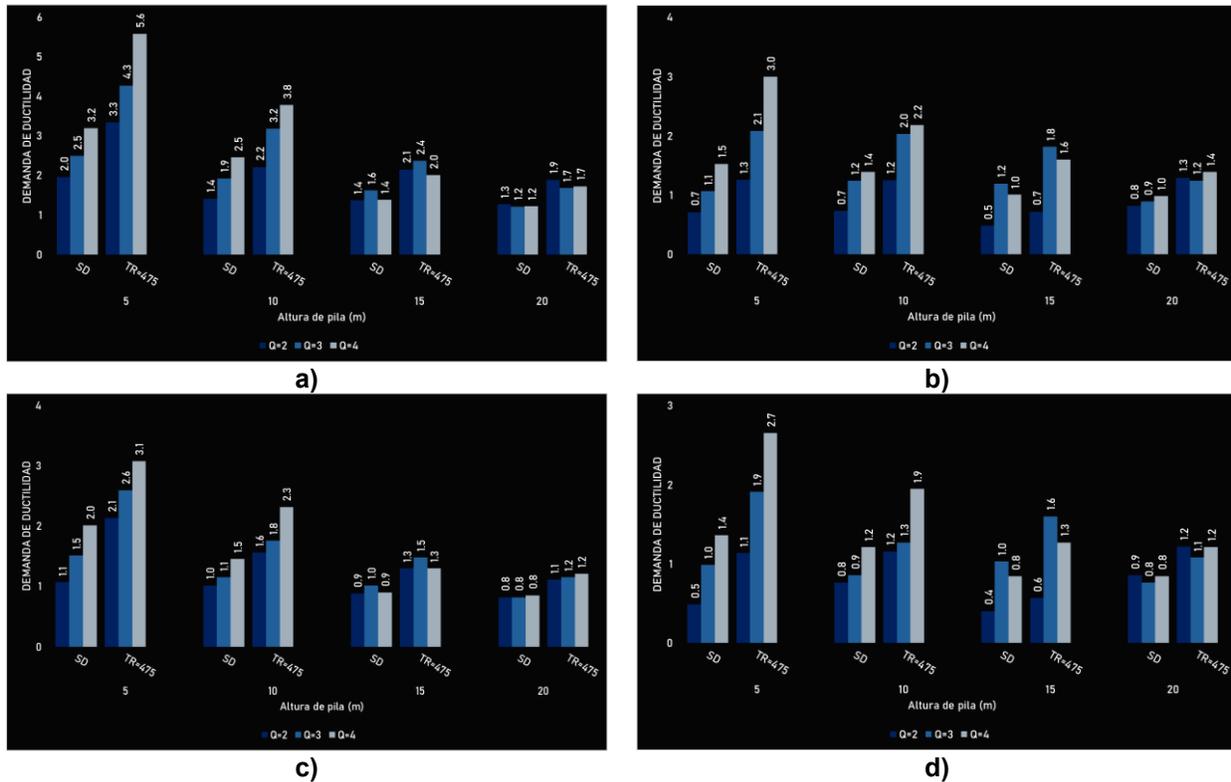


Figura 6.43 Demandas de ductilidad de puentes M30 sometidos a registros de alta sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

Se aprecia la misma tendencia observada en casos anteriores, confirmando que las tipologías con pilas más cortas son las que presentan mayores demandas. Asimismo, el diseño con  $Q = 4$  genera una demanda de ductilidad superior a la de los diseños con  $Q = 2$  y  $Q = 3$  cuando las pilas tienen alturas de 5 y 10 metros. En contraste, para alturas de 15 y 20 metros, el diseño con  $Q = 3$  es el que muestra mayor exigencia en la mayoría de los casos. También se observa que los sismos de subducción generan mayores demandas que los de fallamiento normal, siendo la dirección longitudinal la más exigente.

**Media sismicidad**

Las siguientes gráficas muestran las demandas de ductilidad en los puentes M30 para la zona de media sismicidad.

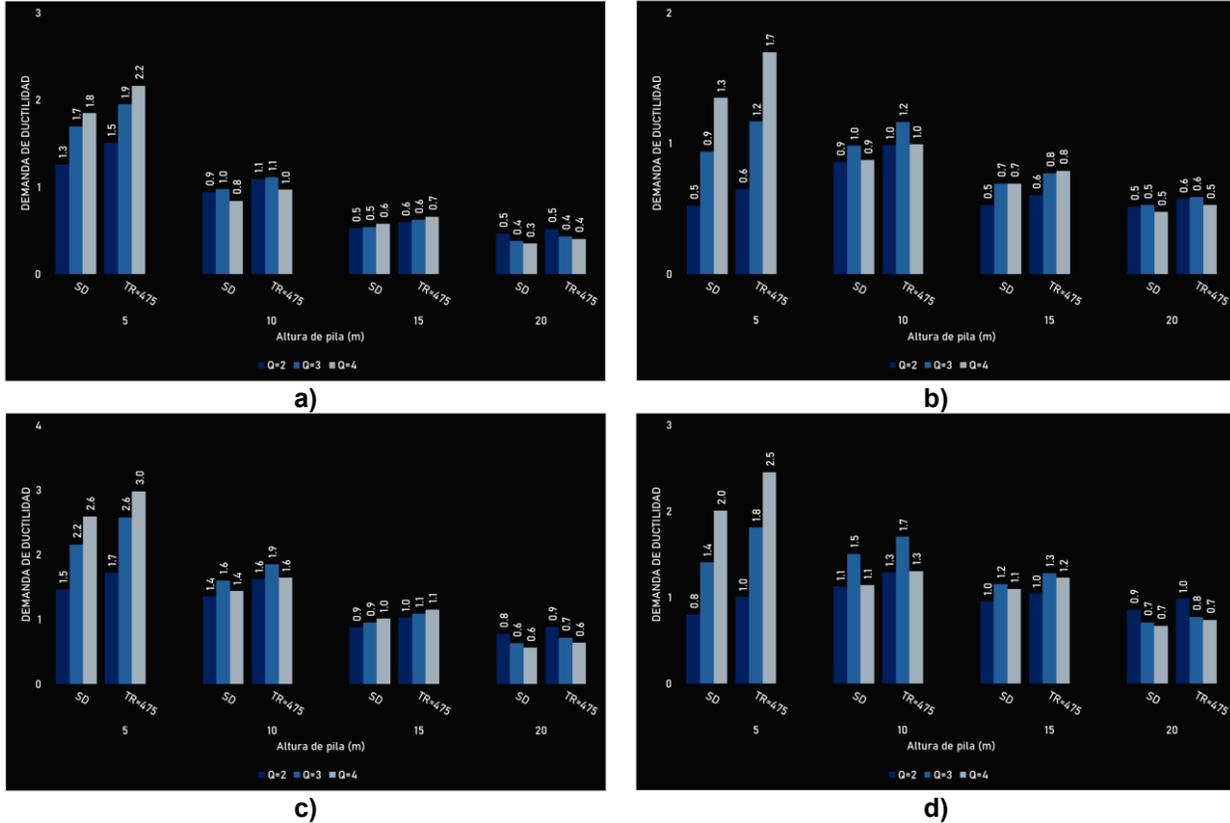


Figura 6.44 Demandas de ductilidad de puentes tipo M30 sometidos a registros de media sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

En los puentes tipo M30 ubicados en zonas de media sismicidad se observa la misma tendencia previamente descrita. Para los registros de subducción, a partir de una altura de pila de 10 metros, la mayoría de los puentes se comportan de manera predominantemente elástica. En el caso de los registros de fallamiento normal, este comportamiento elástico se presenta a partir de alturas de 15 metros. En esta ocasión, los registros de fallamiento normal generan mayores demandas de ductilidad que los de subducción.



### Baja sismicidad

Las siguientes gráficas muestran las demandas de ductilidad en los puentes M30 para la zona de baja sismicidad.

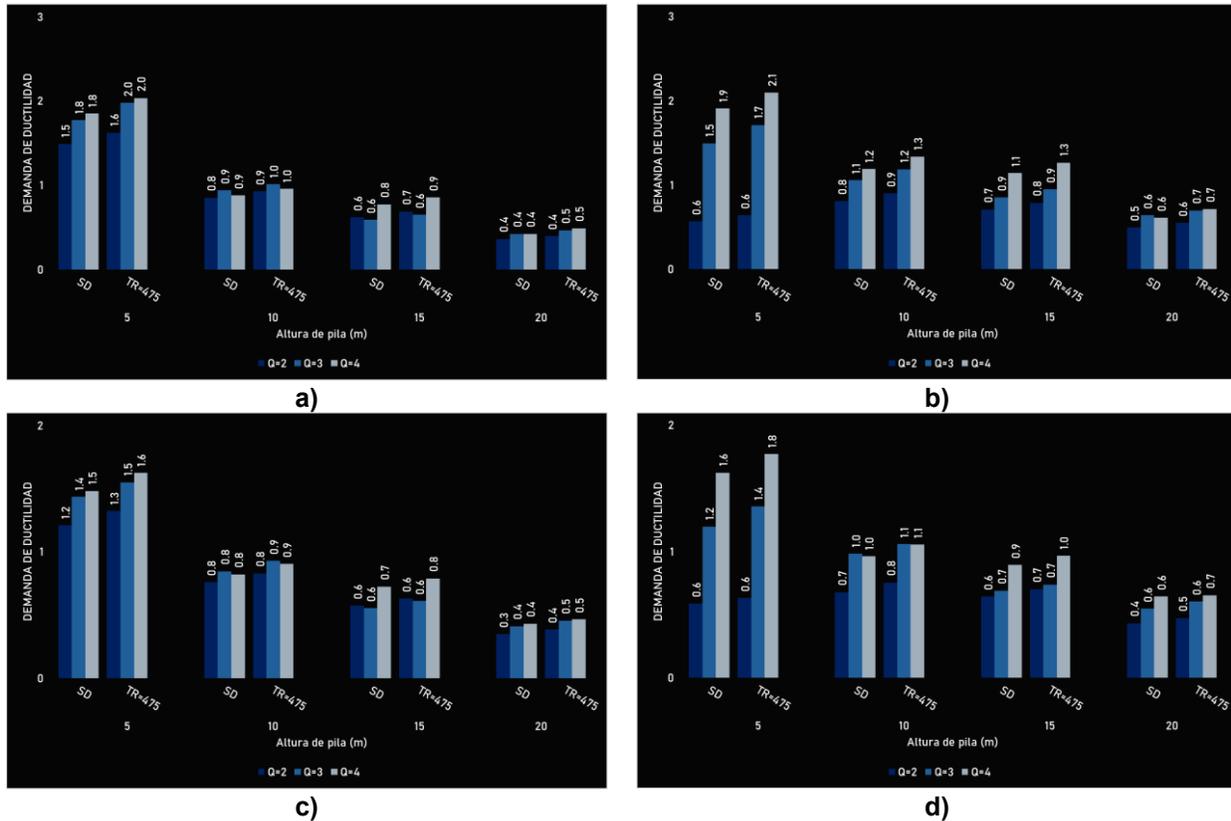


Figura 6.45 Demandas de ductilidad de puentes tipo M30 sometidos a registros de baja sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

Se mantiene la tendencia previamente observada, siendo los puentes con altura de pila de 5 metros los que presentan las mayores demandas de ductilidad. En esta zona, los registros de subducción generan mayores exigencias que los de fallamiento normal. Se aprecia una diferencia notable en el incremento de la demanda conforme aumenta el valor de Q entre ambas direcciones. En particular, cuando el diseño se realiza con Q = 2, los puentes se mantienen en comportamiento elásticos en la dirección transversal. La dirección longitudinal resulta ser la más exigida para ambos tipos de fallamiento.

### 6.1.3.4 Puentes con pilas tipo marco de cuatro columnas y claros de 50 metros

#### Alta sismicidad

Las siguientes gráficas muestran las demandas de ductilidad de los puentes tipo M50 para la zona de alta sismicidad.

