



Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“DAÑOS ESPERADOS EN PUENTES IRREGULARES EN
ALTURA”**

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ING. REYNOSO MARÍN JHANCARLO ROMÁN

ASESOR:

DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

MORELIA MICHOACAN, AGOSTO DEL 2012



Agradecimientos

Este trabajo se lo dedico a:

Mis papás que siempre han estado ahí para apoyarme.

Mi novia que me impulsa a lograr mis metas.

Mi familia quienes siempre me brindan su cariño incondicional.

Además me gustaría agradecer a:

Mi asesor quien aportó parte de sus valiosos conocimientos para hacer posible este trabajo.

A CONACYT por el apoyo económico.

A mis profesores por sus observaciones y asesorías.

Índice de contenido

1. Introducción	1
1.1. Motivación del estudio	1
1.2. Alcances del trabajo	2
2. Comportamiento sísmico de puentes	3
2.1. Daños típicos de puentes provocados por temblores	3
2.1.1. Introducción	3
2.1.2. Antiguas filosofías de diseño	4
2.1.3. Configuración estructural	6
2.1.4. Licuefacción	8
2.1.5. Pérdida de longitud de asiento	8
2.1.6. Topes laterales	10
2.1.7. Falla en los estribos	11
2.1.8. Falla en las pilas	12
2.1.9. Falla en los cabezales y conexiones con las pilas	15
2.1.10. Falla en la cimentación	15
2.2. Parámetros más importantes de la respuesta sísmica de puentes	16
2.2.1. Desplazamientos	16
2.2.2. Rotaciones Angulares	16
2.2.3. Energía Histerética	17
3. Modelos estructurales de puentes típicos	19
3.1. Tipologías de puentes de longitud media	19
3.2. Tipologías de puentes en México	22
3.2.1. Introducción	22
3.2.2. Material de construcción	23
3.2.3. Año de construcción	24
3.2.4. Cargas de diseño de puentes	25
3.2.5. Modelos de cargas vivas del IMT	27
3.2.6. Características geométricas	32
3.2.7. Características estructurales	33
4. Evaluación de la demanda sísmica	37

4.1.	Sismicidad en la República Mexicana	37
4.2.	Aceleraciones esperadas en sitios cercanos a la costa	39
4.3.	Selección de registros sísmicos	40
4.3.1.	Registros seleccionados	40
4.3.2.	Escalamiento de acelerogramas	51
4.3.3.	Reducción de acelerogramas	52
5.	Análisis estructurales de los modelos	56
5.1.	Descripción de los modelos de puentes sujetos de estudio	56
5.1.1.	Características generales	56
5.1.2.	Nomenclatura mostrada en la presentación de resultados	60
5.1.3.	Características de los apoyos	61
5.2.	Diseño de los modelos	62
5.2.1.	Código de diseño empleado	62
5.2.2.	Espectro de diseño	63
5.2.3.	Análisis de cargas en los modelos	64
5.2.4.	Combinaciones de carga	66
5.2.5.	Asignación de cargas en los modelos	68
5.2.6.	Refuerzo longitudinal y cuantía de acero	72
5.2.7.	Refuerzo transversal	75
5.2.8.	Resumen de resultados del diseño	76
5.2.9.	Disposición del acero en las columnas	82
5.2.10.	Diagramas de interacción de las columnas	82
5.3.	Propiedades inelásticas de los modelos	87
5.3.1.	Modelo constitutivo del concreto	87
5.3.2.	Diagramas momento-rotación de las columnas	88
5.3.3.	Modelos no lineales de puentes	98
5.3.4.	Calibración de los modelos no lineales	102
5.4.	Índice de daño	103
5.4.1.	Introducción	103
5.4.2.	Propiedades	105
5.4.3.	Análisis realizados para la obtención de índices de daño	106
6.	Discusión de resultados	108
6.1.	Peso	108
6.2.	Rigidez lateral de los modelos	109

6.3.	Periodos y modos de vibrar de los modelos	112
6.3.1.	Aceleraciones espectrales asociadas a los periodos	115
6.4.	Coeficiente sísmico	116
6.5.	Distorsiones angulares	117
6.6.	Movimiento de tableros	118
6.7.	Ciclos de histéresis	119
6.8.	Energía disipada	120
6.9.	Comportamiento de columnas ubicadas en el mismo eje	121
6.10.	Degradación de rigidez	123
6.11.	Índices de daño globales	124
6.11.1.	Análisis de índices de daño globales del modelo regular (A1)	125
6.11.2.	Comparación de índices de daño globales de modelos regulares (A1 y B7.5)	128
6.11.3.	Índices de daño globales de los modelos de la serie A	129
6.11.4.	Índices de daño globales de los modelos de la serie B	130
6.11.5.	Índices de daño globales de los modelos de la serie C	132
6.12.	Índices de daño por eje	133
6.12.1.	Promedios de índices de daño por eje del modelo regular (A1)	133
6.12.2.	Promedios de índices de daño por eje de los modelos de la serie A	134
6.12.3.	Promedios de índices de daño por eje de los modelos de la serie B	138
6.12.4.	Promedios de índices de daño por eje de los modelos de la serie C	145
7.	Conclusiones	149
7.1.	Resumen	149
7.2.	Resultados	150
	Referencias	152

Índice de figuras

Figura 2.1 Falla en las columnas y colapso del piso superior del viaducto de la calle de Cypress durante el terremoto de Loma Prieta M=6.9 de 1989 (Fotos: H.G. Wilshire, USGS).	6
Figura 2.2 Configuración en planta y elevación del puente de la ruta 14/I5 separación y paso superior (adaptada de: Mylonakis, y otros, 1999).	7
Figura 2.3 Colapso del puente de la ruta 14/I5 debido al terremoto de Northridge California en 1994 (USGS 1995).	8
Figura 2.4 Pérdida del asiento de uno de los tableros del puente San Felipito ubicado al sureste de la ciudad Guadalupe Victoria (EERI; Earthquake Engineering Research Institute, 2010).	9
Figura 2.5 Pérdida de asiento del tablero en el estribo del puente Matta-Quilicura debido insuficiente longitud de soporte. Terremoto de Chile de 2010 (Foto: J. Arias)	10
Figura 2.6 Tablero colapsado del puente de la Bahía de Oakland en San Francisco (Foto: C.E. Meyer, USGS).	10
Figura 2.7 Movimiento lateral del tablero del puente Las Mercedes debido a la ausencia de topes laterales (Foto: Ministerio de Obras Públicas).	11
Figura 2.8 Asentamiento y rotación de estribos (Priestley, Seible, & Calvi, 1996).	12
Figura 2.9 Viaducto de Higashi-Nada colapsado durante el terremoto de Hyogoken-Nanbu (Kobe) en 1995 (Foto: M. Yoshimine 2001).	13
Figura 2.10 Falla por cortante en una pila del puente Juan Pablo II ocurrida durante el terremoto de Chile 2010. (Foto: J. Arias)	14
Figura 2.11 Falla por cortante y flexión en algunas pilas del puente Huamani ocasionadas por licuefacción en la zona (EERI; Earthquake Engineering Research Institute, 2007).	14
Figura 2.12 Daño en los cabezales del puente de la Autopista 2 en Baja California (Foto: Majid Sarraf 2010)	15
Figura 2.13 Lazos de histéresis de una estructura de mampostería.	17
Figura 3.1 Puentes simplemente apoyados (a), Continuos (b) y tipo Gerber (c) (Adaptada de: Reinoso Angulo 2004)	20
Figura 3.2 Subestructura del puente tipo marco (a) y deformación del marco ante cargas laterales (b).	21
Figura 3.3 Deformación por cortante (Universidad Nacional de Colombia, 2012).	22
Figura 3.4 Subestructura del puente de columna aislada (a) y deformación del sistema ante cargas laterales (b).	22
Figura 3.5 Distribución del sistema carretero en México (SCT; Secretaria de Comunicaciones y Transportes, 2011).	23
Figura 3.6 Distribución de los puentes en México de acuerdo al tipo de material (adaptada de: SIPUMEX, 2010).	24
Figura 3.7 Distribución de los puentes por su año de construcción (adaptada de: Jara y otros, 2009).	24
Figura 3.8 Obtención de las líneas de influencia	26
Figura 3.9 Vehículos tipo para obtención de cargas de diseño de puentes H-15, (a) y HS-15 (b)	26
Figura 3.10 Vehículos tipo para obtención de cargas de diseño de puentes HS-20 (a) y T3-S3 (b)	27
Figura 3.11 Vehículos tipo para obtención de cargas de diseño de puentes T3-S2-R4, W=77.5 t	27
Figura 3.12 Vehículo tipo para obtención de elementos mecánicos de diseño de puentes C3.	28
Figura 3.13 Modelo de cargas vivas del IMT 66.5 para claros iguales o mayores a 30 m.	29
Figura 3.14 Modelo de cargas vivas del IMT 66.5 para claros menores a 30 m.	29
Figura 3.15 Modelo de cargas vivas del IMT 20.5 para claros iguales o mayores a 15 m.	30
Figura 3.16 Modelo de cargas vivas del IMT 20.5 para claros menores a 15 m.	30
Figura 3.17 Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5 para el análisis transversal o tridimensional de puentes (IMT; Instituto Mexicano del Transporte, 2001)	31

Figura 3.18 Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 20.5 para el análisis transversal o tridimensional de puentes (IMT; Instituto Mexicano del Transporte, 2001)	31
Figura 3.19 Distribución de los puentes por su longitud total (adaptada de: Jara y otros, 2009).	32
Figura 3.20 Distribución de los puentes por la longitud de su claro mayor (adaptada de: Jara y otros, 2009).	33
Figura 3.21 Distribución de los puentes por la altura máxima de la sub-estructura (adaptada de: Jara y otros, 2009).	33
Figura 3.22 Distribución de los puentes por el tipo de pilas (adaptada de: Jara y otros, 2009).	34
Figura 3.23 Distribución de los puentes por el tipo de apoyo (adaptada de: Jara y otros, 2009).	35
Figura 3.24 Apoyos de neopreno (Reinoso Angulo, 2004).	36
Figura 4.1 Tectónica de placas en México (UNAM; Universidad Nacional Autónoma de México, 2012)	37
Figura 4.2 Mecanismo de subducción entre placas tectónicas	38
Figura 4.3 Periodos de retorno óptimos para las diversas zonas sísmicas de México (CFE, 2008)	40
Figura 4.4 Aceleraciones máximas del terreno (roca) asociadas a los periodos de retorno de la figura anterior (CFE, 2008).	40
Figura 4.5 Registros sintéticos generados con el programa PRODISIS que se corresponden con el espectro de diseño	42
Figura 4.6 Comparativo de espectro de diseño y espectros de respuesta elásticos de acelerogramas sintéticos.	42
Figura 4.7 Epicentro de los 4 sismos seleccionados en este trabajo (Google, 2012)	43
Figura 4.8 Ubicación de las estaciones sísmicas	45
Figura 4.9 Ubicación de las estaciones de la zona metropolitana del valle de México	45
Figura 4.10 Registros del sismo del 19 de septiembre de 1985	48
Figura 4.11 Registros de los sismos del 25 de octubre de 1981 y del 14 de septiembre de 1995	48
Figura 4.12 Registros del sismo del 21 de septiembre de 1985	49
Figura 4.13 Espectros de respuesta de acelerogramas reales seleccionados escalados para una aceleración máxima del terreno correspondiente a un periodo de retorno de 2500 años.	50
Figura 4.14 Espectro de respuesta elástico del registro CHI18509.191 escalado para una aceleración máxima del terreno correspondiente a un periodo de retorno de 2500 años.	50
Figura 4.15 Espectro de peligro uniforme	51
Figura 4.16 Registro CHI18509.191 original (a) y escalado para una aceleración asociada a un periodo de retorno de 2500 años	52
Figura 4.17 Intensidad de Arias del registro SCT18509.191-N00E.	53
Figura 4.18 Registro original (a) y registro reducido (b) SCT18509.191-N00E por el criterio de la intensidad de Arias.	53
Figura 4.19 Comparación del espectro de respuesta del registro de UNIO completo y diezmado.	54
Figura 4.20 Comparación de los ciclos de histéresis sometidos a registros completos y diezmados M1/P2/SCT1/Y.	54
Figura 4.21 Incremento de daño de elementos en vibración libre del modelo 12 sometido al registro APAT-X.	55
Figura 5.1 Subestructura del puente tipo marco.	56
Figura 5.2 Geometría de la trabe AASHTO tipo IV empleada en los modelos.	57
Figura 5.3 Sección transversal de los modelos de puentes	57
Figura 5.4 Esquema de puentes de la serie A.	58
Figura 5.5 Esquema de puentes de la serie B	59
Figura 5.6 Esquema de puentes de la serie C	60
Figura 5.7 Numeración de las columnas empleada para facilitar su identificación	60
Figura 5.8 Apoyos de neopreno de los modelos de puentes de este estudio	61
Figura 5.9 Disposición de los apoyo de neopreno	62
Figura 5.10 Ubicación de la cual se obtiene el espectro de diseño en el programa PRODISIS (CFE, 2008)	63

Figura 5.11 Espectro de diseño transparente en roca en zona cercana a la costa del pacifico en el estado de Michoacán.	64
Figura 5.12 Parapetos vehiculares (IMT)	65
Figura 5.13 Ubicación de carriles para análisis de cargas vivas	66
Figura 5.14 Modelo 1A en vista extruida	69
Figura 5.15 Representación de una carga uniformemente distribuida sobre un elemento placa	69
Figura 5.16 Desplazamiento horizontal de una muestra de nodos de tablero en el sentido longitudinal bajo combinación de carga sísmica.	70
Figura 5.17 Elementos usados en los modelos de puentes simplemente apoyados sobre neoprenos	71
Figura 5.18 Detalle del modelo en unión de dos tableros	71
Figura 5.19 Comparativo de capacidad a flexocompresión de dos columnas de igual geometría con diferente armado	72
Figura 5.20 Costo de viga por metro lineal en función de la cuantía de acero conservando una relación de ancho entre peralte igual a 0.5 ($b=0.5d$)	73
Figura 5.21 Correlación de elementos mecánicos contra longitud de la pila en el modelo C12 por solicitación sísmica en análisis modal espectral.	81
Figura 5.22 Correlación entre la longitud y rigidez de las pilas del modelo C12.	82
Figura 5.23 Esquema de la disposición del acero en las columnas.	82
Figura 5.24 Diagrama de interacción P-M2 de las columnas del eje 1 (28#10) del modelo A1	83
Figura 5.25 Comparación de los diagramas de interacción de columnas de los modelos en modelos serie A	84
Figura 5.26 Comparación de los diagramas de interacción de columnas de los modelos en modelos serie B	86
Figura 5.27 Comparación de los diagramas de interacción de columnas de los modelos en modelos serie C	87
Figura 5.28 Modelos de comportamiento de Mander	88
Figura 5.29 Comparación de las relaciones momento-rotación (a) y momento-curvatura (b) de las pilas del modelo C12	90
Figura 5.30 Curva no lineal Momento-Rotación de las pilas pertenecientes a los modelos de la serie A	91
Figura 5.31 Curva no lineal Momento-Rotación de las pilas pertenecientes a los modelos de la serie B	93
Figura 5.32 Curva no lineal Momento-Rotación de las pilas pertenecientes a los modelos de la serie C	95
Figura 5.33 Pushover en la dirección X (a) y en la dirección Y (b) de la pila con armado 51#10 del modelo C12	96
Figura 5.34 Modelo trilineal con pérdida de resistencia opcional (CSI; Computers and Structures, Inc., 2006).	98
Figura 5.35 Modelo trilineal con pérdida de resistencia usado para caracterizar las columnas	99
Figura 5.36 Rigidez rotacional promedio obtenida con base en los diagramas momento-rotación	99
Figura 5.37 Modelo de ciclo histerético con degradación de rigidez	100
Figura 5.38 Áreas tributarias en el tablero de los modelos de puentes.	101
Figura 5.39 Definición de amortiguamiento de Rayleigh en el software PERFORM3D (CSI, PERFORM-3D, 2006).	102
Figura 5.40 Comparación de los ciclo histerético obtenidos con el programa PERFORM3D con los diagramas momento-rotación.	103
Figura 6.1 Peso de los modelos de puentes	109
Figura 6.2 Rigidez lateral promedio de las pilas en la dirección X de los modelos de puentes.	111
Figura 6.3 Correlación entre la longitud de las pilas y su rigidez de la sección agrietada.	111
Figura 6.4 Correlación entre rigidez lateral e índice de daño global (ID) de los modelos de puentes	112
Figura 6.5 Primer modo fundamental de vibrar del modelo A1.	113
Figura 6.6 Periodos de modos de vibrar de los modelos	114
Figura 6.7 Correlación entre la aceleración espectral y el índice de daño global en los modelos de la serie A.	116
Figura 6.8 Coeficiente sísmico resultante de un análisis no lineal de historia en el tiempo para el registro sintético (SIN3) en la dirección X	117

Figura 6.9 Historia de distorsiones angulares de la pila 2 (corta) y pila 5 (larga) del modelo A4 sometido al registro APAT-X	118
Figura 6.10 Movimiento de nodos de tableros del modelo B6 sometido al registro SIN3-X	119
Figura 6.11 Histéresis de columnas corta y alta del modelo A4 sometido al registro SIN3 en la dirección X	120
Figura 6.12 Energía disipada del modelo A4 sometido al registro SIN3 en la dirección X.	121
Figura 6.13 Ciclo histerético de las columnas 7, 8 y 9 ubicadas eje 3 del modelo C10 por la acción del registro SIN1 en la dirección longitudinal X.	122
Figura 6.14 Desplazamientos del nodo superior de las columnas 4, 5 y 6 ubicadas en el eje 2 del modelo C10 por la acción del registro SIN1 en la dirección longitudinal X.	122
Figura 6.15 Índice de daño de análisis con y sin degradación del modelo A1 sometido al registro AZIH en la dirección longitudinal (X).	123
Figura 6.16 Índice de daño global de la estructura del modelo A1 sometido a registros sísmicos ubicados en terreno rocoso en la dirección longitudinal (X).	126
Figura 6.17 Índice de daño global de la estructura del modelo A1 sometido a registros sísmicos ubicados en terreno rocoso en la dirección transversal (Y).	126
Figura 6.18 Índice de daño global de la estructura del modelo A1 sometido a registros sísmicos ubicados en terreno rocoso en la dirección longitudinal (a) y en la dirección transversal (b).	127
Figura 6.19 Promedio de índices de daño del modelo A1 clasificado por tipo de terreno y dirección de análisis.	128
Figura 6.20 Promedios de índice de daño global de los modelos regulares (A1 y B7.5)	129
Figura 6.21 Promedios de índice de daño global de los modelos A1-A4.	130
Figura 6.22 Promedios de índice de daño global de los modelos A1 y B5-B7	131
Figura 6.23 Promedios de índice de daño global de los modelos B7.5, B8 y B9	132
Figura 6.24 Promedios de índice de daño global de los modelos C10-C12.	133
Figura 6.25 Promedios de índice de daño por eje del modelo A1 (regular)	134
Figura 6.26 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos A1-A4 (Roca/Dirección X)	135
Figura 6.27 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos A1-A4 (Roca/Dirección Y)	136
Figura 6.28 Segundo modo de vibrar de los modelos A3 y A4	137
Figura 6.29 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos A1-A4 (Arcilla/Dirección X)	137
Figura 6.30 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos A1-A4 (Arcilla/Dirección Y)	138
Figura 6.31 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos A1 y B5-B7 (Roca/Dirección X)	139
Figura 6.32 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos B7.5, B8 y B9 (Roca/Dirección X)	140
Figura 6.33 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos A1 y B5-B7 (Roca/Dirección Y)	141
Figura 6.34 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos B7.5, B8 y B9 (Roca/Dirección Y)	141
Figura 6.35 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos A1 y B5-B7 (Arcilla/Dirección X)	142
Figura 6.36 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos B7.5, B8 y B9 (Arcilla/Dirección X)	143
Figura 6.37 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos A1 y B5-B7 (Arcilla/Dirección Y)	144
Figura 6.38 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos B7.5, B8 y B9 (Arcilla/Dirección Y)	145
Figura 6.39 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos C10-C12 (Roca/Dirección X)	146
Figura 6.40 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos C10-C12 (Roca/Dirección Y)	147
Figura 6.41 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos C10-C12 (Arcilla/Dirección X)	147
Figura 6.42 Promedios de Índice de daño por eje (ID _i) de los modelos C10-C12 (Arcilla/Dirección Y)	148

Índice de tablas

Tabla 3.1 Clasificación de puentes por su longitud	19
Tabla 4.1 Características de los acelerogramas sintéticos	41
Tabla 4.2 Características de los sismos	43
Tabla 4.3 Características de los registros reales seleccionados	44
Tabla 4.4 Nombre y ubicación de las estaciones donde se registraron los acelerogramas	46
Tabla 5.1 Alturas de pilas en modelos de la serie A	59
Tabla 5.2 Altura de pilas en modelos de la serie B	59
Tabla 5.3 Altura de las pilas en los modelos de la serie C	60
Tabla 5.4 Resultados del diseño del Modelo A1	76
Tabla 5.5 Resultados del diseño del Modelo A2	77
Tabla 5.6 Resultados del diseño del Modelo A3	77
Tabla 5.7 Resultados del diseño del Modelo A4	77
Tabla 5.8 Resultados del diseño del Modelo B5	78
Tabla 5.9 Resultados del diseño del Modelo B6	78
Tabla 5.10 Resultados del diseño del Modelo B7	78
Tabla 5.11 Resultado del diseño del Modelo B7.5	78
Tabla 5.12 Resultados del diseño del Modelo B8	79
Tabla 5.13 Resultados del diseño del Modelo B9	79
Tabla 5.14 Resultados del diseño del Modelo C10	80
Tabla 5.15 Resultados del diseño del Modelo C11	80
Tabla 5.16 Resultados del diseño del Modelo C12	80
Tabla 5.17 Comparación de incremento de momentos flexionantes en columnas de ejes 1 y 2 en modelos regulares (Modelos A1 y B7.5)	85
Tabla 5.18 Propiedades inelásticas de las columnas de los modelos de la serie A	91
Tabla 5.19 Propiedades inelásticas de las columnas de los modelos de la serie B	94
Tabla 5.20 Propiedades inelásticas de las pilas de los modelos de la serie C	95
Tabla 5.21 Resumen de desplazamientos de fluencia, desplazamientos últimos y fuerzas de fluencia obtenidos mediante análisis de Pushover en las pilas.	96
Tabla 5.22 Carga uniformemente distribuida en el área de los tableros de puentes.	100
Tabla 5.23 Carga uniformemente distribuida sobre la longitud de las vigas.	101
Tabla 5.24 Intervalos de valores índice de daño (Ec. 5.11) y nivel de daños esperado en los elementos (Park, Ang, & Wen, 1984).	106
Tabla 6.1 Rigidez lateral promedio de los modelos en la dirección longitudinal (X) y transversal (Y)	109
Tabla 6.2 Periodos de los primeros cinco modos de vibrar de los modelos de puentes	114
Tabla 6.3 Aceleraciones espectrales promedio de los registros asociadas al periodo correspondiente al primer modo de vibrar de cada uno de los modelos	115
Tabla 6.4 Índices de daño globales de la estructura de los modelos de puentes sometidos a los 15 registros en ambas direcciones ortogonales (X, Y)	124

1. Introducción

1.1. Motivación del estudio

Las ciudades desarrolladas requieren de eficientes redes para su funcionalidad y progreso. Dichas redes son las de comunicación, agua potable, electricidad, digitales, de transporte, etc., vitales para el sustento de sus habitantes y productividad de sus industrias. La de carreteras y la ferroviaria son las más importantes redes de transporte en la actualidad y los puentes son estructuras que brindan continuidad a éstas.

Los puentes son estructuras propensas a sufrir daño debido a la acción sísmica. Por otro lado resulta más difícil reparar y rehabilitar los puentes que las carreteras a causa de la complejidad de dichas estructuras. Los puentes son normalmente la única forma de cruzar un cuerpo de agua o una condición topográfica particular, es por esto que estas estructuras son de suma importancia y deben ser diseñadas para asegurar que las rutas principales permanezcan abiertas, inclusive después de la ocurrencia de un evento sísmico de gran magnitud.

Los puentes deben ser diseñados para disipar la energía que introduce al sismo, para minimizar los daños y evitar el colapso, de lo contrario se pueden producir grandes pérdidas económicas debidas al costo de repararlos o reconstruirlos, aunado al costo indirecto generado por la interrupción de la continuidad en los sistemas de transporte. Además de que, en caso de que el puente quede cerrado después del evento sísmico, los servicios de emergencia se retrasarían, y las consecuencias podrían ser fatales.

Se ha observado que la irregularidad en altura de las pilas de los puentes tiene un efecto negativo en el comportamiento sísmico de estos. Los puentes irregulares en altura son comunes en México debido a la topografía accidentada que está presente en todo su territorio y al hecho de que su sub-estructura se debe adaptar a las condiciones topográficas del sitio de construcción.

Son pocas las investigaciones que específicamente evalúan la respuesta sísmica de puentes irregulares en altura, la mayoría de las investigaciones se enfocan en encontrar el comportamiento sísmico de estructuras con una geometría y configuración estructural dadas, o bien al estudio de un puente en particular con subestructura irregular. Por otra parte, las recomendaciones de los códigos de diseño sísmico referidas a la irregularidad en la sub-estructura de los puentes son escasas.

Curiosamente a pesar de los grandes avances que se han tenido en el campo de la ingeniería sísmica, se observa que los eventos responsables de los daños más catastróficos en puentes se han presentado en las últimas décadas. Esto se debe primordialmente al crecimiento de la infraestructura carretera, a la construcción de estructuras con mayores claros y de mayor altura y a la creciente complejidad geométrica de los puentes proyectados en las ciudades desarrolladas (Elnashai, 2000).

1.2. Alcances del trabajo

En este trabajo de tesis se pretende cuantificar el efecto que la irregularidad en altura de la subestructura tiene en la respuesta sísmica esperada en puentes de longitud media simplemente apoyados. Para esto se seleccionarán registros sísmicos que representen la demanda en zonas de alta sismicidad de terrenos rocosos y zonas urbanas con terrenos arcillosos en México para periodos de retorno que tengan potencial de causar daño. Posteriormente, propondrán una serie de modelos estructurales de puentes que representen casos comunes de tipologías irregulares construidas en la República Mexicana.

Los modelos de puentes se diseñarán para un espectro de diseño de una zona altamente sísmica de la costa del pacífico de México, con esto se logra establecer un parámetros de comparación equivalentes en todos los modelos, ya que todos estarán diseñados para las mismas cargas muertas, vivas y sísmicas. La respuesta sísmica en pilas de puentes con irregularidad en altura de la subestructura será evaluada con base en análisis no lineales de historia en el tiempo con uso del software de análisis estructural no lineal (CSI, PERFORM-3D, 2006).

Las propiedades no lineales de las pilas de los modelos de puentes estarán en función de los resultados del diseño tales como la geometría y dimensiones de la sección transversal, distribución del armado de acero, cuantía de acero, etc. Con los resultados de los análisis no lineales de historia en el tiempo se evaluarán las demandas sísmicas en los puentes con base en parámetros como distorsión angular, energía disipada, demandas de ductilidad e índices de daño y se buscará su relación con parámetros de irregularidad de los puentes.

2. Comportamiento sísmico de puentes

2.1. Daños típicos de puentes provocados por temblores

2.1.1. Introducción

La ocurrencia de terremotos recientes ha provocado gran daño en puentes. En las últimas décadas ha habido grandes avances en ingeniería sísmica y estructural. Deficiencias en las antiguas filosofías de diseño han sido encontradas. Recientemente los investigadores han obtenido un mejor entendimiento del comportamiento no lineal de las estructuras gracias a la creciente capacidad de cómputo. Esto permite el modelado estructural en sofisticados programas de computadora que se calibran mediante la experimentación.

Dada la importancia de los puentes, la integridad de las estructuras construidas o reforzadas recientemente debería estar garantizada. Sin embargo, la ocurrencia de terremotos sigue ocasionando gran daño en estos. Esto indica que el conocimiento que se tiene aún es insuficiente, que prevalecen grandes incertidumbres y que las tecnologías para prevenir daños catastróficos en puentes deben ser mejoradas o desarrolladas.

Un ejemplo de esto es el terremoto ocurrido en Hyogoken-Nanbu (Kobe) en 1995 que ocasionó gran daño en las estructuras y fuertes pérdidas económicas. Se estima que el número total de puentes dañados en la zona que afectó el terremoto es del orden de 60% del total de estructuras, 27 puentes sufrieron daños mayores tales como tableros colapsados. Los daños económicos fueron estimados en aproximadamente \$4600 millones de dólares y un total de 42 mil vehículos dejaron de circular diariamente causando una pérdida diaria para las autopistas de peaje de aproximadamente 2 millones de dólares (EERI, 1995).

La problemática que existe cuando se intenta reducir el riesgo sísmico en puentes, es el hecho de que los ingenieros están menos familiarizados con este tipo de estructuras. El observar los patrones más comunes de fallas en la subestructura y superestructura de los puentes que se originaron debido a la ocurrencia de temblores del pasado nos ayuda a comprender las posibles vulnerabilidades y los daños típicos esperados en estos. Esto nos permite predecir mejor su comportamiento sísmico.

Identificar y clasificar de manera general los tipos de daños en puentes no es tarea fácil debido a que los daños resultan de la interacción compleja de un gran número de variables que intervienen en el proceso. Es por esto que se requiere hacer análisis y recopilación de información a detalle para identificar con buena aproximación las posibles causas que originaron el daño en los puentes. Por otro lado, después de identificar la causas que originaron un daño en particular, es difícil generalizar un método para evitar la falla en futuros eventos sísmicos debido a las características aleatorias que tiene un evento sísmico, los efectos de sitio y la configuración estructural y geométrica de un puente en específico.

Los puentes son estructuras de concepto estructural simple, es decir, presentan un menor grado de hiperestaticidad en sus elementos estructurales en comparación con los edificios y aunque esto puede conducir a un mejor entendimiento del comportamiento sísmico, también provoca que los errores de diseño tengan consecuencias más graves.

En general se ha observado que los puentes son más vulnerables a la acción sísmica como función de las siguientes causas:

- 1) Existe complejidad y/o irregularidad en la configuración estructural.
- 2) El tipo de suelo donde se asienta la sub-estructura del puente es propenso a presentar licuefacción o se trata de suelo blando que amplifica la respuesta estructural.
- 3) Se presentan demandas de desplazamiento muy grandes en lugares críticos.
- 4) Varias vulnerabilidades se combinan.

2.1.2. Antiguas filosofías de diseño

Debido a las antiguas filosofías de diseño basado en comportamiento elástico, las demandas de desplazamientos laterales causados por la acción sísmica eran fuertemente subestimadas. Además, la evaluación de estos desplazamientos se efectuaba considerando que los elementos estructurales del puente no sufrían agrietamiento y consecuentemente pérdida de rigidez. Esto lleva a que el comportamiento que se esperaba en los elementos estructurales del puente estaba errado con respecto a la realidad. Las zonas que se creía estarían sometidas a las mayores demandas de deformaciones debido a acciones laterales resultaban no ser las predichas. Por lo tanto la localización del refuerzo era inadecuada en muchas partes de la estructura. Actualmente se

reconoce que conceptos del comportamiento inelástico de las estructuras tales como ductilidad y diseño por capacidad son elementales para asegurar un mejor comportamiento de estas cuando se ven sometidas a eventos de gran magnitud.

En los Estados Unidos los códigos de diseño sísmico de puentes fueron revisados a conciencia después del terremoto de San Fernando en 1971 ($M=6.6$), durante el cual una gran cantidad de puentes colapsaron. Debido a las antiguas filosofías de diseño sismo-resistente, los puentes construidos antes de que los códigos de diseño fueran renovados, eran más vulnerables a la acción sísmica. Un programa para reforzar los puentes antiguos se puso en marcha (Programa Caltrans) para puentes con claros mayores o iguales a los 5m de longitud en todas las autopistas de los Estados Unidos.

Los ingenieros pusieron especial atención en detectar deterioro en los elementos estructurales del puente. Se evaluó un total de 18000 puentes y 3200 fueron reforzados (Shigeki Unjoh, 2008). Por lo tanto era de particular interés conocer el desempeño tanto de los puentes antiguos como los recién construidos. Otros programas de evaluación se han llevado a cabo a medida que se fue adquiriendo más información de los eventos sísmicos futuros y el desempeño de los puentes.

El colapso de más de 1.6 km del viaducto elevado en la calle de Cypress durante el terremoto de Loma Prieta en 1989 ($M=6.9$), fue un dramático ejemplo de que los puentes antiguos asentados en suelos relativamente pobres eran bastante vulnerables a la ocurrencia de temblores. El derrumbe de esta estructura fue el principal factor del número de víctimas registradas en el terremoto.

La falla de la estructura (Figura 2.1) fue ocasionada por varios factores tales como:

- 1) Falta de acero de refuerzo transversal que fue la causa de inadecuado confinamiento en el núcleo de concreto de las columnas.
- 2) Inadecuado traslape en la zona de cambio de sección transversal de las columnas
- 3) Combinación de una estructura flexible construida en un suelo flexible.
- 4) Variabilidad en las condiciones del suelo a lo largo de su longitud.
- 5) Variabilidad en la rigidez lateral debido a la curvatura en algunos tramos de la estructura, que fue la causa de la falla catastrófica de las columnas y permitiendo que colapsara en segundo piso de la autopista dañando consecuentemente el piso inferior.



Figura 2.1 Falla en las columnas y colapso del piso superior del viaducto de la calle de Cypress durante el terremoto de Loma Prieta M=6.9 de 1989 (Fotos: H.G. Wilshire, USGS).

2.1.3. Configuración estructural

Los puentes idealmente deben ser diseñados y construidos con una configuración regular cuando se pretende que sean resistentes a las acciones sísmicas debido a que resulta más sencillo entender su comportamiento. Además, se pueden identificar de una manera más clara los componentes que influyen en la disipación de energía sísmica de la estructura. Sin embargo, no siempre es posible construir puentes regulares debido a las irregularidades impuestas por las características propias del lugar de construcción o de los requerimientos del tráfico.

Una de las formas más comunes de irregularidad es la que se exhibe en la altura de las pilas. Los puentes irregulares en altura tienen la característica de que al presentar diferentes alturas en las pilas, estas no tienen la misma rigidez lateral. Las columnas cortas son más rígidas que las columnas altas, las cuales se consideran flexibles, y como consecuencia, su comportamiento dinámico es desigual. Se ha observado que aunque el comportamiento de la superestructura pueda ser relativamente uniforme, las demandas de deformación en las columnas individuales son altamente irregulares. En algunos casos debido a las grandes demandas de deformación y de fuerzas, se induce la falla en las columnas cortas mucho antes que las columnas altas adyacentes puedan participar completamente.

Un claro ejemplo de este fenómeno se presentó en el puente de la ruta 14/I5. Se trata de un puente en curva de diez tableros construido con vigas tipo cajón de concreto presforzado en los tableros 1, 2, 3, 5, 6, 9 y 10 y de concreto reforzado en los tableros restantes (4, 7 y 8). El puente ostenta una longitud total de 480 m y ancho de 16 m, tiene pilas de diferentes alturas que varían desde 10 m hasta 38 m de altura a causa de la topografía del lugar (Figura 2.2). La columna en la sección 2, que era significativamente más rígida que las otras, absorbió la mayor parte de las fuerzas de inercia ocasionadas por el movimiento de la tierra en el terremoto de Northridge California en 1994 ($M=6.7$). Este fenómeno provocó que fallara por cortante y consecuentemente perdiera su capacidad de soportar carga axial. Cortas longitudes de asiento (común en puentes de construcción antigua) provocó pérdida de asiento de la superestructura del puente en algunas zonas. Adicionalmente, las vigas tipo cajón no eran lo suficientemente rígidas para los claros del puente. Estos factores ocasionaron el colapso de los tableros adyacentes (Figura 2.3). Cuando se presentan estos defectos de diseño estructural, un temblor de magnitud moderada puede provocar daños catastróficos (Moehle & Eberhard, 2003).

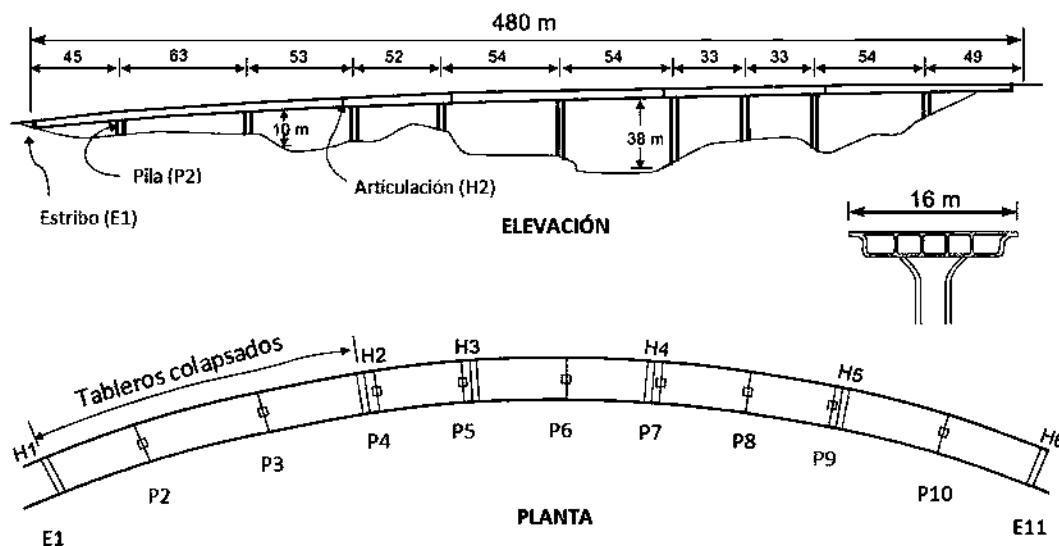


Figura 2.2 Configuración en planta y elevación del puente de la ruta 14/I5 separación y paso superior (adaptada de: Mylonakis, y otros, 1999).



Figura 2.3 Colapso del puente de la ruta 14/15 debido al terremoto de Northridge California en 1994 (USGS 1995).

2.1.4. Licuefacción

Las demandas de deformación son más elevadas cuando ocurre *licuefacción* y en consecuencia, grandes desplazamientos verticales y laterales del suelo. La licuefacción se define como una pérdida de la resistencia a cortante en suelos cohesivos saturados provocando que este se comporte como un líquido. Un aumento en las presiones en los espacios saturados de agua que existen entre las partículas debido a la acción de cargas dinámicas provoca que estas se puedan mover fácilmente.

La licuefacción se presenta en suelos limo-arenosos altamente saturados de agua. Este fenómeno fue ampliamente estudiado después de lo ocurrido durante el terremoto de Niigata 1964 ($M=7.5$) donde más de 25% de las construcciones modernas de concreto reforzado con cimientos débiles sufrieron daños debidos a inclinación o hundimiento de tierra (Kawasumi, 1968).

Evidencia de licuefacción fue encontrada en el terremoto de Baja California en 2010 ($M=7.2$) donde la geología de la región consiste en lacustre suave, material aluvial y aguas subterráneas poco profundas que contribuye a la ocurrencia de este fenómeno. Daños en puentes influenciados por este fenómeno fueron reportados en esta región.

2.1.5. Pérdida de longitud de asiento

Una de las fallas más comunes en puentes es la pérdida de longitud de asiento de los tableros en las zonas de juntas de expansión, lo que provoca el derrumbe del tablero. Esta falla se presenta

cuando a la estructura se le imponen demanda de deformaciones elevadas en elementos tales como pilas y estribos.

Un ejemplo de este fenómeno es lo ocurrido al puente ferroviario San Felipito durante el terremoto de Baja California en 2010 ($M=7.2$). Este consta de dos estructuras paralelas que cruzan el Rio Colorado. Una de las estructuras presentó el colapso de un tablero debido a la pérdida de longitud de asiento a causa de licuefacción y desplazamientos laterales del suelo circundante (Figura 2.4). El tablero adyacente no colapsó, sin embargo sufrió daño por asentamientos de tierra y movimientos bruscos del suelo durante el temblor.



Figura 2.4 Pérdida del asiento de uno de los tableros del puente San Felipito ubicado al sureste de la ciudad Guadalupe Victoria (EERI; Earthquake Engineering Research Institute, 2010).

El terremoto de Chile en 2010 ($M=8.8$) provocó que el puente Matta-Quilicura perdiera el asiento en el estribo debido a una escasa longitud del mismo (Figura 2.5). El puente contaba con diafragmas y topes laterales, sin embargo esto no impidió que rotara alrededor del eje vertical.



Figura 2.5 Pérdida de asiento del tablero en el estribo del puente Matta-Quilicura debido insuficiente longitud de soporte. Terremoto de Chile de 2010 (Foto: J. Arias)

Otro ejemplo de este tipo de falla lo encontramos en el puente de la Bahía de Oakland en San Francisco, el cual sufrió el colapso de uno de los tableros debido a la pérdida de la longitud de asiento (Figura 2.6) durante el evento sísmico de Loma Prieta de 1989. Esto provocó que el puente tuviese que ser cerrado, lo que ocasionó grandes pérdidas económicas indirectas asociadas con la interrupción del tráfico que superaron con facilidad las pérdidas directas de la reparación del puente el (EERI; Earthquake Engineering Research Institute, 1995).



Figura 2.6 Tablero colapsado del puente de la Bahía de Oakland en San Francisco (Foto: C.E. Meyer, USGS).

2.1.6. Topes laterales

También conocidos como topes sísmicos proporcionan restricción lateral del movimiento en los tableros de los puentes. Estos son ubicados en los cabezales de las pilas y estribos. Debido a la naturaleza de las acciones a los que están sometidos el tipo de falla más común es agrietamiento por cortante y existen reportes de puentes ubicados en la República Mexicana que han presentado este tipo de falla.

Cuando existe ausencia de los topes laterales el tablero se puede desplazar libremente en la dirección transversal. Esto disminuye las demandas de deformación impuestas a las pilas de la subestructura del puente. Sin embargo existe el riesgo de tener desplazamientos excesivos y perder el asiento de los tableros en la dirección transversal. Un ejemplo de esto es lo ocurrido en el puente de Las Mercedes que cruza la ruta 5 ubicado cerca de Rancagua durante el terremoto de Chile en 2010 ($M=8.8$). La falta de restricción lateral de movimiento del tablero provocó que el tablero se deslizara sobre el cabezal y perdiera el asiento (Figura 2.7). El desplazamiento lateral provocó deformaciones extremas en las barras sísmicas verticales. La ausencia de topes sísmicos también permite a los tableros rotar libremente alrededor del eje vertical.



Figura 2.7 Movimiento lateral del tablero del puente Las Mercedes debido a la ausencia de topes laterales (Foto: Ministerio de Obras Públicas).

2.1.7. Falla en los estribos

Asociado con el comportamiento de suelos blandos saturados propensos a sufrir licuefacción encontramos una de las fallas más comunes que se presenta en los estribos. Durante el movimiento sísmico los suelos blandos se asientan y se mueven hacia adentro del puente

empujando la parte baja del estribo en esa dirección, como la parte superior del estribo se encuentra en contacto con la superestructura tiende a quedarse en su lugar. Como resultado el estribo presenta una rotación permanente (Priestley, Seible, & Calvi, 1996). Este efecto se ilustra en la imagen siguiente (Figura 2.8).

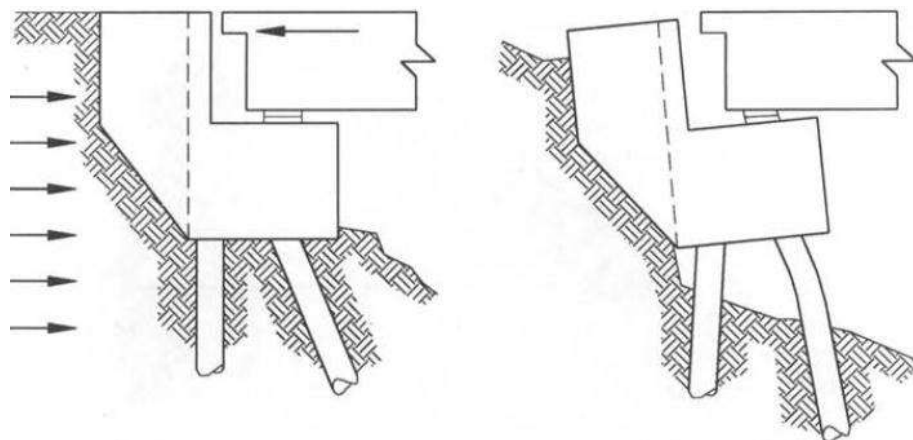


Figura 2.8 Asentamiento y rotación de estribos (Priestley, Seible, & Calvi, 1996).

Dos puentes de concreto presforzado de claros de entre 25 y 30 metros ubicados fuera de la ciudad de Manzanillo en la autopista 200, sufrieron daños en los muros estribo durante el terremoto de Manzanillo en 1995 ($M=7.6$) debido a la falla del suelo, los puentes permanecieron abiertos permitiendo la circulación del tráfico a baja velocidad (EERI; Earthquake Engineering Research Institute, 1995).

2.1.8. Falla en las pilas

Los antiguos códigos de diseño proponían un diseño elástico. Los diseñadores no eran conscientes que debían proporcionar ductilidad a los elementos en las zonas de posible formación de plásticas. De hecho el concepto de articulación plástica era irrelevante en el diseño elástico. Es por esto que podemos encontrar un gran número de casos de fallas en columnas en puentes.

Durante el terremoto de Hyogoken-Nanbu (Kobe) en 1995 ($M=7.2$) el viaducto de Higashi-Nada construido en 1969 colapsó por completo. Dicha estructura corresponde a un segmento de la autopista Hanshin en la ruta 3 que consta de 18 tableros. Construido en su totalidad en concreto reforzado, la superestructura del puente está hecha de una serie de tableros de concreto presforzado, cada uno con una longitud de 35m para acumular una longitud total de 635m. Cada

tablero consiste en dos vigas en cantiléver de 6.5m y la viga principal ajustada entre las vigas en cantiléver lo cual correspondía a una forma de construcción de tableros popular en Europa. Los tableros están apoyados en un sistema de una sola columna con un diámetro de 3.3m y altura variable entre 10.5 y 12.5m.

El total de las 17 columnas del viaducto colapsaron provocando el derrumbe de la estructura completa (Figura 2.9). Aparentemente el modo de falla fue falla por flexión y cortante en la base de cada columna debido a la carga transversal generada por las fuerzas de inercia a causa del fuerte movimiento del suelo. Se observó que el acero de refuerzo de las columnas era muy escaso en las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas, por lo que fue imposible que se formara una articulación plástica estable. Esto provocó la falla dramática y definitiva en la base de las columnas.



Figura 2.9 Viaducto de Higashi-Nada colapsado durante el terremoto de Hyogoken-Nanbu (Kobe) en 1995 (Foto: M. Yoshimine 2001).

Un ejemplo de falla en pilas por cortante corresponde a una de las pilas del puente Juan Pablo II (Figura 2.10). El puente cruza el río Bio-Bio en la ciudad Concepción, Chile. De acuerdo con los reportes, la falla se debió a que la superestructura no tiene movimiento independiente de la subestructura del puente. Esto quiere decir que las demandas de deformaciones impuestas a las columnas no se encuentran limitadas. Evidencia de licuefacción fue encontrada en el lugar provocando otro tipo de fallas en puentes cercanos.



Figura 2.10 Falla por cortante en una pila del puente Juan Pablo II ocurrida durante el terremoto de Chile 2010. (Foto: J. Arias)

Otro ejemplo es el daño encontrado en las pilas del puente Huamani a causa del terremoto de Pisco, Perú en 2007 ($M=8$). La estructura se encuentra sobre la autopista Panamericana ubicada cerca del pueblo de San Francisco Clemente. El puente está compuesto de pilas tipo muro. Algunas de las pilas presentaron fallas por cortante y flexión (Figura 2.11). Evidencia de licuefacción fue encontrada en algunas zonas (EERI; Earthquake Engineering Research Institute, 2007).



Figura 2.11 Falla por cortante y flexión en algunas pilas del puente Huamani ocasionadas por licuefacción en la zona (EERI; Earthquake Engineering Research Institute, 2007).

2.1.9. Falla en los cabezales y conexiones con las pilas

Estos elementos exhiben grandes dimensiones y sobrerresistencia por lo que su refuerzo no recibe mucha atención. Sin embargo terremotos recientes han puesto de manifiesto que son elementos vulnerables.

Un ejemplo de falla en los cabezales es lo ocurrido al puente en la Autopista 2 ubicado en la República Mexicana a aproximadamente 24 km al oeste de Mexicali a causa del terremoto de Baja California del 4 de Abril del 2010 ($M=7.2$). El puente está compuesto por dos tableros largos compuestos por vigas prefabricadas de concreto pretensado de 76 metros de largo. En esta zona el efecto de la componente transversal del movimiento sísmico fue importante, por lo que se presentaron grietas por tensión en los topes sísmicos que se extendieron hasta los cabezales, causando daño en las zonas de escaso confinamiento de los cabezales (Figura 2.12). Además se observaron daños en las juntas de dilatación asociados a los movimientos de traslación y rotación de la superestructura, aplastamiento y asentamientos del pavimento en los muros estribo y distorsión permanente de los cojinetes (EERI; Earthquake Engineering Research Institute, 2010).



Figura 2.12 Daño en los cabezales del puente de la Autopista 2 en Baja California (Foto: Majid Sarraf 2010)

2.1.10. Falla en la cimentación

Fallas en la estructura de cimentación de puentes no son muy comunes. Una de las posibles razones de esto es que la estructura de cimentación no alcanza su estado límite de diseño debido a falla prematura de las columnas por flexión, cortante o algunos otros mecanismos de falla. Además

debido a que la estructura de cimentación se encuentra bajo tierra, es poco accesible para hacer una adecuada inspección y encontrar posibles carencias en el diseño sismo-resistente.

2.2. Parámetros más importantes de la respuesta sísmica de puentes

2.2.1. Desplazamientos

Con la finalidad de evaluar de manera práctica el nivel de daño que se espera en una estructura, se han estudiado las relaciones fuerza—desplazamiento global de las estructuras en vez de estudiar el comportamiento de los elementos estructurales de manera aislada. Se ha observado que el daño en las estructuras se encuentra estrechamente ligado su desplazamiento global. Si los desplazamientos provocados por cargas laterales son grandes, es de esperarse que las deformaciones en los elementos estructurales sean elevadas, esto provoca que la estructura exhiba un comportamiento altamente no lineal, lo cual está directamente asociado al daño. Por esta razón, un buen diseño debe prevenir que las estructuras presenten desplazamientos excesivos. En la actualidad existen propuestas de cambiar la filosofía de diseño de estructuras, estas nuevas filosofías están basadas en desempeño, donde el objetivo de diseño es limitar el desplazamiento de las estructuras a un valor determinado para controlar el daño.

En general los puentes son estructuras que debido a sus propiedades dinámicas, es factible que presenten grandes desplazamientos en la dirección longitudinal y transversal. Las pilas son elementos muy resistentes ante aplicación de carga axial, sin embargo son muy vulnerables cuando son sometidas a cargas laterales, ya que, por sus condiciones de apoyo, se comportan como elementos en cantiléver o tipo marco. Si las pilas se desplazan excesivamente se genera un gran momento en la base, lo que provoca la aparición de una articulación plástica. Debido a lo anterior se hace necesario aislar la superestructura de la sub-estructura, y así evitar que las pilas sufran daño por desplazamientos excesivos. Esto se logra al colocar apoyos de neopreno o algún otro tipo de dispositivo que cumpla una función de aislador.

2.2.2. Rotaciones Angulares

La rotación o distorsión angular se define como el desplazamiento relativo que tiene un elemento estructura normalizado con su longitud.

$$\text{Distorsión angular} = \Delta/H$$

La distorsión angular es un parámetro adimensional que proporciona información útil para evaluar la demanda y asociarle un nivel de daño.

2.2.3. Energía Histerética

La energía impartida a una estructura por un sismo es disipada por el amortiguamiento y el comportamiento inelástico debido a la fluencia del material. Se ha observado que en sistemas no lineales la energía disipada por el amortiguamiento es menor que la energía disipada por la fluencia (Chopra, 2001).

Un lazo de histéresis es una gráfica que relaciona la carga aplicada a un espécimen con su desplazamiento. Fenómenos naturales que imparten cargas cíclicas a las estructuras son los terremotos. Cuando un material como el acero se encuentra en el intervalo de comportamiento lineal, el ciclo de histéresis es un conjunto de líneas rectas que pasan una sobre otra un número de veces igual a la repetición de la carga y la mayor parte de disipación de energía se debe al amortiguamiento del sistema.

Cuando la carga es elevada y se alcanza el esfuerzo de fluencia del material, entonces se dice que este ha ingresado al intervalo de comportamiento no lineal, la gráfica esfuerzo-deformación de un espécimen adquiere una forma cíclica (Figura 2.13). A esta grafica se le denomina lazos de histéresis.

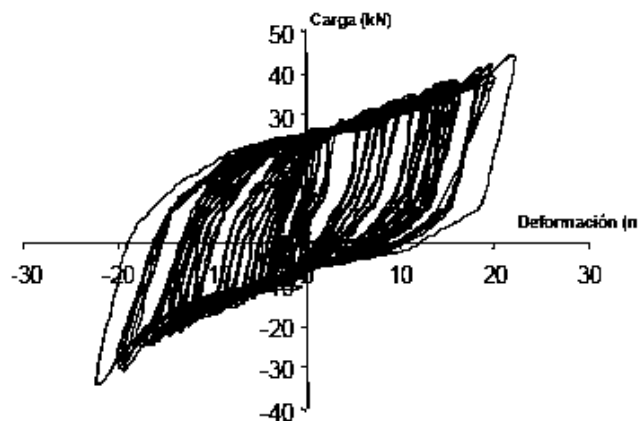


Figura 2.13 Lazos de histéresis de una estructura de mampostería.

El área bajo la curva de histéresis corresponde a la energía disipada por la deformación no lineal del sistema en el ciclo. Es importante que las estructuras disipen energía ante cargas dinámicas, como las provocadas por sismos, debido a que de esta forma es posible evitar que colapsen. La disipación de energía a través de la fluencia del material implica que exista daño en la estructura, sin embargo los reglamentos consideran que esta es la forma más económica y eficiente de

disipación de energía impuesta por un sismo, aunque cabe señalar que esta filosofía es cada vez es más frecuentemente cuestionada. Por esta razón es importante que los lazos de histéresis sean amplios y estables. De esta manera se garantiza gran disipación de energía.

Los motivos que puede provocar que los lazos de histéresis sean menos amplios son principalmente cuando existe pérdida de resistencia y rigidez del material a medida que aumenta el número de ciclos. Los materiales que se utilizan más frecuentemente para la construcción de estructuras son el acero, concreto y mampostería.

En general de ensayos experimentales de aplicación de cargas cíclicas realizados a los diversos tipos de materiales de construcción, se ha observado que el acero presenta lazos de histéresis amplios y estables, es decir, muestra poca pérdida de rigidez y resistencia. El concreto simple pierde rápidamente rigidez y resistencia a medida que aumenta el número de ciclos de carga, sin embargo es posible disminuir este efecto al reforzar el concreto con acero y cuidar los detalles constructivos que indican los reglamentos de construcción, de esta manera es posible lograr ciclos amplios y estables y así una buena disipación de energía en estructuras de concreto reforzado. En general la mampostería muestra una capacidad de disipación de energía limitada, sin embargo un buen comportamiento sísmico de la mampostería ante cargas dinámicas depende de varios factores que tienen gran variabilidad y que son difíciles de controlar, tales como la resistencia a compresión de los prismas, adherencia entre la pieza y la junta de mortero, el factor humano en la colocación, entre otros. A pesar de lo anterior se puede esperar una mayor disipación de energía en elementos de mampostería reforzada en comparación con elementos de mampostería simple o confinada.

3. Modelos estructurales de puentes típicos

3.1. Tipologías de puentes de longitud media

3.1.1. Clasificación de puentes

Existe una gran variedad de clasificaciones de puentes de acuerdo a varios criterios. A continuación serán descritas las clasificaciones de puentes que se consideran más importantes conocer en este estudio. Criterio de clasificación por: a) longitud del claro mayor, b) tipo de estructuración, c) material de construcción y d) resistencia lateral:

a) Por la longitud del claro mayor

Por la longitud del claro, L , los puentes se clasifican de acuerdo a la Tabla 3.1

Tabla 3.1 Clasificación de puentes por su longitud

Clasificación	Longitud del claro, L , (m)
Alcantarillas	$L \leq 6$
Puentes de longitud media	$6 < L \leq 60$
Puentes de grandes claros	$L > 60$

b) Por su tipo de estructuración

Por este criterio los puentes se clasifican como *simplemente apoyados* (Figura 3.1a) y *continuos* (Figura 3.1b). Los puentes continuos se subclasifican como puentes continuos en su superestructura de longitud media, puentes atirantados, puentes colgantes, puentes en arco, etc.

Los puentes continuos presentan algunas ventajas sobre los puentes simplemente apoyados tales como: 1) tienen momento flector negativo en los apoyos y por ende se reduce la magnitud del momento en el centro del claro, lo cual disminuye el peralte y/o presfuerzo necesario para cumplir con la normatividad, 2) se evita la colocación de juntas entre los tableros del puente, lo cual proporcionan una superficie de rodamiento continua que resulta que cómoda para el conductor. No obstante tienen algunas desventajas: 1) los asentamientos diferenciales generan la aparición de esfuerzos indeseables en la estructura completa, 2) Se transmite momentos flexionantes de mayor magnitud de la superestructura a la subestructura del puente en comparación con puentes simplemente apoyados, 3) constructivamente la colocación del refuerzo es más laboriosa.

Un tipo de estructuración mixta son los puentes tipo *Gerber* (Figura 3.1c). Este sistema de estructuración consiste en la colocación de una viga en voladizo a ambos sentidos longitudinales, lo cual equilibra los momentos debido a su simetría, y vigas centrales simplemente apoyadas en una zona cercana al punto donde el momento es cero en un puente de vigas continuas. El sistema tipo Gerber resulta útil cuando se requiere librar claros de longitud mayor a 30 m haciendo uso de vigas prefabricadas de solamente 30 m de longitud.

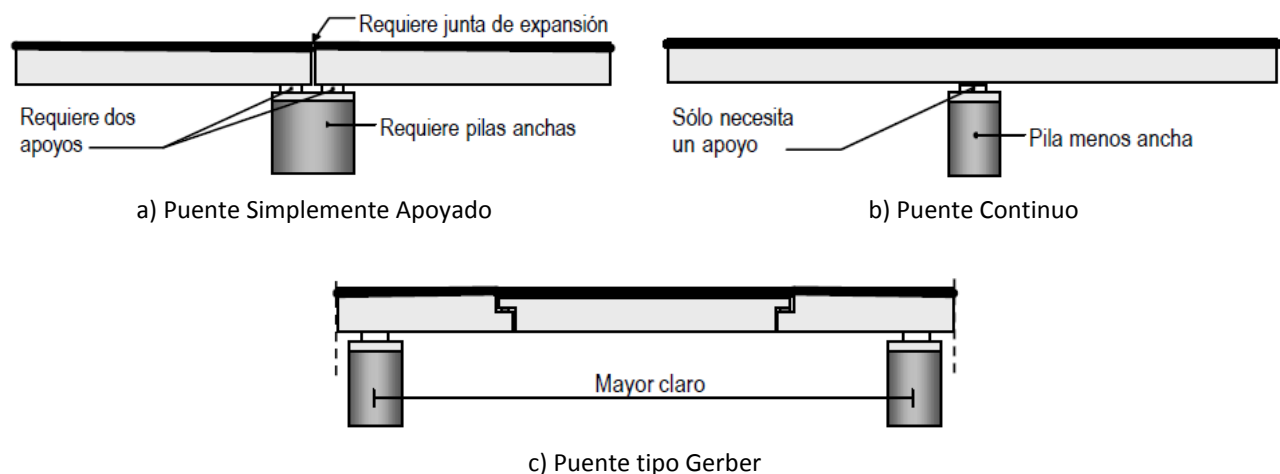


Figura 3.1 Puentes simplemente apoyados (a), Continuos (b) y tipo Gerber (c) (Adaptada de: Reinoso Angulo 2004)

c) Por el material de construcción

Atendiendo a este criterio y sin entrar a detalle es las características de cada uno de ellos se clasifican como puentes de madera, mampostería, acero, concreto reforzado y concreto pretensado.

d) Por su resistencia ante cargas laterales

Los puentes de acuerdo con su tipo de estructuración, características geométricas, elementos estructurales, etc., pueden tener diferente capacidad para resistir cargas laterales incluso un mismo puente puede tener diferentes resistencias ante cargas laterales dependiendo la zona o el sentido donde la carga es aplicada. Bajo este criterio los puentes se clasifican en: *Tipo Marco*, *Pilas tipo Muro*, *columnas aisladas* y de *Estribos*.

La subestructura tipo marco se caracterizan por tener 2 o más columnas paralelas, separadas entre si, tienen uniones rígidas entre los elementos entre las columnas y el cabezal capaces de transmitir momentos flexionantes entre estos, además tienen una rigidez lateral mayor para cargas aplicadas en el plano del marco que para cargas aplicadas fuera de este. Los elementos en sistemas tipo marco se deforman en curvatura doble debido a una combinación de esfuerzos de cortante y flexión. Su resistencia ante cargas laterales es mayor en comparación con sistemas de columnas aisladas. A este caso corresponde el tipo de subestructura empleado en el presente trabajo (Figura 3.2).

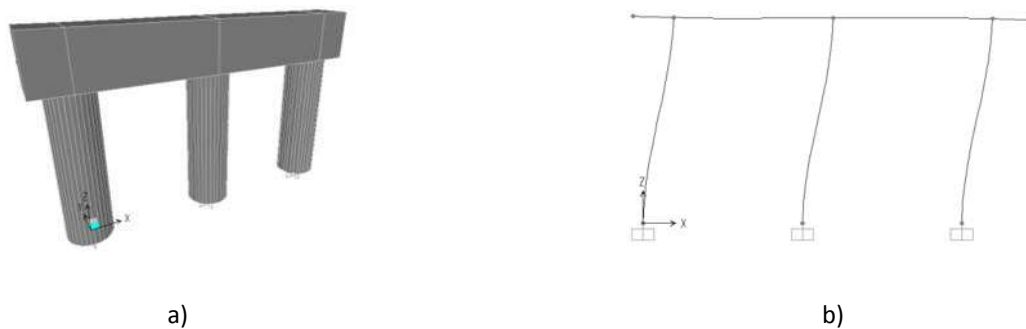


Figura 3.2 Subestructura del puente tipo marco (a) y deformación del marco ante cargas laterales (b).

Las *pilas tipo muro* de puentes se caracterizan por ser elementos con una relación de altura entre ancho menor que 3. Es común encontrar pilas tipo muro de concreto reforzado y mampostería. Estos elementos tienen un comportamiento de deformación principal por cortante, además tienen una elevada resistencia ante cargas laterales y son muy rígidos en su plano.

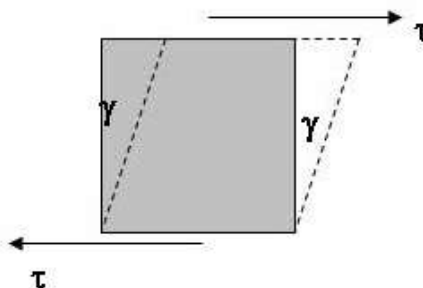


Figura 3.3 Deformación por cortante (Universidad Nacional de Colombia, 2012).

En subestructuras de *columnas aisladas*, la columna es el único elemento capaz de tomar cargas laterales y trabaja a flexocompresión. Estos elementos tienen deformaciones principalmente por flexión, es decir trabajan como elementos en cantiléver verticales.

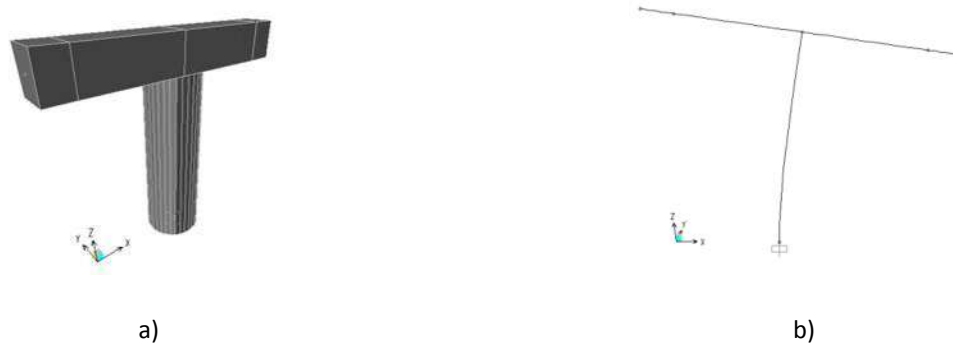


Figura 3.4 Subestructura del puente de columna aislada (a) y deformación del sistema ante cargas laterales (b).

Puentes de *estribos* o *contrafuertes* son puentes cuyos tableros están apoyados sobre elementos localizados en los extremos en las zonas de las rampas de acceso cuya función es de mantener la disposición de la tierra y dar soporte a la superestructura del puente. Los puentes de estribos carecen de pilas y tienen un solo claro. Los estribos son elementos masivos muy resistentes ante cargas laterales, por lo que los desplazamientos laterales de estos elementos por lo general son muy pequeños, debido a estas características estos puentes son sumamente resistentes ante la acción sísmica.

3.2. Tipologías de puentes en México

3.2.1. Introducción

México posee una extensa red carretera. Se estima que el país cuenta con más de 450 mil kilómetros de caminos (SCT; Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2011). De esta cifra, sobresalen 114 mil kilómetros, los cuales corresponden a carreteras pavimentadas que representa aproximadamente la cuarta parte de los caminos en el país (Figura 3.5). Los puentes constituyen una parte importante del sistema carretero del país. De acuerdo con datos provenientes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), se estima que actualmente hay más de 7200

puentes en la red carretera federal libre de peaje, todos ellos alineados en línea recta sumarían un total de 230 kilómetros de longitud, lo cual arroja un promedio de longitud por puente de alrededor de 33m.

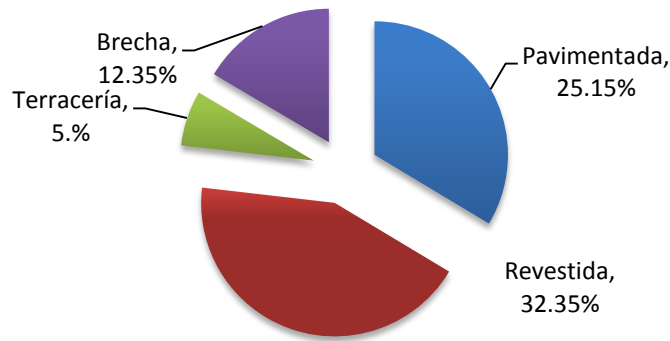


Figura 3.5 Distribución del sistema carretero en México (SCT; Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2011).

Con la finalidad de tener un registro, mejor control de los puentes presentes en el sistema carretero de México y contar con criterios selectivos para dar mantenimiento, la Dirección General de Conservación de Carreteras de la SCT creó el programa de Sistemas de Puentes en México (SIPUMEX). El funcionamiento del sistema consiste en la creación de reportes donde se captura información detallada de cada puente a través de inspecciones visuales o de otro tipo. Actualmente SIPUMEX cuenta con una base de datos de puentes que contiene información referente su ubicación, características geométricas, características estructurales básicas, material de construcción, estado físico y las cargas vivas de diseño.

3.2.2. Material de construcción

Una característica notoria de la tipología de puentes en México es el material de construcción en el que están contruidos. En la Figura 3.6 se muestra la distribución de los puentes en México por el tipo material de construcción del tablero. Se puede apreciar que el concreto es el material más utilizado para la construcción de tableros de puentes en México, con aproximadamente 86% de la población total entre concreto reforzado y concreto presforzado. Ocho por ciento corresponde a puentes contruidos con materiales mixtos (concreto y acero) y 4% a puentes de acero. La menor parte de los tableros están hechos de mampostería, esto se debe a que los sistemas estructurales para librar claros deben soportar altas tensiones y la mampostería simple resiste escasa tensión. Por lo anterior, es común que los puentes de mampostería tengan forma de arco, lo cual permite que el material trabaje principalmente a compresión.

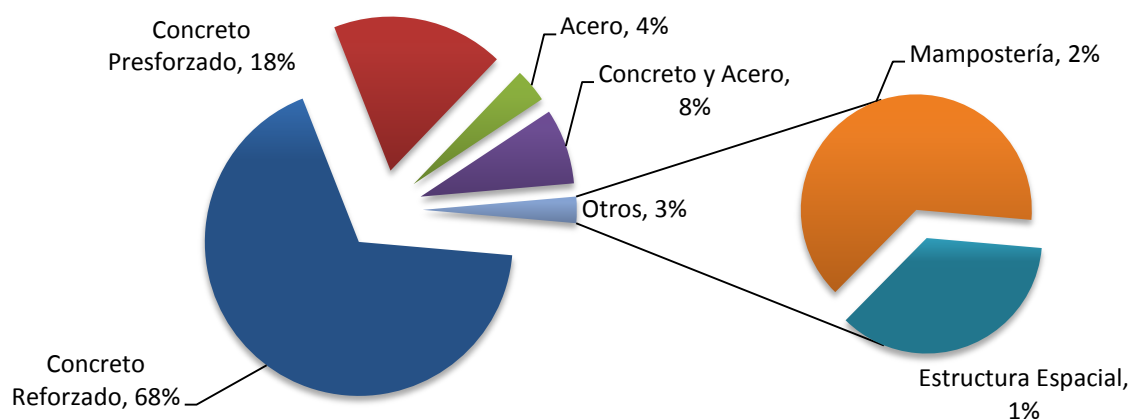


Figura 3.6 Distribución de los puentes en México de acuerdo al tipo de material (adaptada de: SIPUMEX, 2010).

3.2.3. Año de construcción

La gran mayoría de los puentes que dan servicio en la actualidad en nuestro país (cerca de 80%) fueron construidos antes del año 1980 y cerca de la mitad de estos fueron construidos antes del año 1960 (Figura 3.7). Se observa que las décadas donde se construyeron la mayor cantidad de puentes (18% del total por año) corresponde a las décadas de los cuarentas y cincuentas. La cantidad de puentes construidos en la última década es similar a los edificadas en la década de los treinta y que los construidos entre los años de 1980 y 2000. Es decir, en la última década se han erigido el doble de puentes en comparación con las décadas de los ochentas y noventas.

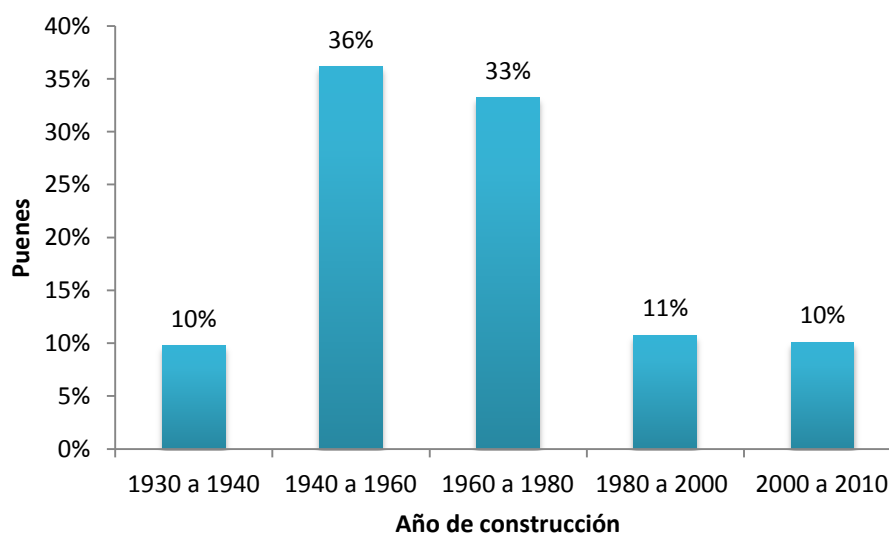


Figura 3.7 Distribución de los puentes por su año de construcción (adaptada de: Jara y otros, 2009).

3.2.4. Cargas de diseño de puentes

Los puentes deben ser diseñados para resistir las cargas que tendrán durante su vida útil. Las cargas de acuerdo con el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) de la SCT se clasifican en:

1. Cargas permanentes (cargas muertas, empujes de tierras, presión hidrostática),
2. Cargas variables (cargas vivas, cargas de impacto, fuerza centrífuga)
3. Cargas eventuales (sismo, viento, frenado, variación de temperatura, flujo plástico, etc.)

Las cargas permanentes varían poco en el transcurso de la vida útil de la estructura como las muertas que son producidas por el peso de los elementos estructurales e instalaciones. Las cargas eventuales ocurren esporádicamente durante el periodo de uso de la estructura. Las cargas vivas están asociadas al tránsito en puentes, como es el paso de vehículos automotores, ferrocarriles, ganado, etc. La carga viva depende sustancialmente del tipo de vehículos que transiten por los puentes los cuales pueden tener gran variación en su tipología en el transcurso del tiempo.

Los elementos mecánicos debido a la carga viva de diseño de elementos estructurales de puentes se calculan mediante líneas de influencia. Las líneas de influencia son gráficas que muestran los elementos mecánicos en un punto específico que produce una carga que varía su posición a lo largo de elementos estructurales tales como vigas o armaduras. El objetivo de emplear las líneas de influencia es encontrar los elementos mecánicos máximos (reacciones, cortante, momento, etc.) que se producen a causa de cargas móviles como es el caso de las cargas vivas de puentes.

Las acciones de los vehículos consisten en una serie de cargas concentradas cuya separación es conocida. Las líneas de influencia tienen la propiedad de guardar la relación de escala, es decir, si se encuentra las líneas de influencia para una carga unitaria, para obtener las reales solo basta con multiplicarla por el valor de la carga real. Además el principio de superposición es aplicable en estas. Si se desea calcular el efecto total que produce el conjunto de cargas concentradas de los vehículos se puede encontrar las líneas de influencia de cada carga y luego sumarmas para encontrar el efecto combinado de estas y así determinar el efecto máximo que producen.

Para construir las líneas de influencia es necesario establecer una variable x que define la posición de la carga sobre el elemento (Figura 3.8) y calcular las reacciones, cortante y momento para el punto A en función de x , de esta manera obtendremos las ecuaciones que definen las líneas de influencia. Es importante identificar los puntos de discontinuidad ya que se requiere una ecuación para cada segmento del elemento. Vigas estáticamente determinadas tienen líneas de influencia que consisten en líneas rectas (Hibbeler, 2009).

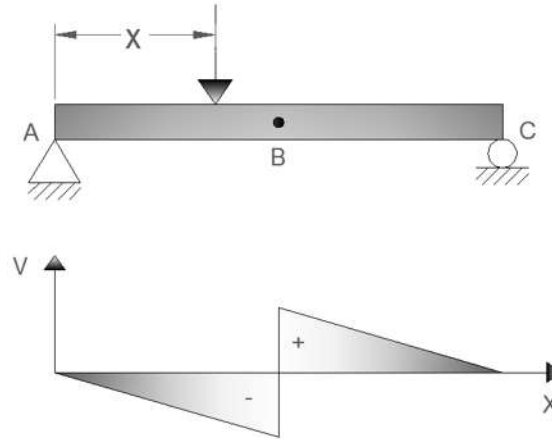


Figura 3.8 Obtención de las líneas de influencia

La carga viva de diseño de los puentes construidos durante las décadas de 1930 y 1960 era la asociada al vehículo tipo H-15 con un peso de 13.9 t, el cual se especifica en la normativa de AASHTO (The American Association of State and Highway Transportation Officials). Posteriormente, debido a la necesidad de transportar de manera más eficiente mercancía por la red carretera, las empresas manufactureras de camiones fabricaron vehículos más grandes y por consiguiente las cargas de diseño de puentes se incrementaron. Durante la década de 1960 la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) implementó un vehículo más grande como carga viva de diseño de los elementos estructurales de puentes, el cual corresponde al HS-15 con un peso de 24.5 t de la normativa de AASTHO (Figura 3.9).

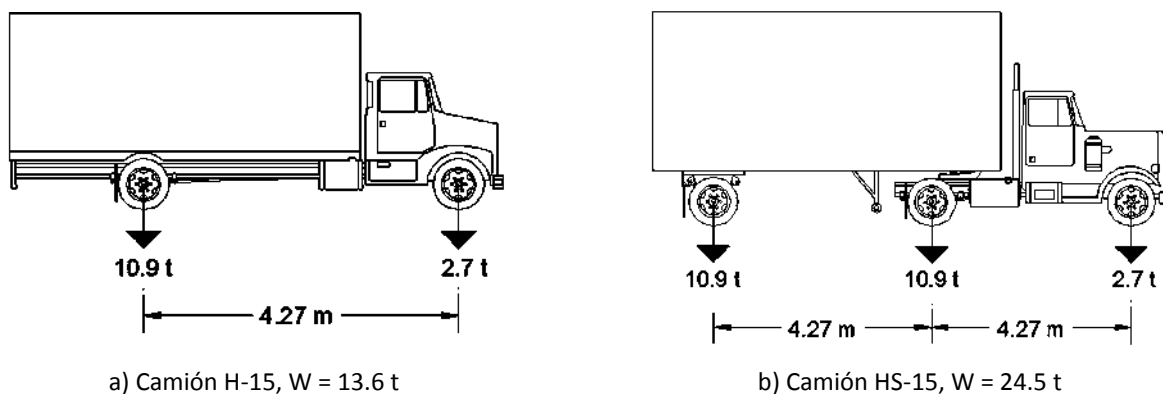


Figura 3.9 Vehículos tipo para obtención de cargas de diseño de puentes H-15, (a) y HS-15 (b)

Más tarde, alrededor del año 1980, la SCT agregó los vehículos de diseño HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4 (código AASHTO) con pesos de 32.8 t, 46 t y 77.5 t respectivamente (Figura 3.10 y Figura 3.11). Estas cargas de diseño de puentes se mantienen vigentes en México actualmente.

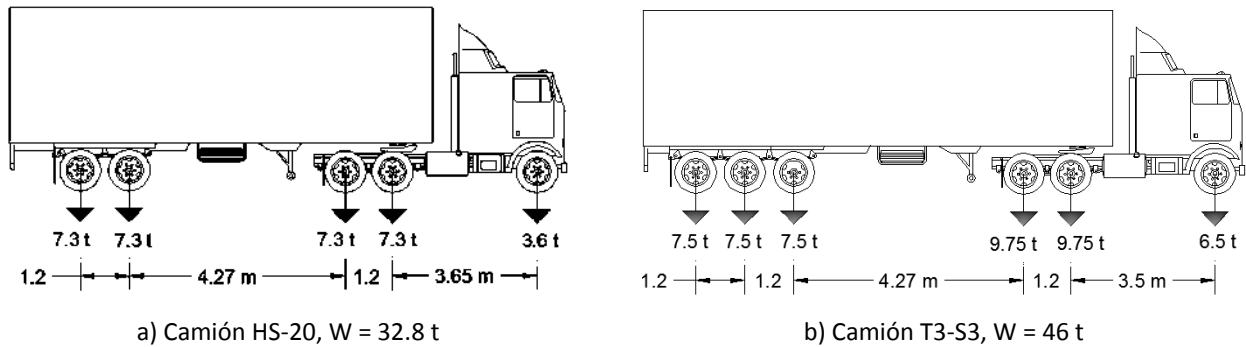


Figura 3.10 Vehículos tipo para obtención de cargas de diseño de puentes HS-20 (a) y T3-S3 (b)

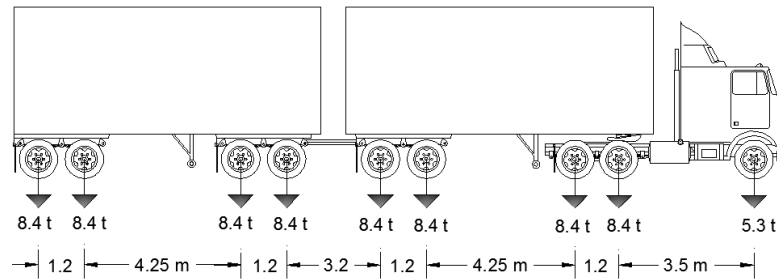


Figura 3.11 Vehículos tipo para obtención de cargas de diseño de puentes T3-S2-R4, W=77.5 t

Como vimos en la sección 3.2.3, aún existe un gran número de puentes diseñados para cargas bastante menores, es de esperar que estos hayan sufrido algún tipo de daño, no sólo por el desgaste del tiempo sino por la demanda que excede su capacidad de diseño. Debido a esto los puentes antiguos requieren de ser reparados y reforzados y de esta manera continúen proporcionando un servicio adecuado.

3.2.5. Modelos de cargas vivas del IMT

Los modelos de cargas vivas vehiculares más utilizadas en México para análisis y diseño de puentes corresponden a los que se establecen en el código AASHTO, sin embargo, de acuerdo con estudios realizados por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) (Rascón Chávez, 2004), se observó estas podían subestimar la demanda que se presenta en México. Por esta razón el IMT diseñó modelos

propios de cargas vivas vehiculares, los cuales consideran la tipología de camiones que transitan en México. Estos modelos fueron denominados IMT 66.5 e IMT 20.5. Fue necesario crear dos modelos de cargas vehiculares. El modelo IMT 66.5 aplica en carreteras principales y el IMT 20.5 aplica en carreteras secundarias.

En carreteras principales los vehículos más pesados autorizados para circular corresponden a los camiones tipo T3-S3 y T3-S2-R4, mientras que en carreteras secundarias el vehículo que rige es más ligero y corresponde al tipo C3 (Figura 3.12).

Para la realización de estos modelos de cargas vivas vehiculares sólo se tomaron en consideración los vehículos más pesados autorizados para circular en México debido a que estos camiones son los que generan los elementos mecánicos más grandes (carga axial, momento, cortante, etc.) en los miembros estructurales.