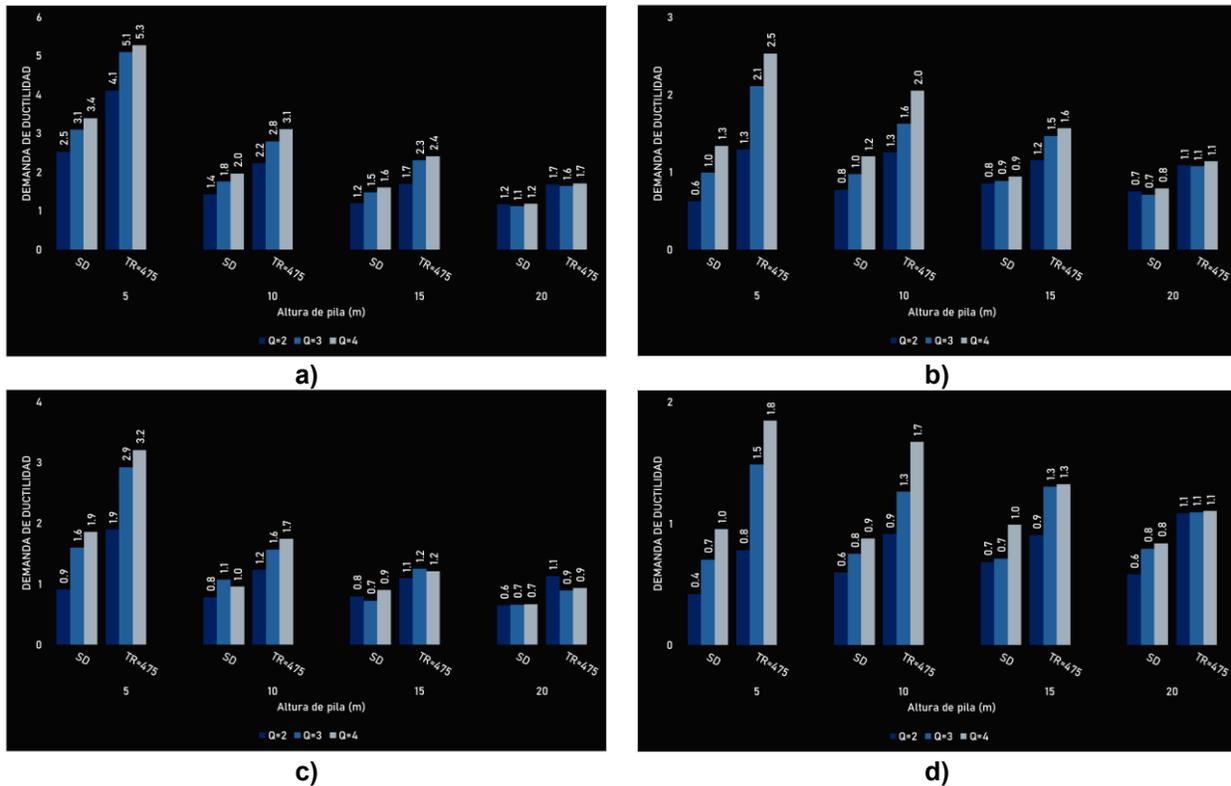


Figura 6.46 Demandas de ductilidad de puentes tipo M50 sometidos a registros de alta sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

La tendencia de disminución de la demanda de ductilidad en el incremento de la altura de la pila se mantiene. Los puentes son más exigidos bajo registros de subducción en comparación con los de fallamiento normal. En ambos tipos de sismos, la dirección longitudinal presenta mayores demandas, debido a su mayor flexibilidad y desplazamientos asociados. En general, la mayoría de los puentes operan en un régimen no lineal, con excepción de aquellos diseñados con  $Q = 2$  bajo registros de fallamiento normal, los cuales permanecen principalmente en comportamiento elástico.

**Media sismicidad**

Las siguientes gráficas muestran las demandas de ductilidad de los puentes tipo M50 para la zona de media sismicidad.

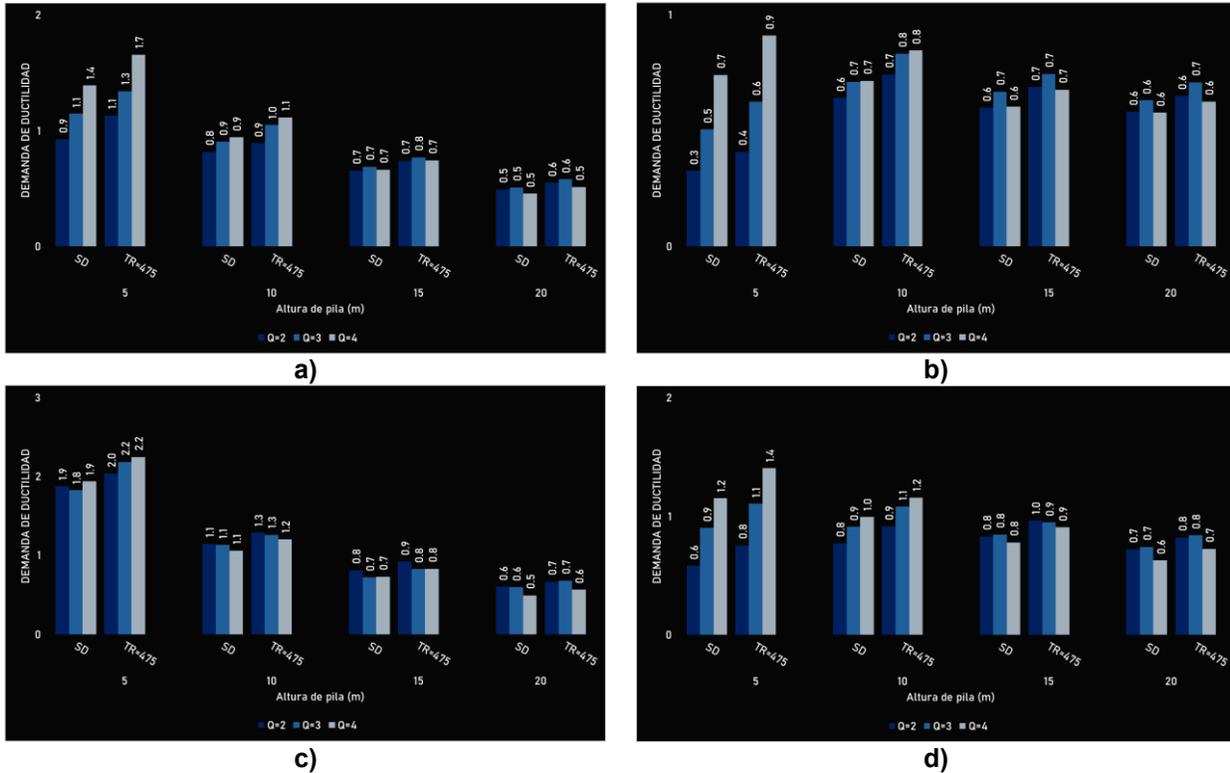


Figura 6.47 Demandas de ductilidad de puentes tipo M50 sometidos a registros de media sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

Se mantiene la misma tendencia observada en casos anteriores, donde la demanda de ductilidad disminuye conforme aumenta la altura de la pila. También se aprecia un incremento en la demanda al aumentar el valor de Q; no obstante, en los registros de fallamiento normal este incremento no es tan significativo. A partir de alturas de 15 metros, los puentes tienden a comportarse de manera predominantemente elástica.

**Baja sismicidad**

Las siguientes gráficas muestran las demandas de ductilidad de los puentes tipo M50 para la zona de baja sismicidad.



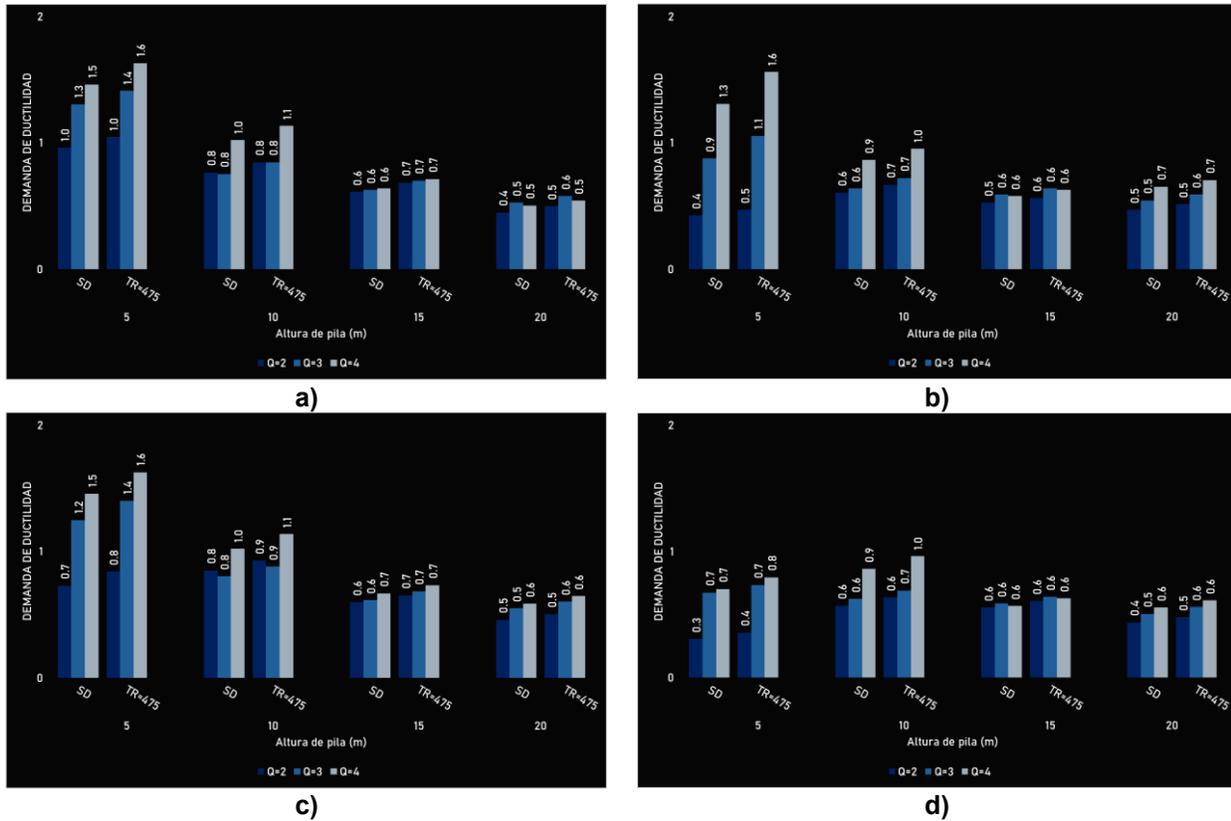


Figura 6.48 Demandas de ductilidad de puentes tipo M50 sometidos a registros de baja sismicidad: subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

Se mantiene la tendencia de disminución en la demanda de ductilidad conforme aumenta la altura de la pila, tanto en la dirección longitudinal como transversal y para ambos tipos de fallamiento. Las mayores demandas se observan en los registros de subducción, particularmente en pilas de 5 metros de altura, donde el diseño con  $Q = 4$  y el escalamiento con  $Tr = 475$  años genera las sollicitaciones más altas. A partir de alturas de 10 metros, los puentes tienden a mostrar un comportamiento predominantemente elástico.

## 6.2 ÍNDICES DE DAÑO

Para cuantificar adecuadamente el estado de daño de una estructura, no basta con comparar únicamente la demanda de desplazamientos con su capacidad a deformación. Es también necesario evaluar la demanda de energía histerética. Generalmente, cuando se realiza una comparación entre la demanda y la capacidad de desplazamiento frente a una carga monotónica (como en un análisis pushover),



y la demanda no supere dicha capacidad, se considera que la estructura posee un nivel de seguridad aceptable.

Los índices de daño son herramientas que permiten cuantificar de forma integrada el daño acumulado en una estructura, ayudando así a evaluar su nivel de seguridad post-sismo. El modelo más utilizado para calcular este parámetro es el propuesto por Park & Ang (1985), el cual incorpora tanto las demandas y capacidades de desplazamiento como la energía histerética disipada.

### 6.2.1 Índices de daño mediante el modelo propuesto por Park & Ang (1985)

Este es uno de los modelos de índice de daño sísmico más reconocidos para estructuras de concreto, y su propósito es cuantificar el daño acumulado en un elemento estructural. Se expresa como una combinación lineal de parámetros derivados de análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo (tales como desplazamientos y energía histerética disipada). La fórmula del índice local de daño es la siguiente:

$$ID_l = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_u} + \beta \frac{E_h}{F_y \Delta_u}$$

Donde:

$ID_l$ :	Índice de daño local.
$\Delta_{max}$ :	Desplazamiento máximo durante el sismo.
$\Delta_u$ :	Capacidad última de desplazamiento (obtenida mediante análisis pushover).
$\beta$ :	Coefficiente empírico que calibra la influencia de la energía histerética disipada (valores típicos entre 0.05 y 0.15).
$E_h$ :	Energía histerética disipada por el elemento durante el sismo.
$F_y$ :	Fuerza de fluencia del elemento.

Este índice se calcula de manera local (por elemento). Para evaluar el estado general de la estructura, es necesario calcular un índice de daño global mediante un promedio ponderado por la energía histerética disipada de cada elemento:



$$ID_g = \frac{\sum_{i=1}^n ID_{li} E_{hi}}{\sum_{i=1}^n E_{hi}}$$

Donde:

- $ID_g$ : Índice de daño global.  
 $ID_i$ : Índice de daño local del elemento  $i$ .  
 $E_h$ : Energía histerética disipada por el elemento  $i$  durante el sismo.

El índice de daño suele estar en un rango de 0 a 1, donde:

- Valores cercanos a 0 indican un bajo nivel de daño.
- Un valor de 1 representa el colapso del elemento.
- Valores mayores a 1 indican colapso total.

Para una mejor interpretación, Park, Ang y Wen (1985) propusieron una clasificación de los niveles de daño estructural con base en los valores del índice:

Tabla 6.1 Niveles e índices de daño.

NIVEL DE DAÑO	Rango de ID	Estado de daño	Daño en estructura
I	$ID < 0.1$	Sin daño	Pequeñas grietas localizadas
II	$0.1 < ID < 0.25$	Daño menor	Grietas ligeras distribuidas en el elemento
III	$0.25 < ID < 0.40$	Daño moderado	Grietas severo y desprendimientos localizados de concreto
IV	$0.4 < ID < 1$	Daño severo	Aplastamiento del concreto, exposición del acero de refuerzo
V	$ID > 1$	Colapso	Colapso total del elemento o de la estructura

### 6.2.2 Resultados de los índices de daño

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de los índices de daño para cada una de las tipologías de puentes evaluados de forma individual.



### 6.2.2.1 Puentes con pilas de una columna y claros de 30 metros

#### Alta sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los índices de daño de los puentes tipo C30 para la zona de alta sismicidad.

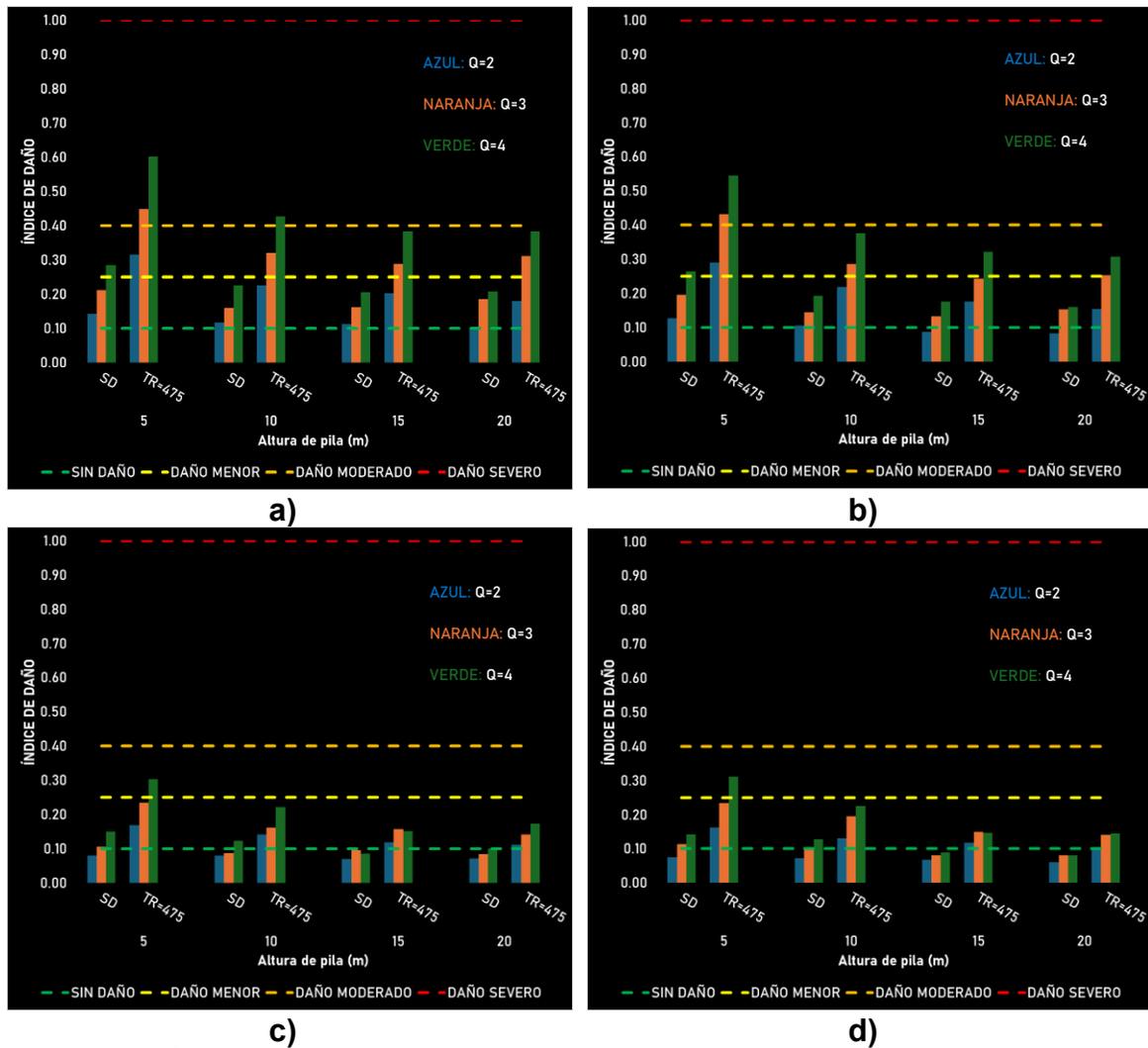


Figura 6.49 Índices de daño de puentes tipo C30 sometidos a registros de alta sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

Se aprecia una marcada diferencia en los niveles de daño entre ambos tipos de fallamiento, siendo más severos en los registros de subducción en la dirección longitudinal. Al igual que en resultados anteriores, se mantiene la tendencia de disminución del daño conforme aumenta la altura de la pila, presentándose los mayores daños en pilas de 5 metros, con niveles de daño severo en los diseños con

$Q = 3$  y  $Q = 4$ . También se observa una diferencia considerable entre los daños producidos por los dos tipos de escalamiento sísmico. Finalmente, se confirma el incremento del daño a medida que el valor de  $Q$  aumenta.

### Media sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los índices de daño de los puentes tipo C30 para la zona de media sismicidad.

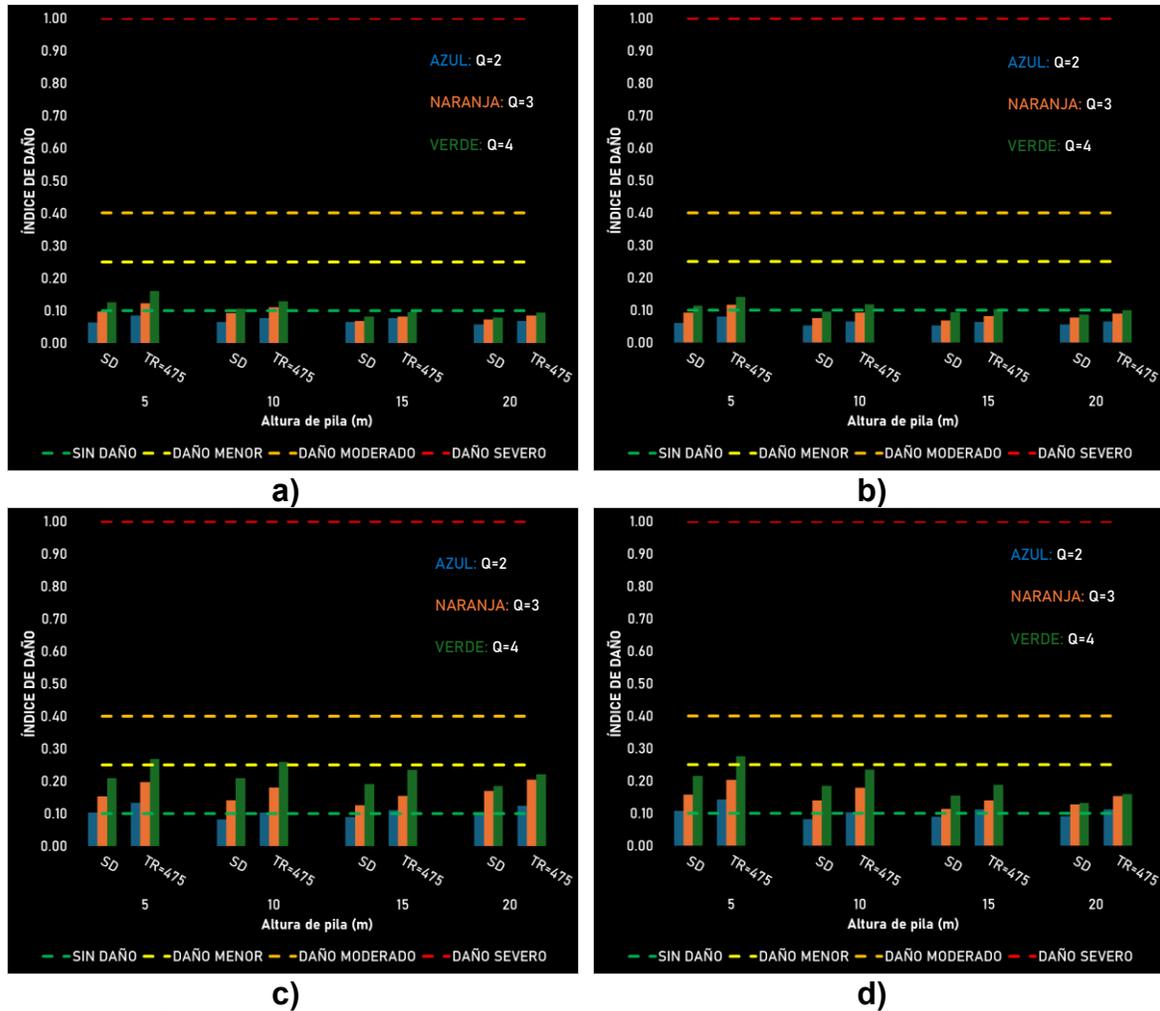


Figura 6.50 Índices de daño de puentes tipo C30 sometidos a registros de media sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

En los registros correspondientes a media sismicidad no se observan daños significativos, alcanzándose como máximo un nivel de daño moderado. Los mayores valores de daño se presentan en los registros de fallamiento normal, particularmente en los puentes con pilas de 5 metros de altura, disminuyendo progresivamente conforme aumenta la altura. El nivel de daño es similar en ambas

direcciones (longitudinal y transversal), y no se aprecia una diferencia considerable entre los dos niveles de escalamiento sísmico.

### Baja sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los índices de daño de los puentes tipo C30 para la zona de baja sismicidad.

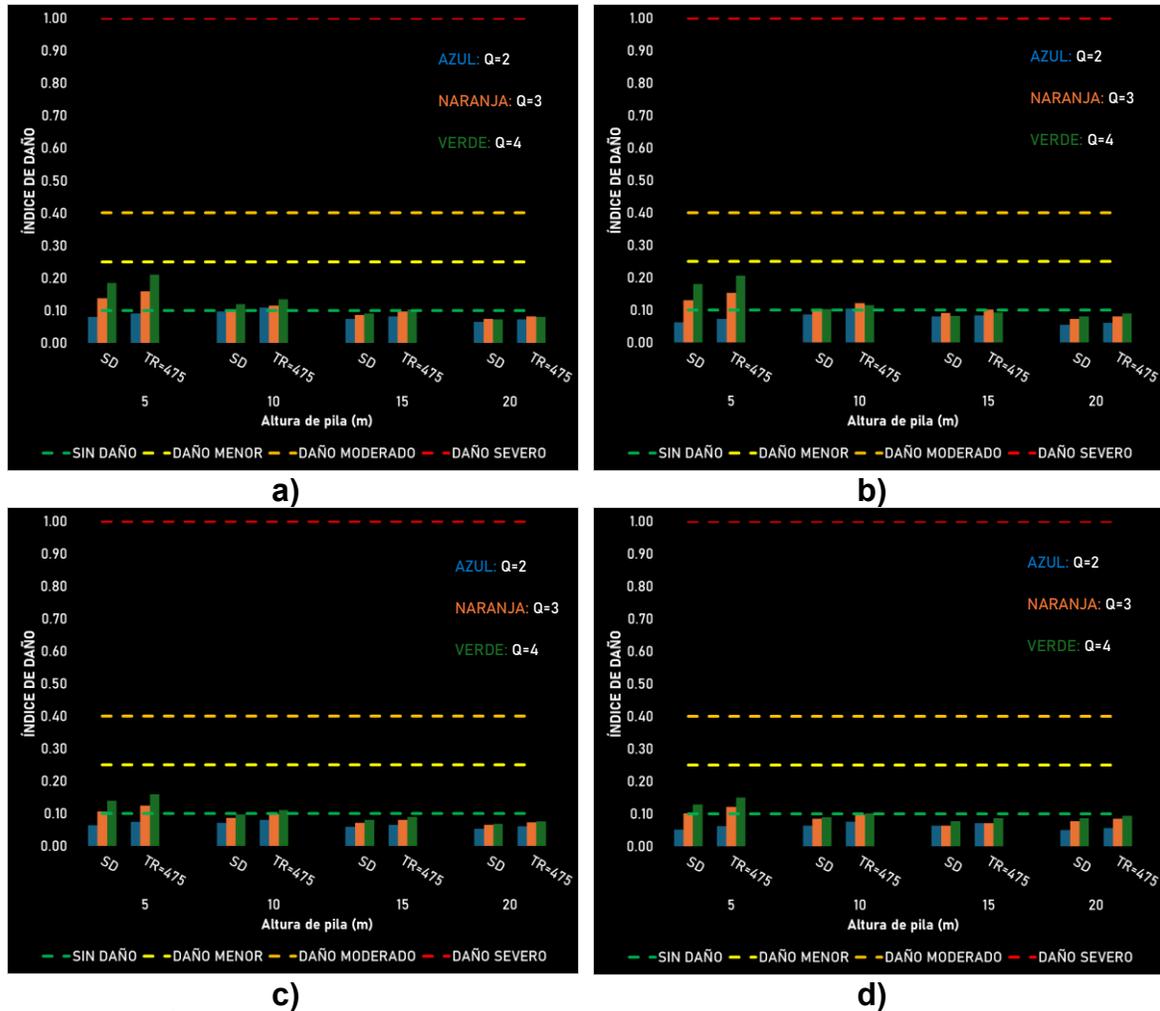


Figura 6.51 Índices de daño de puentes tipo C30 sometidos a registros de baja sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

En los registros correspondientes a baja sismicidad, los daños observados son en general ligeros, predominando niveles de daño menores. Los mayores valores se presentan en los registros de subducción, aunque siguen dentro de la categoría de daño leve. Se mantiene la tendencia de disminución del daño conforme aumenta la

altura de pila, así como el incremento al aumentar el valor de Q. En la mayoría de los casos, los puentes se conservan sin daño significativo.