Los modelos de cargas constan de una serie de cargas concentradas y uniformemente distribuidas. Las cargas concentradas consisten únicamente en cargas aplicadas en 3 ejes, esto debido a que se demostró estadísticamente que los elementos mecánicos que genera los vehículos depende básicamente de la resultante de los ejes, es por eso que se optó por simplificar el modelo a sólo 3 cargas concentradas creando un vehículo virtual que consta de 3 ejes con cargas resultantes que generan elementos mecánicos similares a los que produciría el sistema de cargas de un vehículo real.



Figura 3.12 Vehículo tipo para obtención de elementos mecánicos de diseño de puentes C3.

Modelo IMT 66.5

Para claros iguales o mayores a 30 m

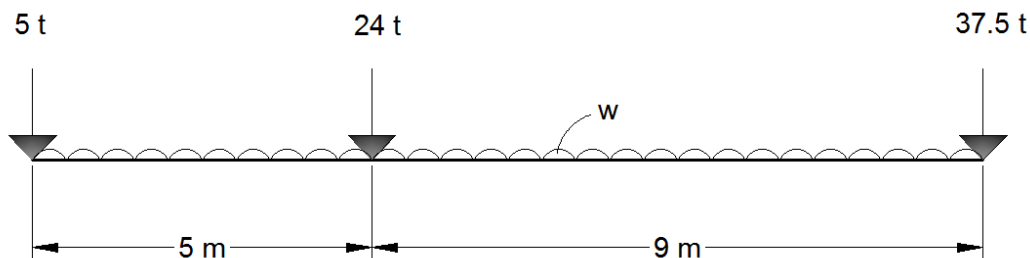


Figura 3.13 Modelo de cargas vivas del IMT 66.5 para claros iguales o mayores a 30 m.

Dónde:

$$w = \begin{cases} \frac{L - 30}{60 \text{ t/m}}, & 30 \text{ m} \leq L \leq 90 \text{ m} \\ 1 \text{ t/m}, & L > 90 \text{ m} \end{cases}$$

L = Claro del tablero del puente (m)

Para claros menores de 30 m.

La carga uniformemente distribuida se considera igual a cero. La carga central de 24 t se divide en dos cargas iguales de 12 t cada una y la carga del eje trasero se divide en 3 cargas iguales de 12.5 t cada una, en ambos casos espaciadas a 1.2 m, por lo que el modelo de cargas vivas adquiere la forma de la Figura 3.14.

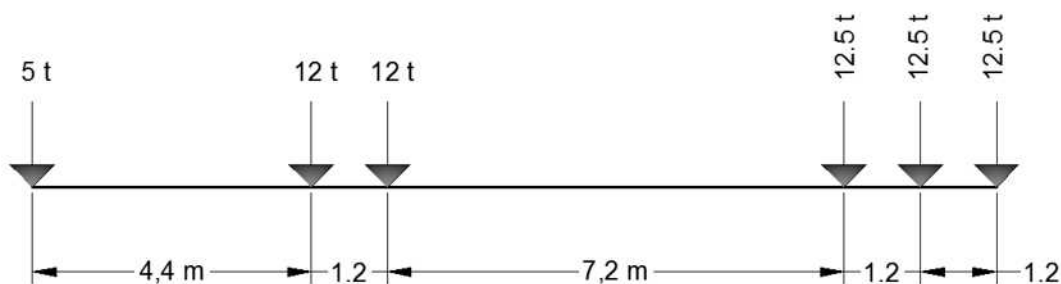


Figura 3.14 Modelo de cargas vivas del IMT 66.5 para claros menores a 30 m.

Modelo IMT 20.5

Para claros iguales o mayores a 15 m.

Se considera que el vehículo virtual consta de dos ejes con una carga en el eje delantero de 2.5 t y una en el eje trasero de 18 t. También se considera una carga uniformemente distribuida de 0.9 t/m como se muestra a continuación (Figura 3.15)

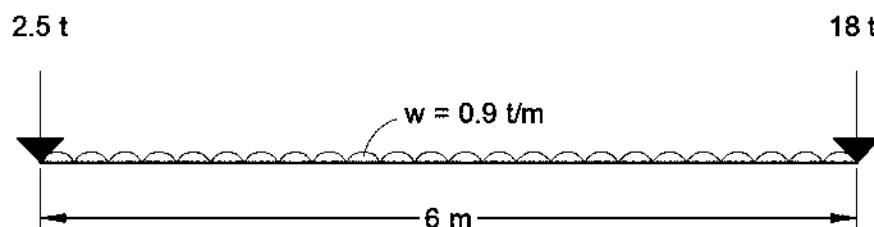


Figura 3.15 Modelo de cargas vivas del IMT 20.5 para claros iguales o mayores a 15 m.

Para claros menores a los 15 m la carga uniformemente distribuida w varía en función de la longitud del claro L y la carga del eje trasero se divide en dos cargas de la misma magnitud espaciadas a una distancia de 1.2 m

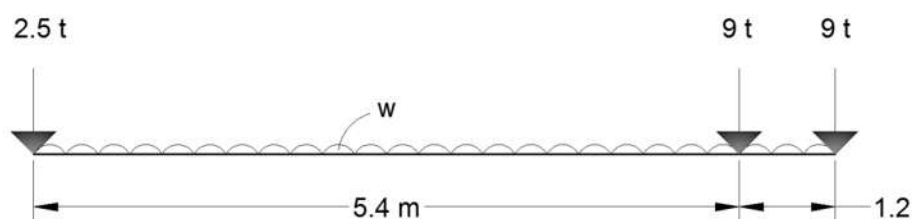


Figura 3.16 Modelo de cargas vivas del IMT 20.5 para claros menores a 15 m.

La carga uniformemente distribuida se toma como:

$$w = \frac{0.9}{15} L$$

Donde:

w = carga uniformemente distribuida (t/m)

L = longitud del claro (m)

Modelo de cargas vivas aplicable en análisis longitudinal o transversal.

Para el análisis transversal o tridimensional de puentes o estructuras similares, el Instituto Mexicano del Transporte recomienda para los modelos de cargas vivas del IMT 66.5 e IMT 20.5, la configuración que se muestra a continuación (Figura 3.17 y Figura 3.18). Las cargas mostradas se pueden considerar concentradas en el centro de las áreas sombreadas o uniformemente distribuidas sobre estas áreas. En el caso de que se cumplan las condiciones del claro para la aplicación de la carga uniformemente distribuida w el ancho de distribución se tomará de 3 m.

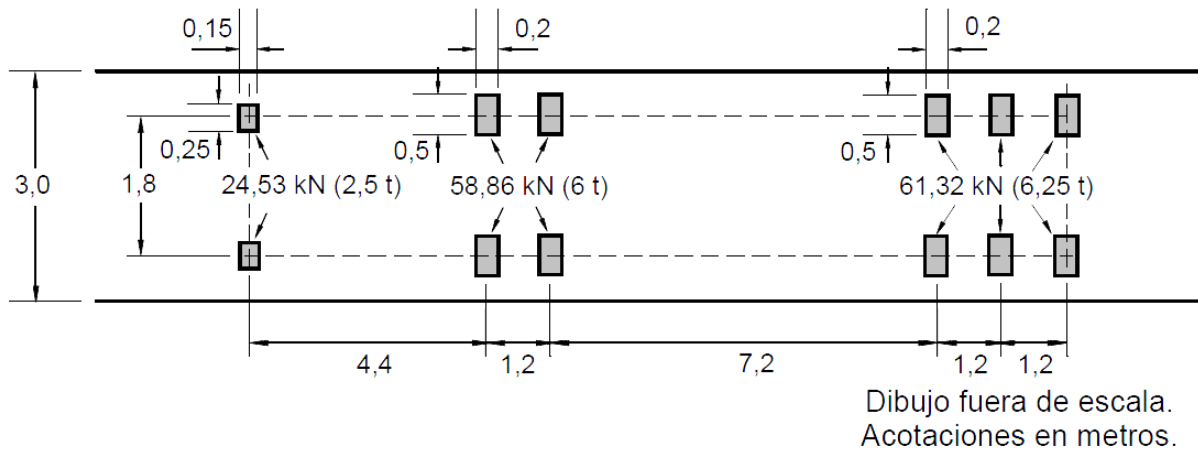


Figura 3.17 Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5 para el análisis transversal o tridimensional de puentes (IMT; Instituto Mexicano del Transporte, 2001)

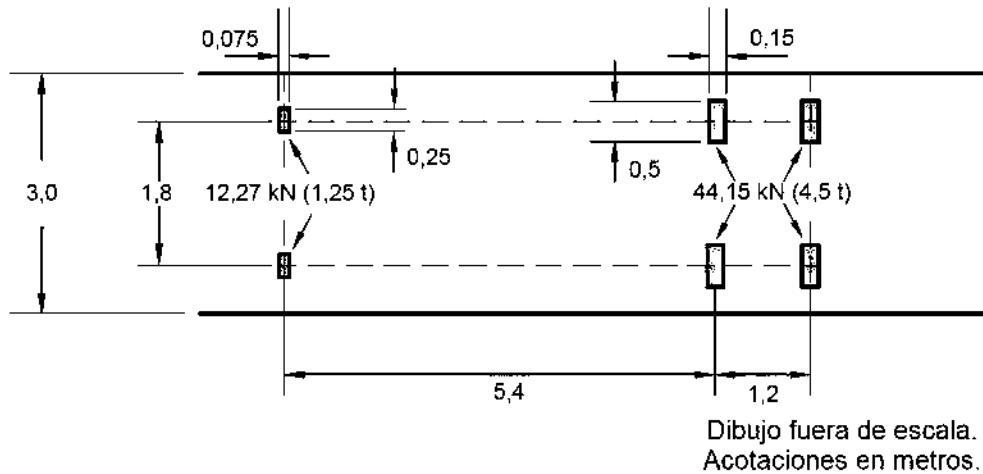


Figura 3.18 Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 20.5 para el análisis transversal o tridimensional de puentes (IMT; Instituto Mexicano del Transporte, 2001)

En el caso de que se considere la acción de carga viva en múltiples carriles se debe emplear un factor de reducción de carga viva con la finalidad de tomar en cuenta la baja probabilidad de que se presente la posición más desfavorable en varios carriles de manera simultánea.

3.2.6. Características geométricas

La longitud total es una característica significativa de un puente, no sólo por la apariencia y espectacularidad que concede, sino porque tiene una influencia significativa en su respuesta dinámica. Como se observa en la Figura 3.19, la mayoría de los puentes (aproximadamente 65%) corresponde a puentes de longitud menor a 45 m. Menos de 11% de los puentes tienen una longitud mayor a 90 m y menos de 3% ostentan una longitud mayor a los 200 m, es decir, en México predominan los puentes de longitud media.

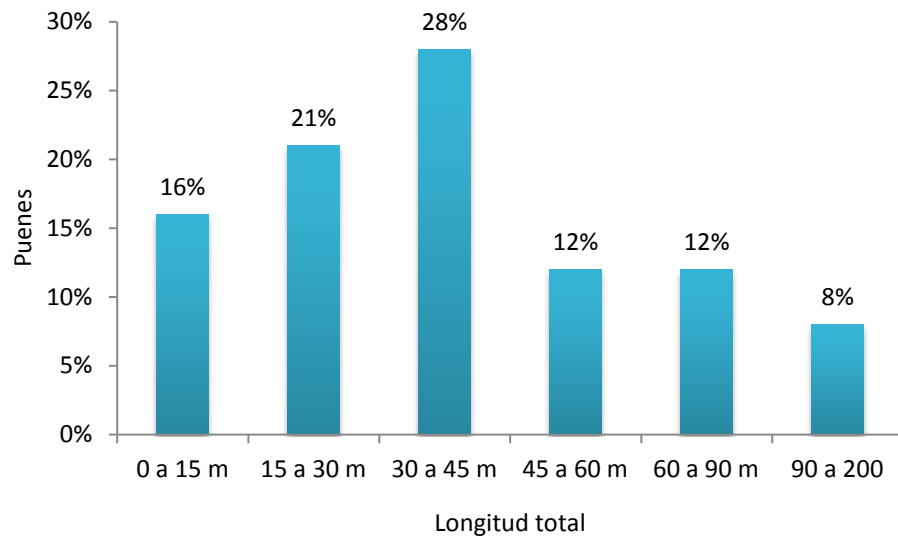


Figura 3.19 Distribución de los puentes por su longitud total (adaptada de: Jara y otros, 2009).

Otra característica relevante en los puentes es la longitud de su claro mayor, esto se debe a varias razones como: 1) De esta depende el tipo de estructuración principal propuesta por el ingeniero estructural, 2) La longitud de los claros individuales, influye directamente en los periodos de vibración fundamental del puente*. A continuación se muestra la distribución de puentes en México de acuerdo a la longitud del claro mayor del puente (Figura 3.20). Se observa que cerca de 75% de los puentes tienen claros menores a 25 m. Un porcentaje pequeño (5%) corresponde a puentes con claros más grandes de 45 m. Para longitudes entre apoyos menores que 45 m, el claro puede ser librado con un sistema de vigas.

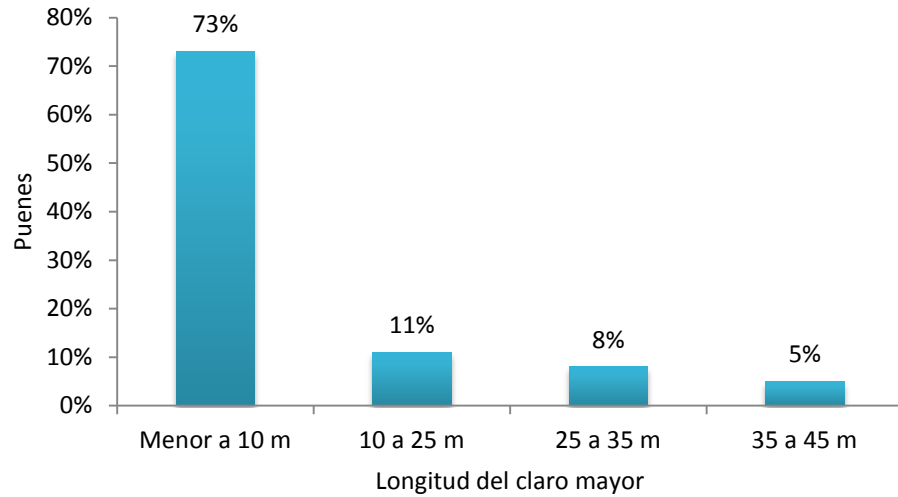


Figura 3.20 Distribución de los puentes por la longitud de su claro mayor (adaptada de: Jara y otros, 2009).

De particular interés en este trabajo es conocer la distribución de puentes por la altura máxima de su sub-estructura. Como se observa, más de la mitad de los puentes existentes en nuestro país tienen una altura máxima de la subestructura menor a 5 m y aproximadamente 80% de los mismos tienen una altura máxima menor a 10 m (Figura 3.21). Los puentes con alturas máximas mayores a 15 m se encuentran con poca frecuencia en el territorio Mexicano.

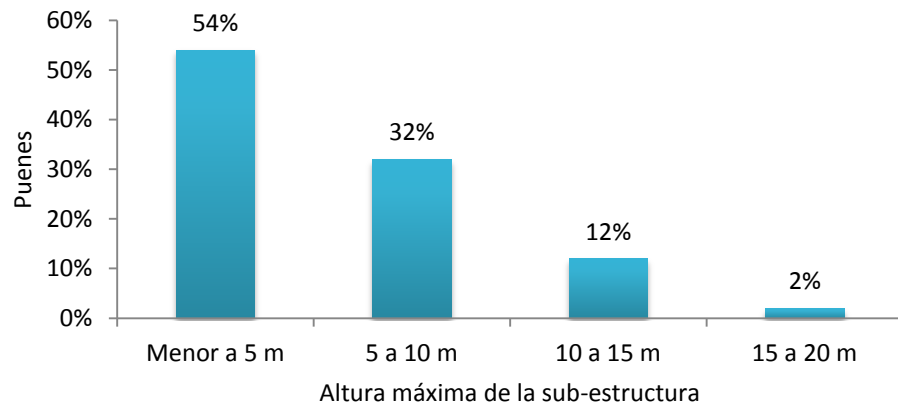


Figura 3.21 Distribución de los puentes por la altura máxima de la sub-estructura (adaptada de: Jara y otros, 2009).

3.2.7. Características estructurales

Las pilas son elementos que proporcionan soporte a los tableros de los puentes, estos elementos están sometidos principalmente a esfuerzos normales, sin embargo al ser elementos verticales en cantiléver pueden llegar a estar sometidas a flexión significativa impartida por las solicitaciones de los vehículos en el tablero, por la acción sísmica, viento o alguna otra condición de carga que actúe de manera horizontal a la pila. Cuando la flexión es importante, las pilas deben ser capaces de resistir altos esfuerzos de tensión.

Enseguida se muestra el tipo de pilas utilizadas en los puentes del País (Figura 3.22). Se aprecia que tres de cada cuatro pilas de puentes están construidas a base de muros de mampostería. Esto se debe a que una gran parte de ellos fueron construidos varias décadas atrás y la mampostería era un material que se utilizaba a menudo en elementos estructurales que se encuentran sujetos básicamente a carga axial, como puede ser el caso de las pilas de un puente. El resto de las pilas son en su mayoría de concreto reforzado. El sistema de estructuración más usual en concreto reforzado de pilas de puentes en nuestro país es a base de muros, seguido por el sistema a base de una columna. Con menor frecuencia encontramos sistemas a base de marcos de concreto armado o de concreto ciclópeo. El concreto ciclópeo consiste en concreto simple con piedras grandes incrustadas en la mezcla que pueden medir hasta 10 pulgadas de diámetro, este debe cumplir la condición de que las piedras estén recubiertas completamente de la mezcla de concreto simple.

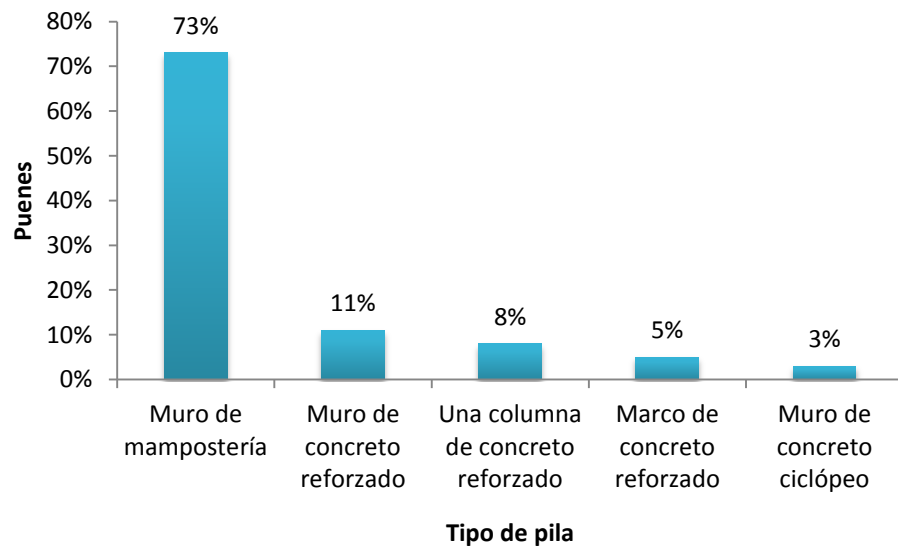


Figura 3.22 Distribución de los puentes por el tipo de pilas (adaptada de: Jara y otros, 2009).

La tarea principal de los apoyos de puentes es transmitir las cargas desde los tableros hacia los cabezales o las pilas del puente. Sin embargo, en función del tipo de apoyo y sus características, estos pueden modificar de manera importante el comportamiento dinámico de los puentes, por esta razón, los apoyos son elementos estructurales de suma importancia.

Existen diversos tipos de apoyos que además de transmitir las cargas verticales del puente deben cumplir la función de brindar aislamiento sísmico entre la superestructura y la subestructura del puente. El aislamiento sísmico consiste en separar una estructura de su base de apoyo mediante la implementación de elementos flexibles a carga lateral los cuales se denominan aisladores de base. Los aisladores tienen la capacidad de reducir la rigidez global de la estructura y por consiguiente aumentar significativamente su periodo fundamental de vibración.

Como se muestra en la Figura 3.23, el tipo de apoyo más común en los puentes en México es el cartón asfáltico, el cual se utilizaba de manera habitual en los puentes antiguos. Este tipo de apoyo ha caído en desuso en la actualidad. El apoyo de cartón asfáltico se sustituyó por el de neopreno, el cual se encuentra presente en más del 40% de los puentes en el territorio mexicano.

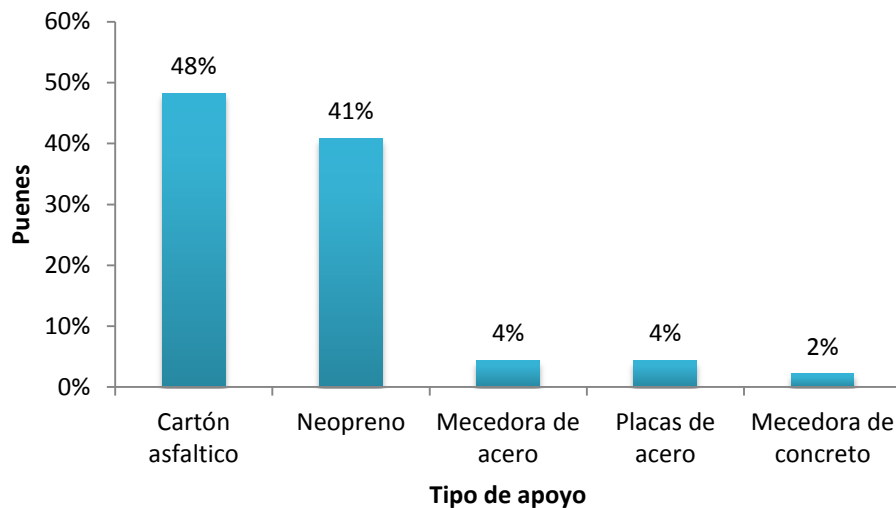


Figura 3.23 Distribución de los puentes por el tipo de apoyo (adaptada de: Jara y otros, 2009).

Las razones por las cuales los apoyos de neopreno adquirieron popularidad y remplazaron a los apoyos de cartón asfáltico se deba a varios factores: 1) son relativamente económicos comparados con otros sistemas de apoyo, 2) requieren poco o nulo mantenimiento durante su vida útil, 3) son capaces de soportar niveles altos de carga vertical con poca deformación debido a su alto nivel de rigidez axial, 4) al tener una rigidez a cortante menor que el sistema pila-cabezal, reduce las demandas de cortante en las pilas bajo la condición de carga sísmica en comparación con un puente continuo, 5) son capaces de admitir grandes desplazamientos horizontales ocasionados por cargas laterales, expansión térmica o cargas de frenado sobre los tableros, debido a su alta

flexibilidad lateral, 6) el neopreno con respecto al caucho natural tiene la ventaja de presentar una mayor resistencia a bajas temperaturas y menor deterioro bajo la acción del intemperismo.

Los apoyos para puente de neopreno pueden ser simples (fabricados totalmente en neopreno) o laminados, los cuales consisten en capas de neopreno intercaladas con placas de acero estructural (Figura 3.24). Las palcas de acero incrementan la rigidez vertical de los apoyos. Otros tipos de apoyos, tales como mecedoras de concreto o acero y placas de acero se encuentran con menos frecuencia.

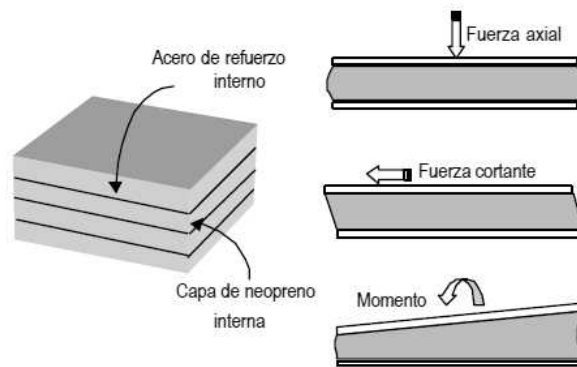


Figura 3.24 Apoyos de neopreno (Reinoso Angulo, 2004).

4. Evaluación de la demanda sísmica

4.1. Sismicidad en la República Mexicana

México se encuentra en una zona de alta actividad sísmica debido a la interacción de cinco placas tectónicas: La placa continental, placa de Cocos, placa del pacífico, placa de la Rivera y la placa del Caribe (Figura 4.1).



Figura 4.1 Tectónica de placas en México (UNAM; Universidad Nacional Autónoma de México, 2012)

El movimiento relativo que se produce entre las placas tectónicas almacena grandes cantidades de energía potencial debido a la fricción estática presente en la zona de contacto entre ellas. Cuando la fuerza ejercida entre las placas vence a la fuerza de fricción estática grandes cantidades de

energía son liberadas repentinamente en forma de terremotos. En México el mecanismo principal generador de terremotos fuertes es el de subducción en la zona costera del pacífico, donde la placa de cocos se introduce debajo de la placa Continental con una velocidad de aproximadamente 5 cm/año (Figura 4.2).

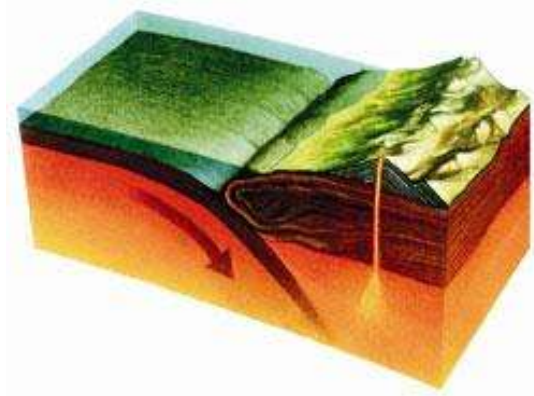


Figura 4.2 Mecanismo de subducción entre placas tectónicas

Los terremotos que se producen por el mecanismo de subducción son los más fuertes, pueden llegar a tener magnitudes mayores a ocho en la escala de Richter. Se caracterizan por ser relativamente superficiales, es decir, con el foco localizado a baja profundidad.

Las aceleraciones son máximas cerca del lugar del epicentro y disminuyen conforme se incrementa la distancia. Las aceleraciones que se presentan de manera local pueden ser amplificadas debido a *efectos de sitio*. Estos dependen del tipo de suelo en el lugar. Un ejemplo, es el caso de la ciudad de México, que debido al suelo lacustre bajo su superficie puede amplificar las aceleraciones a un nivel tan alto como las que se presentan cerca del epicentro a pesar de estar a cientos de kilómetros de distancia de la fuente sísmica.

Los epicentros de los terremotos de subducción se localizan en la costa del pacífico, es decir, están alejados de las ciudades más grandes del país (Ciudad de México, Guadalajara, Monterrey, Puebla, Toluca, etc.) Esto significa que las aceleraciones que sacuden las grandes ciudades llegan atenuadas. Existen otros mecanismos generadores de terremotos que pueden tener su epicentro cercano a una ciudad grande. Sin embargo estos mecanismos producen terremotos que liberan mucho menos energía que los de subducción y la magnitud de las aceleraciones esperadas en lugares al epicentro son menores en general. No obstante su cercanía a las ciudades puede dar origen a grandes daños.

4.2. Aceleraciones esperadas en sitios cercanos a la costa

Un sitio en particular puede verse amenazado por varias fuentes sísmicas potenciales de manera simultánea capaces de producir aceleraciones de gran magnitud en dicho lugar. Un estudio de peligro sísmico consiste en evaluar mediante un enfoque probabilista las aceleraciones esperadas que producen las fuentes sísmicas asociadas a un periodo de retorno determinado.

Como resultado de los estudios de peligro sísmico se obtiene diferentes magnitudes de aceleraciones máximas de suelo asociadas a periodos de retorno para diferentes ubicaciones de la República Mexicana. Si fijamos el periodo de retorno se observa que para sitios cercanos a la costa ubicados en suelo rocoso las magnitudes esperadas de aceleraciones máximas del suelo son muy grandes mientras que en sitios alejados a esta las aceleraciones máximas son muy bajas. Los valores de aceleración obtenidos en zonas de baja sismicidad en México son tan bajos que estructuras diseñadas únicamente para resistir cargas verticales no tendrían problemas para resistir las cargas laterales equivalentes ocasionadas por sismos (CFE, 2008).

Por esta razón, en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (MDOC) se propone utilizar coeficientes sísmicos óptimos asociados a diferentes periodos de retorno para las diversas zonas sísmicas de México. Se eligen periodos de retorno más bajos en zonas cercanas a la costa y periodos de retorno más grandes en zonas alejadas de la costa, de tal manera que en zonas de baja sismicidad se eleve la resistencia sísmica de las estructuras sin elevar mucho el costo y en zonas de alta sismicidad elegir un periodo de retorno adecuado para proveer suficiente seguridad y limitar los costos para que no sean excesivos. Esto quiere decir que para un mismo periodo de retorno se aceptan diferentes estados límite (servicio, colapso, etc.) en función de la zona sísmica.

A continuación se muestran los periodos de retorno asociados a coeficientes óptimos para las diversas zonas sísmicas en México (Figura 4.3). Se observa que el periodo de retorno resultante bajo este criterio varía entre 350 y 20,000 años para las zonas de alta y baja sismicidad respectivamente. Además resultan periodos de retorno con valores intermedios entre estos dos límites en zonas de sismicidad moderada. La Figura 4.4 muestra las aceleraciones máximas esperadas del suelo en roca asociadas a los periodos de retorno de la Figura 4.3, donde se puede apreciar que las aceleraciones máximas del suelo en terreno rocoso, en sitios cercanos a la costa para periodos de retorno de 350 años es de 500 cm/s^2 y las esperadas en sitios de baja sismicidad asociadas a un periodo de retorno de 20,000 años son de 10 cm/s^2 .

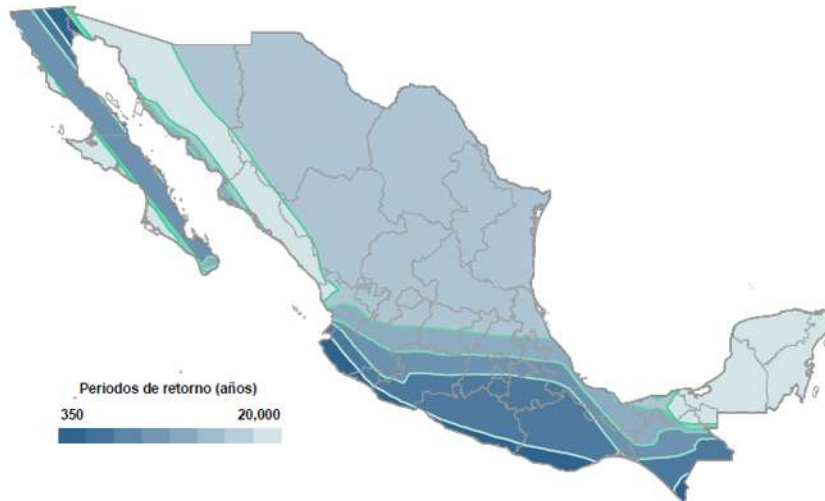


Figura 4.3 Periodos de retorno óptimos para las diversas zonas sísmicas de México (CFE, 2008)



Figura 4.4 Aceleraciones máximas del terreno (roca) asociadas a los periodos de retorno de la figura anterior (CFE, 2008).

4.3. Selección de registros sísmicos

4.3.1. Registros seleccionados

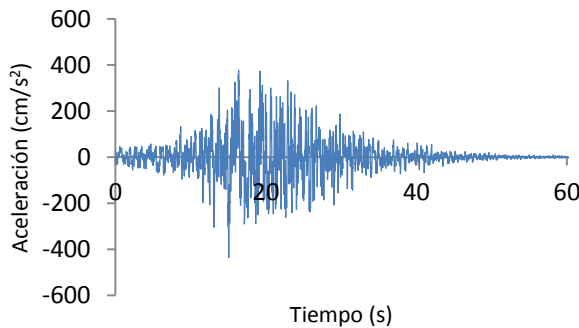
Para este trabajo, con la finalidad de tener una representación de la demanda sísmica que se puede presentar en la Republica Mexicana, se eligieron una serie de 15 acelerogramas. De estos, 12 de ellos corresponden acelerogramas de registros reales y 3 son acelerogramas sintéticos. Del total de los acelerogramas reales 8 acelerogramas fueron registrados en terreno rocoso y los 4

restantes en terreno de arcilla. Se eligieron registros de estaciones ubicadas en arcilla debido a que los puentes tipo analizados en este trabajo son empleados comúnmente como puentes urbanos y es en zonas urbanas donde se puede encontrar terrenos con estas características, tal es el caso de la ciudad de México o Ciudad Guzmán en Jalisco.

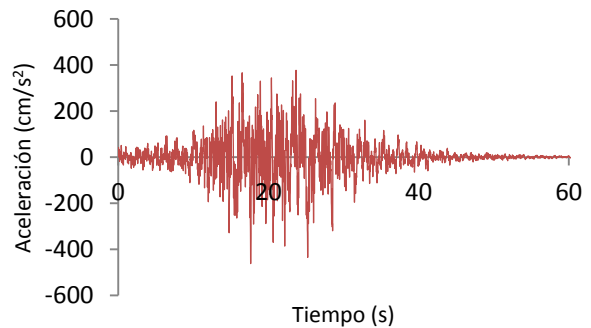
Los acelerogramas sintéticos fueron generados con el software PRODISIS del MDOC (CFE, 2008) a partir de semillas aleatorias. La condición de estos acelerogramas fue su correspondencia con el espectro que se aplicó para diseñar los modelos de puentes que son utilizados en este estudio (Figura 4.6). Es decir los espectros elásticos de los acelerogramas sintéticos siguen la forma del espectro de diseño. Las características del espectro de diseño se detallan el capítulo 5. En la Tabla 4.1 se muestran las características de los acelerogramas sintéticos y en la Figura 4.6 su representación gráfica.

Tabla 4.1 Características de los acelerogramas sintéticos

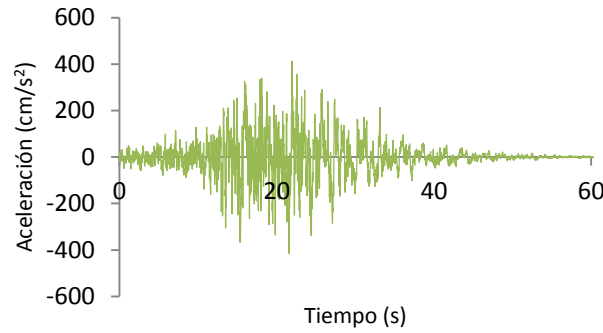
No. Registro	Acelerograma	Clave	PGA (cm/s ²)
1	Sintético 1	SIN1	-437.303
2	Sintético 2	SIN2	-462.333
3	Sintético 3	SIN3	-415.078



a) Sintético1



b) Sintético2



c) Sintético3

Figura 4.5 Registros sintéticos generados con el programa PRODISIS que se corresponden con el espectro de diseño

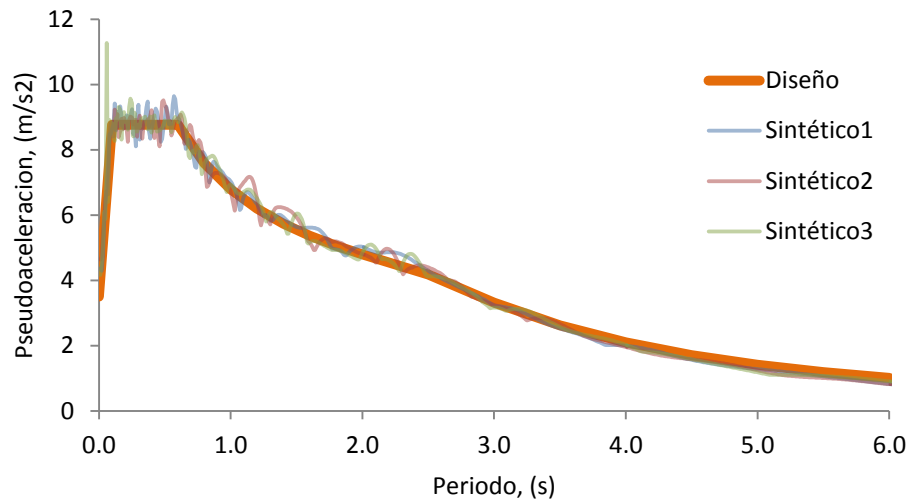


Figura 4.6 Comparativo de espectro de diseño y espectros de respuesta elásticos de acelerogramas sintéticos.

Los 12 acelerogramas reales son registros de 4 eventos sísmicos. Estos eventos sísmicos son los siguientes: 1) Sismo del 25 de octubre de 1981 de magnitud $M_s = 7.3$, con epicentro ubicado cerca a la ciudad de Lázaro Cárdenas del estado de Michoacán, 2) El bien conocido sismo del 19 de septiembre de 1985 de magnitud $M_s = 8.1$, que causó bastante daño en la ciudad de México con epicentro ubicado en la costa de Michoacán, 3) El sismo de 21 de septiembre de 1985 que fue una réplica de gran magnitud ($M_s = 7.6$) del sismo anterior, con epicentro en el estado de Guerrero adentrado en el continente y 4) El sismo del 14 de septiembre de 1985 de magnitud $M_s = 7.2$ ubicado en la costa de Guerrero cerca de la frontera con el estado de Oaxaca. La ubicación de los epicentros se muestra con más detalle en la Figura 4.7

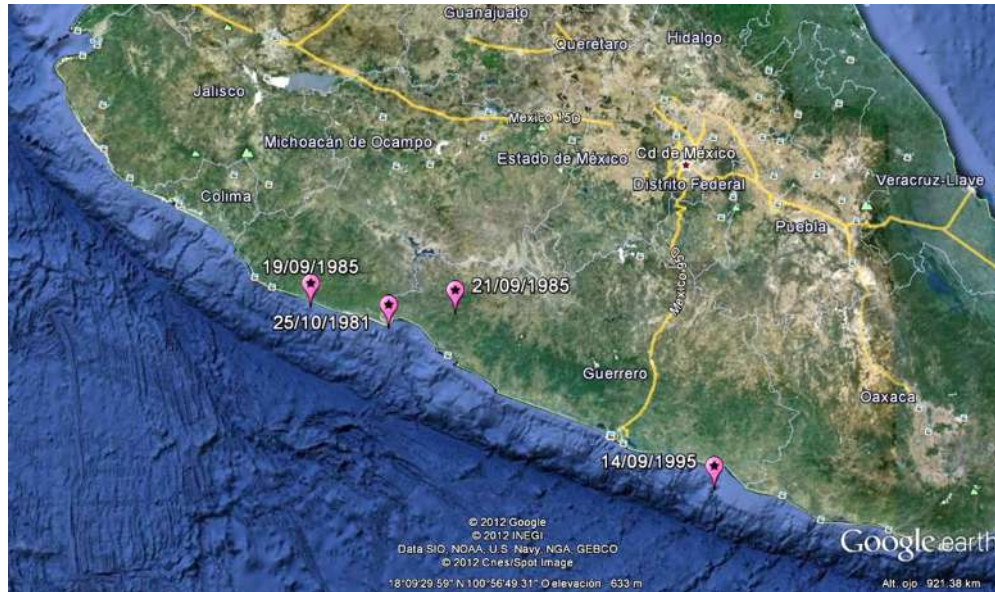


Figura 4.7 Epicentro de los 4 sismos seleccionados en este trabajo (Google, 2012)

La característica en común de estos 4 sismos es que sus epicentros se encuentran en la costa del pacífico y tienen una profundidad focal menor a 22 km y magnitud M_s mayor a 7.2, lo que indica que son sismos generados por el mecanismo de subducción entra la placa continental y la placa de cocos. Sus características se encuentran resumidas a continuación (Tabla 4.2)

Tabla 4.2 Características de los sismos

No. Sismo	Fecha del sismo (GMT)	M_s	Profundidad Focal (km)	Coordenadas del epicentro
1	25/10/1981	7.3	14	17.880 N, 102.150 W
2	19/09/1985	8.1	15	18.081 N, 102.942 W
3	21/09/1985	7.6	15	18.021 N, 101.479 W
4	14/09/1995	7.2	22	16.310 N, 98.880 W

Los registros fueron tomados de la base mexicana de datos de sismos fuertes (BMDSF), la aceleración máxima del suelo (PGA por sus siglas en inglés) de los registros seleccionados se encuentra entre 77.04 y 262.23 cm/s^2 . Se buscaron los registros que tuvieran un valor grande de PGA debido a que registros fuertes son más representativos de la demanda que pueden generar los grandes terremotos. Los registros de la BMDSF contienen los datos de las aceleraciones en 3 direcciones ortogonales; 2 direcciones horizontales y la componente vertical. En este trabajo se eligió sólo una de las 2 direcciones horizontales para los análisis de historia en el tiempo. La

componente vertical fue despreciada. Se calcularon los espectros elásticos de respuesta de cada una de las direcciones en el plano horizontal y se eligió la más desfavorable para los intervalos de periodos fundamentales de vibración de los modelos de puentes. En los análisis de historia en el tiempo se emplea el mismo registro en ambas direcciones horizontales ortogonales (X, Y) 100% en la dirección principal del análisis y 30% en la otra dirección. En las Tabla 4.3 se muestra las características de los registros con algunos datos como la clave del Acelerograma (que es útil para encontrar el registro rápidamente dentro de la BMDSF), la dirección del registro usada en el análisis, altitud sobre el nivel del mar, etc.