### 6.2.2.2 Puentes con pilas de una columna y claros de 50 metros

#### Alta sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los índices de daño de los puentes tipo C50 para la zona de alta sismicidad.

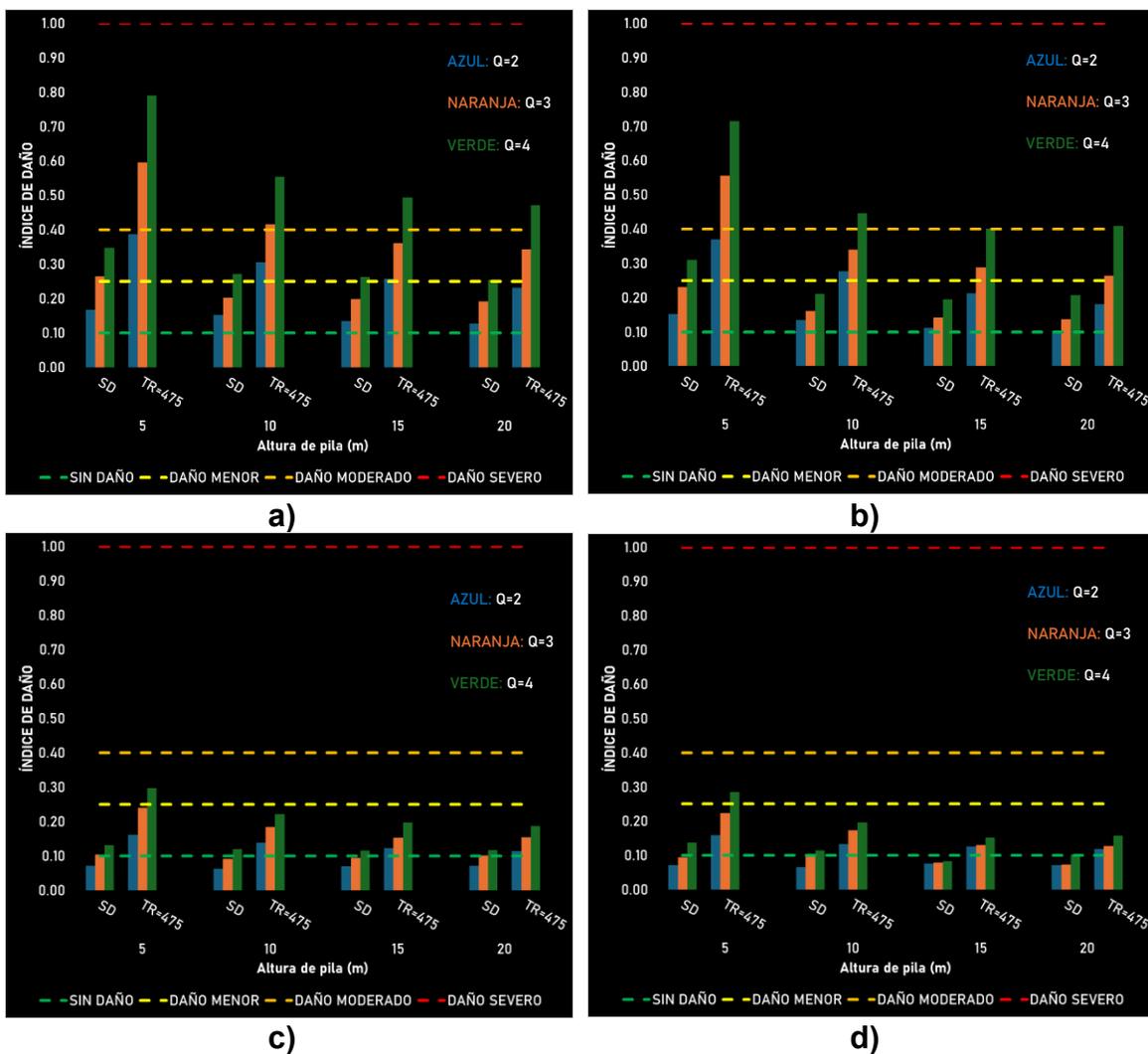


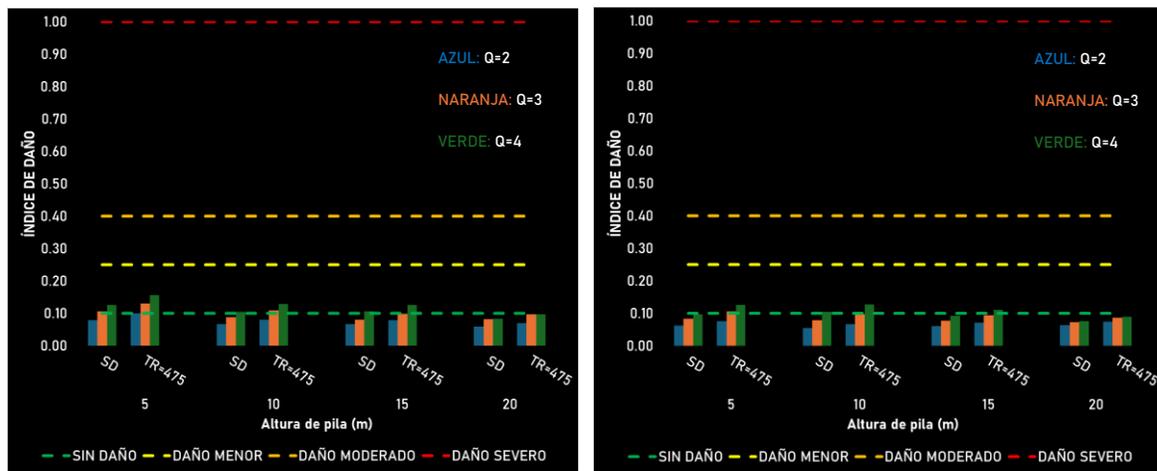
Figura 6.52 Índices de daño de puentes tipo C50 sometidos a registros de alta sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.



Se observan daños severos en los registros de subducción escalados con un  $T_r = 475$  años, especialmente en los diseños con  $Q = 4$ , lo que evidencia la vulnerabilidad de esta tipología estructural al aumentar el factor de comportamiento sísmico. Asimismo, los diseños con  $Q = 3$  presentan daños severos en pila de 5 y 10 metros de altura, y daños moderados en las de 15 y 20 metros. Ambas direcciones (longitudinal y transversal) presentan niveles de daño similares. Por otro lado, los registros de fallamiento normal generan menor daño, alcanzando como máximo un daño moderado en los puentes con pilas de 5 metros de altura.

### Media sísmica

Las siguientes gráficas muestran los índices de daño de los puentes tipo C50 para la zona de media sísmica.



a)

b)



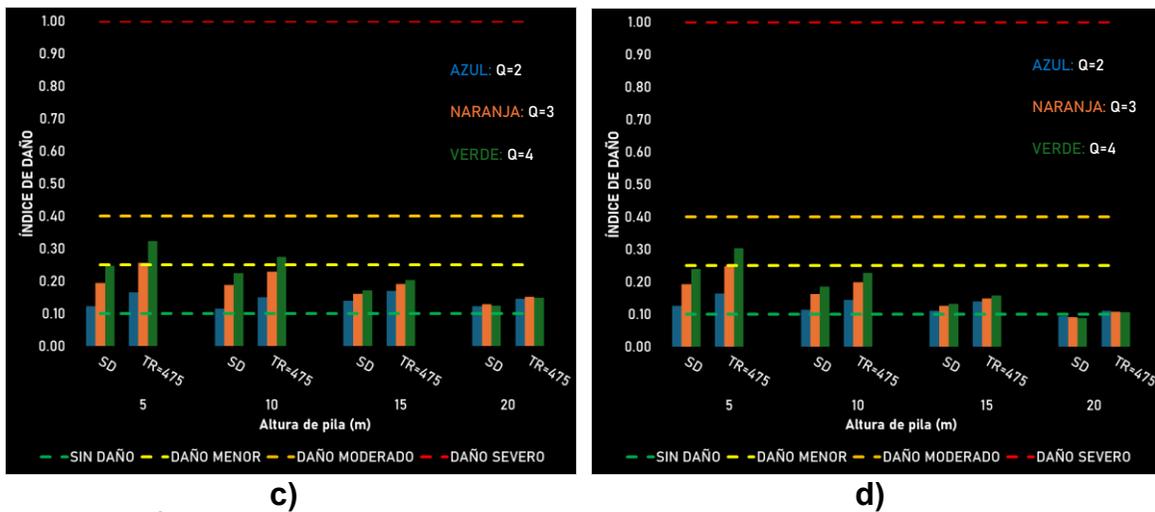
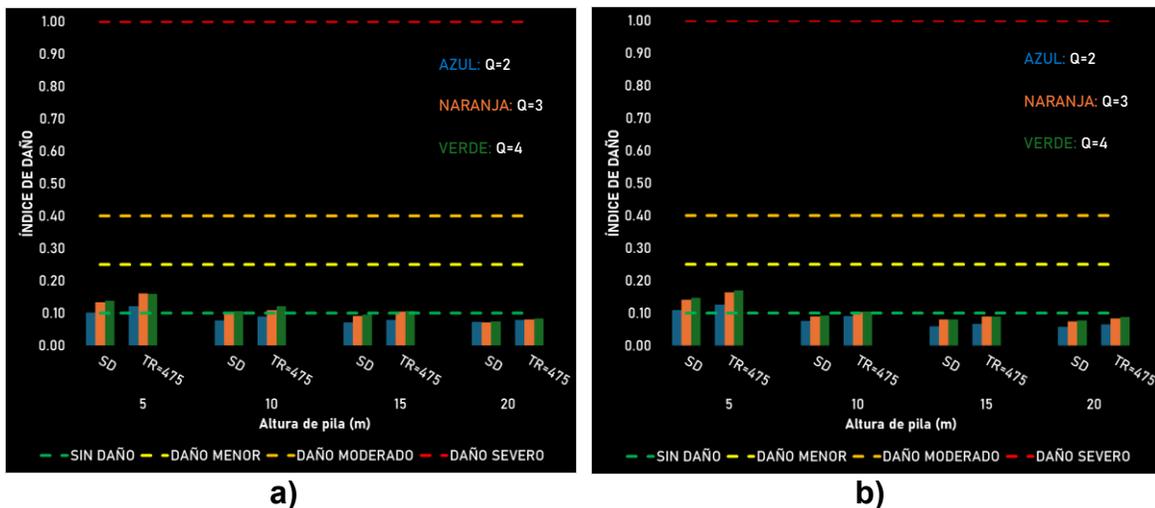


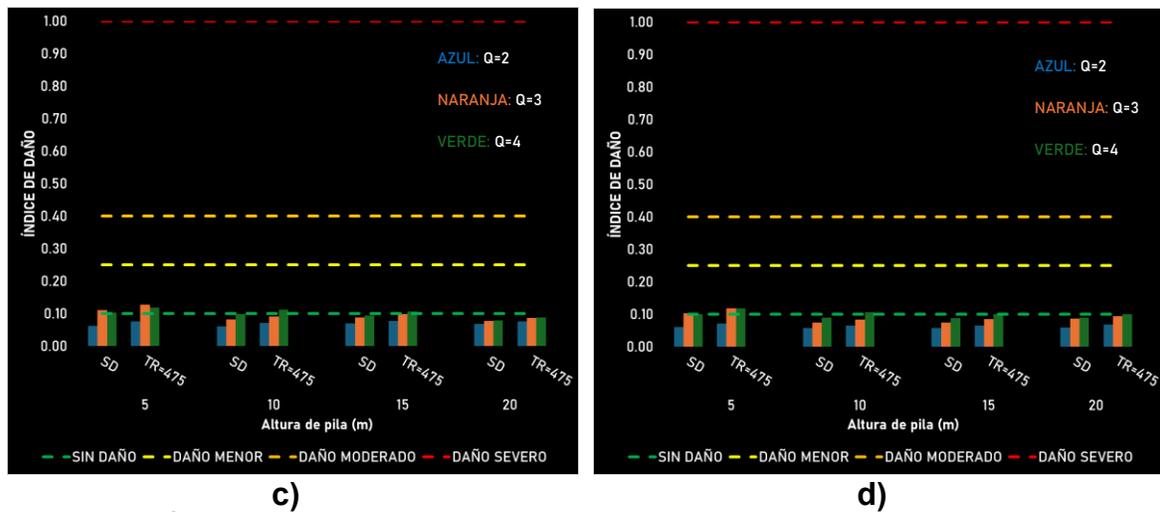
Figura 6.53 Índices de daño de puentes tipo C50 sometidos a registros de media sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

Los puentes ubicados en zonas de media sismicidad no presentan daños significativos, alcanzando como máximo daño moderado en los registros de fallamiento normal, específicamente en aquellos puentes con pilas de 5 metros de altura. Se mantiene la tendencia de la disminución del daño conforme aumenta la altura de la pila, así como el crecimiento del daño al aumentar el valor de Q. La dirección longitudinal resulta ser la más afectada en todos los casos.