Tabla 4.3 Características de los registros reales seleccionados

No. Registro	Sismo	Clave de la estación	Clave del Acelerograma	Dirección	Tipo de suelo	Altitud (msnm)	PGA (cm/s ²)
1	25/10/1981	APAT	APAT8110.251	S00E	N/D	230	81.567
2	19/09/1985	CALE	CALE8509.191	S90E	Roca	10	-140.68
3	19/09/1985	CHI1	CHI18509.191	N00E	Roca	1360	-157.371
4	19/09/1985	SCT1	SCT18509.191	N00E	Arcilla	2240	93.78
5	19/09/1985	SUCH	SUCH8509.191	S00W	Roca	40	-103.12
6	19/09/1985	TLHD	TLHD8509.191	N90E	Arcilla	2240	111.551
7	19/09/1985	TXSO	TXSO8509.191	N00E	Arcilla	2240	103.036
8	19/09/1985	UNIO	UNIO8509.191	S00E	Roca	50	-165.29
9	19/09/1985	ZACA	ZACA8509.191	S00E	Arcilla Compacta	40	262.23
10	21/09/1985	AZIH	AZIH8509.211	N00E	Roca	20	-158.23
11	21/09/1985	CHI1	CHI18509.211	N00E	Roca	1360	93.481
12	14/09/1995	COPL	COPL9509.141	N00E	Roca	40	-77.04

Las estaciones de Caleta de Campos (CALE), Zacatula (ZACA), Aeropuerto de Zihuatanejo (AZIH), El Súchil (SUCH) Y Cópala (COPL) se localizan en zonas muy cercanas a la costa sobre terreno rocoso, con excepción de la estación Zacatula que está sobre un suelo de arcilla compacta. Las estaciones de Chilpancingo (CHI1) y Apatzingán (APAT) están ubicados en sitios urbanos más densamente poblados, adentrados al continente en terreno tipo roca (Figura 4.8).



Figura 4.8 Ubicación de las estaciones sísmicas

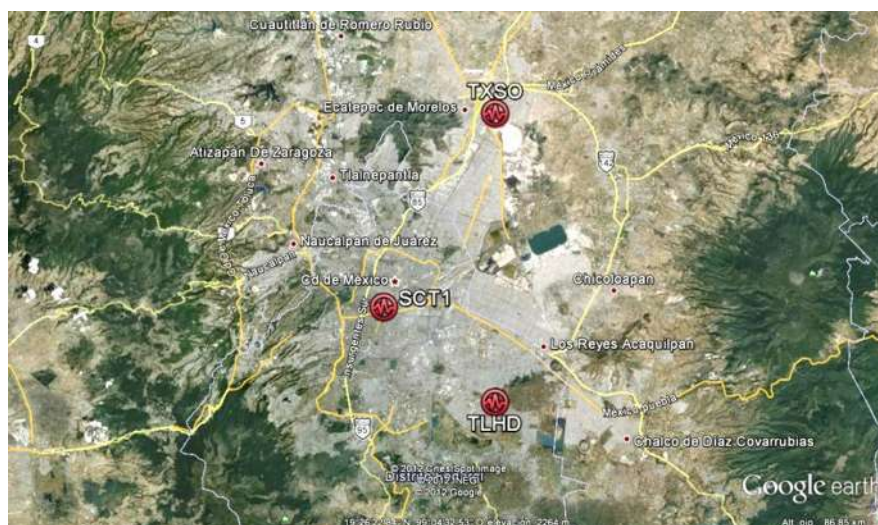


Figura 4.9 Ubicación de las estaciones de la zona metropolitana del valle de México

Las estaciones de Texcoco Sosa (TXSO), Tláhuac Deportivo (TLHD) y Secretaría de Comunicaciones y Transportes B-1 (SCT1) se encuentran ubicadas en la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) en terreno de arcilla (Figura 4.9). Las ubicaciones de las estaciones se presentan de manera detallada en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Nombre y ubicación de las estaciones donde se registraron los acelerogramas

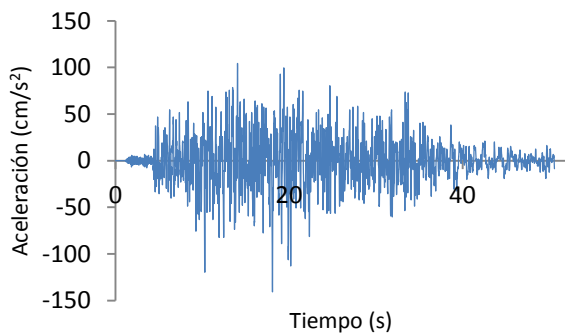
No. Estación	Clave de la estación	Nombre de la Estación	Coordenadas de la Estación	Localización de la estación
1	APAT	Apatzingán	19.083 N, 102.350 W	Apatzingán, Michoacán
2	CALE	Caleta de Campos	18.073 N, 102.755 W	Caleta de Campos, Michoacán
3	CHI1	Chilpancingo	17.553 N, 99.500 W	Chilpancingo, Guerrero
4	SCT1	SCT B-1	19.3930 N, 99.1470 W	México D.F.
5	SUCH	El Súchil	17.226 N, 100.642 W	El Súchil, Guerrero
6	TLHD	Tláhuac Deportivo	19.293 N, 99.035 W	México D.F.
7	TXSO	Texcoco, Sosa	19.580 N, 99.019 W	Texcoco, Edo. De México
8	UNIO	La Unión	17.982 N, 101.805 W	La Unión, Guerrero
9	ZACA	Zacatula	18.009 N, 102.178 W	Primaria Zacatula, Guerrero
10	AZIH	Aeropuerto Zihuatanejo	17.603 N, 101.455 W	Zihuatanejo, Guerrero
11	CHI1	Chilpancingo	17.553 N, 99.500 W	Chilpancingo, Guerrero
12	COPL	Cópala	16.6050 N, 98.9740 W	Cópala, Guerrero

En la Figura 4.10 se muestra una representación gráfica de aceleración contra tiempo de los registros seleccionados en este estudio del sismo del 19 de Septiembre de 1985 (19/09/85). El PGA mayor de los registros usados en este trabajo del sismo del 19/09/85 es de 262.23 gales y se presentó en la estación de Zacatula (ZACA), la cual se encuentra a una distancia aproximada de 81 km del epicentro. La estación más cercana al epicentro del sismo de del 19/09/85 es la de Caleta

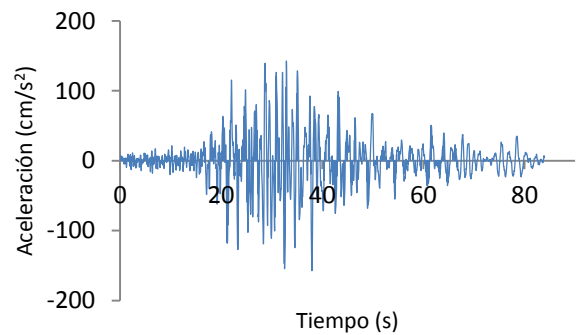
de Campos (CALE) ubicada a una distancia de aproximadamente 20 km del epicentro. En esta estación se registró un PGA de 140.68 gales. El PGA menor en esta serie de registros es el que se registró en la estación SCT ubicada en terreno arcilloso con un valor de 93.78 gales. Esta estación se encuentra a una distancia aproximada de 427 km del epicentro. Las estaciones de TLHD y TXSO también se encuentran en terreno arcilloso y registraron PGA de 111.551 y 103.036 gales, respectivamente.

En la estación ZACA se registró un PGA mayor que en la estación CALE que se encuentra a menor distancia del epicentro, sin embargo la estación ZACA esta sobre un terreno de arcilla compacta, lo que indica que puede haber efectos de amplificación en el sitio. En el caso de la estación SCT se registró un PGA de sólo un 33% menor en comparación con el que fue registrado en la estación CALE a pesar de estar a una distancia 5 veces más lejana.

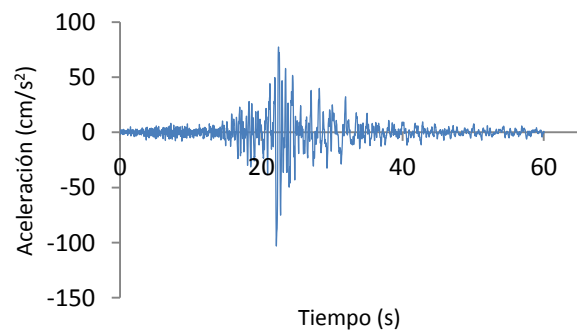
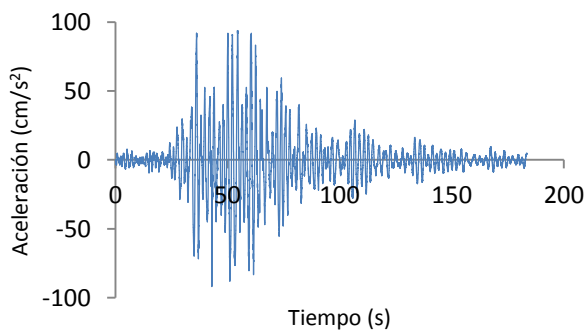
Se observa que el intervalo de duración de los registro es amplio, el registro de APAT tiene un duración de alrededor de 36 s, mientras que el registro TXSO de más de 200 s. Los registros de CALE, CHI1, SCT, UNIO, etc. son registros que conservan ordenadas de aceleración elevadas durante periodos prolongados (mayores a 20 s) y registros como SUCH y APAT se asemejan más a señales de pulsos con picos de aceleración en intervalos de tiempo cortos y aceleraciones relativamente bajas en el resto del registro.



b) CALE8509.191 S90E



b) CHI118509.191 N00E



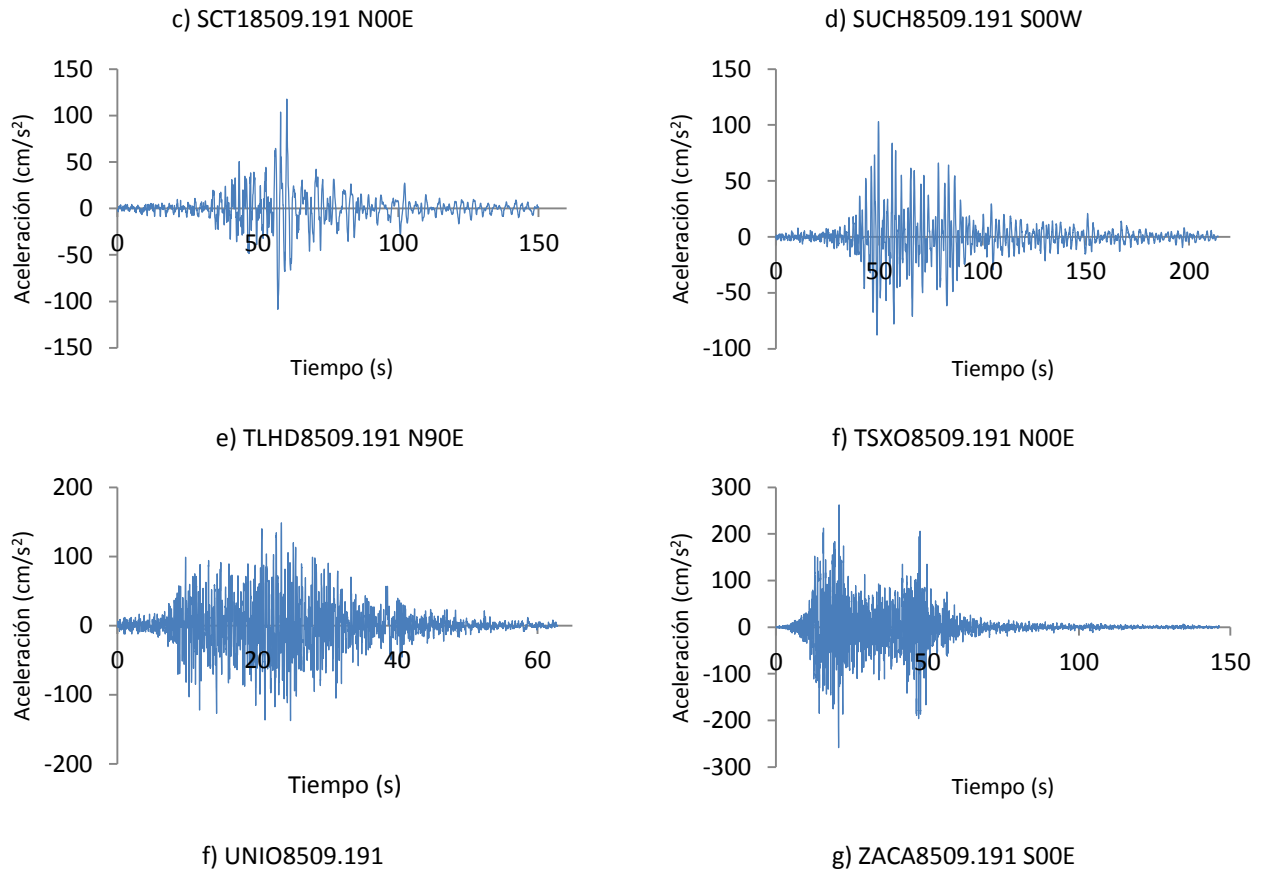


Figura 4.10 Registros del sismo del 19 de septiembre de 1985

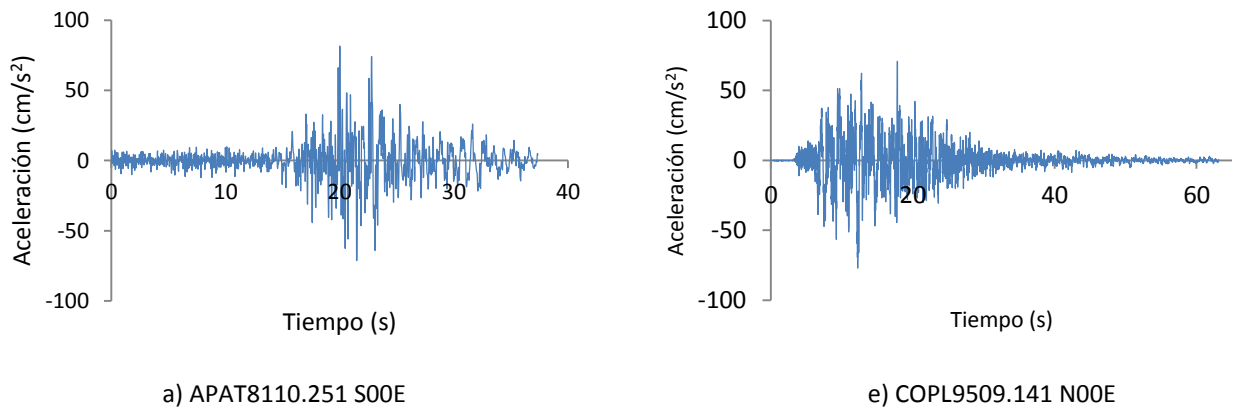


Figura 4.11 Registros de los sismos del 25 de octubre de 1981 y del 14 de septiembre de 1995

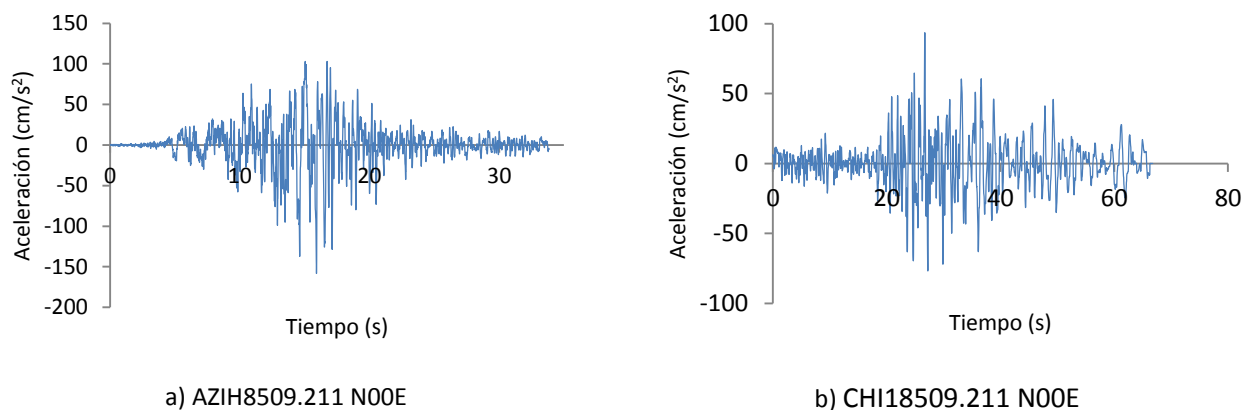


Figura 4.12 Registros del sismo del 21 de septiembre de 1985

En la Figura 4.13 se muestran los espectros elásticos de los registros seleccionados en el presente trabajo. El contenido de frecuencias de los registros ubicados en terreno arcilloso del DF (SCT, TLHD y TXSO) provoca amplificaciones importantes de la respuesta de un sistema de un grado de libertad (S1GL) en periodos de entre 1.5 y 2 s aproximadamente. Los espectros elásticos de registros ubicados en roca producen amplificaciones importantes en intervalos de periodos menores a 1.5 s. El registro de Chilpancingo del sismo del 19 de Septiembre de 1985 (CHI18509.191) tiene características muy particulares.

Se observa en el espectro de respuesta del registro CHI18509.191 (Figura 4.13) que produce una amplificación en la respuesta muy importante en un intervalo de periodos de entre 0.59 s y 1.07 s. Es decir, para un S1GL con un periodo cercano 1 s del conjunto de registros seleccionados la mayor respuesta es impuesta por este registro. Esto es importante ya que la totalidad de los modelos de puentes propuestos en el presente estudio tienen periodos cercanos a 1 s, por lo que puede esperarse que este registro produzca gran daño en los modelos.

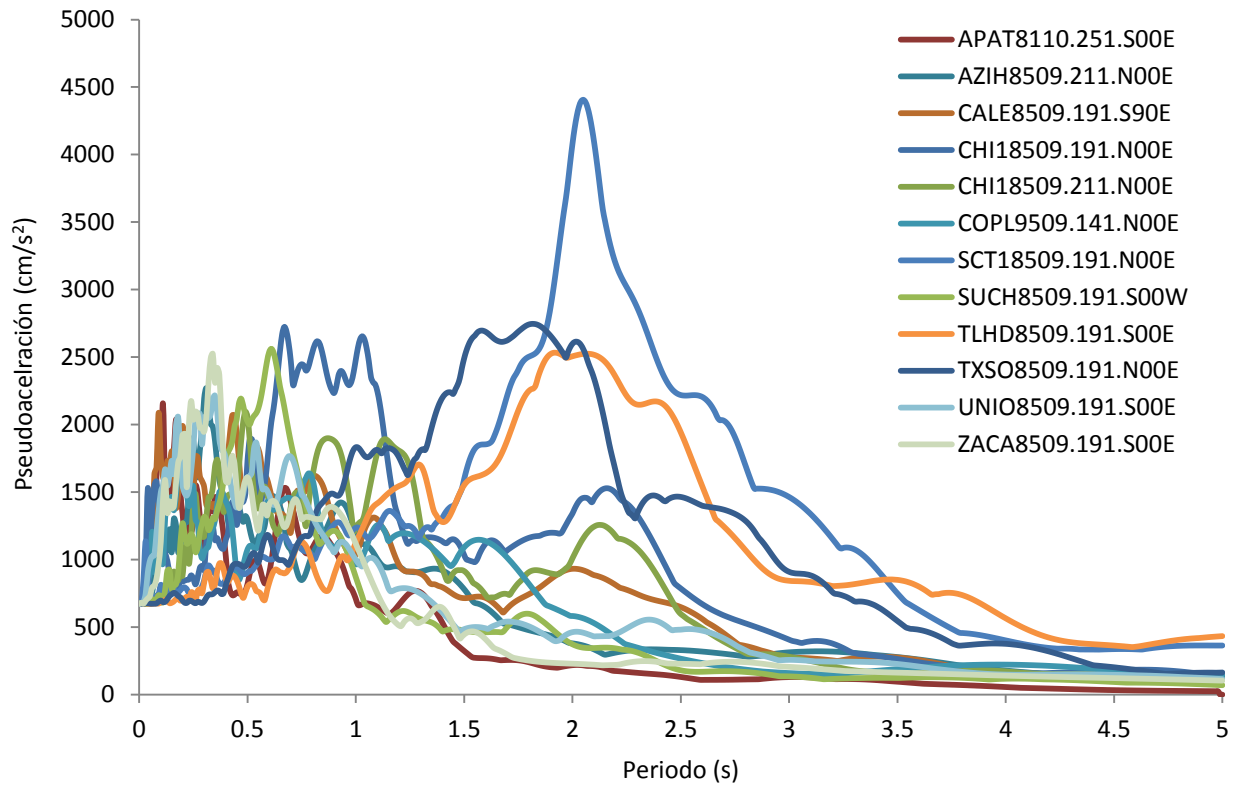


Figura 4.13 Espectros de respuesta de acelerogramas reales seleccionados escalados para una aceleración máxima del terreno correspondiente a un periodo de retorno de 2500 años.

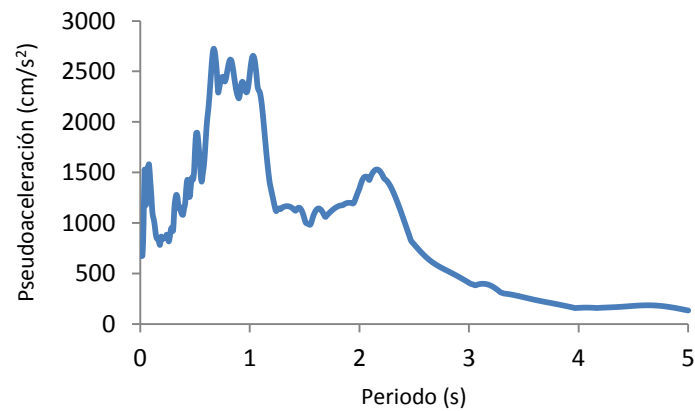


Figura 4.14 Espectro de respuesta elástico del registro CHI18509.191 escalado para una aceleración máxima del terreno correspondiente a un periodo de retorno de 2500 años.

4.3.2. Escalamiento de acelerogramas

Espectros de respuesta de peligro uniforme se emplean para escalar los acelerogramas seleccionados. El peligro sísmico proporciona información probabilística de la magnitud de aceleraciones que se puede presentar asociada a un intervalo de tiempo determinada. Normalmente esta información se presenta como la probabilidad de que se presente una aceleración por encima de a un valor de aceleración específico. A esta información también se le conoce como tasas de excedencia, cuyo valor inverso es el periodo de retorno de aceleraciones. Los estudios de peligro sísmico consideran el tipo y la cercanía de las fuentes sísmicas, las posibles ubicaciones de los epicentros de temblores que se produzcan por cierto mecanismo generador de terremotos, la magnitud de las aceleraciones esperadas por las fuentes sísmicas, leyes de atenuación, etc.

En un estudio de peligro sísmico realizado para la zona costera de la República Mexicana (Jara 2007), se determinó que los espectros de peligro uniforme esperados para periodos de retorno de 30, 100, 500, 1000 y 2500 años tiene la distribución que se muestra a continuación (Figura 4.15).

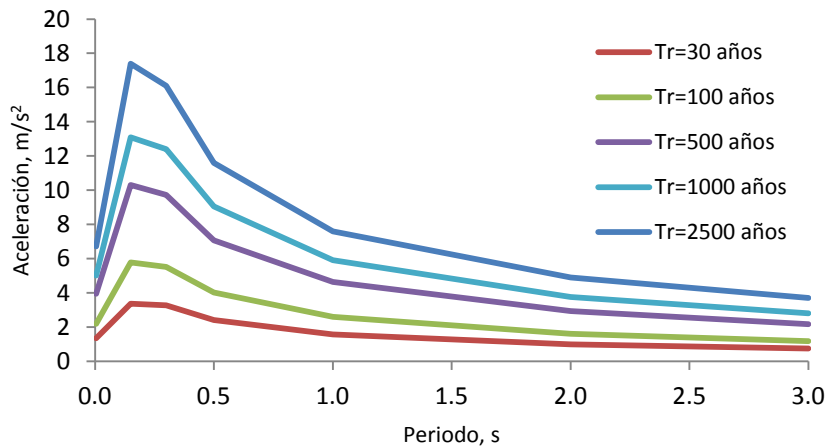


Figura 4.15 Espectro de peligro uniforme

Para el caso de este trabajo los registros sísmicos fueron escalados para un periodo de retorno de 2500 años para la aceleración máxima del terreno. La aceleración máxima del terreno de acuerdo con este estudio de peligro sísmico para un periodo de retorno de 2500 años es de 672 cm/s^2 . Las ordenadas de aceleración de los registros seleccionados se multiplican por un factor tal que la ordenada máxima de ese registro sea de 672 cm/s^2 .

Por ejemplo, el registro CHI18509.191 tiene una aceleración máxima del terreno de 157.371 cm/s^2 por lo que el factor de escala esta dado por:

$$F = \frac{672}{157.371} = 4.270164$$

Por lo que debemos multiplicar todas las ordenadas de aceleración del registro original por $F = 4.270164$ para obtener el registro escalado (Figura 4.16).

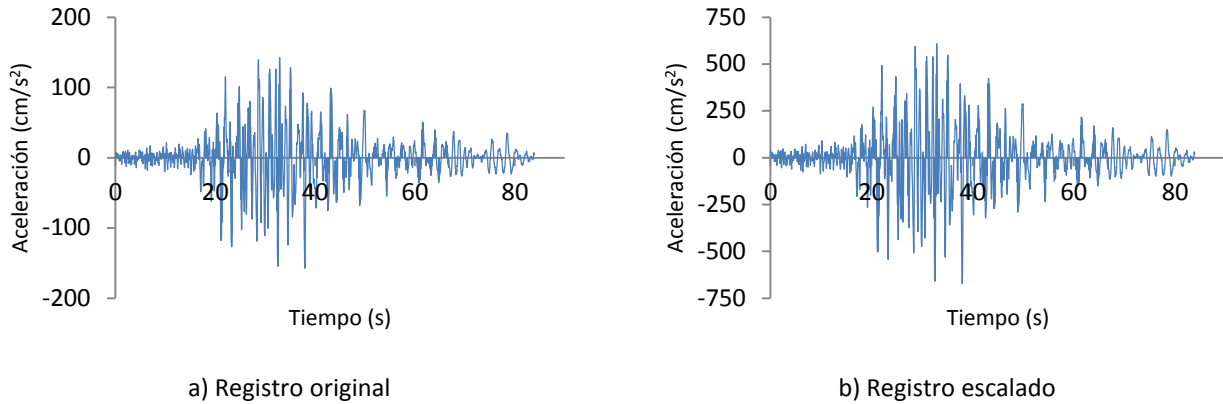


Figura 4.16 Registro CHI18509.191 original (a) y escalado para una aceleración asociada a un periodo de retorno de 2500 años

4.3.3. Reducción de acelerogramas

Con la finalidad de optimizar el tiempo de computo empleado para ejecutar los análisis no lineales de historia en el tiempo, la duración de los registros fue reducida empleando la intensidad de Arias, en donde se busca eliminar las colas de los registros que aportan un pequeño porcentaje de la energía total del registro.

Se eliminó 5% de la energía eliminando 2.5% al inicio del registro y 2.5% de la cola del registro. Enseguida se observa la intensidad de Arias del registro SCT18509.191-N00E (Figura 4.17) donde se observa que 95% de la energía total impuesta por el sismo se encuentra dentro de un intervalo de tiempo aproximado entre 30 y 110 segundos.

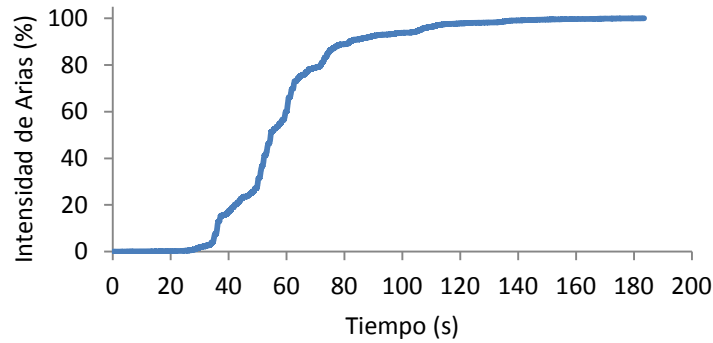


Figura 4.17 Intensidad de Arias del registro SCT18509.191-N00E.

Se muestra a continuación el efecto de la reducción por el criterio de la intensidad de arias del registro SCT18509.191-N00E (Figura 4.18). Se aprecia que la duración del registro disminuyó drásticamente de una duración original total de 183.5 segundos a una duración reducida de tan solo 82.63 segundos, conservando 95% de la energía del registro original.

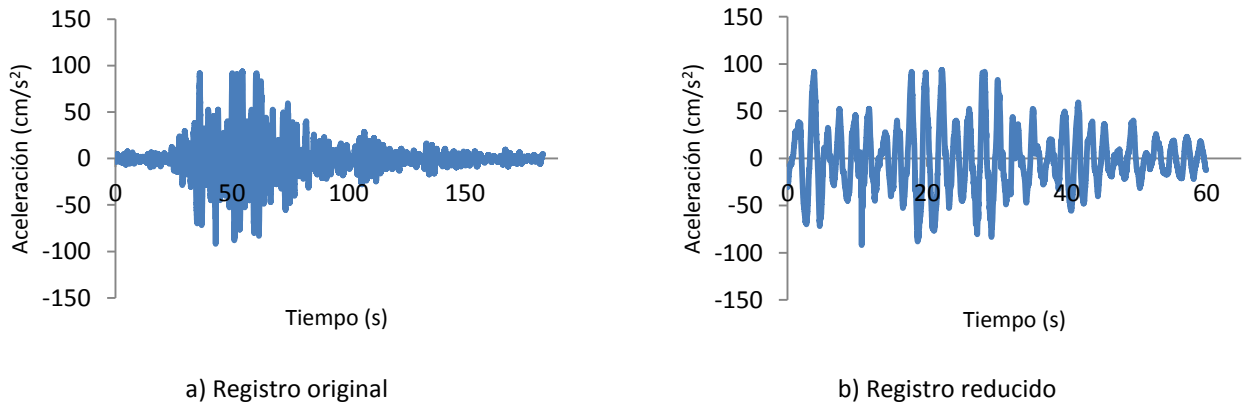


Figura 4.18 Registro original (a) y registro reducido (b) SCT18509.191-N00E por el criterio de la intensidad de Arias.

Adicionalmente, algunos registros fueron diezmados debido a que el intervalo de tiempo Δt para el cual fueron registrados es muy corto y esto alarga innecesariamente el tiempo de cómputo. Se calculó el espectro de respuesta del registro UNIO8509.191 S00E original y diezmado y se dibujaron en una misma gráfica observándose que las graficas se superponen, lo cual demuestra que el espectro de respuesta del registro diezmado es prácticamente idéntico al del registro completo.

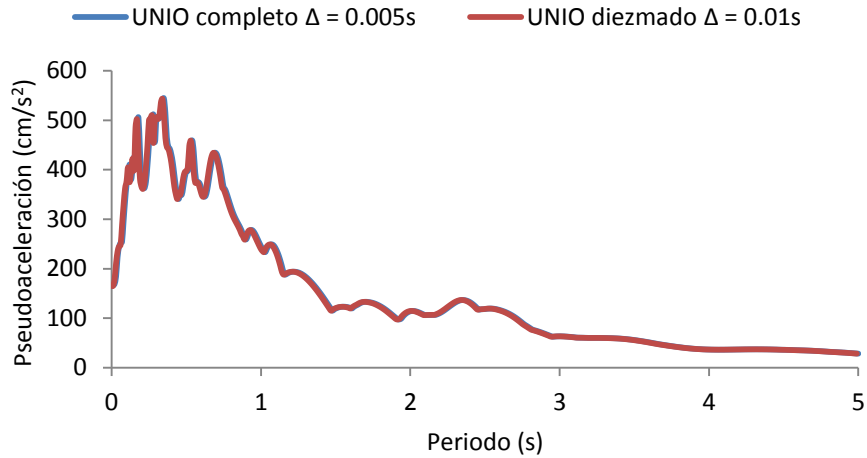


Figura 4.19 Comparación del espectro de respuesta del registro de UNIO completo y diezmado.

Adicionalmente, se comparó el comportamiento histerético de una columna del puente obtenido de los resultados de los análisis no lineales del Modelo 1 sometido al registro SCT18509.191 N00E completo y diezmado. Se observó que la respuesta de la estructura varía de manera insignificante cuando se somete a la excitación de un registro completo en comparación con un registro diezmado siempre que el análisis no se vuelva inestable numéricamente (Figura 4.20).

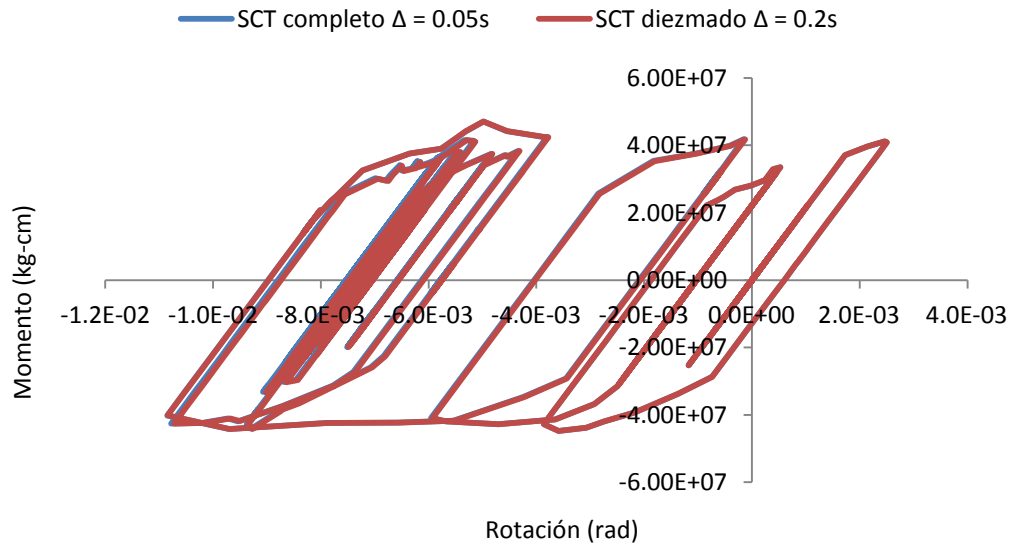


Figura 4.20 Comparación de los ciclos de histéresis sometidos a registros completos y diezmados M1/P2/SCT1/Y.

Se calculó posteriormente la influencia del tiempo de análisis en vibración libre en el índice de daño en las pilas del modelo 12 sometido al registro APAT-X. Se encontró que realizar el análisis

con la duración que tiene el registro más una adicional de 3 segundos ó 7 segundos produce un daño idéntico en las pilas, es decir, en vibración libre se puede esperar que no haya incremento de daño en los elementos (Figura 4.21).

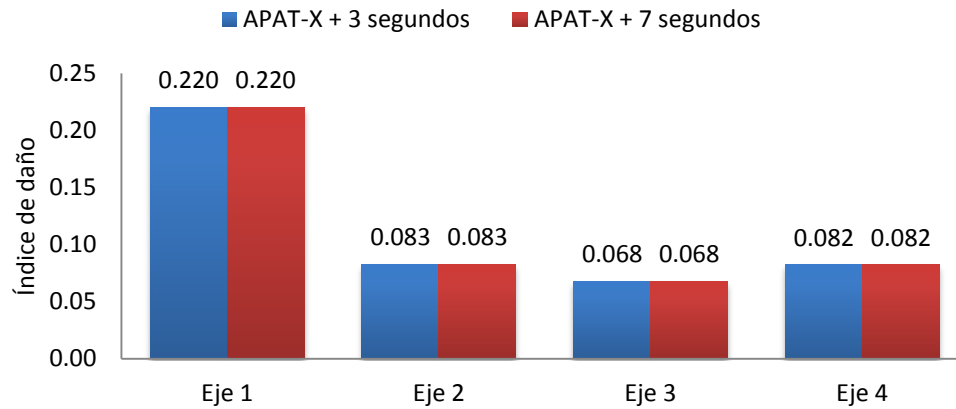


Figura 4.21 Incremento de daño de elementos en vibración libre del modelo 12 sometido al registro APAT-X.

5. Análisis estructurales de los modelos

5.1. Descripción de los modelos de puentes sujetos de estudio

5.1.1. Características generales

Con el propósito de evaluar el efecto que la irregularidad en la subestructura de puentes simplemente apoyados de longitud media (PSALM) tiene en su comportamiento y vulnerabilidad sísmica, se modelaron 13 puentes con características geométricas diferentes.

La totalidad de los modelos de puentes utilizados aquí, corresponden a puentes simplemente apoyados de longitud media soportados en los extremos por estribos masivos. La subestructura de los modelos esta formada por tres columnas formando in sistema estructural tipo marco (Figura 5.1). Además se eligieron apoyos de neopreno para apoyar los tableros en la subestructura de todos los modelos de este estudio.

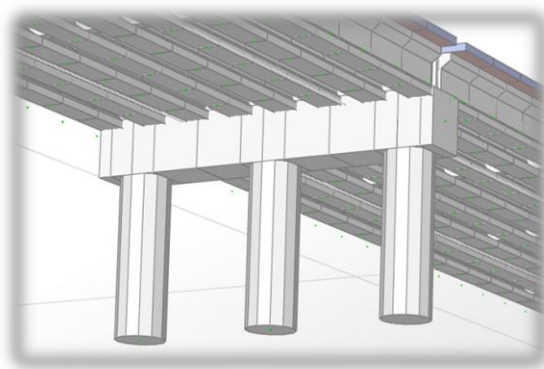


Figura 5.1 Subestructura del puente tipo marco.

Los claros de los modelos de puentes son librados con traveses AASHTO tipo IV. Las traveses tienen un peralte total de 137cm, un ancho total de 65cm y un espesor del alma de 11cm (Figura 5.2)

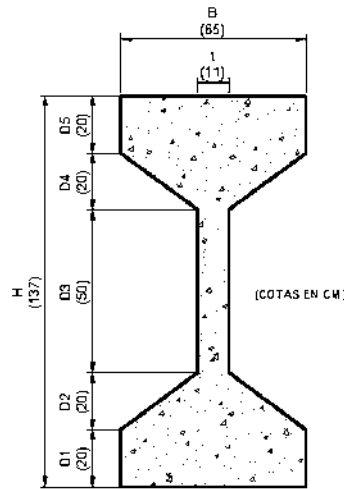


Figura 5.2 Geometría de la trabe AASHTO tipo IV empleada en los modelos.

La sección transversal del puente tiene un ancho total de 10.6 m para dos carriles de circulación compuesta por 8 traveses AASHTO paralelas separadas a cada 130 cm. Las traveses soportan una losa de concreto reforzado de 20 cm de espesor y una carpeta asfáltica que se considera de 10 cm de espesor para fines de estimación del peso propio. La carpeta asfáltica del proyecto inicial no tiene un espesor de 10 cm pero debido a que durante la vida útil del puente se puede reencarpetar, esta alcanza espesores mayores. La losa de concreto tiene un voladizo de 0.75 m en cada extremo (Figura 5.3).

}

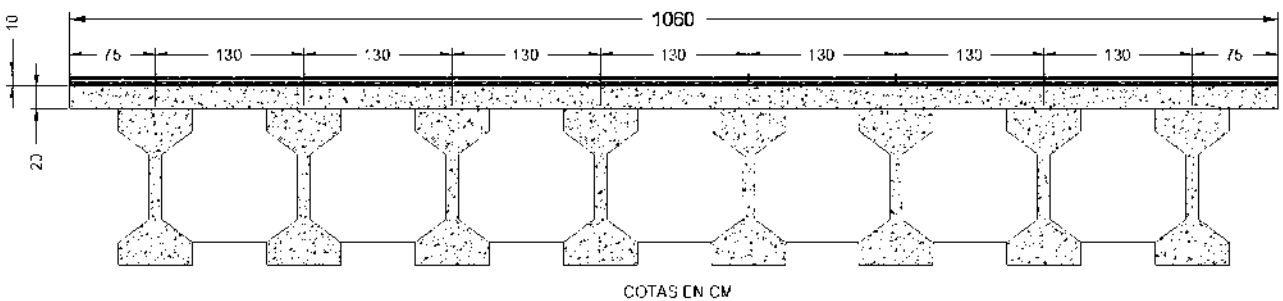


Figura 5.3 Sección transversal de los modelos de puentes

Las vigas AASHTO están conectadas en dirección transversal al claro por “vigas diafragma”. Las vigas diafragma proporcionan rigidez transversal a las vigas principales (AASHTO). Se colocan perpendiculares a las vigas AASHTO a una separación para este caso de 7.5 m en la dirección longitudinal del tablero. Estas son de sección rectangular solida con un peralte de 117 cm y un ancho de 30 cm. El peralte de las vigas diafragma esta en función de las dimensiones de la viga AASHTO como sigue:

$$H_{diafragma} = H_{viga} - D1 \quad (\text{Ec. 5.1})$$

Por lo tanto el peralte de la viga diafragma (Ec. 5.1) resulta:

$$H_{diafragma} = 137 \text{ cm} - 20 \text{ cm} = 117 \text{ cm}$$

Los modelos fueron divididos de acuerdo con el tipo de irregularidad en tres series nombradas: serie A, B y C. Del total de 13 modelos, 2 son de control, regulares en su subestructura. Los modelos de la serie A (Figura 5.4) tienen cinco claros de 30m de longitud apoyados en cuatro ejes de pilas. La irregularidad de los modelos de puente de la serie A consiste en dos pilas extremas cortas de igual altura (5 m) y dos pilas centrales más largas de alturas de 7.5m, 10m y 15m para los modelos A2, A3 y A4 respectivamente (Tabla 5.1). El modelo A1 es el modelo de control, se trata de un modelo regular en su subestructura con todas sus pilas de longitud igual a 5 m.

En este trabajo, llamaremos a la relación que existe entre la pila más larga entre la pila más corta, irregularidad geométrica, I_{geo} .

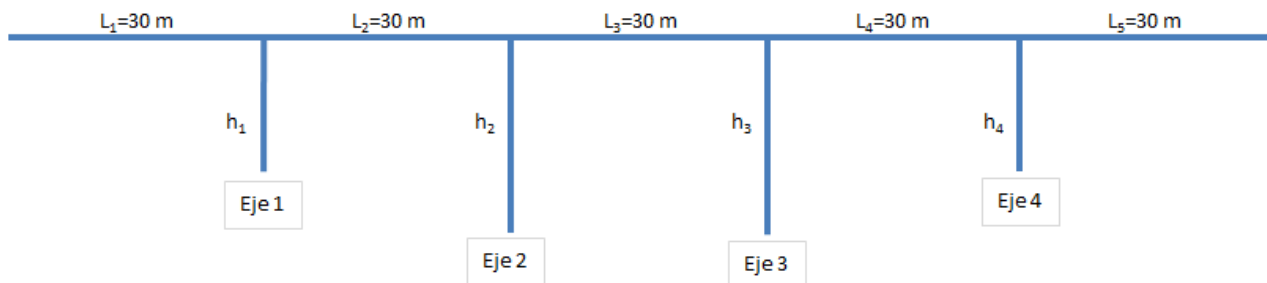


Figura 5.4 Esquema de puentes de la serie A.

Modelo	h_1 (m)	h_2 (m)	h_3 (m)	h_4 (m)	I_{geo}
A1	5	5	5	5	1
A2	5	7.5	7.5	5	1.5

A3	5	10	10	5	2
A4	5	15	15	5	3

Tabla 5.1 Alturas de pilas en modelos de la serie A

Los modelos de la serie B constan de cinco claros de 30m soportados por cuatro ejes de pilas. El tipo de irregularidad de estos modelos consiste en tres ejes de pilas de la misma altura y un eje de pilas de altura mayor que los otros (Figura 5.5). Los modelos B5, B6 y B7 tienen pilas cortas de 5m y una pila larga ubicada en el eje 3 de 7.5m, 10m y 15m de altura respectivamente. El modelo B7.5 es de control regular en su subestructura con pilas de longitudes iguales a 7.5m y los modelos B8 Y B9 constan de pilas cortas de 7.5m y una pila larga de 10m y 15m de altura respectivamente (Tabla 5.2).

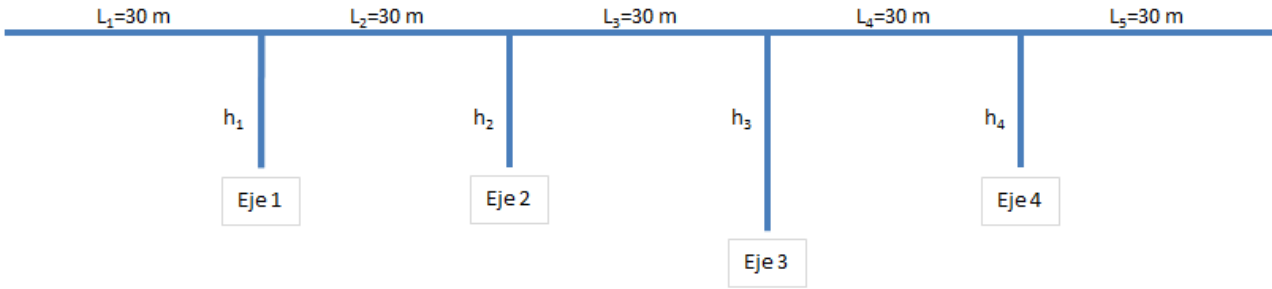


Figura 5.5 Esquema de puentes de la serie B

Modelo	h_1 (m)	h_2 (m)	h_3 (m)	h_4 (m)	I_{geo}
B5	5	5	7.5	5	1.5
B6	5	5	10	5	2
B7	5	5	15	5	3
B7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	1
B8	7.5	7.5	10	7.5	1.33
B9	7.5	7.5	15	7.5	2

Tabla 5.2 Altura de pilas en modelos de la serie B

Los modelos de esta serie constan de seis claros de 30m de longitud soportados por cinco ejes de pilas. Los modelos de la serie C simulan la configuración geométrica de la subestructura de una cañada típica con pilas extremas cortas (ejes 1 y 5), pilas intermedias de mediana altura (ejes 2 y 4) y pila central larga (eje 3) como se observa en la Figura 5.6. Las pilas cortas tienen una altura de 5m

en todos los modelos de esta serie, las pilas intermedias alturas de 7.5, 7.5 y 10m y la pila central alturas de 10, 15 y 15m en los modelos C10, C11 y C12 respectivamente (Tabla 5.3).

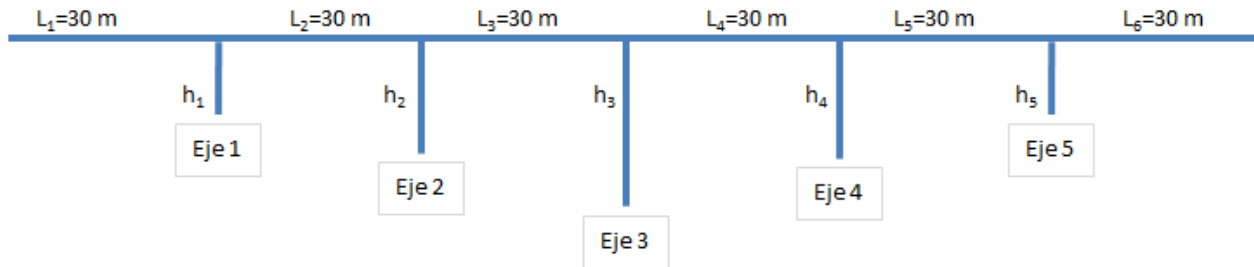


Figura 5.6 Esquema de puentes de la serie C

Modelo	h_1 (m)	h_2 (m)	h_3 (m)	h_4 (m)	h_5 (m)	I_{geo}
C10	5	7.5	10	7.5	5	2
C11	5	7.5	15	7.5	5	3
C12	5	10	15	10	5	3

Tabla 5.3 Altura de las pilas en los modelos de la serie C

5.1.2. Nomenclatura mostrada en la presentación de resultados

En la se muestra la numeración que se le dio a las pilas de los modelos. Las columnas 1, 2 y 3 pertenecen al eje 1, las columnas 4, 5 y 6 al eje dos, las columnas 7, 8 y 9 al eje tres y las columnas 10, 11 y 12 al eje cuatro. En el caso de los modelos de cinco ejes (modelos de la serie C) las columnas se fueron etiquetaron de manera similar numerándose como las columnas 13, 14 y 15.

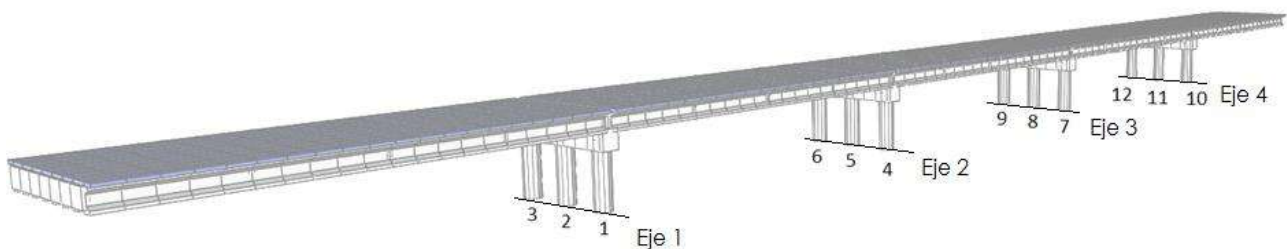


Figura 5.7 Numeración de las columnas empleada para facilitar su identificación

5.1.3. Características de los apoyos

El apoyo fijo tiene un espesor total, $h_t = 4.7\text{cm}$ y el apoyo móvil un espesor total $h_t = 5.7\text{cm}$. Ambos apoyos están formados por capas de neopreno y acero con espesores $t_{neop} = 1.3\text{cm}$ y $t_{acero} = 0.3\text{cm}$, respectivamente. Los apoyos son cuadrados con lados de 30cm . La dureza del neopreno es Shore A 60 con un módulo de rigidez a cortante que se asume $G = 100\text{ t/m}$. Se asume rigidez vertical infinita de los apoyos de neopreno. La rigidez lateral de los apoyos de neopreno queda definida como:

$$k_{lat} = \frac{GA}{h_n} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

Donde:

G = Módulo de rigidez a cortante del neopreno

A = Area en planta del apoyo

h_n = Espesor del neopreno

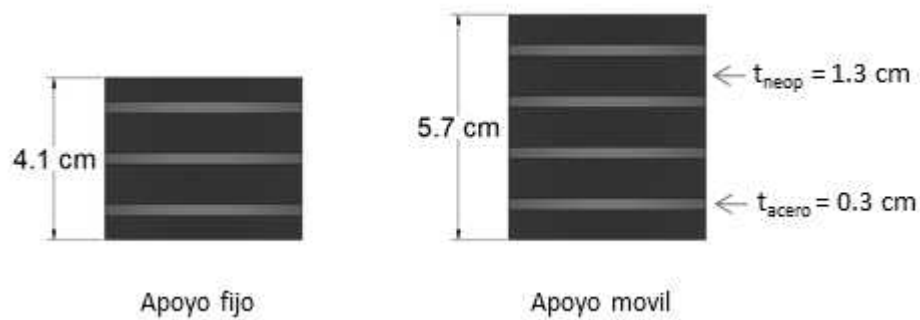


Figura 5.8 Apoyos de neopreno de los modelos de puentes de este estudio

La rigidez lateral de los apoyos (Ec. 5.2) es:

$$k_{fijo} = \frac{(100\text{ t/m})(0.3\text{ m}^2)}{0.032\text{ m}} = 281.25\text{ t/m}$$

$$h_n = 4.1\text{cm} - 3(0.3\text{ cm}) = 3.2\text{cm}$$

$$k_{movil} = \frac{(100 \text{ t/m})(0.3 \text{ m}^2)}{0.045 \text{ m}} = 200 \text{ t/m}$$

$$h_n = 5.7 \text{ cm} - 4(0.3 \text{ cm}) = 4.5 \text{ cm}$$

La configuración de los apoyos en los modelos queda dispuesta con un apoyo fijo en el extremo izquierdo y un apoyo móvil en el extremo derecho de cada tablero (Figura 5.9).

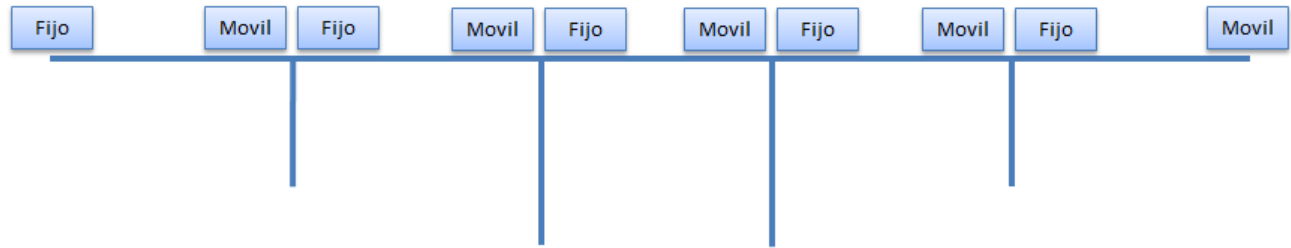


Figura 5.9 Disposición de los apoyo de neopreno

5.2. Diseño de los modelos

5.2.1. Código de diseño empleado

Para el diseño de los modelos de puentes fue necesario tomar en cuenta las recomendaciones de varios reglamentos y códigos de análisis y diseño. El análisis dinámico empleado para tener en consideración la acción sísmica es el modal espectral. En el análisis modal espectral se toma en cuenta los periodos y modos de vibrar de la estructura de manera conjunta con el espectro de diseño y de esta forma se intenta predecir la respuesta máxima que provocará los temblores que puedan ocurrir en zona donde se construyó el espectro de diseño. La combinación modal y direccional empleada en este estudio es CQC. Se aplicó un amortiguamiento modal constante de 5%. En las normas técnicas complementarias del Distrito Federal (NTCDF) se propone un método que consiste en modificar el espectro de diseño un factor de comportamiento sísmico, Q , para considerar la sobrerresistencia de los elementos y que parte de la energía impuesta por la acción sísmica sea disipada por el comportamiento inelástico. En este estudio se emplea en el diseño un factor de comportamiento sísmico, $Q = 2$.

El espectro de diseño se obtiene de acuerdo con lo establecido en el MDOC de la CFE. La obtención de las combinaciones de carga para el análisis de los modelos y cálculo de los elementos mecánicos se realizó utilizando las tablas de combinaciones de carga del código AASHTO. El diseño de las pilas de concreto se realiza aplicando los lineamientos establecidos en el código ACI 318-08/IBC2009, el

cual tiene incluido el paquete SAP2000. Con este reglamento se obtienen los resultados del refuerzo longitudinal y refuerzo transversal. Se noto que lo resultados del refuerzo longitudinal son similares en elementos diseñados para diferentes lineamientos incluidos en el programa SAP2000 tales como ACI 318-08/IBC2009, AASHTO Concrete 07, México RCDF 2001, entre otros.

5.2.2. Espectro de diseño

El espectro de diseño empleado en este trabajo se obtiene con el programa PRODISIS (CFE, 2008) para una zona altamente sísmica en la costa del pacifico en el estado de Michoacán (Figura 5.10). En el MDOC de la CFE se propone una clasificación de acuerdo a la importancia de las estructuras. Los puentes principales pertenecen al grupo A de esta clasificación, por lo que se debe usar el espectro transparente en roca para estructuras del grupo B multiplicado por un factor de 1.5.

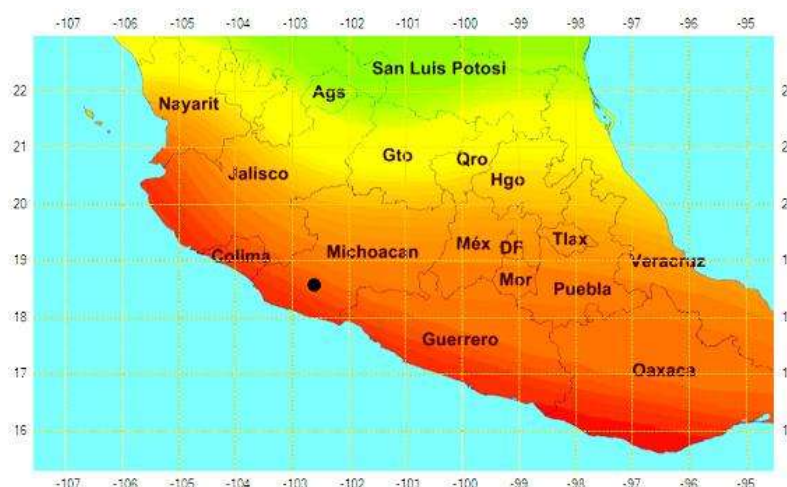


Figura 5.10 Ubicación de la cual se obtiene el espectro de diseño en el programa PRODISIS (CFE, 2008)

La totalidad de los modelos de puentes aquí estudiados fueron diseñados con el espectro que se muestra en la Figura 5.11. Este espectro tiene un coeficiente sísmico, c , con un valor cercano a 0.9. La meseta del espectro se encuentra en un intervalo de periodos de 0.1 a 0.6 segundos. Después la ordenada disminuye con dos funciones o ramas del espectro diferentes, una que es valida en este caso para un intervalo de periodos de entre 0.6 y 2.5 s y la otra que es valida para periodos mayores a 2.5 s. Esto se incluyo en MDOC de la CFE en el 2008 ya que se encontró que los espectros anteriores utilizados en México no tenían una forma adecuada para periodos largos (CFE, 2008).

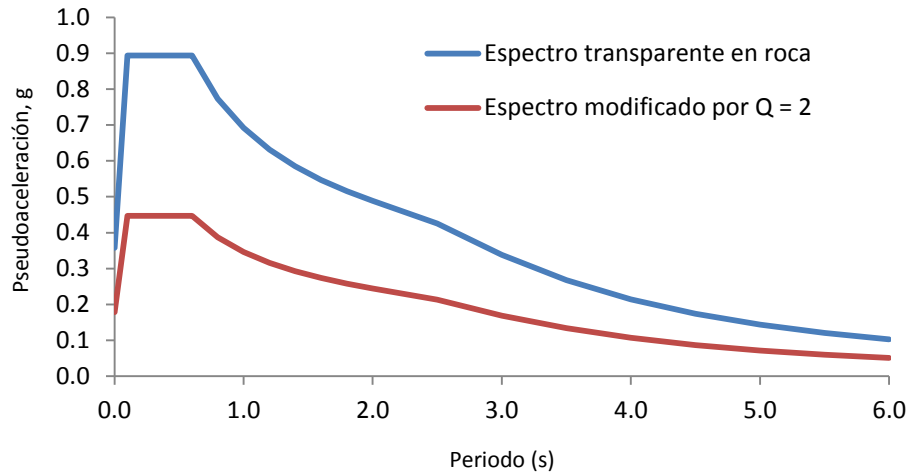


Figura 5.11 Espectro de diseño transparente en roca en zona cercana a la costa del pacífico en el estado de Michoacán.

5.2.3. Análisis de cargas en los modelos

Las acciones en puentes como se expuso en el capítulo 2 se pueden clasificar como: cargas permanentes (muertas), cargas variables (cargas vivas) y cargas eventuales (accidentales). Las cargas muertas principales en los puentes tipo aquí estudiados se pueden enumerar como: 1) Peso propio de elementos estructurales 2) Peso de la carpeta asfáltica, 3) Peso de parapetos y guarniciones y 4) Peso de elementos no estructurales tales como tuberías, postes, rieles, etc.

El peso de los elementos estructurales y de la carpeta asfáltica se obtiene del producto del volumen V de dicho elemento por el peso volumétrico del material γ .

$$W = V \gamma \quad (\text{Ec. 5.3})$$

El peso por unidad de longitud de una columna de concreto de 130 cm de diámetro (Ec. 5.3):

$$W_{\text{col}} = (A_{\text{col}})(\gamma_{\text{concreto}})(L_{\text{col}}) = (1.3273229 \text{ m}^2)(2.4 \text{ t/m}^3) = 3.185575 \text{ t}$$

El peso de la losa de concreto como carga uniformemente distribuida la calculamos como (Ec. 5.3):

$$W_{\text{losa}} = t_{\text{losa}}(\gamma_{\text{concreto}}) = (0.2 \text{ m})(2.4 \text{ t/m}^3) = 0.48 \text{ t/m}^2$$

El peso de la carpeta asfáltica queda dado por (Ec. 5.3):

$$W_{\text{carpeta}} = t_{\text{carpeta}}(\gamma_{\text{asfalto}}) = (0.1 \text{ m})(2.2 \text{ t/m}^3) = 0.22 \text{ t/m}^2$$

Los parapetos vehiculares usados en este tipo de puentes deben tener la forma y dimensiones especificadas en el reglamento del Instituto Mexicano del Transporte (IMT) este se muestra a continuación (Figura 5.12).

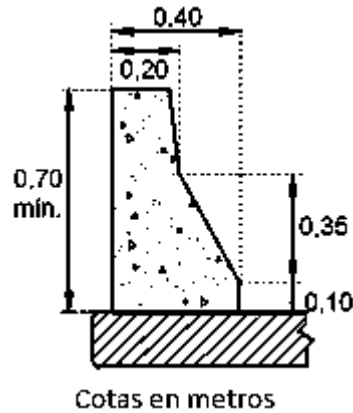


Figura 5.12 Parapetos vehiculares (IMT)

El peso del parapeto vehicular por unidad de longitud W_p esta dado por el producto del Área del parapeto A_p por el peso volumétrico del concreto γ_c :

$$W_p = A_p(\gamma_c)$$

En el caso del parapeto (Figura 5.12):

$$A_p = 0.193 \text{ m}^2$$

Y el peso por unidad de longitud nos da:

$$W_p = 0.193 \text{ m}^2(2.4 \text{ t/m}^3) = 0.463 \text{ t/m}$$

La normativa AASHTO nos permite simplificar el efecto de la carga muerta debido a parapetos y guarniciones W_p aplicando una carga uniformemente distribuida de 80 kilogramos por metro cuadrado sobre la superficie del tablero del puente. En el presente estudio se aplicó esta simplificación.

$$W_p = 80 \text{ kg/m}^2$$

Las cargas variables o cargas vivas principales de un puente corresponden a los vehículos que los transitan. Las cargas de diseño vehiculares se describieron con detalle en el capítulo 2. En este trabajo los puentes se diseñaron con los vehículos HS-20, T3-S2-R4 y T3-S3. En las normas AASHTO se especifica que en el caso de el análisis de cargas móviles en puentes de 2 carriles debemos

considerar que el vehículo HS-20 pasa por el carril izquierdo y alguno de los vehículos T3-S2-R4 o T3-S3 pasa por el carril derecho y viceversa. Es decir un vehículo ligero pasa por un carril al mismo tiempo que un vehículo pesado pasa por el otro y de los resultados de los elementos mecánicos obtenidos con líneas de influencia se elige la condición más desfavorable.

La ubicación de los carriles se tomó con base en la geometría transversal propuesta en los modelos. El ancho total de las losa de concreto es de 10.6 m y los parapetos ocupan 0.5 m a cada lado del ancho del tablero. Como se trata de puentes vehiculares se considera que no hay banquetas, por lo que la superficie de rodamiento abarca de la distancia de parapeto a parapeto que es de 9.6 m. El ancho del carril y acotamiento es de 4.8m y las líneas de carril se ubicaron al centro.

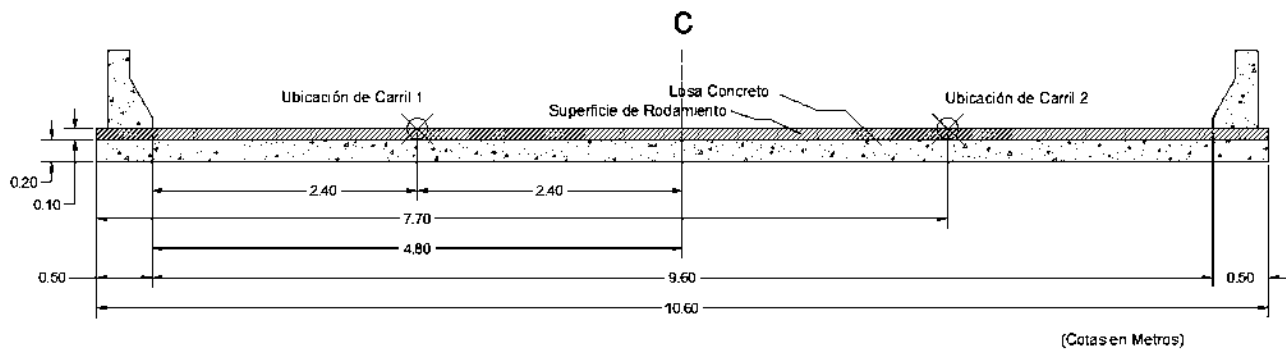


Figura 5.13 Ubicación de carriles para análisis de cargas vivas

5.2.4. Combinaciones de carga

Para combinar las cargas se sigue lo señalado por el código de diseño AASHTO (AASHTO, 1996), en este se establece que para diseñar para un grupo cualquiera de cargas, N, debe usarse la siguiente expresión.

$$\text{Group}(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_1 LF + \beta_0(R + S + T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE] \quad (\text{Ec. 5.4})$$

Donde:

N = nombre del grupo

γ = factor de carga

β = coeficiente

D = carga muerta

L = carga viva

I = factor de impacto de carga viva

E = Empuje de tierras
 B = flotabilidad
 W = presión del viento en la estructura
 WL = presión del viento en la carga viva
 LF = fuerza longitudinal de carga viva
 CF = fuerza centrífuga
 R = acortamiento del arco
 S = contracción
 T = temperatura
 EQ = acción sísmica
 SF = fuerza de presión de flujo
 ICE = presión del hielo

El valor de los factores, β , depende del grupo de cargas, N , para el cual se desee diseñar (AASHTO, 1996). Cuando en un grupo de cargas no se considera la acción de determinada carga el factor β es cero. En el grupo de cargas I se considera la acción de la carga muerta, D (dead), carga viva L (live), carga de impacto, I , fuerza centrífuga, CF (centrifugal force), empuje de tierras, E (earth pressure), flotabilidad, B (buoyancy), y presión de flujo, SF (stream flow pressure). en este grupo no se considera la acción por sismo.

$$\text{Group(I)} = 1.3[(1.0)D + 1.67(L + I) + (1.0)CF + \beta_E E + (1.0)B + (1.0)SF]$$

Como: $E = 0, B = 0, SF = 0$ y $CF = 0$

$$\text{Group(I)} = 1.3[(D + 1.67(L + I))]$$

El factor de Impacto toma en cuenta la amplificación de la carga que se da debido al movimiento vertical y consecuente golpeteo de los vehículos debido a las irregularidades y cambios de pendiente que se puedan presentar en la superficie de rodamiento. Para obtener el factor de impacto empleamos la expresión del código AASHTO, esta se encuentra expresada en función de la longitud del claro:

$$I = 15.24/(38.1 + L) < 30\% \quad (\text{Ec. 5.5})$$

En el caso de los modelos de puentes del presente estudio, los claros L son de 30 m por lo que (Ec. 5.5):

$$I = 15.24/(38.1 + 30) < 30\%$$

$$I = 0.2238$$

Esto significa que la magnitud de la carga viva debe ser incrementada un 22.38% debido al factor de impacto, es decir la carga viva, L , debe ser multiplicada por un factor de 1.2238. Por lo tanto la combinación de carga que incluye carga muerta y carga viva y no la acción sísmica queda como sigue:

$$\text{Group(I)} = 1.3D + 2.171(L + I)$$

$$\text{Group(I)} = 1.3D + 2.657L$$

Es decir, la magnitud de la carga muerta es incrementada en un 30% y la de la carga viva en un 165.7%.

El grupo que considera la acción sísmica, EQ (earthquake), es el VII y esta además, este grupo incluye las cargas muertas, D , empuje de tierras, E , fuerza de flotabilidad, B , y presión de flujo, SF .

$$\text{Group(VII)} = 1.3[(1.0)D + \beta_E E + (1.0)B + (1.0)SF + (1.0)EQ]$$

En este caso: $E = 0$, $B = 0$ y $SF = 0$

$$\text{Group(VII)} = 1.3[D + EQ]$$

Por lo que la combinación de cargas para diseñar por sismo en este caso es muy sencilla, ya que sólo se debe considerar la carga muerta y la acción sísmica incrementadas 30%.

5.2.5. Asignación de cargas en los modelos

Los modelos de puentes para diseño se modelaron en el software de análisis y diseño estructural SAP2000 (CSI, SAP2000, 2010). Los modelos son mixtos a base de elementos barra y elementos placa. Las columnas, vigas AASHTO, cabezales, vigas diafragma se modelaron como elementos barra. La losa del puente se modela a base de elementos finitos rectangulares tipo *placa* o también conocido como elementos *Shell* por su nombre en inglés. En la Figura 5.14 se muestra una vista extruida del modelo A1 en SAP2000.

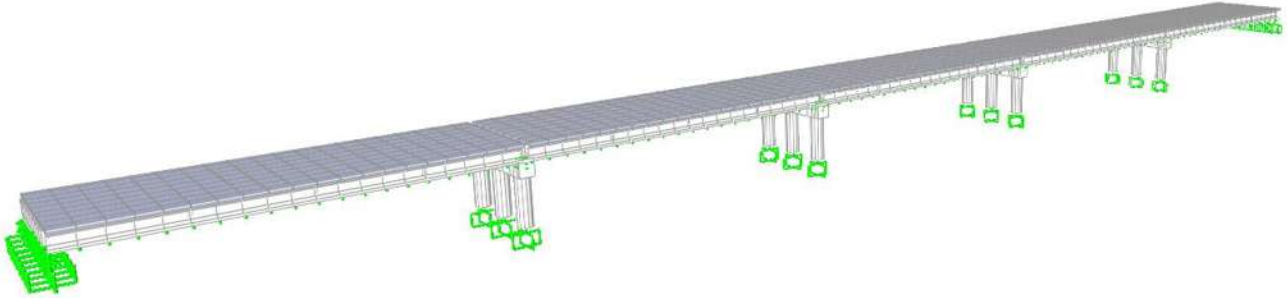


Figura 5.14 Modelo 1A en vista extruida

La carpeta asfáltica y la carga de parapetos y guarniciones se modelan como una carga uniformemente distribuida sobre el área de los elementos placa de la losa de concreto.

Como se menciona anteriormente la carga de la carpeta asfáltica es de 0.22 t/m^2 y la carga de los parapetos y guarniciones de 0.08 t/m^2 , esto suma una carga, $W = 0.3 \text{ t/m}^2$ que aplicamos sobre todos los elementos placa (Figura 5.15).

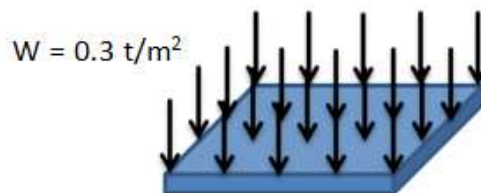


Figura 5.15 Representación de una carga uniformemente distribuida sobre un elemento placa

Como se modela la losa de concreto con elementos placa resulta innecesario modelar los nodos sobre el tablero como diafragma rígido debido a que los elementos proporcionan una rigidez muy elevada en el plano de la losa. En un modelo de diafragma rígido se fija la condición de que los nodos de la estructura deben tener desplazamientos iguales en el plano del diafragma, es decir en el de la losa, condición que en un sentido práctico se cumple cuando se insertan elementos placas para modelar una losa de concreto (Figura 5.16).

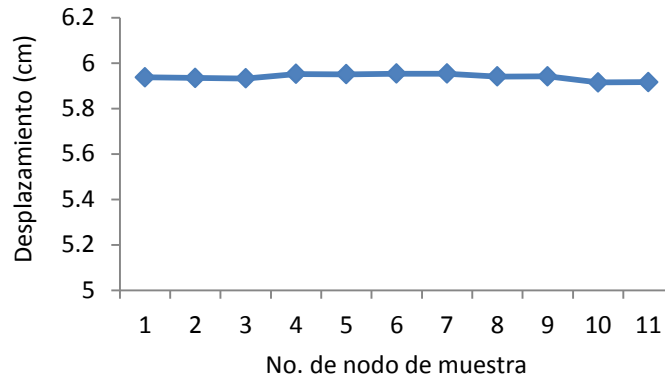


Figura 5.16 Desplazamiento horizontal de una muestra de nodos de tablero en el sentido longitudinal bajo combinación de carga sísmica.

Las vigas longitudinales de los tableros fueron subdivididas en segmentos de 1.5 m, con la finalidad de colocar elementos placa con nodos de esquina en los extremos de cada segmento de viga, donde se transiten los elementos mecánicos. Las vigas diafragma están subdivididas en elementos barra de la longitud de la separación de las vigas principales que es de 1.3 m. Debido a la longitud de los segmentos de las vigas, los elementos placa tienen forma rectangular con dimensiones de 1.5 por 1.3 m. Los apoyos de neopreno fueron modelados con elementos tipo *vínculo* o *link* por su nombre en inglés. Los elementos link vinculan dos nodos con ciertas propiedades de rigidez de desplazamiento y rotación. La rigidez en el plano horizontal que se le asigna a estos elementos link son los valores de rigidez que fueron calculador anteriormente para los apoyos fijo y móvil:

$$k_{\text{fijo}} = 281.25 \text{ t/m}$$

$$k_{\text{móvil}} = 200 \text{ t/m}$$

La rigidez vertical de los apoyos es mucho mayor en comparación con la rigidez lateral por lo que se modela como infinitamente rígida.

$$k_{\text{vertical}} = \infty$$

Un esquema de los elementos empleados de los modelos de este estudio se muestra en la Figura 5.17.

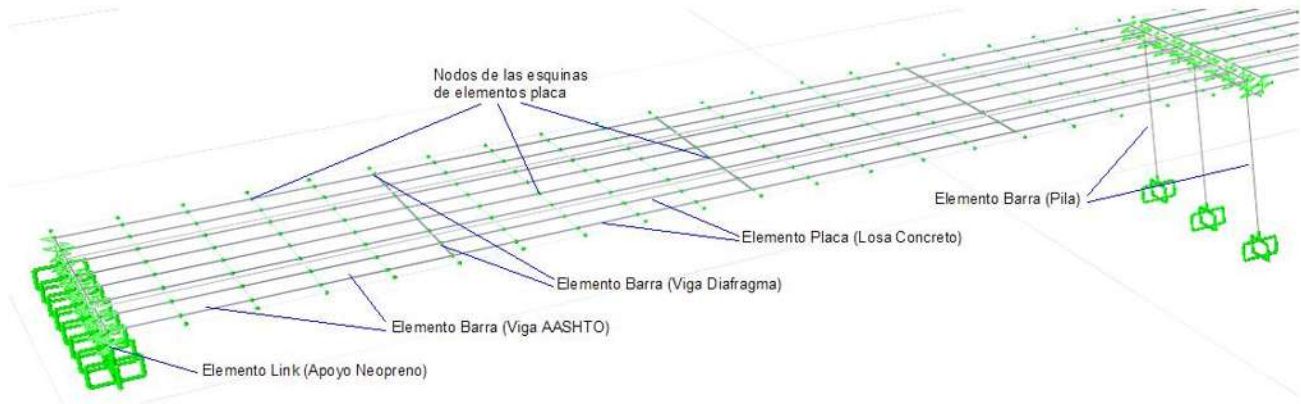


Figura 5.17 Elementos usados en los modelos de puentes simplemente apoyados sobre neoprenos

En la Figura 5.18 se muestra a detalle como se modelo la unión de dos tableros simplemente apoyados. Se observa que los elementos link se apoyan sobre elementos barra auxiliares. Estos elementos auxiliares son virtuales (no existen en un puente real) sin embargo son de utilidad para la creación de los modelos. A estos elementos auxiliares se les asigna una rigidez infinita a compresión, flexión y cortante, debido a que su única función es la de transmitir los elementos mecánicos al cabezal, debido a esto, las características geométricas de estos elementos no son relevantes, aquí se emplea una sección cuadrada de 20 por 20 cm. Es importante que los elementos auxiliares se les asigna un material de peso volumétrico igual a cero, ya que estos al ser inexistentes no deben contribuir al peso propio del puente.

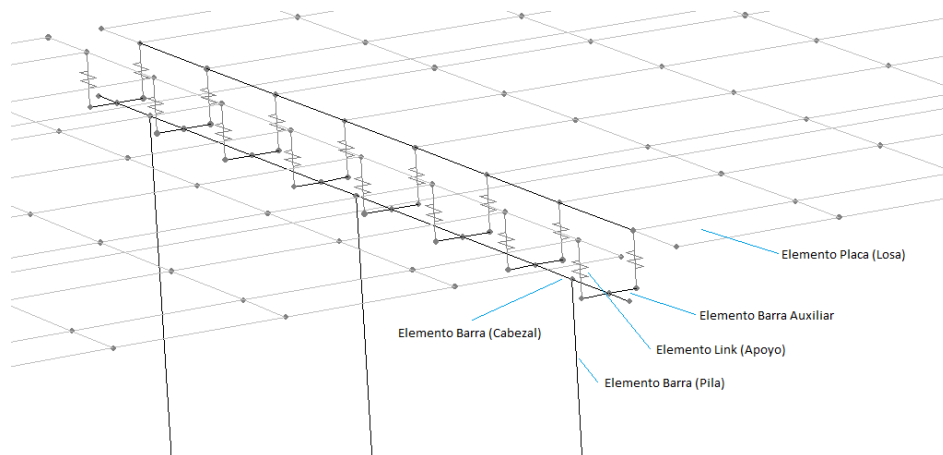


Figura 5.18 Detalle del modelo en unión de dos tableros

5.2.6. Refuerzo longitudinal y cuantía de acero

En la Figura 5.19 se muestran el diagrama de interacción de dos columnas de igual geometría pero con diferente armado. Se puede observar que la columna con mayor cantidad de acero de refuerzo tiene una capacidad a carga axial aumentada cerca de un 11% y una capacidad de resistir momento en el punto balanceado aumentada alrededor de un 29%. Es decir el acero longitudinal aumenta más la capacidad para resistir flexocompresión que compresión pura.

La cantidad de refuerzo que se debe colocar en las columnas depende de los esfuerzos mecánicos de diseño en estas que a su vez están en función de las solicitaciones a las que estén sometidas durante su vida útil. El diseño realizado con ayuda del paquete de software SAP2000 (CSI, SAP2000, 2010) nos arroja el área de acero, A_{s0} , necesario para resistir las cargas muertas, vivas y la acción sísmica. La cuantía está definida como:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} \quad (\text{Ec. 5.6})$$

Donde:

A_g = Área bruta de la sección transversal

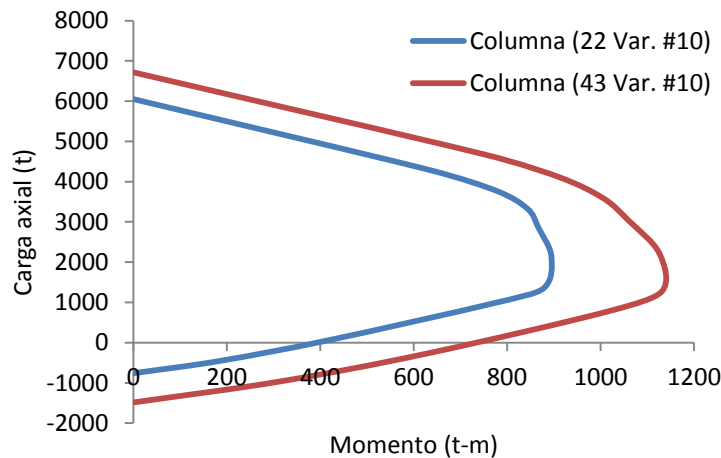


Figura 5.19 Comparativo de capacidad a flexocompresión de dos columnas de igual geometría con diferente armado

En las normas técnicas complementarias del DF (NTCDF) (Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal, 2004) se recomienda que la cuantía de acero, ρ , en las columnas no sea menor que:

$$\rho_{min} = \frac{20}{f_y} \quad (\text{Ec. 5.7})$$

En el caso de acero de refuerzo con una resistencia nominal, f_y , de 4200 kg/cm², la cuantía de acero mínima recomendada por las NTCDF es de:

$$\rho_{min} = \frac{20}{f_y} = \frac{20}{4200} = 0.476\%$$

Además recomienda la cuantía de acero no sea mayor de 6%

$$\rho_{max} = 6\%$$

Sabemos que la cuantía de acero tiene un impacto significativo en el costo de los elementos de concreto reforzado, En la Figura 5.20 se muestra la relación que existe entre la cuantía de acero y el costo por metro lineal de una viga de concreto reforzado donde se mantiene una relación entre el ancho y la altura de 0.5 constante. Se observa que a medida que se incrementa la cuantía de acero, disminuye el costo de con una curva similar a una logarítmica. El costo para cuantías de acero menores a 0.4% es muy elevado y a partir de cuantías de acero mayores a 1% el costos de los elementos es cercano al costo optimo.

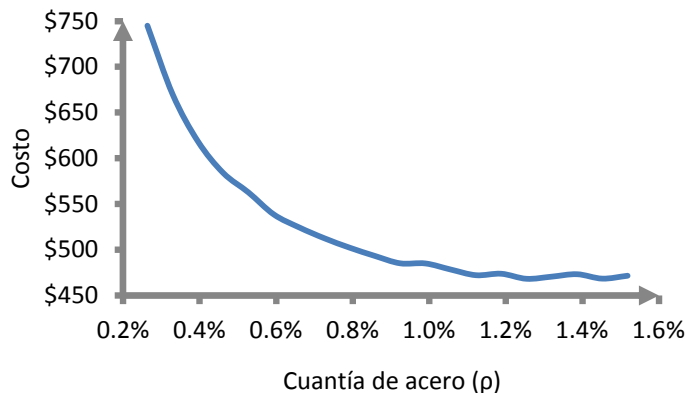


Figura 5.20 Costo de viga por metro lineal en función de la cuantía de acero conservando una relación de ancho entre peralte igual a 0.5 ($b=0.5d$)

Además, por cuestiones prácticas de construcción, es recomendable usar cuantías de acero menores al 3% debido que puede haber saturación de acero en el elemento y quedar poco espacio para que el material pétreo alcance todas las zonas. También resulta recomendable que las dimensiones y geometría de los elementos sea uniforme en toda la estructura, aunque no siempre es posible lograrlo.