### Baja sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los índices de daño de los puentes tipo C50 para la zona de baja sismicidad.





Se observan daños menores, e incluso algunos casos sin daño. Se mantiene la tendencia de disminución del daño conforme aumenta la altura de la pila, así como un incremento del daño con el aumento del valor de  $Q$ . Los registros de subducción generan los mayores niveles de daño, aunque estos se mantienen similares en ambas direcciones.

### 6.2.2.3 Puentes con pilas tipo marco de cuatro columnas y claros de 30 metros

#### Alta sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los índices de daño de los puentes tipo M30 para la zona de alta sismicidad.



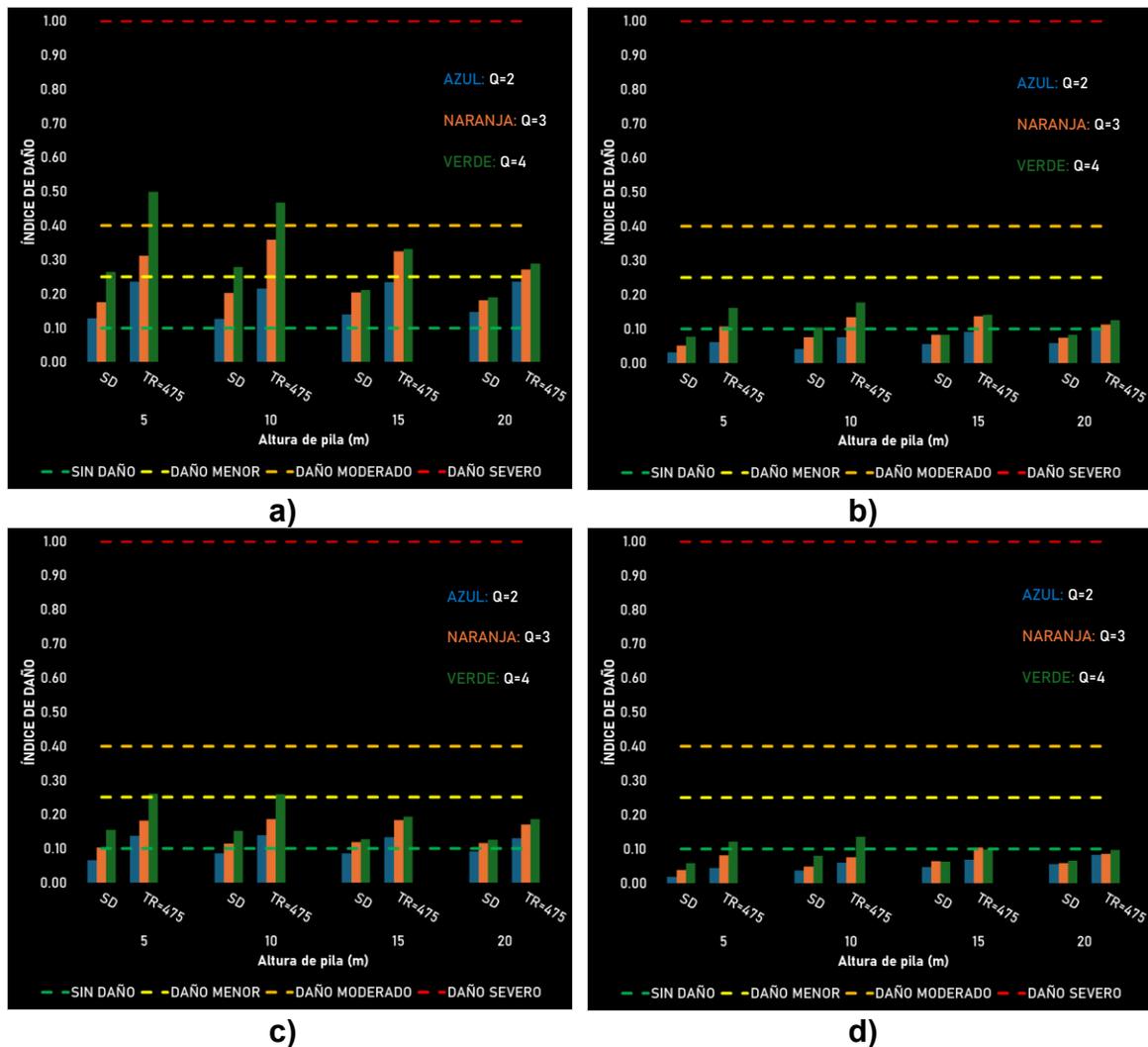


Figura 6.55 Índices de daño de puentes tipo M30, sometidos a registros de alta sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

Se observa una diferencia marcada en los niveles de daño entre ambas direcciones, atribuida a la configuración de cuatro columnas, que confiere mayor rigidez en la dirección transversal, reduciendo así su nivel de daño en comparación con la dirección longitudinal. Se mantiene la tendencia decreciente del daño conforme aumenta la altura de la pila, registrándose los mayores daños en las alturas de 5 y 10 metros, donde incluso se alcanza daño severo en el diseño con  $Q = 4$  bajo el sismo con  $Tr = 475$  años. En condiciones del sismo de diseño, el daño máximo se limita a un nivel moderado. Los registros de subducción generan mayores daños en esta tipología bajo esta intensidad sísmica.

### Media sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los índices de daño de los puentes tipo M30 para la zona de media sismicidad.

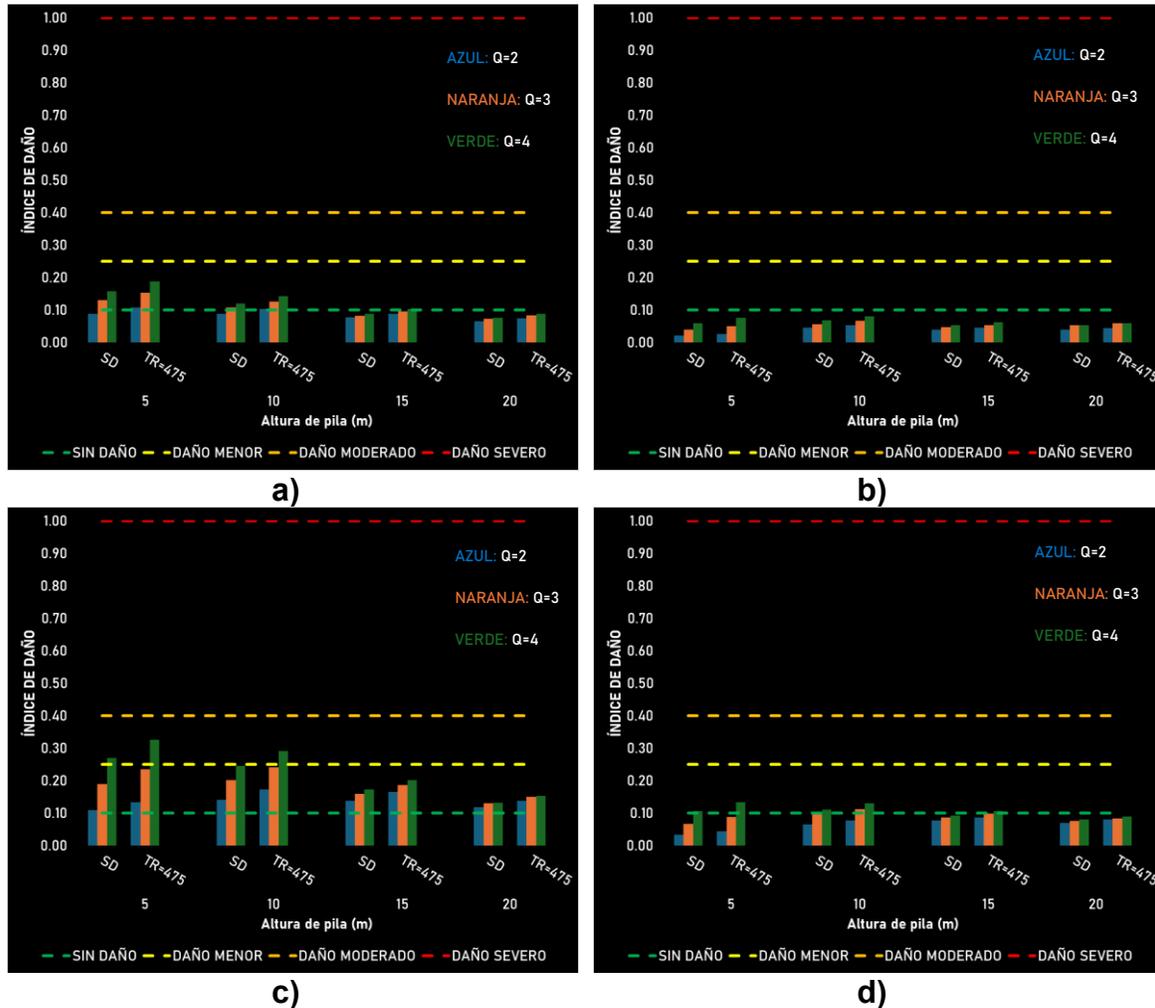


Figura 6.56 Índices de daño de puentes tipo M30, sometidos a registros de media sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

Se observa un nivel de daño considerablemente menor en comparación con los puentes ubicados en zonas de alta sismicidad. El daño disminuye conforme aumenta la altura de la pila, manteniéndose esta tendencia. En general, los daños no son significativos, siendo el máximo registrado de tipo moderado, correspondiente al diseño con  $Q = 4$  y pila de 5 metros de altura. Nuevamente, los mayores niveles de daños se presentan en la dirección longitudinal, principalmente como resultado de los registros de fallamiento normal.

### Baja sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los índices de daño de los puentes tipo M30 para la zona de baja sismicidad.

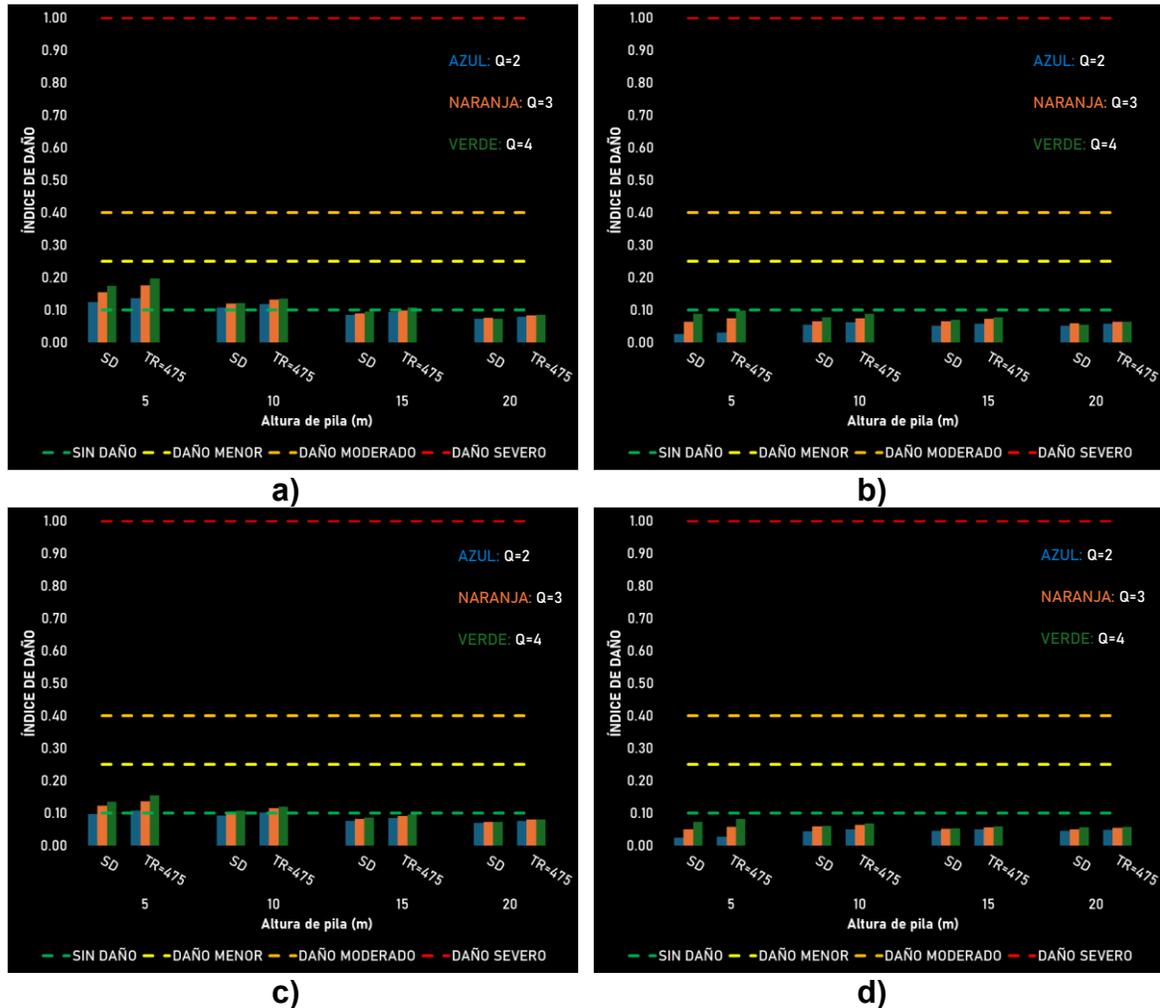


Figura 6.57 Índices de daño de puentes tipo M30, sometidos a registros de baja sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

Los niveles de daño son menores en comparación con los obtenidos para la zona de media sismicidad, manteniéndose en general como daños menores en todos los casos. Se conserva la tendencia de disminución del daño conforme aumenta la altura de la pila. Siendo los mayores valores registrados en los análisis con registros de subducción. También se observa una tendencia al incremento del daño con el aumento del valor de Q, aunque existen algunas excepciones puntuales.

### 6.2.2.4 Puentes con pilas tipo marco de cuatro columnas y claros de 50 metros

#### Alta sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los índices de daño de los puentes tipo M50 para la zona de alta sismicidad.

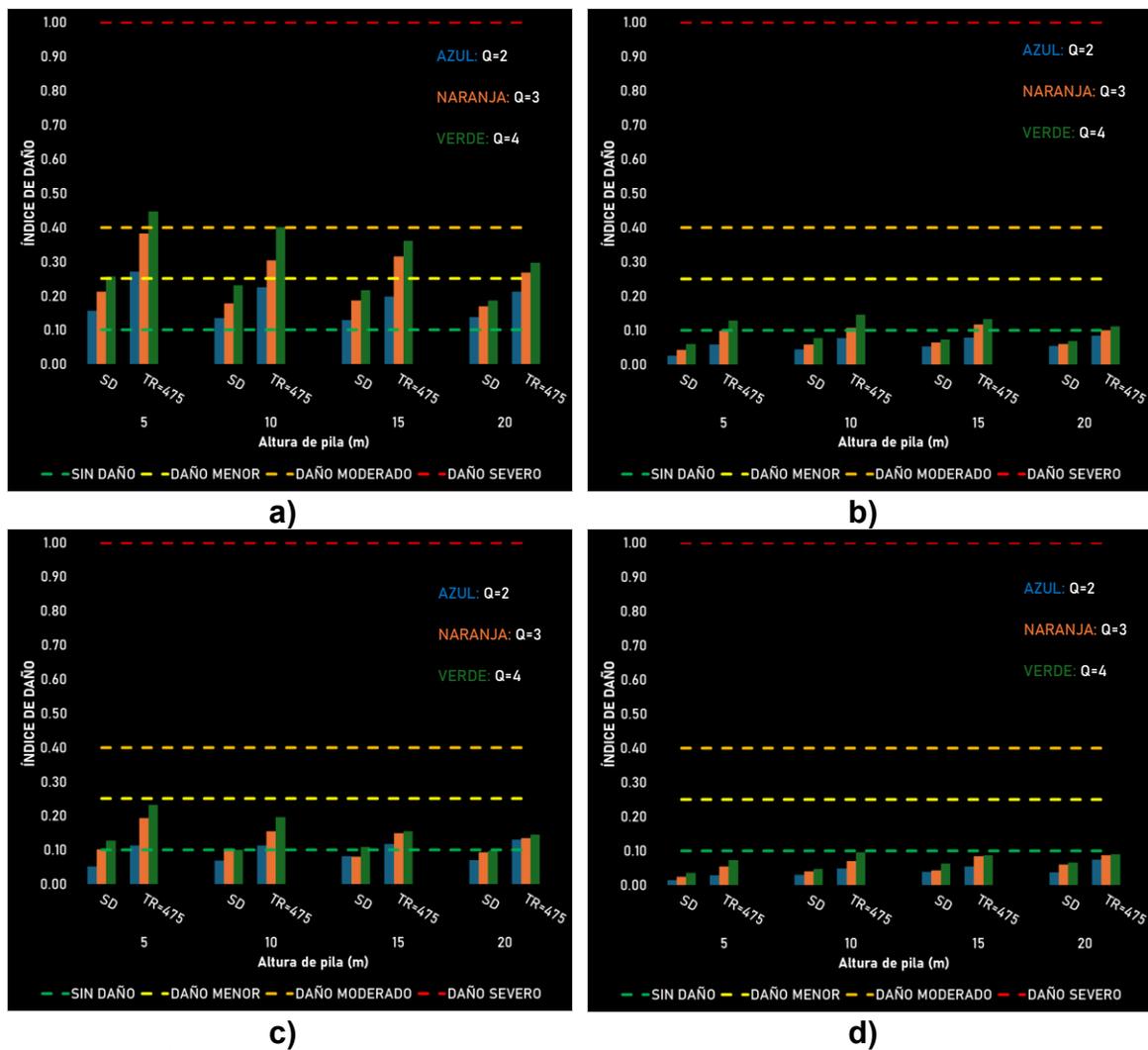


Figura 6.58 Índices de daño de puentes tipo M50, sometidos a registros de alta sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

Se observan mayores niveles de daño con los registros de subducción, alcanzando daños severos en la pila de 5 metros para el diseño con  $Q = 4$ . En el caso de los diseños con  $Q = 3$ , y considerando los registros escalados con un  $Tr = 475$  años, alcanza un daño moderado en todas las alturas de pila.

### Media sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los índices de daño de los puentes tipo M50 para la zona de media sismicidad.

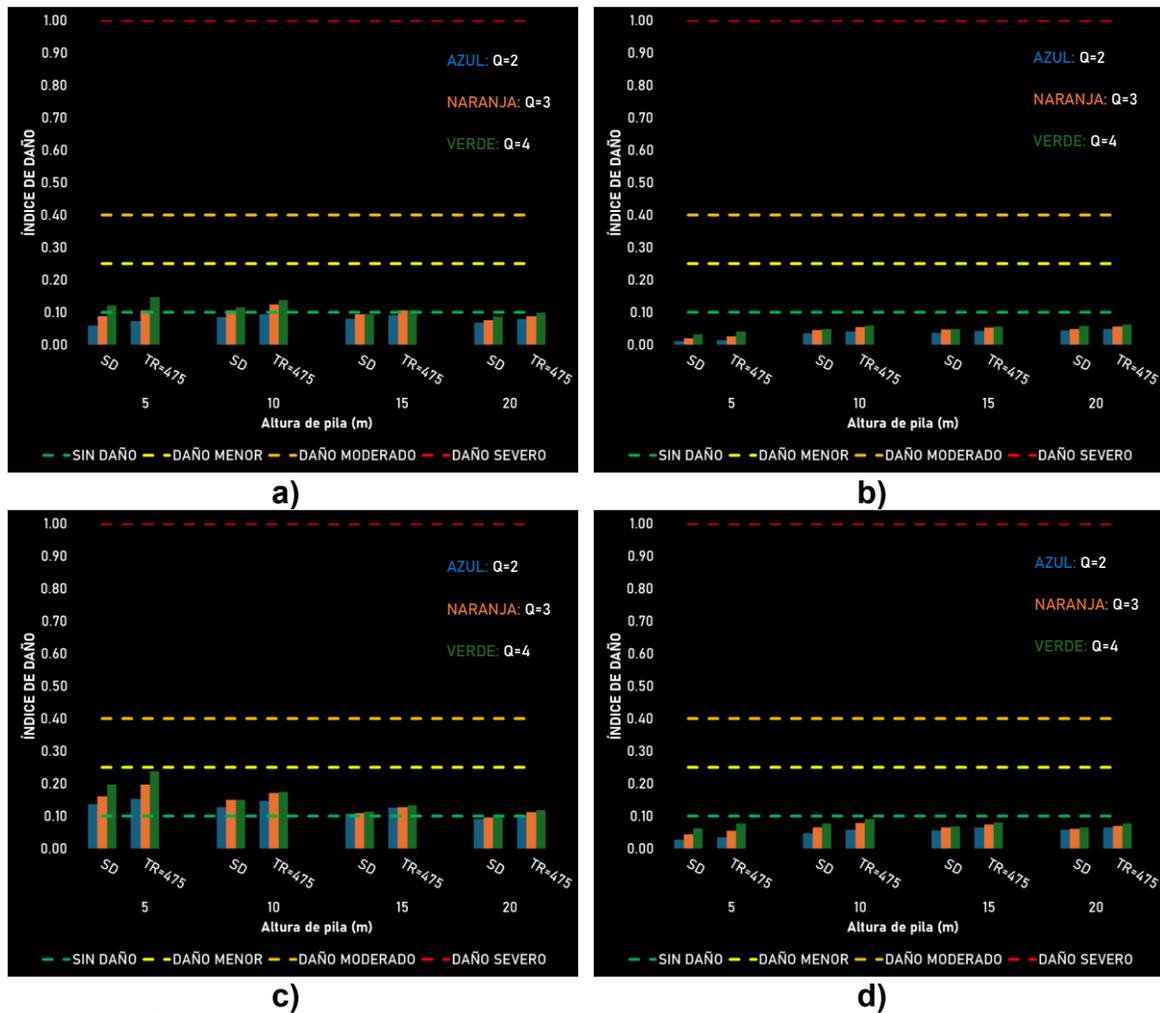


Figura 6.59 Índices de daño de puentes tipo M50, sometidos a registros de media sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

En los puentes ubicados en zonas de media sismicidad, los daños observados son como máximo menores, concentrándose principalmente en las pilas de 5 metros de altura. A partir de esta altura, los daños disminuyen progresivamente, siendo prácticamente nulos en pilas de 15 y 20 metros. El mayor nivel de daño se presenta con los registros de fallamiento normal en la dirección longitudinal, mientras que en la dirección transversal los daños son nulos en todos los casos.

## Baja sismicidad

Las siguientes gráficas muestran los índices de daño de los puentes tipo M50 para la zona de baja sismicidad.