En el procedimiento de diseño de este trabajo se tuvieron en consideración todos estos factores y se buscó que las cuantías de acero se encontraran en un intervalo de entre 1% y 2%, y como máximo 3%. Para lograr esto es necesario efectuar un proceso iterativo de propuesta-análisis-diseño-ajuste, es decir se propone una dimensión sección transversal para las columnas del puente, se analiza y diseña, después se revisa que la cuantía de acero obtenida se encuentre dentro del intervalo deseado, y si no es así se debe proceder ajustar la propuesta inicial y aquí se repite el bucle. Es una opción usar fórmulas empíricas para encontrar una aproximación de la sección transversal que requiere el proyecto para hacer más corto y eficiente el proceso iterativo.

Como ejemplo se explicará el proceso seguido para obtener las dimensiones, cuantía de acero y número de varillas de refuerzo de las columnas del modelo 1 de este trabajo. Recordemos que las columnas de los modelos son de sección circular por lo que el único parámetro de las dimensiones a encontrar es el diámetro, D , de la sección de la columna.

1. Para todas las columnas del puente, se proponen un diámetro igual a 130 cm
2. Se ejecuta el análisis del modelo
3. Se ejecuta el diseño
4. Para las tres columnas del eje 1, se obtienen valores de área de acero, A_s , diferentes. Se toma el valor máximo que en este caso es: $A_s = 221.65$ con la intención de hacer uniforme el refuerzo de las columnas pertenecientes a este eje.
5. Se calcula la cuantía de acero de las columnas ubicadas en el eje 1, que en este caso es:
 $\rho = 221.65 / \pi (65)^2 = 1.67\%$
6. Se calculan también las cuantías de acero del resto de los ejes del puente, en este ejemplo resultan 1.79%, 1.79% y 1.67% para los ejes 2, 3 y 4 respectivamente.
7. Como todas las cuantías de acero se encuentran dentro del intervalo deseado preferencial de entre 1 y 2%, se acepta el diámetro propuesto de 130 cm para todas las columnas del puente.
8. Una vez aceptada la dimensión de las columnas, se propone el tamaño de las varillas del refuerzo longitudinal.
9. Se calcula el número de varillas para cubrir el área de acero resultante del diseño. En este caso se emplean varillas del no. 10, por lo que para el eje 1 se necesita:
 Numero de varillas = $N = A_s / A_b = 221.65 / 7.917 = 27.997 \approx 28$ el resultado se redondea al número entero inmediato superior, por lo que el área de acero resultante la cubrimos colocando 28 varillas del no. 10.
10. Como el redondeo a números enteros de varillas puede cambiar el área de acero de forma significativa, debemos calcular el área de acero real que será colocada en la columna para evitar subestimar su capacidad.

En caso de que el diámetro propuesto no cumpliera con la condición de que todas las columnas del puente cumplieran con la cuantía de acero deseada, se debe proponer otro diámetro para todas las columnas del puente que satisfaga esta condición. Si no existiera una dimensión uniforme para todas las columnas del puente que cumpla con los requisitos, entonces se propone usar dos o más diámetros diferentes para diversas áreas del puente, aunque de preferencia se debe buscar que las dimensiones sean lo más uniformes posibles.

5.2.7. Refuerzo transversal

El refuerzo transversal proporciona confinamiento al núcleo de concreto de las columnas y consecuentemente aumenta su capacidad a flexocompresión en comparación con el concreto reforzado. La cantidad de refuerzo transversal que es colocada en las columnas se controla con la separación de los estribos, s , esto se debe a que el diámetro de los estribos que se emplea por lo general queda fijo ya que utilizar estribos de numero mayor al 5 (Var. del no. 5) complica la práctica constructiva.

Los resultados del diseño respecto al refuerzo transversal los obtenemos con el software SAP2000 (CSI, SAP2000, 2010) por defecto en unidades de área por unidad de longitud. Como ejemplo expondremos el refuerzo transversal de diseño que requiere el modelo 1:

$$A_{tl} = \text{Área de refuerzo transversal por unidad de longitud} = 0.115 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

En base a esto podemos obtener la separación de estribos, para esto se debe proponer un diámetro de estribos, en nuestro caso se proponen varillas del no. 4, las cuales tienen un área transversal $A_b = 1.267$. La separación de estribos queda definida por la siguiente expresión:

$$s = \frac{A_v}{A_{tl}}$$

Donde:

$$A_v = 2A_b = \text{Area de todas las ramas de refuerzo transversal}$$

Por lo tanto para este ejemplo la separación de estribos queda como sigue:

$$s = \frac{A_v}{A_{tl}} = \frac{2(1.267 \text{ cm}^2)}{0.115 \text{ cm}^2/\text{cm}}$$

$$s = 22.03$$

Por lo que las columnas del modelo 1 se arman con estribos del no. 4 a cada 22 cm.

5.2.8. Resumen de resultados del diseño

En este apartado se presenta un resumen de los resultados obtenidos del análisis y diseño de los 12 modelos de puentes. El modelo A1 es (regular con pilas de 5 m) se resolvió con columnas de diámetro uniforme igual a 130 cm. Las columnas de los ejes centrales (2 y 3) son armadas con 30 varillas del no. 10 y las columnas de los ejes extremos (1 y 4) con 28 varillas del no. 10. Las cuantías de acero en el caso de del modelo 1 se encuentran en un intervalo de 1.67% y 1.79%. El refuerzo de confinamiento se resolvió con 22 varillas del no. 4 en todos los ejes (Tabla 5.4).

Debido a que el modelo es regular las áreas de acero y armados resultantes son similares en todos los ejes. Las pilas de los ejes extremos tienen una menor demanda, esto aparentemente se debe al hecho que las condiciones de apoyo del tablero que soportan no son iguales en ambos extremos de este, es decir las columnas del eje 1 y 4 soportan tableros que su otro extremo se encuentran apoyados en neoprenos sobre estribos que son más rígidos, a diferencia de las pilas ubicadas en los ejes 2 y 3 que soporta tableros apoyados en neoprenos sobre sistemas pila-cabezal.

Para observar con mayor facilidad la diferencia en los resultados del diseño de modelo a modelo en el refuerzo longitudinal se emplearon siempre varillas del no. 10 y estribos del no. 4.

El modelo A2 se encuentra en el grupo de los modelos irregulares. En el caso particular del modelo 2, se resolvió con columnas de diámetro uniforme de 140 cm. La cuantía de acero en la columnas cortas ubicada en los ejes extremos (1 y 4) resulto de 1.13% mientras que en las columnas de mayor longitud de 2.21%. La separación de estribos es de 20 cm uniforme en todas las columnas.

En los modelos A3 y A4 que poseen una irregularidad geométrica mayor, no fue posible usar un diámetro uniforme en todas las columnas. En las pilas del eje 1 y 4 se propuso un diámetro de 120 cm con cuantías de acero de 1.82% en ambos modelos. En los ejes 2 y 3 columnas de 160 cm y 170 cm de diámetro con cuantías de acero de 2.05% y 2.30% en los modelos A3 y A4 respectivamente. En estos modelos la separación de los estribos no es igual para columnas de ejes centrales y ejes extremos (Tabla 5.6 y Tabla 5.7).

Tabla 5.4 Resultados del diseño del Modelo A1

Columnas	Longitud (m)	Diámetro (cm)	A_s diseño (cm ²)	ρ diseño	Varillas del No. 10	A_s real (cm ²)	ρ real	S estribos del No. 4 (cm)
----------	-----------------	------------------	------------------------------------	---------------	---------------------------	----------------------------------	-------------	--------------------------------

Eje 1	5	130	221.65	1.67%	28	221.68	1.67%	22
Eje 2	5	130	236.49	1.78%	30	237.52	1.79%	22
Eje 3	5	130	236.42	1.78%	30	237.52	1.79%	22
Eje 4	5	130	220.21	1.66%	28	221.68	1.67%	22

Tabla 5.5 Resultados del diseño del Modelo A2

Columnas	Longitud (m)	Diámetro (cm)	A_s diseño (cm ²)	ρ diseño	Varillas del No. 10	A_s real (cm ²)	ρ real	S estribos del No. 4 (cm)
Eje 1	5	140	172.62	1.12%	22	174.18	1.13%	20
Eje 2	7.5	140	336.45	2.19%	43	340.44	2.21%	20
Eje 3	7.5	140	354.61	2.30%	43	340.44	2.21%	20
Eje 4	5	140	170.00	1.10%	22	174.18	1.13%	20

Tabla 5.6 Resultados del diseño del Modelo A3

Columnas	Longitud (m)	Diámetro (cm)	A_s diseño (cm ²)	ρ diseño	Varillas del No. 10	A_s real (cm ²)	ρ real	S estribos del No. 4 (cm)
Eje 1	5	120	206.90	1.83%	26	205.85	1.82%	23
Eje 2	10	160	413.41	2.06%	52	411.70	2.05%	17
Eje 3	10	160	412.26	2.05%	52	411.70	2.05%	17
Eje 4	5	120	205.32	1.82%	26	205.85	1.82%	23

Tabla 5.7 Resultados del diseño del Modelo A4

Columnas	Longitud (m)	Diámetro (cm)	A_s diseño (cm ²)	ρ diseño	Varillas del No. 10	A_s real (cm ²)	ρ real	S estribos del No. 4 (cm)
Eje 1	5	120	206.96	1.83%	26	205.85	1.82%	23
Eje 2	15	170	524.23	2.31%	66	522.54	2.30%	16
Eje 3	15	170	522.10	2.30%	66	522.54	2.30%	16
Eje 4	5	120	205.17	1.81%	26	205.85	1.82%	23

En los modelos de la serie B también se encuentra un modelo regular (Modelo B7.5) con pilas de 7.5 m de longitud, en este, al igual que el modelo A1, el refuerzo longitudinal resulta mayor en las columnas de ejes centrales. En el modelo B7 y B9 no fue posible usar un diámetro uniforme. En el

resto de modelos de la serie B (B5, B6 y B8) se usó un diámetro igual en todas las columnas. En la Tabla 5.8 se observa que a pesar de que solo un eje de columnas tiene una longitud mayor con respecto al resto, los armados de las columnas cortas no resultan iguales. Las columnas del eje 2 requieren 28 varillas mientras que las de los ejes 1 y 4 sólo 25. Presumiblemente la demanda de la pila del eje central adyacente a la pila larga aumenta por la presencia de la pila larga.

Los detalles de áreas, cuantías de acero y separación de estribos de todos los modelos de la serie B, se muestran de la Tabla 5.8 a la Tabla 5.13.

Tabla 5.8 Resultados del diseño del Modelo B5

Columnas	Longitud (m)	Diámetro (cm)	A_s diseño (cm^2)	ρ diseño	Varillas del No. 10	A_s real (cm^2)	ρ real	S estribos del No. 4 (cm)
Eje 1	5	140	193.96	1.26%	25	197.93	1.29%	20
Eje 2	5	140	214.31	1.39%	28	221.68	1.44%	20
Eje 3	7.5	140	340.14	2.21%	43	340.44	2.21%	20
Eje 4	5	140	188.79	1.23%	25	197.93	1.29%	20

Tabla 5.9 Resultados del diseño del Modelo B6

Columnas	Longitud (m)	Diámetro (cm)	A_s diseño (cm^2)	ρ diseño	Varillas del No. 10	A_s real (cm^2)	ρ real	S estribos del No. 4 (cm)
Eje 1	5	145	171.39	1.04%	22	174.18	1.05%	19
Eje 2	5	145	171.30	1.04%	22	174.18	1.05%	19
Eje 3	10	145	396.02	2.40%	50	395.87	2.40%	19
Eje 4	5	145	165.13	1.00%	22	174.18	1.05%	19

Tabla 5.10 Resultados del diseño del Modelo B7

Columnas	Longitud (m)	Diámetro (cm)	A_s diseño (cm^2)	ρ diseño	Varillas del No. 10	A_s real (cm^2)	ρ real	S estribos del No. 4 (cm)
Eje 1	5	130	212.73	1.60%	28	221.68	1.67%	22
Eje 2	5	130	219.18	1.65%	28	221.68	1.67%	22
Eje 3	15	170	424.64	1.87%	54	427.53	1.88%	16
Eje 4	5	130	208.24	1.57%	28	221.68	1.67%	22

Tabla 5.11 Resultado del diseño del Modelo B7.5

Columnas	Longitud (m)	Diámetro (cm)	A_s diseño (cm ²)	ρ diseño	Varillas del No. 10	A_s real (cm ²)	ρ real	S estribos del No. 4 (cm)
Eje 1	7.5	155	277.11	1.47%	35	277.11	1.47%	18
Eje 2	7.5	155	324.61	1.72%	41	324.61	1.72%	18
Eje 3	7.5	155	324.61	1.72%	41	324.61	1.72%	18
Eje 4	7.5	155	277.11	1.47%	35	277.11	1.47%	18

Tabla 5.12 Resultados del diseño del Modelo B8

Columnas	Longitud (m)	Diámetro (cm)	A_s diseño (cm ²)	ρ diseño	Varillas del No. 10	A_s real (cm ²)	ρ real	S estribos del No. 4 (cm)
Eje 1	7.5	155	259.41	1.37%	34	269.19	1.43%	18
Eje 2	7.5	155	314.10	1.66%	40	316.69	1.68%	18
Eje 3	10	155	435.90	2.31%	55	435.45	2.31%	18
Eje 4	7.5	155	266.84	1.41%	34	269.19	1.43%	18

Tabla 5.13 Resultados del diseño del Modelo B9

Columnas	Longitud (m)	Diámetro (cm)	A_s diseño (cm ²)	ρ diseño	Varillas del No. 10	A_s real (cm ²)	ρ real	S estribos del No. 4 (cm)
Eje 1	7.5	150	261	1.48%	33	261.27	1.48%	19
Eje 2	7.5	150	303	1.71%	39	308.77	1.75%	19
Eje 3	15	170	488	2.15%	62	490.87	2.16%	16
Eje 4	7.5	150	280	1.58%	33	261.27	1.48%	19

Debido a que los modelos de la serie C tienen una alta irregularidad geométrica y poseen tres ejes con longitudes diferentes de pilas en ningún caso fue posible emplear dimensiones iguales en todos los ejes de columnas, aunque si fue posible emplear en algunos casos dimensiones iguales en la mayoría de los ejes. Por ejemplo en el modelo C10 se propuso un diámetro de 140 cm para las columnas de todos los ejes con excepción del central (ejes 1, 2, 4 y 5), en el eje central (eje 3) el diámetro de la columna propuesta fue de 160 cm. En el modelo C11 ocurrió algo similar en la propuesta de las dimensiones de las columnas; columna de eje central (eje 3) con diámetro de 170 cm y columnas en resto de ejes con diámetro de 140 cm. En el caso del modelo C12 no fue posible proponer dimensiones uniformes en los ejes 1 y 2 debido a que la variación de la longitud de las pilas de eje a eje es abrupta (5, 10 y 15 m), por lo que la propuesta fue un diámetro de las

columnas de 120 cm en los ejes 1 y 5, de 150 cm en los ejes 2 y 4 y 170 cm en el eje central (eje 3). Se observa que las cuantías de acero se mantuvieron en valores cercanos a 2% en todos los modelos de la serie C.

Tabla 5.14 Resultados del diseño del Modelo C10

Columnas	Longitud (m)	Diámetro (cm)	A_s diseño (cm^2)	ρ diseño	Varillas del No. 10	A_s real (cm^2)	ρ real	$S_{estribos}$ del No. 4 (cm)
Eje 1	5	140	167.28	1.09%	21	166.26	1.08%	20
Eje 2	7.5	140	318.82	2.07%	40	316.69	2.06%	20
Eje 3	10	160	455.96	2.27%	58	459.20	2.28%	16
Eje 4	7.5	140	317.50	2.06%	40	316.69	2.06%	20
Eje 5	5	140	164.62	1.07%	21	166.26	1.08%	20

Tabla 5.15 Resultados del diseño del Modelo C11

Columnas	Longitud (m)	Diámetro (cm)	A_s diseño (cm^2)	ρ diseño	Varillas del No. 10	A_s real (cm^2)	ρ real	$S_{estribos}$ del No. 4 (cm)
Eje 1	5	140	169.49	1.10%	22	174.18	1.13%	20
Eje 2	7.5	140	304.58	1.98%	39	308.77	2.01%	20
Eje 3	15	170	514.27	2.27%	65	514.62	2.27%	16
Eje 4	7.5	140	301.74	1.96%	39	308.77	2.01%	20
Eje 5	5	140	167.21	1.09%	22	174.18	1.13%	20

Tabla 5.16 Resultados del diseño del Modelo C12

Columnas	Longitud (m)	Diámetro (cm)	A_s diseño (cm^2)	ρ diseño	Varillas del No. 10	A_s real (cm^2)	ρ real	$S_{estribos}$ del No. 4 (cm)
Eje 1	5	120	200.906	1.78%	26	205.85	1.82%	23
Eje 2	10	150	400.047	2.26%	51	403.78	2.28%	19
Eje 3	15	170	590.324	2.60%	75	593.80	2.62%	16
Eje 4	10	150	397.705	2.25%	51	403.78	2.28%	19
Eje 5	5	120	199.319	1.76%	26	205.85	1.82%	23

Se observa en los resultados del diseño que existe una fuerte correlación entre la longitud de la columnas y la capacidad que demanda en el diseño. Es decir, en columnas de mayor longitud se requiere proponer mayores dimensiones y áreas de acero. Esto se explica por el hecho de que los

elementos mecánicos que aparecen en las columnas debido a las solicitaciones impuestas por la acción sísmica, aumentan a medida que se incrementa la longitud.

Para ejemplificar lo anterior, se analiza los elementos mecánicos del modelo C12 para el análisis modal espectral en relación con su longitud. El aumento de la magnitud del momento flexionante de la columna más corta a la más larga es de 301 a 1054 t-m lo que representa un aumento de 251%. Las columnas presentan un aumento en su longitud de 5 a 15 m de las columnas más cortas a las más largas respectivamente, esto representa un aumento de longitud de 200%. Esto indica que aumento de la magnitud del momento es superior al aumento de la longitud. El aumento de cortante es menor, ya que este presenta un aumento de la columna más corta a la más larga de 61 a 70.4 lo que representa un aumento de solo 15.4% para un aumento de longitud de las columnas de 200% (Figura 5.21). La magnitud de la carga axial se ve influenciada solo por el efecto de aumento del peso propio cuando la longitud de las pilas es más grande.

Además existe una correlación negativa entre la longitud de las pilas y su rigidez, es decir, a medida que se incrementa la longitud de las pilas de los modelos analizados en este estudio, disminuye su rigidez. En la Figura 5.22 se muestra que las pilas del modelo C12 tienen una rigidez de 35.4, 15.4 y 10.9 t/cm y longitudes de 15, 10 y 5m respectivamente. La magnitud de la rigidez de la pila de 5 m es 130% mayor que la rigidez de la pila de 10 m y 225% mayor que la rigidez de la pila de 15 m.

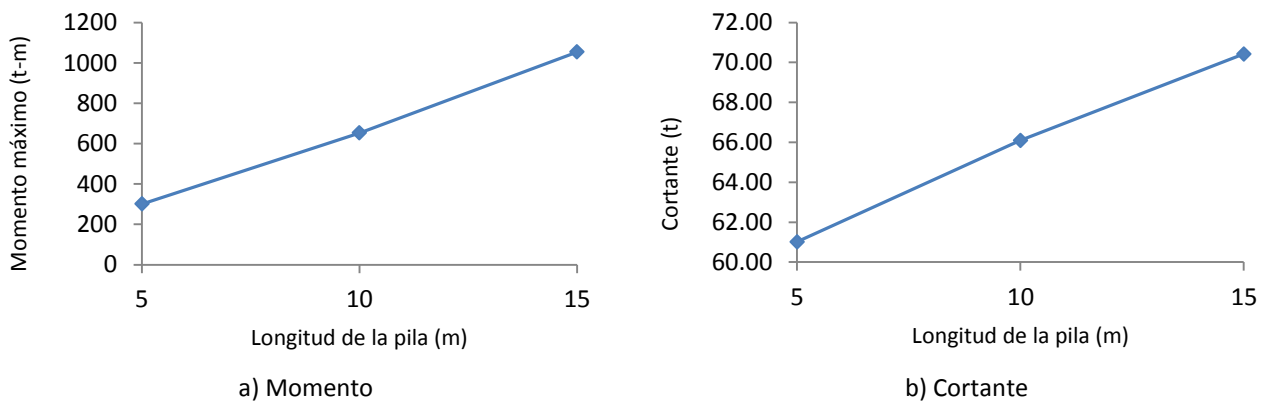


Figura 5.21 Correlación de elementos mecánicos contra longitud de la pila en el modelo C12 por solicitación sísmica en análisis modal espectral.

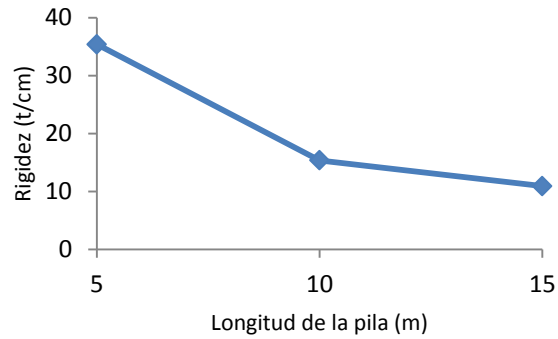


Figura 5.22 Correlación entre la longitud y rigidez de las pilas del modelo C12.

5.2.9. Disposición del acero en las columnas

La distribución del acero longitudinal es perimetral en una línea de circunferencia (Figura 5.23). El refuerzo transversal consiste en anillos paralelos de varillas del No. 4, la separación de los anillos depende del diseño de cada elemento en particular. Se considera un recubrimiento de 4.17 cm.

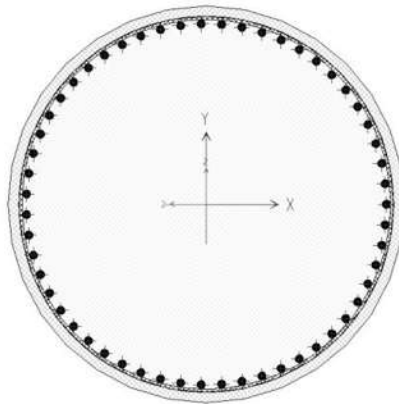


Figura 5.23 Esquema de la disposición del acero en las columnas.

5.2.10. Diagramas de interacción de las columnas

Los diagramas de interacción muestra líneas o superficies de fluencia del acero de refuerzo en elementos de concreto reforzado bajo la combinación de carga axial y momento (P-M). Es decir, los diagramas nos proporcionan información sobre la capacidad de los elementos. Las columnas de concreto de un puente son elementos que están sometidos a flexocompresión, es decir, una combinación de carga axial y momento alrededor de 2 ejes ortogonales (P-M2-M3), por lo que la representación completa del diagramas de interacción resulta ser un grafico tridimensional con forma de globo. En la Figura 5.24 se muestra el un representación tridimensional del diagrama de

interacción P-M2 de las columnas ubicadas en el eje 1 del modelo A1, para esto se introduce las vistas del valor del momento M2, en diferentes ángulos.

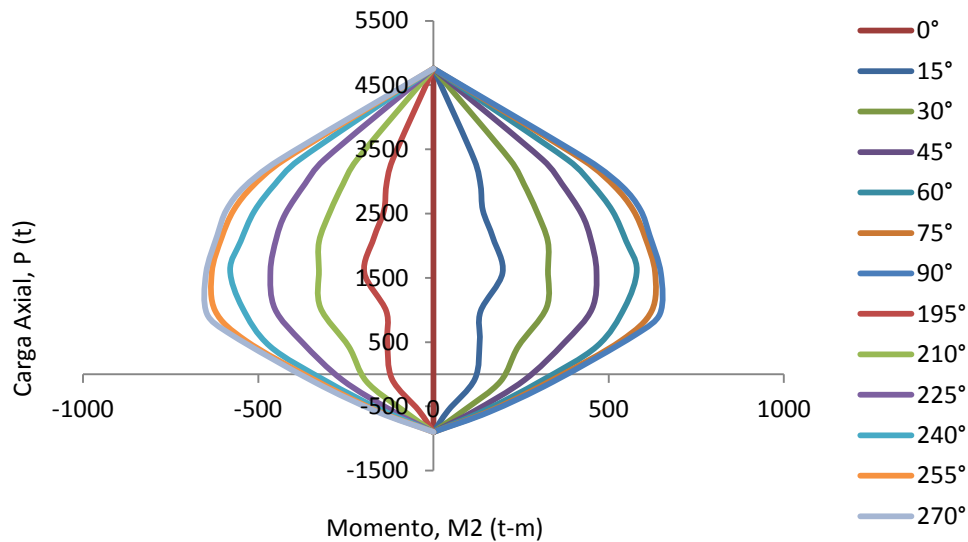


Figura 5.24 Diagrama de interacción P-M2 de las columnas del eje 1 (28#10) del modelo A1

La capacidad a carga axial pura de las columnas del modelo A1 de ejes 1 y 4 con armado de 28 varillas del no. 10 (28#10) es de 5503 t y la capacidad de momento en el punto balanceado de 743.18 t-m. Las columnas de ejes 2 y 3 con armado 30#10 tienen una capacidad a carga axial ligeramente superior y a momento en el punto balanceado igual. La capacidad a carga axial es de 5567 t (Figura 5.25a).

En el modelo regular se aprecia que la capacidad de las columnas con diferente armado del modelo regular es similar (Figura 5.25a). En los modelos irregulares se aprecia una diferencia importante en la capacidad de las columnas cortas en comparación con las largas. En el modelo A2, se nota una diferencia clara de la capacidad para resistir momento antes de la fluencia entre las columnas de diferente longitud. Sin embargo la capacidad a compresión pura no varía significativamente (Figura 5.25b). Los modelo A3 y A4 tienen una irregularidad geométrica, I_{geo} , grande ($r_L > 2$) y se observa que la capacidad de las columnas largas es mucho mayor que las cortas, la capacidad a momento es aproximadamente 3 veces mayor y la capacidad a carga axial es de alrededor del doble en estos modelos (Figura 5.25a y Figura 5.25b).

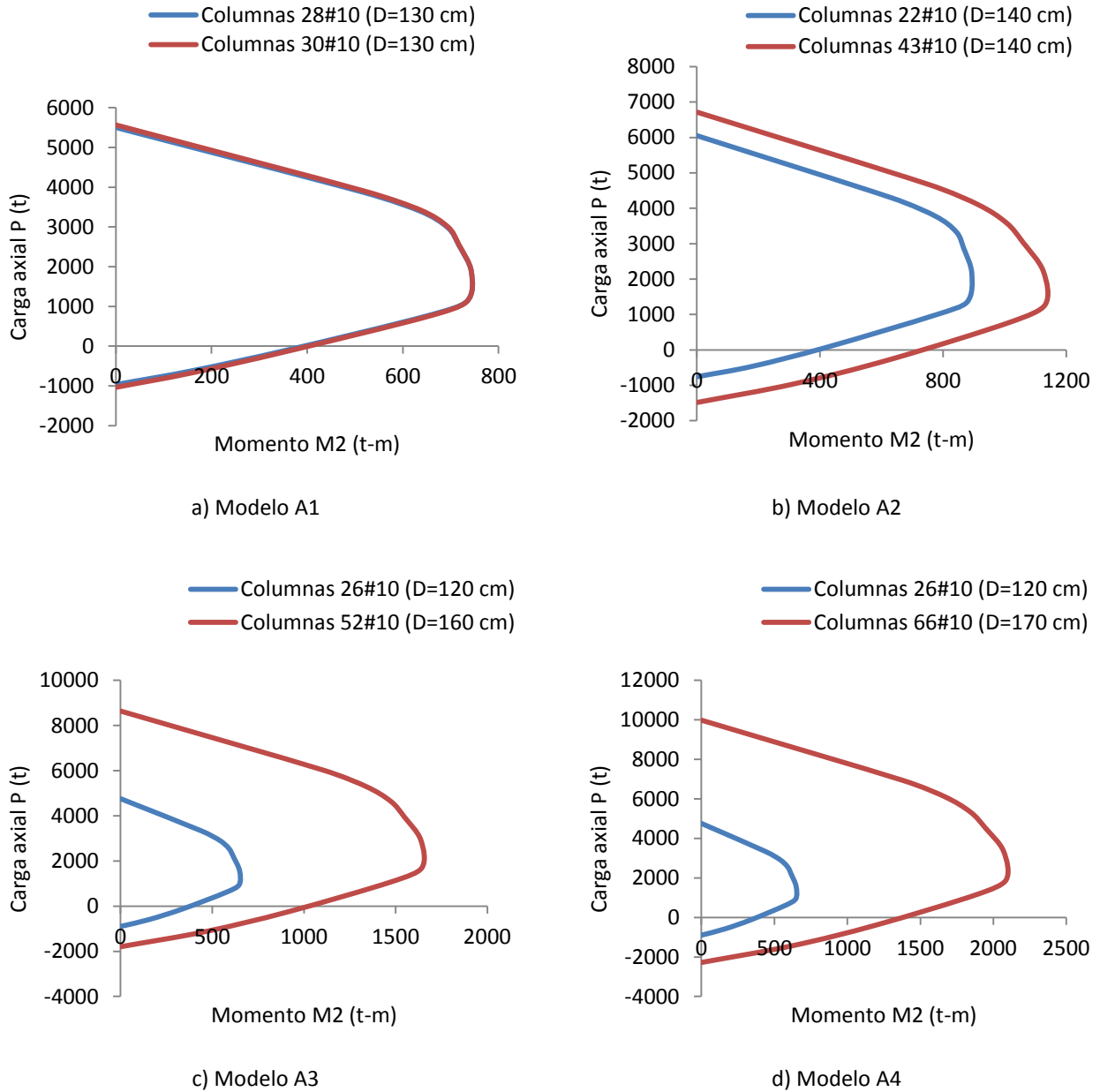


Figura 5.25 Comparación de los diagramas de interacción de columnas de los modelos en modelos serie A

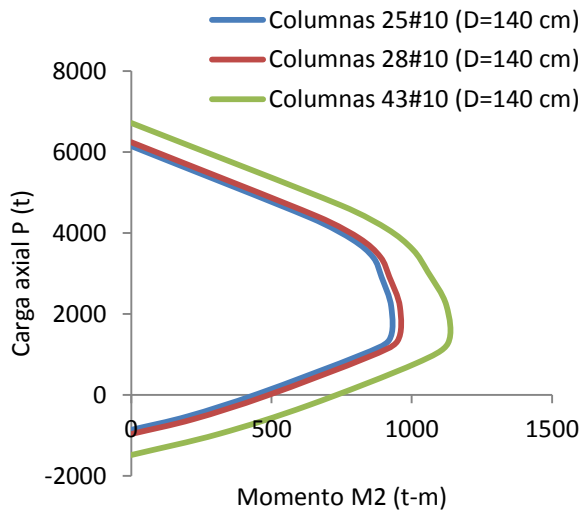
En el modelo regular de la serie B (Modelo B7.5) los diagramas de interacción de las columnas con diferentes armados que componen este puente al igual que en modelo regular A1 son similares, aunque aquí es más apreciable la diferencia de capacidad de las columnas. Esto se debe a que la diferencia en la demanda de momentos flexionantes en columnas de 7.5 m es mayor que en columnas de 5 m de longitud. En el modelo regular de pilas de 5 m de longitud (Modelo A1) el incremento de la demanda de momentos flexionantes bajo la combinación de cargas del análisis

modal espectral de columnas de ejes extremos a ejes centrales es de 8.14% mientras que el modelo regular con pilas de 7.5 m de longitud el incremento es de 16.55% (Tabla 5.17).

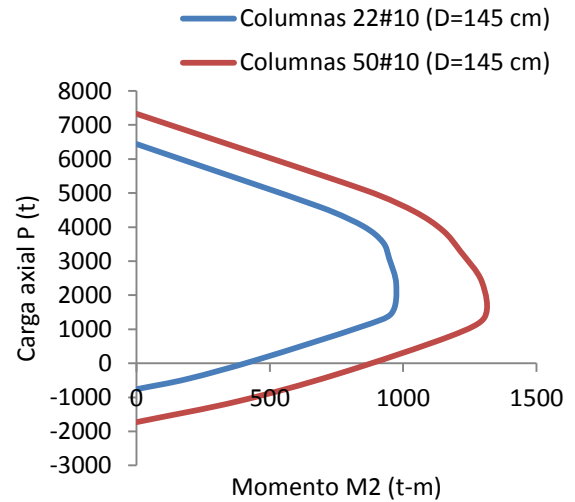
Tabla 5.17 Comparación de incremento de momentos flexionantes en columnas de ejes 1 y 2 en modelos regulares (Modelos A1 y B7.5)

	Eje 1	Eje 2	Incremento
Modelo A1	353.370	382.148	8.14%
Modelo B7.5	506.305	590.117	16.55%

El modelo B7 es el que tiene una irregularidad geométrica mayor ($I_{geo} = 3$), por esta razón existe mucha diferencia en la capacidad de las columnas de este modelo. Las columnas cortas de 5 m de longitud tienen una capacidad a carga axial pura de 5503 t, mientras que las columnas largas una capacidad de 9605 t. La capacidad de momento en los puntos de falla balanceados es de 803 t-m en columnas cortas y de 1907 en columnas largas. Es decir, la columna larga tiene una capacidad 74.5% y 137.5% mayor en carga axial pura y en momento en el punto de falla balanceado respectivamente. Los diagramas de interacción de todos los modelos de la serie B se muestran en la Figura 5.26.



a) Modelo B5



b) Modelo B6

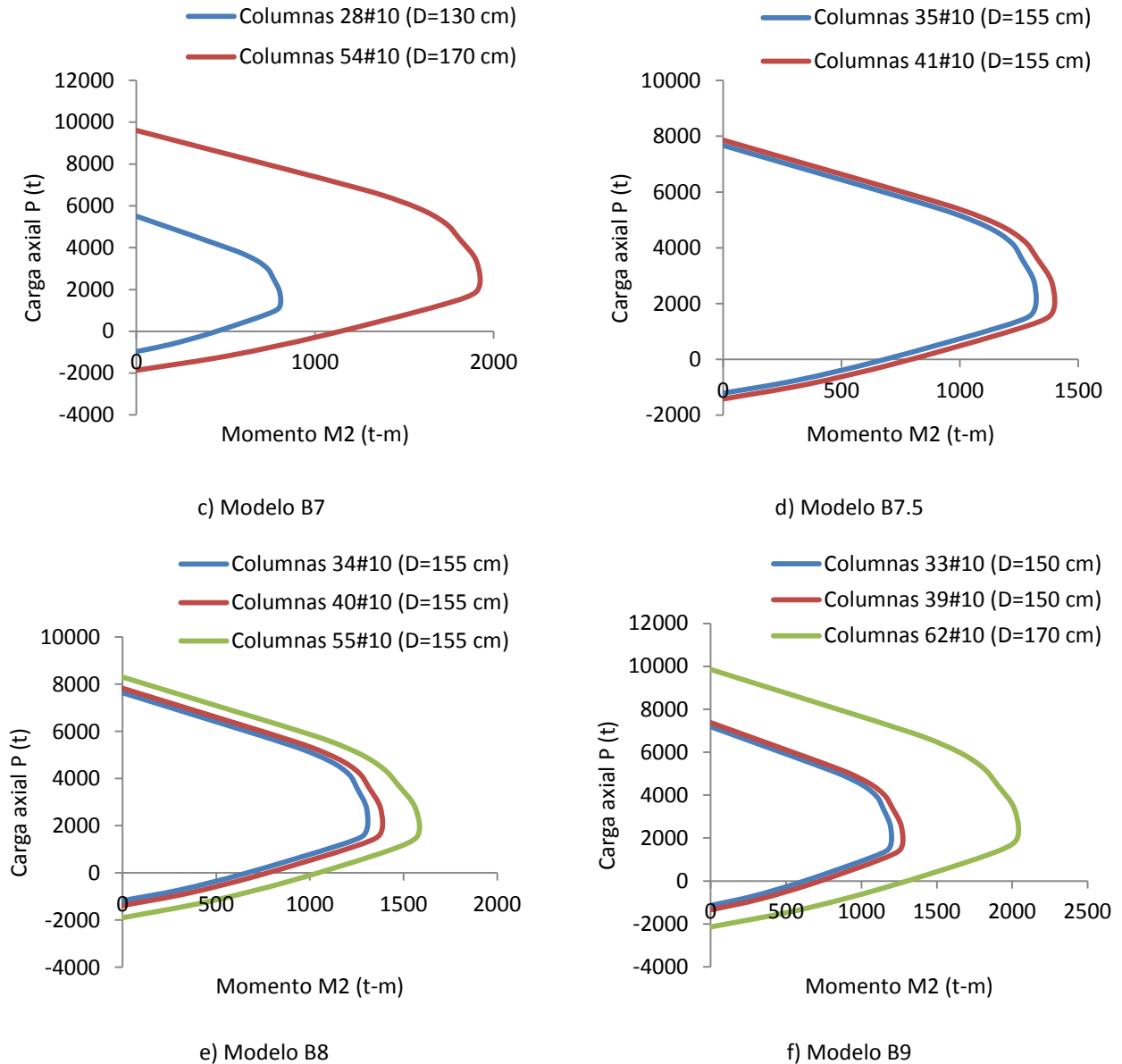


Figura 5.26 Comparación de los diagramas de interacción de columnas de los modelos en modelos serie B

Recordemos que los modelos de la serie C tienen un eje de columnas más en comparación con los modelos de la serie A y B. Esto hace que tengamos pilas con 3 capacidades o diagramas de interacción diferentes en estos modelos. Similarmente a las pilas de los modelos cuya capacidad fue descrita anteriormente, en los modelos de la serie C, las columnas más largas son las de mayor capacidad. Esto se observa claramente en la Figura 5.27.

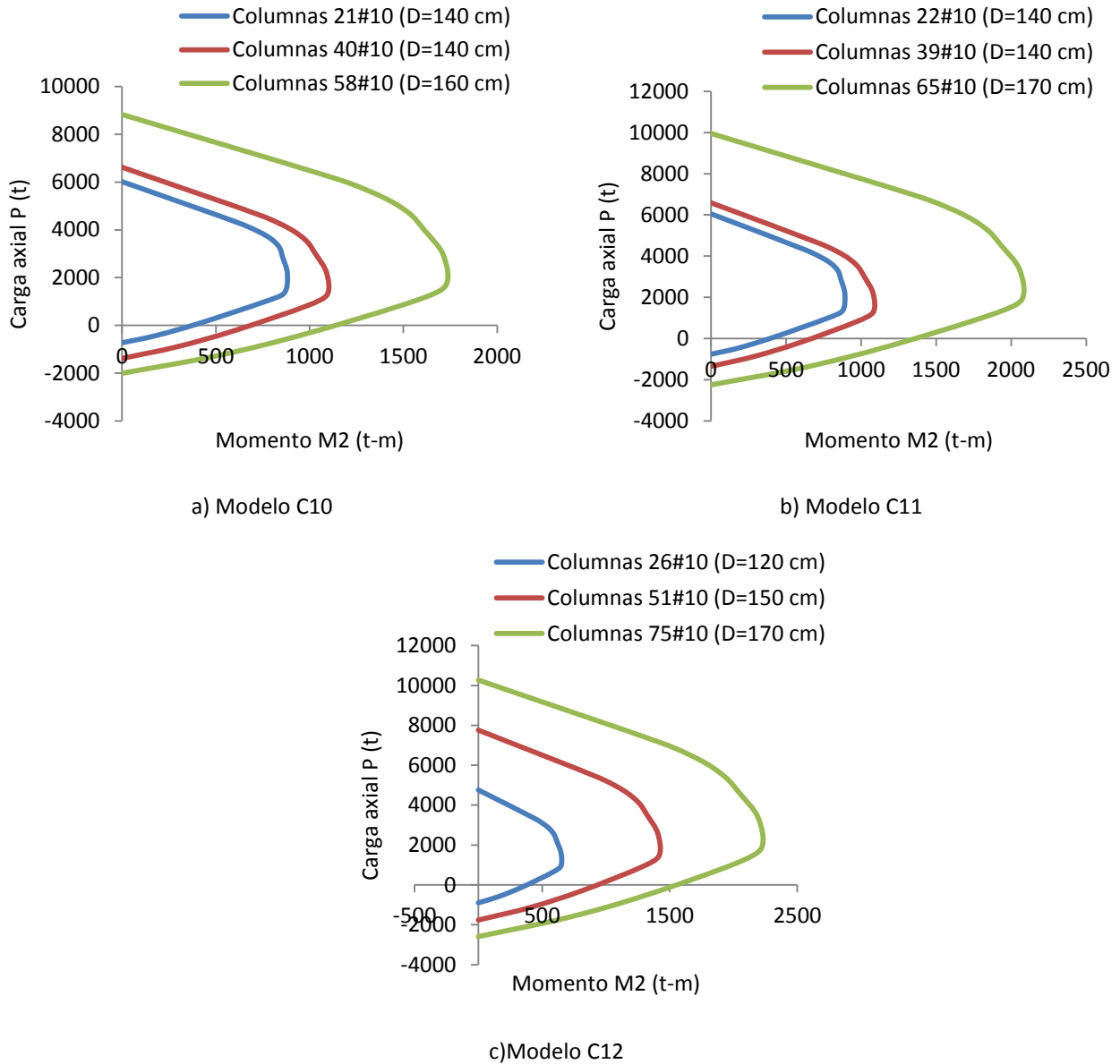


Figura 5.27 Comparación de los diagramas de interacción de columnas de los modelos en modelos serie C

5.3. Propiedades inelásticas de los modelos

5.3.1. Modelo constitutivo del concreto

Varios modelos idealizados de esfuerzo-deformación del concreto han sido propuestos. Uno de los más citados es el de Mander (Mander, Priestley, & Park, 1988). Este modelo funciona para elementos de concreto sujetos a esfuerzo de compresión uniaxial y tiene en consideración el

aumento de resistencia y ductilidad que le proporciona el refuerzo transversal a los elementos de concreto reforzado (Figura 5.28).