AZUL:

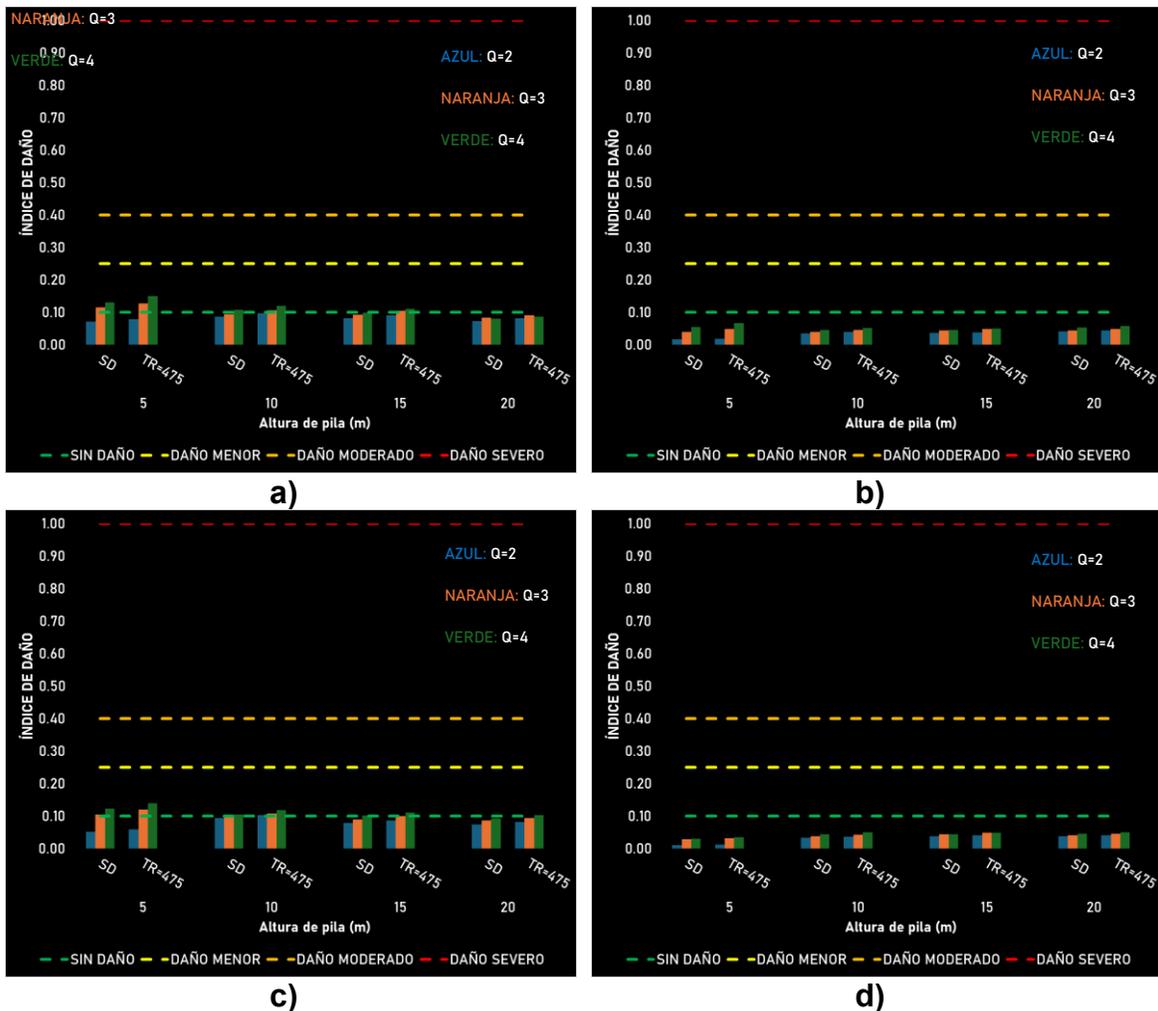


Figura 6.60. Índices de daño de puentes tipo M50, sometidos a registros de baja sismicidad: de subducción en las direcciones a) longitudinal y b) transversal, y de fallamiento normal en las direcciones c) longitudinal y d) transversal.

Se observan daños menores, ligeramente inferiores a los registros en los puentes de zona de media sismicidad, aunque con un comportamiento similar. Los registros de subducción generan los niveles de daño más altos, especialmente en la dirección longitudinal, que es más flexible. Los mayores daños se presentan en las pilas de 5 metros de altura, siendo en todos los casos daños menores y únicamente para los diseños con  $Q = 3$  y  $Q = 4$ .

### 6.3 COMENTARIOS FINALES

En este capítulo se presentó un análisis detallado de los resultados obtenidos a partir de cerca de 8,000 análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo, aplicado a las distintas tipologías de puentes evaluadas. Los resultados se organizaron en función de tres parámetros principales: distorsiones angulares, energía inelástica disipada y demanda de ductilidad.

A continuación, se presentan las tablas con los resultados de las distorsiones angulares obtenidas a partir de un análisis elástico realizado en SAP2000, clasificadas según distintas zonas de intensidad sísmica.

Tabla 6.1 Distorsiones angulares obtenidas mediante análisis elástico en SAP2000 para puentes ubicados en zonas de alta sismicidad.

Tipología	Altura de pila (m)	ALTA SISMICIDAD					
		Q=2		Q=3		Q=4	
		LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
C30	5	0.43%	0.43%	0.70%	0.68%	0.98%	0.93%
	10	0.47%	0.45%	0.80%	0.75%	1.27%	1.13%
	15	0.74%	0.69%	1.16%	1.04%	1.67%	1.42%
	20	0.80%	1.01%	1.31%	1.77%	1.83%	2.35%
C50	5	0.46%	0.54%	0.78%	0.88%	1.04%	1.14%
	10	0.40%	0.43%	1.07%	1.07%	1.49%	1.42%
	15	0.89%	0.88%	1.46%	1.37%	1.95%	1.74%
	20	1.02%	0.99%	1.65%	1.52%	2.11%	1.91%
M30	5	0.86%	0.16%	1.44%	0.30%	1.92%	0.42%
	10	1.05%	0.29%	1.86%	0.59%	2.47%	0.87%
	15	1.34%	0.45%	2.03%	0.81%	2.16%	0.90%
	20	1.54%	0.62%	1.96%	0.91%	2.12%	1.15%
M50	5	1.03%	0.19%	1.57%	0.28%	2.09%	0.39%
	10	1.31%	0.34%	1.90%	0.55%	2.71%	0.95%
	15	1.43%	0.46%	2.37%	1.03%	2.64%	1.28%
	20	1.64%	0.68%	2.12%	1.09%	2.27%	1.28%

Al comparar la tabla anterior con los resultados de los análisis no lineales realizados para los mismos puentes (Figuras 6.2 a 6.9), se observa una diferencia significativa tanto en los valores obtenidos como en las tendencias generales. En los análisis no lineales, las distorsiones tienden a disminuir conforme aumenta la altura de la pila y la longitud del claro. En contraste, el análisis elástico muestra un comportamiento



opuesto: a mayor flexibilidad del puente (debido a mayores alturas o claros), se presentan desplazamientos más grandes y, por tanto, distorsiones angulares considerablemente más elevadas.

Los resultados de las distorsiones angulares indican que los puentes más críticos son aquellos con pilas de 5 metros de altura y diseño con  $Q = 4$ , lo cual representa un comportamiento coherente y esperado desde el punto de vista estructural. Por el contrario, en los análisis elásticos se identifican como más críticos los puentes con pilas de 20 metros y  $Q = 4$ , lo cual resulta razonable solo desde la perspectiva del valor de  $Q$ . No obstante, al tratarse de estructuras más flexibles (con mayores periodos) y estar sometidos a registros sísmicos en roca, se esperaría que la demanda de desplazamiento fue menor en pilas altas en comparación con aquellas de 5 o 10 metros.

Además, los análisis elásticos no reflejan claramente un tipo de fallamiento dominante, a diferencia de los análisis no lineales, donde los sismos de subducción generan demandas significativamente mayores que los de fallamiento normal.

Las únicas coincidencias entre ambos métodos de análisis se observan en los casos con pilas de 5 metros de altura, donde las distorsiones del análisis elástico se mantienen dentro del rango comprendido entre las obtenidas con el sismo de diseño y las del sismo con periodo de retorno de 475 años en los análisis no lineales. Esta correlación es válida para todas las tipologías y valores de  $Q$ . Para pilas de 10 metros, dicha concordancia se mantiene únicamente para los diseños con  $Q = 2$  y  $Q = 3$ . En cambio, para  $Q = 4$ , las distorsiones resultantes del análisis elástico ya se encuentran sobreestimadas, situación que también se presenta en todos los casos con alturas de pila de 15 y 20 metros.



Tabla 6.2 Distorsiones angulares obtenidas mediante análisis elástico en SAP2000 para puentes ubicados en zonas de media sismicidad.

Tipología	Altura de	MEDIA SISMICIDAD					
		Q=2		Q=3		Q=4	
		LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
C30	5	0.48%	0.46%	0.69%	0.64%	0.93%	0.82%
	10	0.57%	0.52%	0.97%	0.83%	1.37%	1.10%
	15	0.75%	0.66%	1.07%	0.89%	1.46%	1.08%
	20	0.89%	1.20%	1.24%	1.56%	1.30%	1.63%
C50	5	0.55%	0.61%	0.82%	0.84%	1.00%	0.99%
	10	0.66%	0.66%	1.06%	0.97%	1.37%	1.19%
	15	0.93%	0.86%	1.35%	1.17%	1.62%	1.37%
	20	1.03%	0.94%	1.35%	1.23%	1.46%	1.36%
M30	5	0.97%	0.21%	1.50%	0.36%	2.02%	0.53%
	10	1.33%	0.45%	1.72%	0.67%	2.00%	0.85%
	15	1.34%	0.58%	1.49%	0.71%	1.59%	0.88%
	20	1.17%	0.57%	1.28%	0.78%	1.30%	0.85%
M50	5	1.05%	0.19%	1.61%	0.33%	2.12%	0.49%
	10	1.44%	0.48%	2.00%	0.84%	2.15%	0.98%
	15	1.46%	0.67%	1.68%	0.91%	1.79%	1.09%
	20	1.28%	0.69%	1.40%	0.87%	1.47%	1.02%

En el caso de los puentes ubicados en zonas de sismicidad media, las tendencias generales se mantienen, con la excepción de que las distorsiones obtenidas mediante el análisis elástico no coinciden con ninguna configuración de puente, ya sea por tipologías o por valor de Q. Esto puede deberse a que el sismo con periodo de retorno de 475 años es cercano al periodo de retorno propio de la zona de Apatzingán (352.35 años), lo que provoca que las distorsiones derivadas de los análisis elásticos sean superiores a las obtenidas en ambos niveles de escalamientos sísmico.

La tendencia al incremento de distorsiones conforme aumenta la altura de la pila persiste en los análisis elásticos.

En algunos casos, las distorsiones angulares obtenidas mediante análisis elásticos para la zona de sismicidad media incluso superan a las correspondientes a la zona de alta sismicidad. Esto podría explicarse por el hecho de que las secciones estructurales utilizadas en zonas de sismicidad media son menos robustas, lo que incrementa el periodo del puente, haciéndolo más flexible y, por tanto, más propenso a desplazamientos mayores que resultan en distorsiones angulares más elevadas.



Tabla 6.3 Distorsiones angulares obtenidas mediante análisis elástico en SAP2000 para puentes ubicados en zonas de baja sismicidad.

Tipología	Altura de	BAJA SISMICIDAD					
		Q=2		Q=3		Q=4	
		LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
C30	5	0.50%	0.45%	0.74%	0.63%	0.92%	0.75%
	10	0.64%	0.54%	0.96%	0.76%	1.24%	0.88%
	15	0.73%	0.60%	1.01%	0.74%	1.07%	0.79%
	20	0.61%	0.83%	0.86%	1.08%	0.87%	1.09%
C50	5	0.54%	0.56%	0.74%	0.71%	0.90%	0.82%
	10	0.69%	0.64%	1.03%	0.86%	1.22%	0.98%
	15	0.88%	0.77%	1.10%	0.93%	1.16%	0.99%
	20	0.82%	0.74%	0.98%	0.92%	0.99%	0.94%
M30	5	0.98%	0.23%	1.53%	0.43%	1.77%	0.54%
	10	1.14%	0.43%	1.33%	0.58%	1.41%	0.68%
	15	0.98%	0.47%	1.04%	0.58%	1.09%	0.68%
	20	0.79%	0.42%	0.87%	0.59%	0.88%	0.63%
M50	5	1.05%	0.21%	1.60%	0.40%	1.82%	0.50%
	10	1.32%	0.55%	1.50%	0.74%	1.50%	0.74%
	15	1.10%	0.60%	1.19%	0.74%	1.23%	0.81%
	20	0.86%	0.48%	0.97%	0.67%	0.99%	0.73%

Al igual que en la tabla anterior, se observa una sobreestimación de las distorsiones obtenidas mediante el análisis elástico en comparación con las obtenidas a través del análisis no lineal. Las mismas tendencias se mantienen: a medida que las estructuras se vuelven más flexibles, ya sea por un incremento en el valor de Q, un aumento en la altura de las pilas o una disminución en la sección transversal (comparado con zonas de sismicidad media y alta), las distorsiones disminuyen conforme incrementa la altura de las pilas, especialmente en las configuraciones de 15 y 20 metros.

Los parámetros mencionados permiten cuantificar el daño estructural mediante el uso de índices de daño, revelando que las tipologías más afectadas corresponden a aquellas con pilas de menor altura (5 metros). Esto se debe al tipo de suelo predominantemente en los registros utilizados (suelo duro), donde las ordenadas espectrales alcanzan sus máximos en periodos cortos, coincidiendo con el periodo natural de este tipo de estructuras.

Estos resultados coinciden, en parte, con lo esperado: el aumento del valor de Q incrementa la vulnerabilidad, y las pilas más rígidas, las de menor altura, presentan



mayores niveles de daño. No obstante, se observó un comportamiento no anticipado: los puentes con pilas de una sola columna resultaron ser más vulnerables que aquellos con pilas de cuatro columnas. Esto es inesperado, ya que se suponía que las estructuras más rígidas en la dirección transversal (como las de cuatro columnas) serían más propensas a sufrir mayores daños.

En lo referente a las zonas de intensidad sísmica, los resultados se alinean con lo previsto: los puentes ubicados en zona de alta sismicidad fueron los más sensibles al incremento del valor  $Q$ . En estas zonas, los diseños con  $Q = 3$  y  $Q = 4$  presentaron daños severos para alturas de pila de 5 y 10 metros ( $Q = 3$ ), y en todas las alturas en el caso de  $Q = 4$  para tipologías con pilas de una sola columna. En las tipologías con pilas de cuatro columnas, los daños severos también se concentraron en diseños con  $Q = 4$  y alturas de pila de 5 y 10 metros, aunque con menor sensibilidad al incremento de  $Q$  en comparación con la tipología anterior.

En cuanto a la tipología más afectada, los resultados indican que los puentes con pilas de una sola columna, claros de 50 metros, ubicados en zona de alta sismicidad, diseñados con  $Q = 4$  y sometidos a registros escalados con un periodo de retorno de 475 años, presentan los niveles más altos de daño estructural.



## C7. CONCLUSIONES

Para establecer conclusiones precisas de este trabajo, es fundamental considerar el contexto en el que se desarrolló está trabajando. Esta investigación se centró en puentes carreteros de mediana longitud (claros de 30 y 50 metros), de concreto reforzado, con aturas de pila variables (5, 10, 15 y 20 metros), ubicados sobre terreno rocoso. En este tipo de suelo, las mayores aceleraciones se concentran en periodos cortos (0.1-0.5 segundos).

Las conclusiones se dividen según la zona sísmica en la que se localizan los puentes y, a su vez, por tipología estructural. El análisis comienza con los puentes ubicados en zonas de alta sismicidad, siguiendo por los de media y, finalmente, los de baja sismicidad.

### Zona de alta sismicidad

Los resultados muestran que los mayores daños se presentan bajo registros de sismos de subducción, especialmente en pila de 5 metros de altura. La tipología más afectada es la de una sola columna, donde se alcanzan niveles de daño severo incluso con un diseño sísmico con  $Q = 3$ . En contraste, las pilas con marcos de cuatro columnas presentan daño severo únicamente cuando el diseño se realiza con  $Q = 4$ . Ambos casos corresponden a registros escalados para un sismo con periodo de retorno de 475 años.

Estos resultados indican que, en puentes con subestructura de una sola columna donde se busca una vida útil prolongada, no es recomendable utilizar valores de  $Q$  iguales o superiores a 3, ya que pueden inducir daño severo. Para subestructuras tipo marco, un valor de  $Q = 3$  podría ser aceptable, ya que el daño se mantiene en un nivel moderado. Esta recomendación aplica para alturas de 5 y 10 metros, donde el daño no se reduce significativamente. Sin embargo, para pilas de 15 y 20 metros, es factible incrementar el valor de  $Q$ , dado que los daños y las demandas de desplazamientos disminuyen considerablemente.

### Zona de media sismicidad

En esta zona, los daños son menores en comparación con los de alta sismicidad debido al decremento de la intensidad sísmica por su misma ubicación. En este caso los sismos de fallamiento normal generan mayores daños que los de subducción, los cuales causan un daño similar en todas las tipologías.



Los puentes con subestructura de una sola columna presentan mayores niveles de daño en todas las alturas de pila, mientras que los marcos de cuatro columnas, aunque también presentan daños moderados en pilas de 5 metros, reducen considerablemente su vulnerabilidad a medida que aumenta la altura. En estos casos, es viable emplear  $Q = 4$  a partir de los 10 metros de altura, manteniéndose los daños dentro de rangos moderados.

#### Zona de baja sismicidad

En zona de baja sismicidad, los daños registrados y demandas de desplazamientos son similares bajo ambos tipos de sismo (subducción y fallamiento normal), siendo como máximo de nivel de menor para pila de 5 metros, independientemente de la tipología estructural. Por lo tanto, es posible incrementar el valor de  $Q$  sin esperar daños significativos, tanto bajo sismos de diseño como en eventos con  $T_r = 475$  años. De igual manera, para alturas mayores, se mantiene esta tendencia de bajo daños, lo que permite el uso de valores elevados de  $Q$ .

#### Conclusiones Generales

- En terrenos duros, como roca, es factible incrementar el valor del factor  $Q$  para puentes con pilas de 15 metros o más, sin comprometer la seguridad estructural. Esta conclusión es válida para todas las tipologías y zonas sísmicas analizadas.
- Para subestructuras tipo marco, el uso de  $Q = 3$  o  $4$  es justificado, ya que estas presentan un desempeño estructural favorable ante sismos de alta intensidad, con niveles de daño moderado.  
En zonas de media y baja intensidad sísmica, los puentes muestran como máximo un daño moderado, por lo que también es viable el uso de valores altos de  $Q$ .
- Por el contrario, no se recomienda incrementar el valor de  $Q$  en puentes con subestructura de una sola columna ubicados en zonas de alta sismicidad, ya que presentan daños severos incluso con  $Q = 3$ .
- Además, el valor de  $Q$  a emplear también debe considerar la importancia funcional del puente, ya que estructuras críticas para la movilidad y el rescate durante emergencias deben mantener un nivel mínimo de daño. En estos casos, lo más recomendable es diseñar con valores bajos de  $Q$ , priorizando la integridad estructural sobre la economía del diseño.



## REFERENCIAS

Aburto Flores, M. (2022). Impacto sísmico en el costo de puentes de concreto [Tesis de licenciatura]. México.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2020). LRFD Bridge Design Specifications (8th ed.).

Aviram, A., Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2008). Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California. Pacific Earthquake Engineering Research Center. <https://peer.berkeley.edu/>

CALTRANS. (2019). Seismic Design Criteria (Version 2.0). California Department of Transportation.

CFIA. (2011). Código sísmico de Costa Rica para el diseño y construcción de estructuras. Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica.

CFE. (2015). Manual de Obras Civiles. Diseño por Sismo. Comisión Federal de Electricidad.

Computers and Structures, Inc. (2023). Perform3D (Versión 9) [Software]. <https://www.csiamerica.com/products/perform-3d>

Computers and Structures, Inc. (2024). SAP2000 (Versión 24) [Software]. <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>

El Comercio. (2017, septiembre 11). México: las 5 placas tectónicas que lo hacen un país sísmico. <https://elcomercio.pe/mundo/desastres/mexico-5-placas-tectonicas-dejan-moverse-noticia-459746-noticia/>



European Committee for Standardization. (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1).

Fib Bulletin 65. (2013). Model Code 2010. Final draft, volume 1. Fédération Internationale du Béton.

Hoffman LATAM. (s.f.). Regiones sísmicas en México. <https://hoffman-latam.com/blog/regiones-sismicas-en-mexico/>

INEGI. (2021). Modelado de la Red Nacional de Caminos. Instituto Nacional de Estadística y Geografía. <https://www.inegi.org.mx/>

Lee, H. S., Han, B. S., & Oh, S. G. (1999). Evaluation of seismic force reduction factor for ductile reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 21(7), 635–645.

Miano, A., et al. (2024). Seismic fragility of circular piers in simply supported RC bridges: A proposal for capacity assessment. *Engineering Structures*.

Miranda, E., & Bertero, V. V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake Spectra*, 10(2), 357–379.

Mulchandani, H., et al. (2012). Seismic force reduction factor for light-frame wood construction. *Earthquake Spectra*, 28(4), 1465–1482.

Nassar, A. A., & Krawinkler, H. (1992). Seismic demands for SDOF and MDOF systems (Report No. 95). Department of Civil Engineering, Stanford University.

Normas Técnicas Complementarias (NTC). (2023). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras. Gobierno de la Ciudad de México.



Ordaz, M., & Pérez-Rocha, L. E. (1998). Estimación de espectros de diseño sísmico a partir de espectros elásticos y características del sitio. *Revista Ingeniería Sísmica*, (58), 25–44.

Park, Y. J., & Ang, A. H.-S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 722–739. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:4\(722\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722))

Park, Y. J., Ang, A. H.-S., & Wen, Y. K. (1985). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 740–757. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:4\(740\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(740))

Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons.

Sánchez Ibarra, A. R. (2019). *La sobrerresistencia en puentes mexicanos de concreto reforzado* [Tesis doctoral, Universidad de Porto].

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). (2022). *Datos de la Red Nacional de Caminos y puentes*. <https://www.gob.mx/sct>

UNAM. (s.f.). Departamento de Sismología y Geofísica – Dr. Singh, S. K. [Cita de opinión técnica]. Universidad Nacional Autónoma de México.

UBC. (1997). *Uniform Building Code*. International Conference of Building Officials.

Vargas-Colorado, H. A., & Márquez-Domínguez, S. A. (2023). Effective stiffness and seismic response modification models recommended for cantilever circular columns of RC bridges. *Engineering Structures*, Part I & II.



Vielma, J. C., Alvarado, R., & Vargas, D. (2006). Factores de reducción de respuesta: estado del arte y estudio comparativo entre códigos. *Revista Ingeniería de Construcción*, 21(1), 3–18.

Vielma, J. C., López, M., & Ruiz, J. (2004). Factores de reducción de fuerza para análisis sísmico no lineal. *Revista Ingeniería Civil*, 138(5), 75–84.

Xataka México. (2017, septiembre 8). Qué es la Brecha de Guerrero y por qué debería preocuparnos después del sismo de 8.2 grados. <https://www.xataka.com.mx/investigacion/que-es-la-brecha-de-guerrero-y-por-que-nos-deberia-preocupar-despues-del-sismo-de-8-2-grados-en-mexico>



# Manuel Aburto Flores

## DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO PARA PUENTES DE CONCRETO REFORZADO DE MED...

Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

### Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::3117:462366977

Fecha de entrega

26 may 2025, 9:30 a.m. GMT-6

Fecha de descarga

26 may 2025, 10:48 a.m. GMT-6

Nombre de archivo

DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO PARA PUENTES DE CONCRETO RE....pdf

Tamaño de archivo

15.8 MB

284 Páginas

58.309 Palabras

318.811 Caracteres

# 18% Overall Similarity

The combined total of all matches, including overlapping sources, for each database.

## Top Sources

- 13%  Internet sources
- 11%  Publications
- 0%  Submitted works (Student Papers)

## Integrity Flags

### 2 Integrity Flags for Review

-  **Replaced Characters**  
29 suspect characters on 17 pages  
Letters are swapped with similar characters from another alphabet.
-  **Hidden Text**  
22336 suspect characters on 283 pages  
Text is altered to blend into the white background of the document.

Our system's algorithms look deeply at a document for any inconsistencies that would set it apart from a normal submission. If we notice something strange, we flag it for you to review.

A Flag is not necessarily an indicator of a problem. However, we'd recommend you focus your attention there for further review.

# Formato de Declaración de Originalidad y Uso de Inteligencia Artificial

Coordinación General de Estudios de Posgrado  
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



A quien corresponda,

Por este medio, quien abajo firma, bajo protesta de decir verdad, declara lo siguiente:

- Que presenta para revisión de originalidad el manuscrito cuyos detalles se especifican abajo.
- Que todas las fuentes consultadas para la elaboración del manuscrito están debidamente identificadas dentro del cuerpo del texto, e incluidas en la lista de referencias.
- Que, en caso de haber usado un sistema de inteligencia artificial, en cualquier etapa del desarrollo de su trabajo, lo ha especificado en la tabla que se encuentra en este documento.
- Que conoce la normativa de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, en particular los Incisos IX y XII del artículo 85, y los artículos 88 y 101 del Estatuto Universitario de la UMSNH, además del transitorio tercero del Reglamento General para los Estudios de Posgrado de la UMSNH.

Datos del manuscrito que se presenta a revisión		
<b>Programa educativo</b>	MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE LAS ESTRUCTURAS	
<b>Título del trabajo</b>	DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO PARA PUENTES DE CONCRETO REFORZADO DE MEDIANA LONGITUD	
	<b>Nombre</b>	<b>Correo electrónico</b>
<b>Autor/es</b>	MANUEL ABURTO FLORES	1612497d@umich.mx
<b>Director</b>	Dra. Alma Rosa Sánchez Ibarra	alma.sanchez@umich.mx
<b>Codirector</b>	Dr. José Manuel Jara Guerrero	jose.jara@umich.mx
<b>Coordinador del programa</b>	Dr. Guillermo Martínez Ruíz	guillermo.martinez@umich.mx

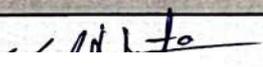
Uso de Inteligencia Artificial		
Rubro	Uso (sí/no)	Descripción
<b>Asistencia en la redacción</b>	Sí	Búsqueda de sinónimos y correcciones de gramática

# Formato de Declaración de Originalidad y Uso de Inteligencia Artificial

Coordinación General de Estudios de Posgrado  
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



Uso de Inteligencia Artificial		
Rubro	Uso (sí/no)	Descripción
Traducción al español	No	
Traducción a otra lengua	Sí	Ayuda para la redacción del abstract
Revisión y corrección de estilo	No	
Análisis de datos	No	
Búsqueda y organización de información	Sí	Búsqueda de antecedentes
Formateo de las referencias bibliográficas	Sí	Formato correcto de las citas en apa 7
Generación de contenido multimedia	No	
Otro	No	

Datos del solicitante	
Nombre y firma	MANUEL ABURTO FLORES 
Lugar y fecha	Morelia, Michoacán a 21 de mayo de 2025