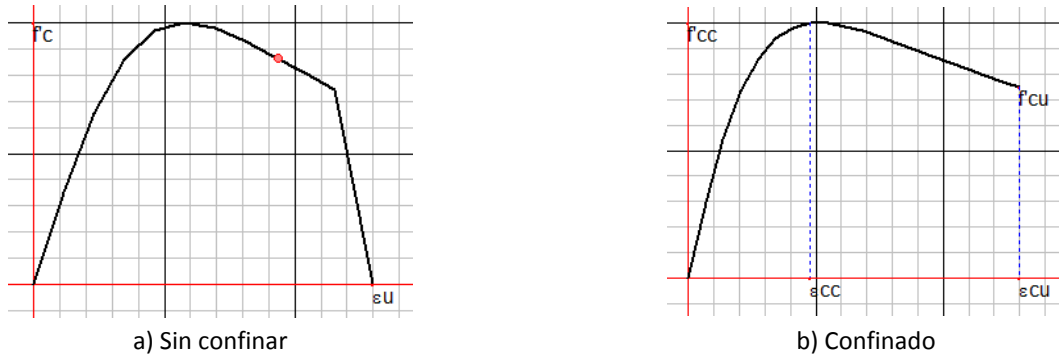


Figura 5.28 Modelos de comportamiento de Mander

5.3.2. Diagramas momento-rotación de las columnas

Los diagramas momento-rotación son vitales para conocer el comportamiento no lineal de los elementos de concreto reforzado. En estos diagramas se muestra a detalle las siguientes propiedades de los elementos: 1) la rigidez inicial, 2) la disminución de la rigidez conforme incrementa el momento (lo cual ocurre debido al agrietamiento del concreto), 3) La transición al momento flexionante y rotación de fluencia, 4) El momento último (el cual ocurre postfluencia), 5) El intervalo de comportamiento plástico, donde sin existir un aumento significativo del momento, se incrementa considerablemente la rotación y 6) La rotación última del elemento. Con base en estos diagramas obtenemos los parámetros de no linealidad que necesitamos para crear los modelos no lineales de los puentes propuestos en este trabajo.

Los diagramas de momento-curvatura resultan de análisis de esfuerzo y deformación en las fibras de elementos de concreto reforzado sujetos a flexión. La rotación está en función de la curvatura y de la longitud de la articulación plástica, por lo que se puede pasar de los diagramas momento-curvatura a momento-rotación de manera sencilla. La rotación esta definida por:

$$\theta = \varphi L_p \quad (\text{Ec. 5.8})$$

La longitud de la articulación plástica se obtiene con la siguiente expresión (Priestley, Seible, & Calvi, 1996):

$$L_p = 0.08L_c + 0.15f_y d_b \geq 0.3f_y d_b \quad (\text{Ec. 5.9})$$

Dónde:

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (ksi)

L_c = Longitud del elemento (in)

d_b = diametro de la barra (in)

De acuerdo con esta expresión (Ec. 5.9) se observa que la longitud de la articulación plástica esta principalmente en función de su longitud y de otro termino que toma en consideración el esfuerzo de fluencia y el diámetro de la varilla del acero de refuerzo. En el caso de las columnas del modelo A1 que tienen de 5 m ($L_c = 196.85$ in) de longitud refuerzo longitudinal a base de varillas del no. 10 ($d_b = 1.25$ in) y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ($f_y = 59.738$ ksi) la longitud de la articulación plástica resulta:

$$L_p = 0.08(196.85 \text{ in}) + 0.15(59.738 \text{ ksi})(1.25 \text{ in}) = 27 \text{ in}$$

$$L_p = 68.58 \text{ cm}$$

Si la curvatura es igual a 0.001 la rotación equivale a:

$$\theta = \left(0.001 \frac{\text{rad}}{\text{cm}}\right) 68.58 \text{ cm} = 0.06858 \text{ rad}$$

Como se observa en la Figura 5.29a se observa que las columnas de mayor capacidad del modelo C12 tienen una capacidad de curvatura última, ϕ , menor que las de menor capacidad, sin embargo una capacidad de rotación, θ , última mayor (Figura 5.29b), esto se debe a que las columnas de mayor capacidad también poseen una mayor longitud y esto conduce que la longitud de la articulación plástica, L_p , también sea mayor y por lo tanto la rotación se incrementa (Ec. 5.8).

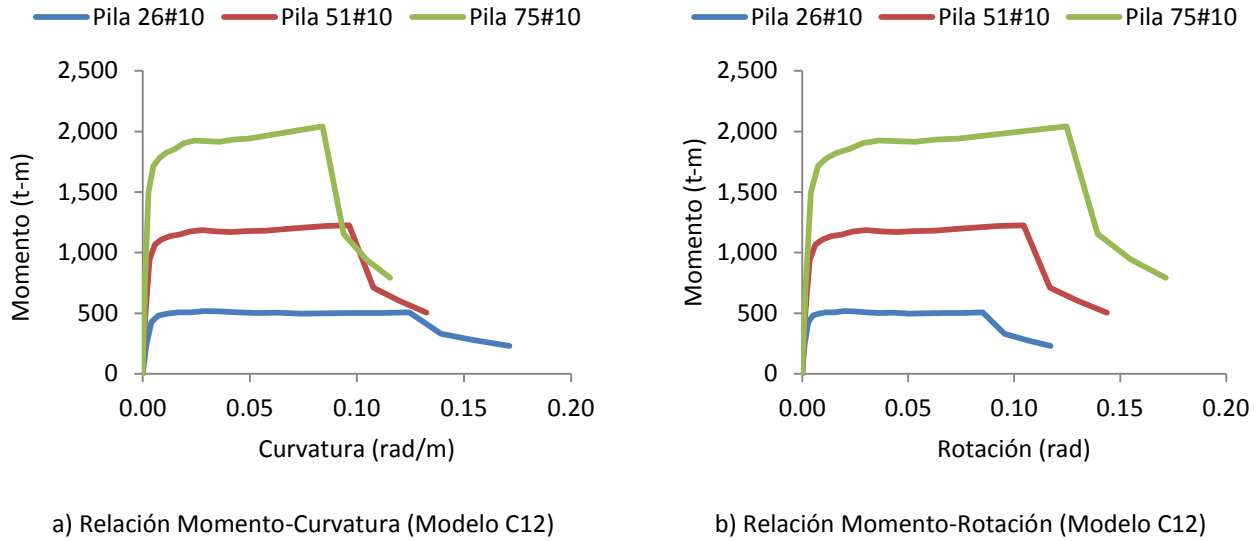
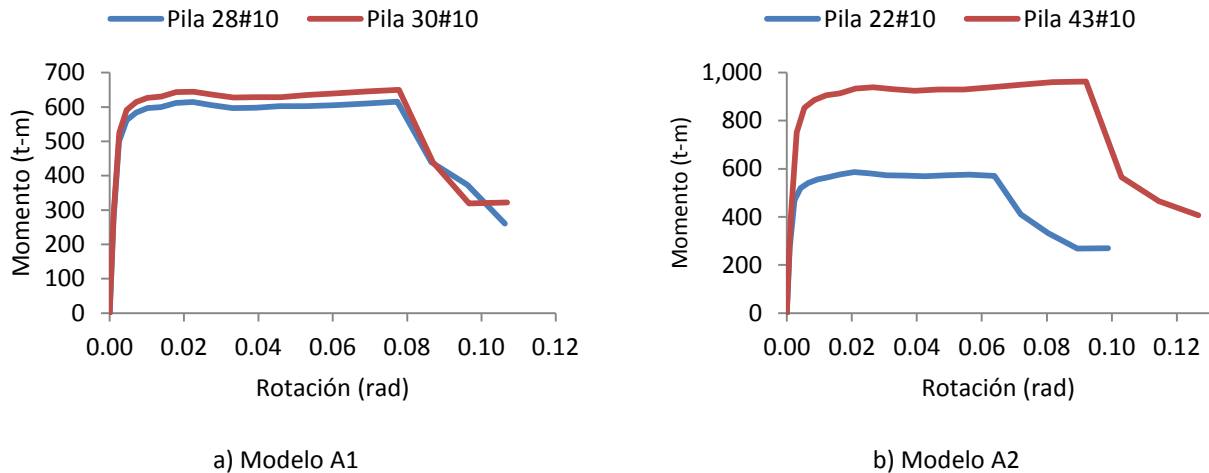


Figura 5.29 Comparación de las relaciones momento-rotación (a) y momento-curvatura (b) de las pilas del modelo C12

En la Figura 5.30 se muestra los diagramas momento-rotación de las columnas de puentes de los modelos de la serie A para una carga axial en cada columna que corresponde a la obtenida en el análisis bajo la condición exclusivamente de carga muerta. En estos diagramas también se observa la diferencia de capacidad que discutimos anteriormente que hay entre las pilas de los modelos. Las pilas más largas, además de tener un momento último más grande, tienen una capacidad de rotación más elevada.



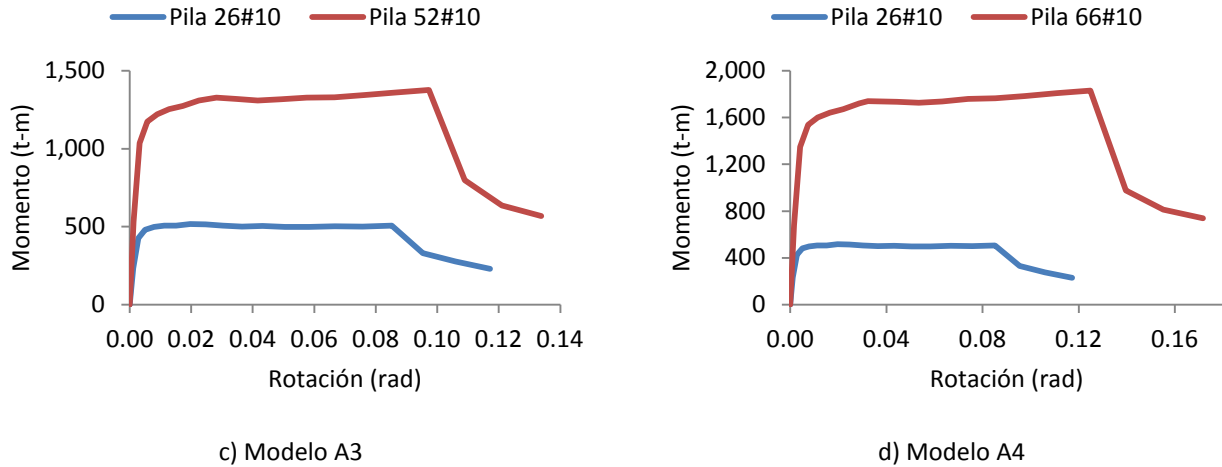


Figura 5.30 Curva no lineal Momento-Rotación de las pilas pertenecientes a los modelos de la serie A

Como la *rigidez postagrietamiento* del concreto esta en función del momento de inercia de la sección agrietada y este es menor que el momento de inercia de la sección no agrietada. La rigidez de las columnas agrietadas disminuye. La rigidez rotacional se define como:

$$K = \frac{6EI}{L} \quad (\text{Ec. 5.10})$$

Donde:

E = módulo de elasticidad

I = momento de inercia

L = longitud del elemento

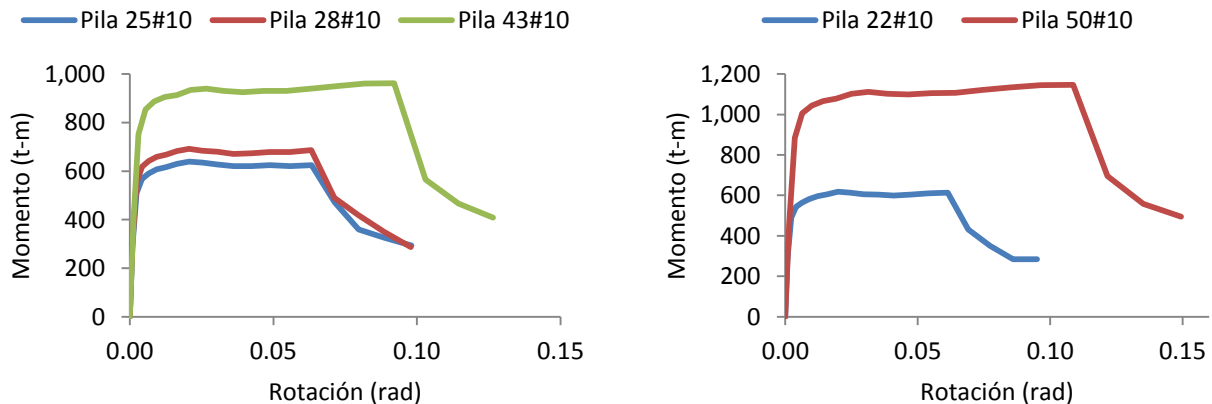
En la Tabla 5.18 se presenta un resumen de parámetros inelásticos de las pilas de modelos de la serie A. En esta se puede notar que la relación de la rigidez de elementos agrietados entre la rigidez de elementos no agrietados (K_{agr}/K_e) en el caso del modelo A1 es de 0.49. En el caso de la pila del modelo 4 con armado de 66 varillas del no. 10 (66#10) la relación de rigidez postagrietamiento es de 0.76. Se observa que la rigidez postagrietamiento es mayor en las pilas de longitud mayor.

Tabla 5.18 Propiedades inelásticas de las columnas de los modelos de la serie A

No. Pila	Modelo	Armado Pila	D (cm)	L (m)	L_p (m)	K_{agr}/K_e	M_y (t-m)	M_u (t-m)	M_y/M_u	θ_u (rad)
1	A1	28#10	130	5	0.6845	0.49	484.63	615.06	0.79	0.10630
2	A1	30#10	130	5	0.6845	0.49	515.90	650.17	0.79	0.10690
3	A2	22#10	140	5	0.6845	0.42	422.71	586.00	0.72	0.09884
4	A2	43#10	140	7.5	0.8845	0.63	774.60	962.56	0.80	0.12660
5	A3	26#10	120	5	0.6845	0.57	410.13	516.90	0.79	0.11720
6	A3	52#10	160	10	1.0845	0.64	1094.97	1377.89	0.79	0.13380
7	A4	26#10	120	5	0.6845	0.57	410.13	516.90	0.79	0.11720
8	A4	66#10	170	15	1.4845	0.76	1455.77	1829.56	0.80	0.17160

La longitud de la articulación plástica, L_p , en este caso, solo varía con la longitud de la pila debido al hecho de que en todas las pilas de los modelos aquí estudiados, el esfuerzo de fluencia del acero, f_y , y el diámetro de la varilla, d_b , es constante (Ec. 5.9). La longitud de la articulación plástica resulta de 0.6845, 0.8845, 1.0845 y 1.4845 m en las pilas de 5, 7.5, 10 y 15 m de longitud respectivamente. La relación entre el momento de fluencia y el momento último, M_y/M_u , se mantiene en valores similares de aproximadamente 0.79 para la mayoría de las pilas, con excepción de la pila de menor armado (22#10) del modelo A2 que tiene un valor de 0.72 (Tabla 5.18).

En esta serie, la pila que posee una resistencia última y capacidad de última de rotación y menor con un valores de 586 t-m y 0.09884 rad respectivamente es la pila también con menor armado (22#10) del modelo A2. La pila con la resistencia más elevada (1829.56 t-m) y mayor capacidad última de rotación (0.176 rad) es lógicamente la pila más reforzada (66#10) que pertenece al modelo A4 (Tabla 5.18).



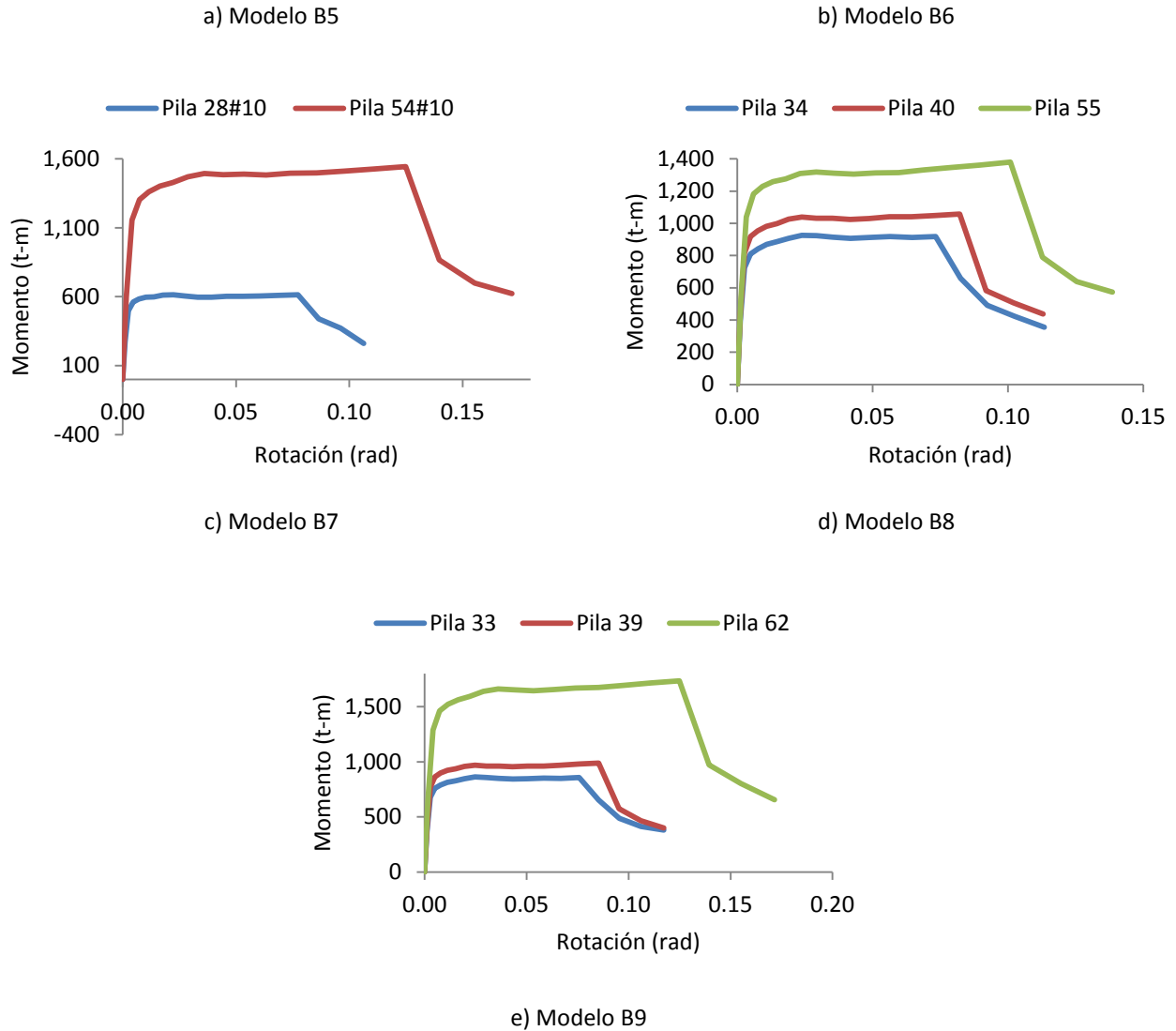
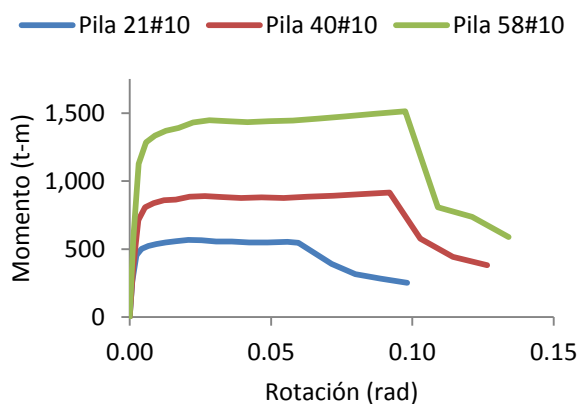


Figura 5.31 Curva no lineal Momento-Rotación de las pilas pertenecientes a los modelos de la serie B

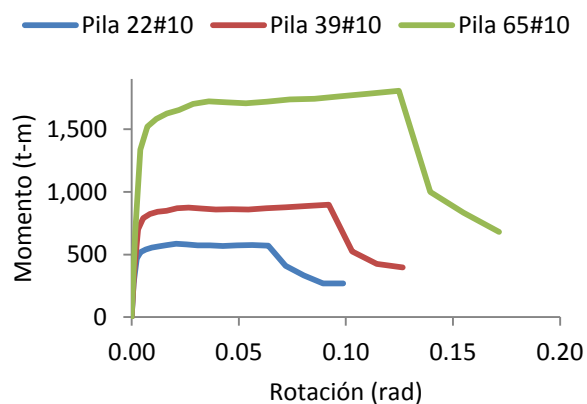
En los modelos de la serie B, la pila con armado de 22 varillas del no. 10 (22#10) del modelo B5 es la de menor resistencia y menor capacidad de rotación. Esta pila también tiene una relación de rigidez agrietada muy baja. La pila con diametro y armado mayor es la que tiene armado 62#10 del modelo B9, consecuentemente es la de mayor capacidad ($M_u = 1734$ t-m). Esta pila pertenece a las de mayor longitud (15 m) y tiene la rigidez postagrietamiento más alta de los modelos de esta serie, con un valor de 0.84. Notese que la pila con mayor capacidad de rotación es la de armado 54#10 del modelo B7, y no la de armado 62#10 del modelo B9, esto se debe a que la capacidad de resistencia última no necesariamente esta ligada con la capacidad de rotación (Tabla 5.19).

Tabla 5.19 Propiedades inelásticas de las columnas de los modelos de la serie B

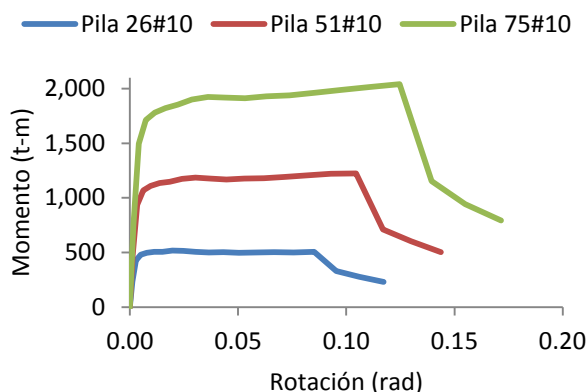
No. Pila	Modelo	Armado Pila	D (cm)	L (m)	L_p (m)	K_{agr}/K_e	M_y (t-m)	M_u (t-m)	M_y/M_u	θ_u (rad)
9	B5	25#10	140	5	0.6845	0.45	475.37	639	0.74	0.09809
10	B5	28#10	140	5	0.68	0.48	528.53	692	0.76	0.09788
11	B5	43#10	140	7.5	0.88	0.7285	774.60	963	0.80	0.12660
12	B6	22#10	145	5	0.68	0.3923	440.50	619	0.71	0.09508
13	B6	50#10	145	10	1.0845	0.83	924.5	1147	0.81	0.14940
14	B7	28#10	130	5	0.6845	0.53	484.63	615	0.79	0.10630
15	B7	54#10	170	15	1.4845	0.76	1229.62	1545	0.80	0.17180
16	B7.5	35#10	155	7.5	0.8845	0.55	734.23	945.917	0.78	0.11310
17	B7.5	41#10	155	7.5	0.8845	0.61	851.88	1081.47	0.79	0.11300
18	B8	34#10	155	7.5	0.8845	0.54	714.16	923.768	0.77	0.11350
19	B8	40#10	155	7.5	0.8845	0.60	832.2	1057.01	0.79	0.11300
20	B8	55#10	155	10	1.0845	0.81	1098.47	1379.92	0.80	0.13860
21	B9	33#10	150	7.5	0.88	0.55	668.48	863.097	0.77	0.11730
22	B9	39#10	150	7.5	0.88	0.62	778.93	989.627	0.79	0.11730
23	B9	62#10	170	15	1.4845	0.84	1380.52	1734.03	0.80	0.17160



a) Modelo C10



b) Modelo C11



c) Modelo C12

Figura 5.32 Curva no lineal Momento-Rotación de las pilas pertenecientes a los modelos de la serie C

En la Tabla 5.20 se muestra la correlación que existe entre la longitud de la pila y las propiedades inelásticas obtenidas en base al diseño. Por ejemplo en el modelo C11 encontramos pilas de 5, 7.5 y 15 m de longitud. Las pilas de 5 m tienen diámetro, armado de acero, longitud de la articulación plástica, rigidez postagrietamiento, momento de fluencia, momento último y capacidad de rotación menor en comparación con las pilas de 10 m y estas a su vez con las de 15 m. En el modelo C12, se encuentra la pila con mayor capacidad de resistencia de todos modelos. Esta tiene un diámetro de 170 cm, armado de 75#10 y una capacidad de momento último de 2042 t-m. Con base en lo anterior podemos concluir que esta pila es la que tiene los mayores elementos mecánicos de diseño bajo análisis modal espectral, y nótese que hay varias pilas de igual longitud que esta, sin embargo la configuración estructural específica de este modelo es lo que ocasiona este hecho.

Tabla 5.20 Propiedades inelásticas de las pilas de los modelos de la serie C

No. Pila	Modelo	Armado Pila	D (cm)	L (m)	L_p (m)	K_{agr}/K_e	M_y (t-m)	M_u (t-m)	M_y/M_u	θ_u (rad)
24	C10	21#10	140	5	0.6845	0.40	404.1	568.33	0.71103	0.09816
25	C10	40#10	140	7.5	0.8845	0.69	729.19	915.41	0.79657	0.12650
26	C10	58#10	160	10	1.0845	0.80	1200.35	1512.09	0.79383	0.13400
27	C11	22#10	140	5	0.6845	0.41	422.71	585.998	0.72135	0.09884
28	C11	39#10	140	7.5	0.8845	0.68	713.5	896.909	0.79551	0.12660
29	C11	65#10	170	15	1.4800	0.87	1436.83	1806.27	0.79547	0.17150
30	C12	26#10	120	5	0.6845	0.57	408.73	516.845	0.79082	0.11720
31	C12	51#10	150	10	1.0845	0.80	984.7	1223.94	0.80453	0.14370

32	C12	75#10	170	15	1.4800	0.96	1623.7	2042.26	0.79505	0.17150
----	-----	-------	-----	----	--------	------	--------	---------	---------	---------

Los momentos de fluencia, M_y es posible obtenerlos directamente de los diagramas momento-rotación, sin embargo como la transición a la fluencia es gradual, resulta difícil establecer un criterio constante para elegirlo. Los momentos de fluencia mostrados en las tablas anteriores se obtuvieron mediante análisis estáticos no lineales (Pushover) en el paquete SAP2000. Se modelaron el sistema de pilas-cabezal de manera aislada, y se aplicó una carga monotónica en los nodos superiores en ambas direcciones (Figura 5.33).

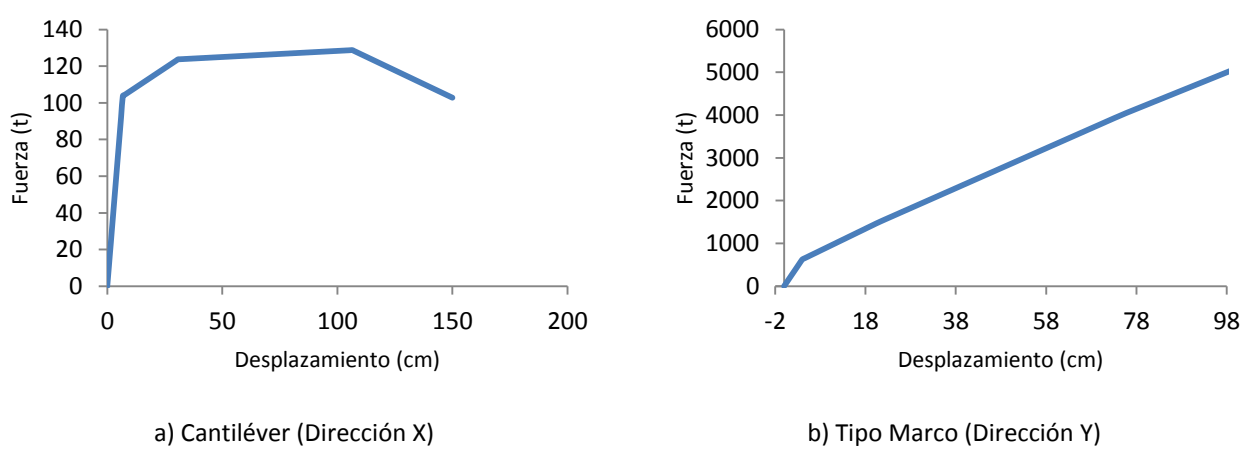


Figura 5.33 Pushover en la dirección X (a) y en la dirección Y (b) de la pila con armado 51#10 del modelo C12

Las articulaciones plásticas de los modelos sistema de pilas-cabezal aisladas se modelaron con base en los datos obtenidos de los diagramas momento-rotación. Estos modelos, además son de utilidad para obtener el desplazamiento de fluencia, D_y , el desplazamiento último, D_u y la fuerza de fluencia F_y que son parámetros que usaremos para calcular el índice de daño que describiremos más adelante. En la Tabla 5.21 se muestra un resumen de los desplazamientos de fluencia, desplazamientos últimos y fuerzas de fluencia obtenidos mediante análisis de Pushover en los modelos de sistemas pila-cabezal aislados.

Tabla 5.21 Resumen de desplazamientos de fluencia, desplazamientos últimos y fuerzas de fluencia obtenidos mediante análisis de Pushover en las pilas.

No. Pila	Modelo	Armado Pila	D (cm)	L (m)	Dirección X (Cantiléver)			Dirección Y (Tipo Marco)		
					D_y	D_u	F_y	D_y	D_u	F_y

1	A1	28#10	130	5	2.216	51.630	104.796	1.030	35.806	214.090
2	A1	30#10	130	5	2.286	52.000	111.518	1.107	37.360	227.906
3	A2	22#10	140	5	1.827	47.710	90.754	0.779	34.670	173.292
4	A2	43#10	140	7.5	4.283	93.790	109.755	1.616	64.600	205.169
5	A3	26#10	120	5	2.150	57.401	88.765	0.949	40.609	172.098
6	A3	52#10	160	10	5.823	132.430	115.772	2.701	97.034	212.922
7	A4	26#10	120	5	2.150	57.401	88.058	0.950	40.550	171.956
8	A4	66#10	170	15	10.441	254.488	102.105	5.480	176.950	186.608
9	B5	25#10	140	5	1.921	47.370	102.066	1.000	34.190	201.443
10	B5	28#10	140	5	2.147	47.650	113.479	0.870	34.540	218.505
11	B5	43#10	140	7.5	3.834	92.850	109.755	1.652	64.770	205.647
12	B6	22#10	145	5	1.900	46.130	94.579	0.970	32.960	187.118
13	B6	50#10	145	10	5.730	147.110	97.748	2.430	107.270	180.805
14	B7	28#10	130	5	2.110	51.640	104.053	0.970	37.320	203.744
15	B7	54#10	170	15	9.400	254.020	86.244	5.190	176.190	159.502
16	B7.5	35#10	155	7.5	3.468	83.300	104.807	2.041	59.830	211.059
17	B7.5	41#10	155	7.5	3.547	83.510	120.706	1.884	60.120	231.294
18	B8	34#10	155	7.5	3.328	83.290	101.191	1.642	60.390	191.618
19	B8	40#10	155	7.5	3.322	82.980	117.918	1.406	61.460	215.918
20	B8	55#10	155	10	5.476	136.730	116.142	2.216	95.820	208.537
21	B9	33#10	150	7.5	3.489	86.300	94.719	1.675	61.920	180.669
22	B9	39#10	150	7.5	3.639	86.270	110.370	1.559	59.960	207.545
23	B9	62#10	170	15	9.367	254.440	96.828	5.057	176.730	176.496
24	C10	21#10	140	5	1.700	47.500	86.764	0.800	32.676	173.613
25	C10	40#10	140	7.5	3.744	93.690	103.321	1.600	66.740	201.889
26	C10	58#10	160	10	5.570	133.830	126.914	2.340	96.740	238.836
27	C11	22#10	140	5	2.000	47.800	90.759	0.950	34.235	181.358
28	C11	39#10	140	7.5	3.650	93.890	100.090	1.655	64.300	197.777
29	C11	65#10	170	15	9.980	257.000	100.777	5.660	186.017	189.190
30	C12	26#10	120	5	2.470	56.904	87.758	1.200	39.160	178.189
31	C12	51#10	150	10	6.000	143.000	103.686	3.090	98.000	199.885
32	C12	75#10	170	15	10.540	257.210	113.524	5.500	186.500	211.792

Se observa que los desplazamientos de fluencia y últimos presentan una correlación positiva con la capacidad de la pila, es decir, estos son mayores en pilas de mayor capacidad. Por ejemplo la pila con armado 22#10 del modelo A2 tiene un desplazamiento de fluencia y último en la dirección X de 1.83 cm y 47.71 cm respectivamente, mientras que la pila con armado 43#10 del modelo A2 tiene un desplazamiento de fluencia y último en la dirección X de 4.28cm y 93.79 cm respectivamente, lo que representa un desplazamiento de fluencia 2.34 veces mayor y un desplazamiento último 1.97 veces mayor. Nótese que estas dos pilas tienen igual diámetro, lo único que cambia entre ellas es el armado el cual es 1.95 veces mayor.

También se aprecia que las fuerzas para la cual se alcanza el desplazamiento de fluencia de las pilas de concreto reforzado en la dirección X (Cantiléver) se encuentran en un intervalo de valores de entre 86 y 127 t, y no necesariamente las pilas de mayor capacidad tienen un valor de la fuerza para se alcanza el desplazamiento de fluencia.

Los desplazamientos últimos obtenidos en la dirección Y también son menores en relación con los obtenidos en dirección X alrededor de 70%. Como ejemplo citamos la pila con armado 75#10 del modelo C12, esta tiene un desplazamiento último en la dirección X de 257.21 cm y en la dirección Y de 186.5 cm. Esto representa un desplazamiento último en la dirección Y de 72.5% del obtenido en dirección X. El efecto del sistema tipo marco también se hace notar en la fuerza para la cual se alcanza el desplazamiento de fluencia, ya que en la dirección Y (tipo marco) se tiene valores de F_y aproximadamente del doble que los valores de fuerza de fluencia, F_y , obtenidos en la dirección X (cantiléver). Esto se debe a que un sistema tipo marco es más rígido en su plano en comparación con un sistema en cantiléver, por lo que se requiere mayor fuerza para alcanzar el desplazamiento de fluencia a pesar de que este último es menor.

5.3.3. Modelos no lineales de puentes

Los modelos no lineales de puentes creados en este trabajo tienen en consideración el comportamiento no lineal de las pilas de concreto. Para hacer estos modelos se empleó el software de análisis no lineal PERFORM3D (CSI, PERFORM-3D, 2006). Dentro del programa se puede elegir entre varios modelos no lineales. En este estudio se eligió un *modelo trilineal con pérdida de resistencia* (Figura 5.34) que consideramos es el que puede representar de manera más fidedigna el comportamiento no lineal de las pilas.

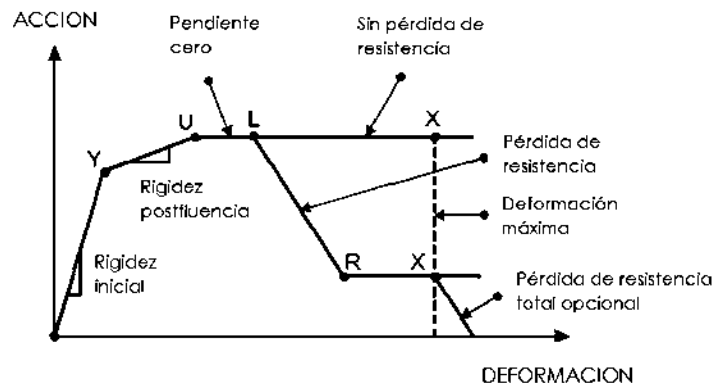


Figura 5.34 Modelo trilineal con pérdida de resistencia opcional (CSI; Computers and Structures, Inc., 2006).

El modelo trilineal con pérdida de resistencia se define con los siguientes parámetros: rigidez inicial, rigidez postfluencia, resistencia de fluencia, F_Y , resistencia última, F_U , resistencia residual, F_R , deformación de fluencia, D_Y , deformación de plastificación, D_U , deformación de pérdida de resistencia, D_L , deformación de resistencia residual, D_R , y deformación última, D_X , (Figura 5.35). Estos parámetros son obtenidos de los diagrama momento-rotación y análisis estáticos no lineales (Pushover) de los sistemas pila-cabezal aislados.

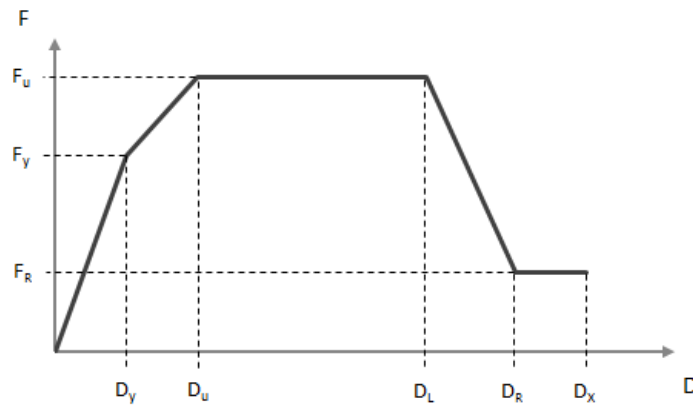


Figura 5.35 Modelo trilineal con pérdida de resistencia usado para caracterizar las columnas

Para obtener la rigidez inicial del modelo trilineal se promedió la rigidez secante del primer punto y la rigidez secante del punto de fluencia del diagrama momento-rotación. En la Figura 5.36 se muestra la curva del diagrama momento rotación y la rigidez inicial del modelo trilineal, se observa que la rigidez inicial obtenida con este método representa bien la rigidez prefluencia del elemento.

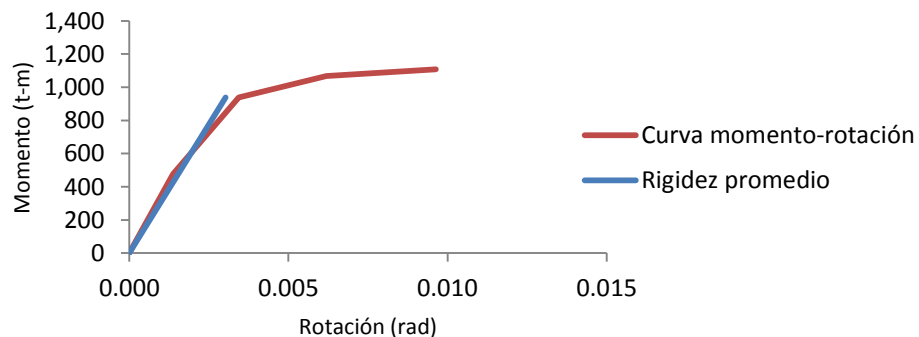


Figura 5.36 Rigidez rotacional promedio obtenida con base en los diagramas momento-rotación

El paquete PERFORM3D permite al usuario seleccionar entre varios modelos que toman de carga cíclica que consideran degradación de rigidez. En la Figura 5.37 se muestra un modelo de ciclo histerético con degradación de rigidez que se puede emplear en el PERFORM3D. En este modelo la energía disipada por el siguiente ciclo de histéresis es menor en comparación con la energía disipada en el ciclo anterior. Para definir la magnitud de la degradación se requiere ingresar un parámetro llamado factor de energía. Este factor de energía define la cantidad de energía que disipará el siguiente ciclo en relación con el anterior para una misma demanda de deformación. Es decir un factor de energía de 0.6 indica que la energía que disipará un ciclo siguiente será 60% del anterior, si la deformación que alcanzan ambos ciclos es la misma.

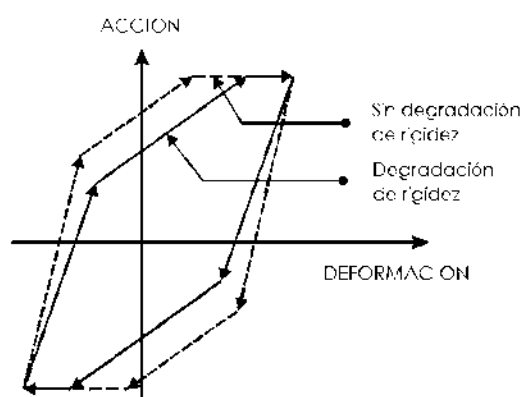


Figura 5.37 Modelo de ciclo histerético con degradación de rigidez

La carga muerta correspondiente al peso de la losa de concreto, carpeta asfáltica y parapetos y guarniciones se modelaron como cargas uniformemente distribuidas en la longitud vigas. Estas cargas se obtuvieron mediante áreas tributarias. La carga uniformemente distribuida en el área de los tableros de puentes que se considera en los análisis se resume en la Tabla 5.22.

Tabla 5.22 Carga uniformemente distribuida en el área de los tableros de puentes.

Elemento	Espesor (m)	γ (t/m ³)	Peso (t/m ²)
Losa de concreto	0.2	2.4	0.48
Carpeta asfáltica	0.1	2.2	0.22
Parapetos y guarniciones	-	-	0.08
$\Sigma =$			0.78

Es decir la carga muerta en los tableros de puentes de los modelos que no pertenece al peso propio de las vigas es de 0.78 t/m^2 . Esta carga uniformemente distribuida en el área del tablero la hacemos equivalente a cargas uniformemente distribuida en la longitud de las vigas de acuerdo con lo mostrado en la Tabla 5.23.

Tabla 5.23 Carga uniformemente distribuida sobre la longitud de las vigas.

Elemento	Área tributaria (m ²)	Carga en el área (t)	Longitud (m)	Carga distribuida (t/m)
Vigas externas	10.50	8.190	7.5	1.0481
Vigas interiores	9.75	7.605	7.5	0.9261

Los elementos definidos como vigas externas se refieren a los ubicados en las fronteras del tablero, mientras que las internas son todas las restantes. Las vigas AASHTO externas tienen un área tributaria mayor ya que el área del volado que tiene la losa es mayor que el área interna que le corresponde del tablero (Figura 5.38).

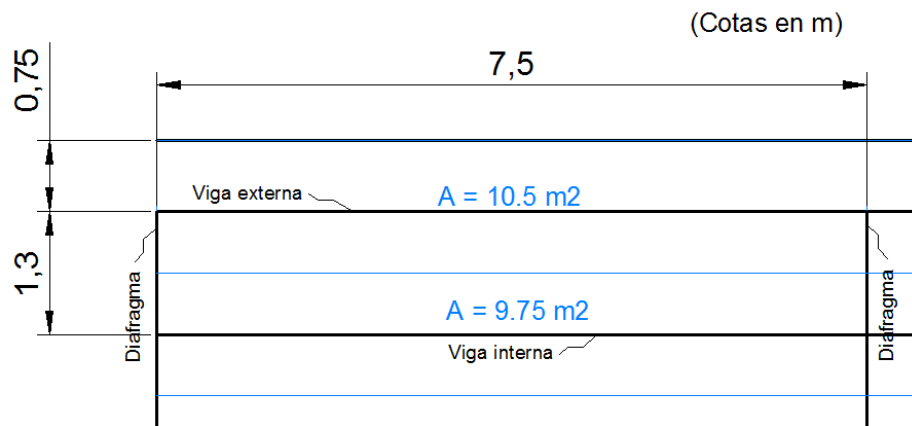


Figura 5.38 Áreas tributarias en el tablero de los modelos de puentes.

Para la ejecución de los análisis de historia en el tiempo en el software PERFORM3D se empleó una combinación de dos amortiguamientos distintos: un amortiguamiento modal constante del 5% y un amortiguamiento de Rayleigh muy pequeño de 0.05% en los puntos A y B. Los puntos A y B del amortiguamiento de Rayleigh se expresan normalizados con respecto al periodo fundamental de vibrar número 1, estos se establecieron iguales a: $T_A/T_1 = 0.5$ y $T_B/T_1 = 1.5$ respectivamente (Figura 5.39).

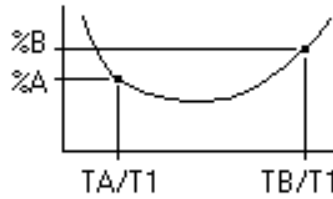


Figura 5.39 Definición de amortiguamiento de Rayleigh en el software PERFORM3D (CSI, PERFORM-3D, 2006).

Para la ejecución de los análisis en el PERFORM3D, 1) no se tomó en cuenta la no linealidad geométrica o efectos $P-\Delta$ en los análisis, 2) no se modeló degradación de rigidez en los análisis empleados para evaluar índices de daños, 3) Los análisis de historia en el tiempo parten del análisis por condición de carga muerta 3) El peso propio de las vigas se modeló como cargas uniformemente distribuidas en las mismas y el peso propio de las columnas como cargas puntuales ubicadas en los nodos, 4) las masas se modelan ubicadas de manera concentrada en cada uno de los nodos del modelo, 5) los tableros de puentes se modelaron como diafragmas rígidos.

5.3.4. Calibración de los modelos no lineales

Con la finalidad de verificar que los modelos no lineales de puentes no presentaran errores y representaran adecuadamente el comportamiento no lineal de las columnas, se compararon los ciclos histeréticos momento-rotación que resultan de los análisis no lineales de historia en el tiempo en el PERFORM3D con los diagramas momento-rotación obtenidos con anterioridad de las pilas. En la Figura 5.40 se muestra el ciclo histerético de la pila con armado 39#10 del modelo B9 ubicada en medio del sistema de pilas del eje 2 sometido al registro del 21 de Septiembre de 1985 en la estación de Chilpancingo (CHI1). Se observa que la rigidez inicial, el momento de fluencia y el momento último de la articulación plástica de la pila coincide adecuadamente con las propiedades predichas por el diagrama momento-rotación.

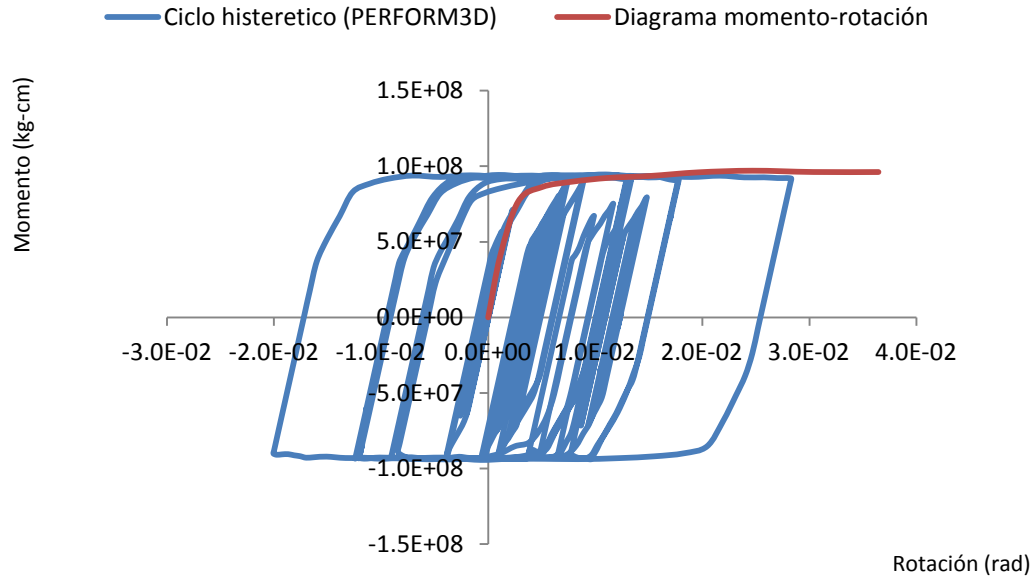


Figura 5.40 Comparación de los ciclo histerético obtenidos con el programa PERFORM3D con los diagramas momento-rotación.

Además se verificó que la carga axial en las columnas, reacciones en los nodos y deflexiones de los tableros por condición de carga muerta de los modelos creados en PERFORM3D fueran consistentes con los modelos creados en SAP2000 y que los modos de vibrar de los modelos fueran también similares en ambos paquetes de análisis estructural.

5.4. Índice de daño

5.4.1. Introducción

Han sido propuestos varios métodos para evaluar el daño en estructuras de concreto reforzado, sin embargo uno de los más reconocidos y citados en la literatura es el índice de daño de Park y Ang (Park, Ang, & Wen, 1984). El índice de daño de un elemento esta dado por la siguiente ecuación (Ec. 5.11).

$$ID_i = \frac{u_d}{u_u} + \beta \frac{E_h}{F_y u_y \mu_u} \quad (\text{Ec. 5.11})$$

Como:

$$\mu_d = \frac{u_d}{u_y}; \mu_u = \frac{u_u}{u_y}$$

$$ID_i = \frac{\mu_d}{\mu_u} + \beta \frac{E_h}{F_y u_y \mu_u}$$

Si hacemos:

$$\mu_h = \frac{E_h}{E_e} \quad (\text{Ec. 5.12})$$

Dónde:

$$E_e = F_y u_y \quad (\text{Ec. 5.13})$$

Entonces la expresión de índice de daño de un elemento se reduce a la siguiente ecuación:

$$ID_i = \frac{\mu_d + \beta \mu_h}{\mu_u} \quad (\text{Ec. 5.14})$$

Y el índice de daño global de la estructura

$$ID = \sum (\lambda_i)_{\text{elem}} (DI_i)_{\text{elem}} \quad (\text{Ec. 5.15})$$

Dónde:

ID_i = Índice de daño del elemento

ID = Índice de daño de la estructura

E_h = Energía histerética disipada

E_e = Energía de deformación elástica

μ_d = Demanda de ductilidad de desplazamiento en el elemento

β = Parámetro de efecto de carga cíclica

μ_u = Ductilidad de desplazamiento último

μ_h = Ductilidad de energía acumulada (Ec. 5.12)

$(\lambda_i)_{\text{elem}}$ = Contribución de disipación de energía del elemento (Ec. 5.16).

$$(\lambda_i)_{\text{elem}} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{\text{elem}} \quad (\text{Ec. 5.16})$$

Dónde:

E_i = Demanda de disipación de energía en el elemento i .

El parámetro de efecto de carga cíclica está definido como (Ec. 5.17):

$$\beta = (-0.447 + 0.073 l/d + 0.24 n_o + 0.314 \rho) 0.7^{\rho_w} \quad (\text{Ec. 5.17})$$

Dónde:

l = longitud de la sección

d = peralte efectivo de la sección

l/d = Relación de cortante del claro

n_o = Esfuerzo axial normalizado

ρ = Cuantía de acero longitudinal

ρ_w = Relación volumétrica de confinamiento en porcentaje

La ductilidad de energía acumulada, μ_h , es un parámetro que considera la energía histerética disipada por un elemento normalizada con la energía elástica que disipa hasta alcanzar la fluencia, E_e (Ec. 5.12). Este parámetro es útil para evaluar la energía histerética disipada por un elemento pero no en términos absolutos, sino en relación a la capacidad de energía elástica que puede disipar en el primer ciclo.

El esfuerzo axial normalizado, n_o , es la relación de carga axial por condición de carga muerta y la carga axial que resiste el concreto de la sección bruta.

5.4.2. Propiedades

Algunos índices de daño sólo toman en cuenta la demanda de ductilidad, sin embargo, se aprecia en la expresión de índice de daño de Park y Ang (Ec. 5.14) que este considera una combinación de la demanda ductilidad y demanda de energía histerética disipada afectada por un parámetro, β , que le otorga un peso este último. Es decir, el índice de daño para una demanda de ductilidad equivalente, no será igual para un elemento sometido a una carga monotónica que para uno sometido a una carga cíclica, ya que el segundo disipara mayor energía y el índice de daño en consecuencia será mayor. El índice global de la estructura es un promedio pesado de índices de daño de los elementos, $(DI_i)_{\text{elem}}$, asignándoles un factor de contribución de disipación de energía para cada elemento, $(\lambda_i)_{\text{elem}}$. Se observa (Ec. 5.16) que un elemento más dañado tendrá un factor de contribución de disipación de energía mas elevado, es decir, un mayor peso en el índice de daño global de la estructura.

Se ha observado que el valor del parámetro de carga cíclica, β (Ec. 5.17), no siempre resulta adecuado cuando se evalúan índices de daño en ciertas secciones. Varios autores recomiendan tomar el valor de β de 0.15 constante, ya que resulta práctico y los valores de índice de daño obtenidos son adecuados.

En la Tabla 5.24 se muestran los valores de índice de daño asociados a un nivel de daño esperado en los elementos. Para valores de índice de daño (Ec. 5.14) menores a 0.14 podemos esperar que no haya daño visible en los elementos, para valores entre 0.14 y 0.40 esperaríamos daño leve, para

valores entre 0.40 y 0.6 se puede esperar que exista daño moderado, para valores que se encuentren el intervalo de 0.6 a 1.0 se espera daño severo y valores mayores a 1.0 sugiere colapso en los elementos.

Tabla 5.24 Intervalos de valores índice de daño (Ec. 5.11) y nivel de daños esperado en los elementos (Park, Ang, & Wen, 1984).

Índice de daño	Estado esperado de daño
$0.00 < DI \leq 0.14$	Sin daño
$0.14 < DI \leq 0.40$	Daño leve
$0.40 < DI \leq 0.60$	Daño moderado
$0.60 < DI \leq 1.00$	Daño severo
$DI > 1.00$	Colapso

5.4.3. Análisis realizados para la obtención de índices de daño

Para obtener los índices de daño de los 13 modelos sometidos a los 15 registros en las dos direcciones ortogonales, fue necesario realizar una serie de análisis y calcular varios parámetros que describiremos a continuación:

1) Los desplazamientos de fluencia, u_y , fuerzas de fluencia, F_y , y desplazamientos últimos, u_u , de cada una de las pilas en ambas direcciones ortogonales para obtener la ductilidad de desplazamiento último, μ_u , y energía de deformación elástica, $E_e = F_y u_y$. Para ello fue necesario ejecutar un total de 64 análisis estáticos no lineales (pushover) para sistemas pila-cabecial aislados (32 en cada dirección) para obtener estos parámetros, debido a que tenemos un total de 32 pilas con diferentes propiedades (Tabla 5.21).

E_h = Energía histerética disipada

E_e = Energía de deformación elástica

μ_u = Ductilidad de desplazamiento último

2) La demanda de desplazamientos máximos para cada pila, para lo cual se realizaron 13 análisis no lineales de historia en el tiempo (uno para cada modelo) en ambas direcciones ortogonales para un total de 26 análisis de historia en el tiempo. Como se obtiene una historia de distorsiones angulares (desplazamientos) en el tiempo para cada eje y diez modelos tienen 4 ejes y tres de ellos 5 ejes, se tiene un total de $(4)(10) + (5)(3) = 55$ ejes, por lo que se obtuvieron un total de 55 gráficas de historia de distorsiones angulares en el tiempo para cada análisis no lineal, eso nos da un total de $(55)(26) = 1430$ historias de distorsiones angulares en el tiempo.

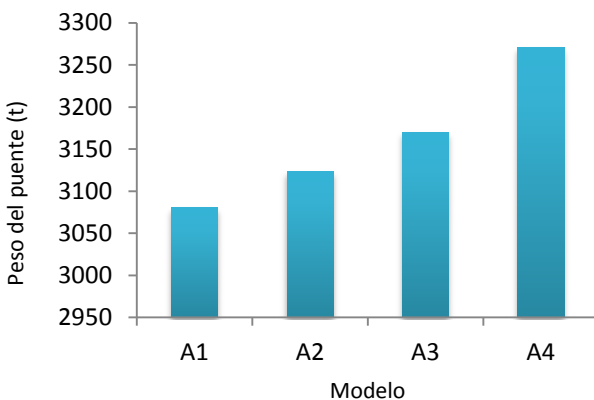
3) La demanda de energía histerética disipada, E_h , para cada eje de pilas necesaria para obtener la ductilidad de energía acumulada, μ_h (Ec. 5.12) y el factor de contribución de disipación de energía del elemento, $(\lambda_i)_{\text{elem}}$ (Ec. 5.16). De manera similar a los desplazamientos se obtuvieron 1430 valores de demandas de energía histerética disipada. Además se calculó un diagrama general de energía inelástica disipada para cada modelo y análisis, esto nos da un total de (26 análisis) (13 modelos) = 338 diagramas.

No fue necesario obtener la historia de distorsiones angulares y energía histerética disipada para cada columna debido a que las columnas pertenecientes a un eje se comportan de manera muy similar, es decir, es suficiente una historia de distorsiones angulares por pila. Esto se detallará en el capítulo 6.

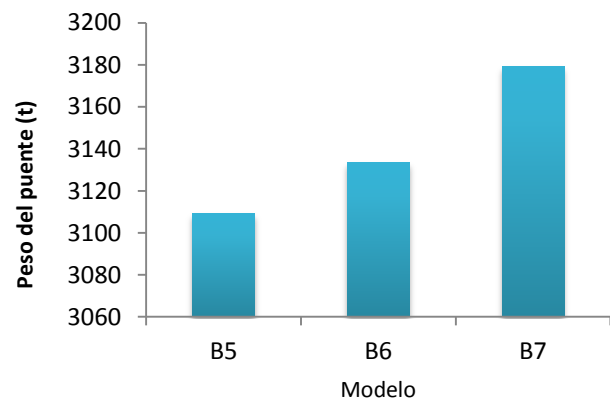
6. Discusión de resultados

6.1. Peso

Los tableros de los modelos de puentes son idénticos en todos los modelos, por lo tanto tienen el mismo peso. Los modelos C10, C11 y C12 tienen un tablero más en comparación con los otros modelos. Los tableros tienen 30 m de longitud y 10.6 m de ancho, y el peso total de cada uno de ellos es de 559.8 t, el peso por metro lineal de los tableros es de 18.66 t/m. Por lo que el peso de los 5 tableros de los modelo de la serie A y B es de $(5)(559.8 \text{ t}) = 2799 \text{ t}$, y el peso de los 6 tableros de los modelos de la serie C es de 3358.8 t, este peso es constante y la diferencia de peso de un modelo a otro sólo depende del peso de los elementos estructurales de la subestructura. En la Figura 6.1 se muestra el efecto que tiene la variación de la longitud de las pilas en el peso del puente.



a) Modelos A1-A4



b) Modelos B5-B7

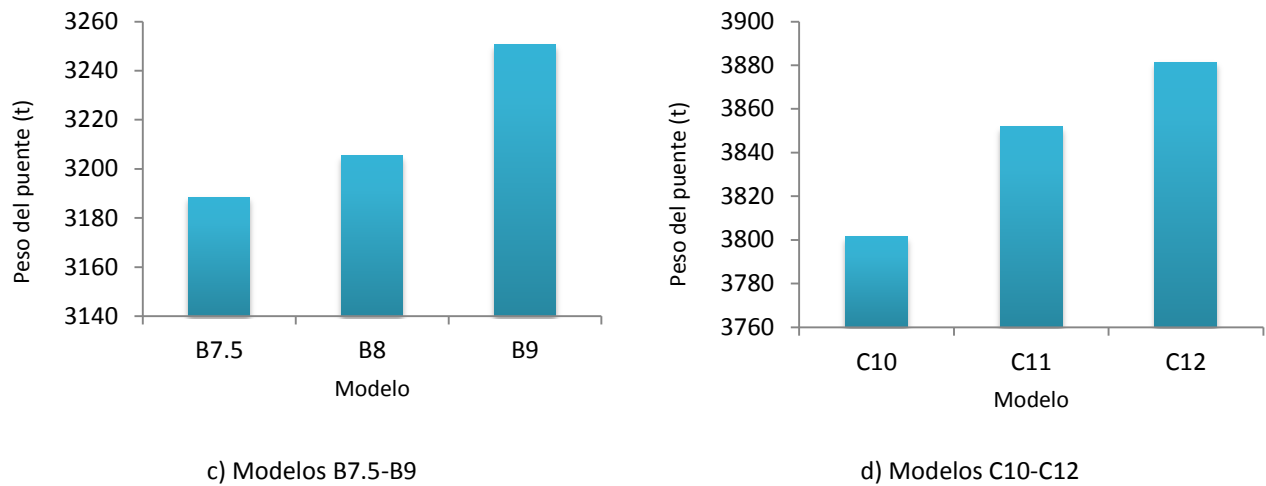


Figura 6.1 Peso de los modelos de puentes

6.2. Rigidez lateral de los modelos

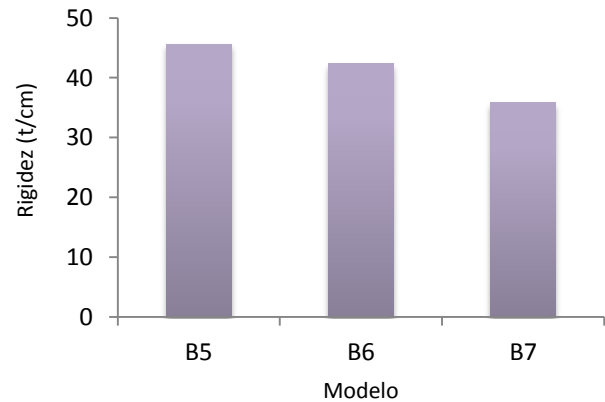
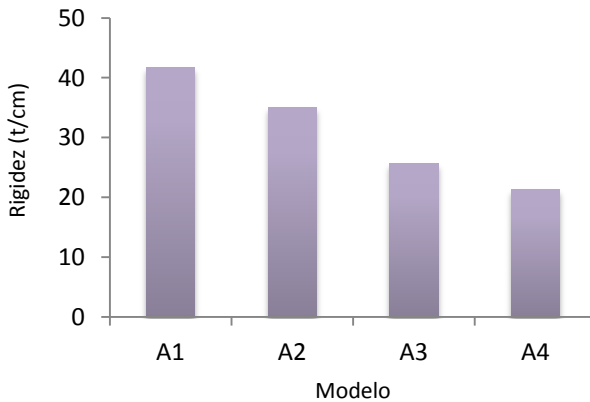
En la Tabla 6.1 se muestra la rigidez lateral máxima, mínima y promedio de las pilas por modelo en la dirección longitudinal (X) y la dirección transversal (Y). Se muestra que las rigideces laterales en la dirección transversal (Y) de todos los modelos son mucho mayores que las rigideces laterales en la dirección longitudinal (X). Por ejemplo, la rigidez lateral en la dirección X y dirección Y del modelo A1 es de 46.42 y 477.57 t/cm respectivamente, es decir, la rigidez lateral en la dirección transversal es 10.3 veces mayor que en la dirección longitudinal. En esta tabla también se muestra la relación entre la rigidez máxima y mínima ($K_{\text{máx}}/K_{\text{mín}}$) que tienen las pilas de los modelos sujetos de estudio, a esta relación se le llamara irregularidad de rigidez, I_k . Los valores obtenidos de irregularidad de rigidez son cercanos a la unidad para los modelos regulares (A1 y B7.5), estos no son exactamente igual a uno debido a que las pilas de estos modelos no tienen la misma cantidad de acero de refuerzo lo que provoca que su rigidez secante postagrietamiento difiera.

Además se observa que para el modelo B7 se obtiene una irregularidad de rigidez en ambas direcciones (X, Y), I_k , mayor a 6, cuando la irregularidad geométrica, I_{geo} , en este modelo es de sólo 3. Varios modelos presentan una irregularidad geométrica de 3, $I_{\text{geo}} = 3$, sin embargo la irregularidad de rigidez no es constante, esta tiene valores en dirección X desde 3.24 para el modelo C12 hasta 6.38 para el modelo B7, es decir, no necesariamente un modelo con una irregularidad geométrica mayor presenta una irregularidad de rigidez mayor ya que esto depende del tipo de configuración de la altura de las pilas.

Tabla 6.1 Rigidez lateral promedio de los modelos en la dirección longitudinal (X) y transversal (Y)

Modelo	I_{geo}	Rigidez en dirección X (t/cm)				Rigidez en dirección Y (t/cm)			
		$K_{m\acute{a}x}$	$K_{m\acute{i}n}$	K_{prom}	$I_{K(X)}$	$K_{m\acute{a}x}$	$K_{m\acute{i}n}$	K_{prom}	$I_{K(Y)}$
A1	1	47.33	45.52	46.42	1.04	485.62	469.52	477.57	1.03
A2	1.5	48.36	21.61	34.99	2.24	498.90	224.57	361.73	2.22
A3	2	35.59	15.78	25.69	2.26	373.08	160.42	266.75	2.33
A4	3	35.59	7.16	21.38	4.97	373.08	72.64	222.86	5.14
B5	1.5	51.37	24.95	45.65	2.06	556.37	254.28	465.45	2.19
B6	2	51.98	13.90	42.46	3.74	532.93	142.53	435.33	3.74
B7	3	45.52	7.13	35.92	6.38	469.52	72.36	370.23	6.49
B7.5	1	31.26	28.22	29.74	1.11	311.24	285.39	298.32	1.09
B8	1.33	30.75	17.57	25.92	1.75	306.98	175.22	260.89	1.75
B9	2	27.87	7.86	21.46	3.55	281.47	104.17	224.87	2.70
C10	2	46.57	19.73	28.48	2.36	482.83	193.74	291.26	2.49
C11	3	47.61	8.13	25.64	5.86	492.21	80.90	263.66	6.08
C12	3	35.37	10.90	19.25	3.24	373.26	88.19	193.27	4.23

En la Figura 6.2 se muestra la rigidez lateral promedio de las pilas en la dirección X de los modelos de puentes. Se observa que los puentes de pilas cortas son los más rígidos, es decir, a medida que se incrementa la longitud de algunas de las pilas de los modelos, el puente se vuelve más flexible y esto se debe a que las pilas de mayor altura son más flexibles y al introducirlas en los modelos la rigidez lateral promedio del modelo disminuye. Por ejemplo el modelo A1 tiene una rigidez lateral promedio de 46.42 mientras que el modelo A4 presenta una rigidez lateral promedio de 21.38. En este caso coincide que los puentes con menor irregularidad geométrica, I_{geo} , también son los más rígidos, sin embargo, un puente regular con pilas de alturas iguales a 15 m sería más flexible que todos los puentes aquí estudiados, por lo que no resulta conveniente relacionar estas dos variables.



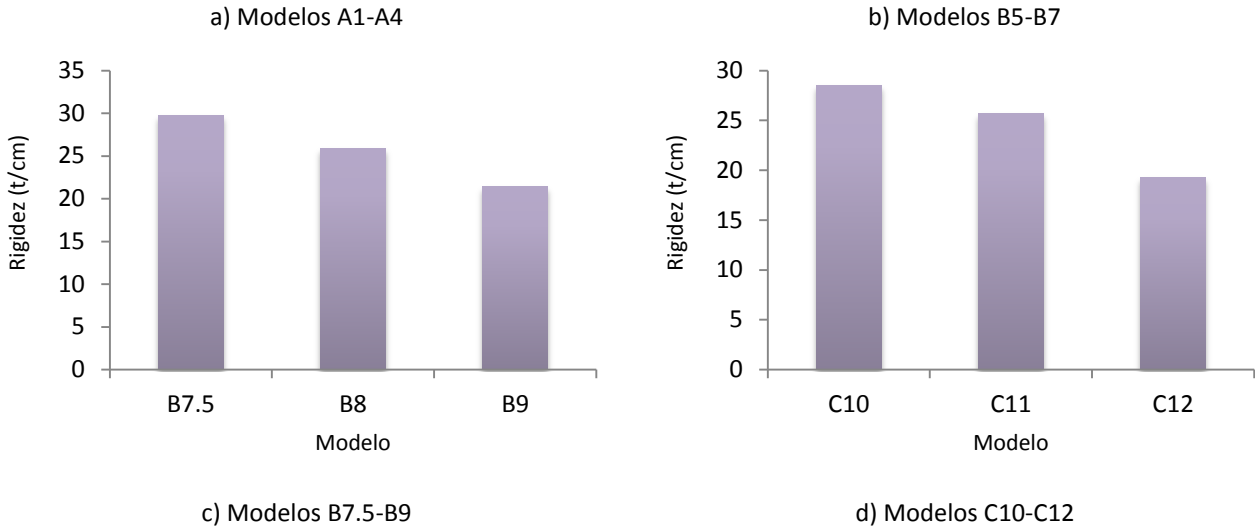


Figura 6.2 Rigidez lateral promedio de las pilas en la dirección X de los modelos de puentes.

En la Figura 6.3 se muestra la correlación que existe entre la longitud de las pilas diseñadas y su rigidez de la sección agrietada lateral, fueron graficados las rigideces de las pilas de todos los modelos estudiados en el presente trabajo. Se observa que para una misma longitud de pila, hay varias rigideces asociadas. Esto se debe a que a pesar de tener la misma longitud, la demanda de elementos mecánicos de cada pila difiere debido a la configuración geométrica elegida para cada modelo, y por ende, el armado, y el diámetro de la sección transversal es diferente en cada pila de la misma longitud, lo que hace variar su rigidez lateral agrietada. Fue agregada una curva de ajuste exponencial que se ajusta bien al comportamiento.

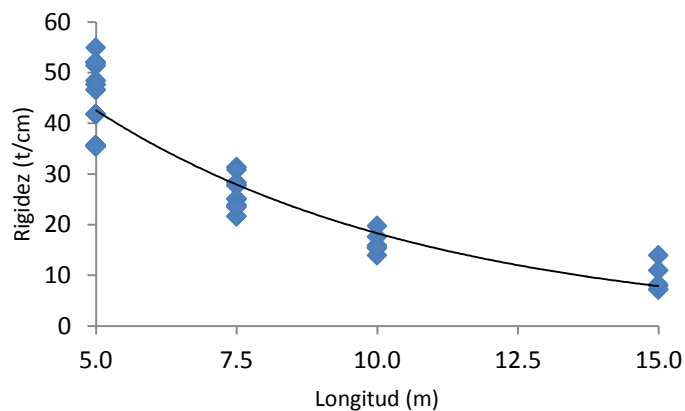


Figura 6.3 Correlación entre la longitud de las pilas y su rigidez de la sección agrietada.

En la Figura 6.4 se muestra la correlación entre la rigidez lateral y el índice de daño global de los modelos de puentes calculado para registros ubicados en roca. En la dirección longitudinal (X) se observa una clara correlación con la dispersión mostrada en la figura. De acuerdo con la ecuación de la línea de tendencia lineal (Ec. 6.1), para una rigidez de 5 y 55 t/cm tenemos un ID asociado de 0.1264 y 0.5064 respectivamente.

$$ID = 0.0076R_x + 0.0884 \quad (\text{Ec. 6.1})$$

En la dirección transversal (Y) también se aprecia esta correlación, sin embargo existe una mayor dispersión en los datos. De acuerdo con la ecuación de tendencia lineal (Ec. 6.2) para una rigidez de 100 y 525 t/cm, el índice de daño (ID) es de 0.1015 y 0.229 respectivamente.

$$ID = 0.0036R_x + 0.0715 \quad (\text{Ec. 6.2})$$

Con base en este análisis concluimos que el índice de daño global (ID) en ambas direcciones de análisis tiende a ser mayor cuando la rigidez lateral de los modelos de puentes estudiados en este trabajo aumenta.

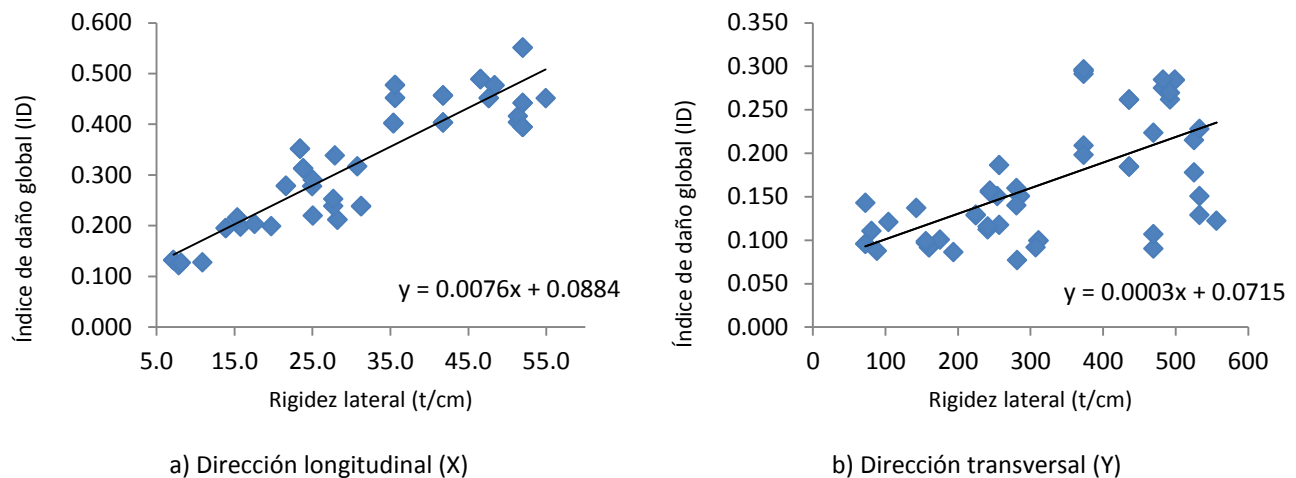


Figura 6.4 Correlación entre rigidez lateral e índice de daño global (ID) de los modelos de puentes calculado para registros ubicados en roca.

6.3. Periodos y modos de vibrar de los modelos

Los periodos fundamentales de vibrar de los modelos están en función de su rigidez. Como vimos anteriormente los modelos que tienen pilas altas flexibilizan la estructura, por lo que tienen periodos de vibrar más grandes (frecuencias más bajas). El primer modo fundamental de vibrar es

longitudinal y depende en gran medida de la rigidez de los apoyos de neopreno y de las pilas (Figura 6.5).

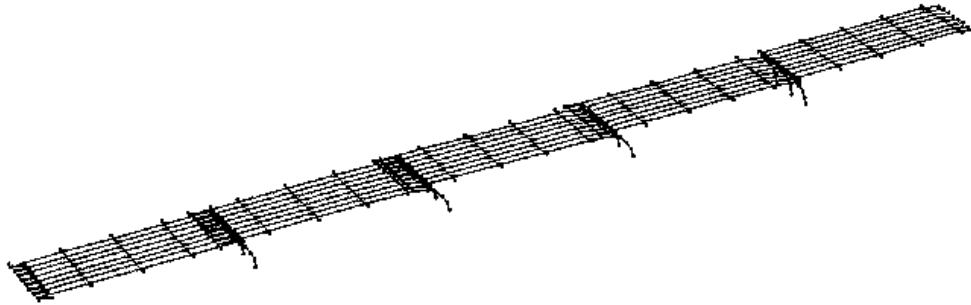
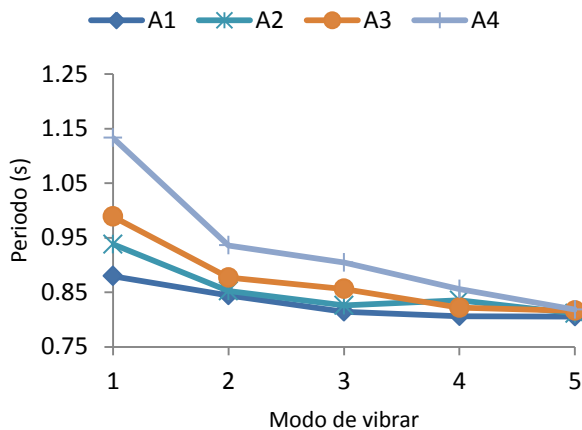
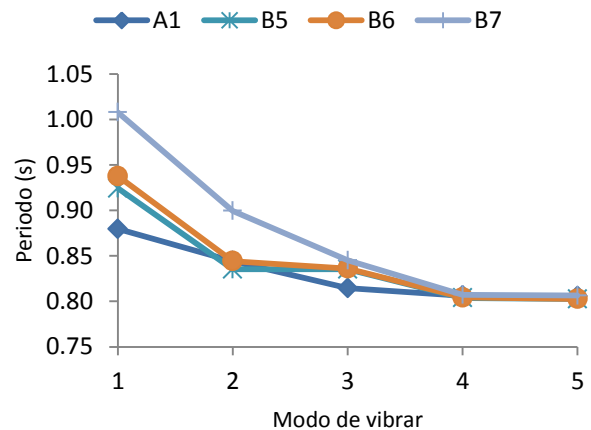


Figura 6.5 Primer modo fundamental de vibrar del modelo A1.

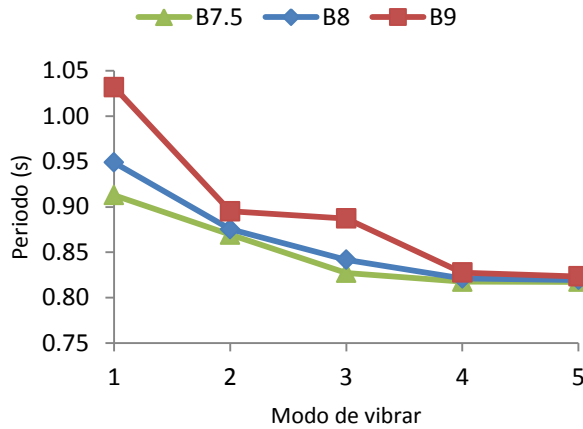
En la Figura 6.6 se muestra los periodos asociados a los primeros cinco modos de vibrar de los modelos de puentes estudiados en este trabajo. Se observa que en el primer modo fundamental de vibrar, T_1 , la diferencia que hay entre los periodos es más acentuada, sin embargo en modos superiores esta diferencia se acorta, esto se debe a que la flexibilidad en la dirección longitudinal de los modelos aumenta con la presencia de pilas altas. En los modelos de la serie A, el modelo con periodos más bajos es el A1 (regular) con un periodo de 0.88 s, los modelos A2, A3 y A4 tienen periodos de vibrar de 0.94, 0.99, y 1.13 segundos respectivamente.



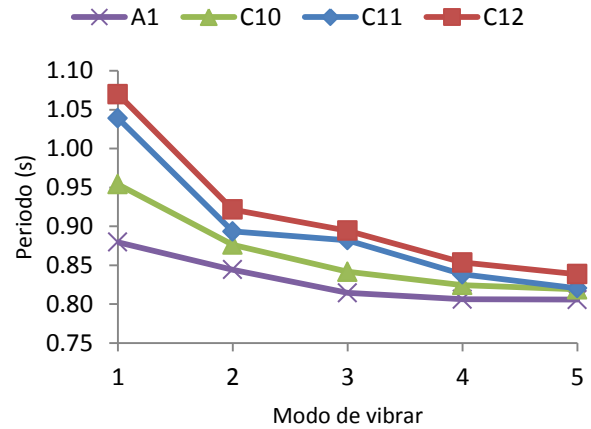
a) Modelos A1-A4



b) Modelos A1 y B5-B7



c) Modelos B7.5-B9



d) Modelos A1 y C10-C12

Figura 6.6 Periodos de modos de vibrar de los modelos

En la Tabla 6.2 se muestra con detalle los periodos correspondientes a los primeros cinco modos de vibrar de los modelos de puentes sujetos de estudio que corresponden a los datos de la Figura 6.6. El periodo del primer modo de vibrar más corto corresponde al modelo A1 con un valor de 0.8896 s, el siguiente el del modelo B7.5 con un periodo de 0.913 s, ambos modelos son los regulares en altura. El más largo corresponde al modelo A4 con un periodo de 1.133 s.

Tabla 6.2 Periodos de los primeros cinco modos de vibrar de los modelos de puentes

Modelo	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	T ₅
A1	0.8796	0.8442	0.8145	0.8063	0.8057
A2	0.938	0.8522	0.8258	0.8353	0.8113
A3	0.9887	0.8768	0.856	0.8217	0.8163
A4	1.133	0.9358	0.9044	0.8557	0.8183
B5	0.9243	0.8353	0.8352	0.8038	0.8026
B6	0.9377	0.8442	0.8362	0.8043	0.8027
B7	1.008	0.8995	0.8451	0.8073	0.8065
B7.5	0.913	0.8695	0.8273	0.8175	0.8174
B8	0.949	0.8755	0.8417	0.8211	0.8195
B9	1.032	0.8951	0.8872	0.8276	0.8234
C10	0.9542	0.8763	0.8415	0.8246	0.8189
C11	1.039	0.8935	0.8821	0.8384	0.8204
C12	1.07	0.9216	0.8945	0.8536	0.8385

El valor del periodo es importante ya que los espectros de respuesta elásticos de los registros seleccionados en este trabajo pueden tener amplificaciones importantes en un intervalo de periodos específico y provocar una respuesta elevada del modelo por este hecho.

6.3.1. Aceleraciones espectrales asociadas a los periodos

Para analizar lo siguiente se obtuvieron las aceleraciones espectrales, S_a , promedio de todos los registros seleccionados en el presente estudio asociadas a los periodos correspondientes al primer modo de vibrar de cada uno de los modelos (Tabla 6.3). Se observa que para registros ubicados en roca, el modelo A1 es que promedia un valor mayor de aceleración espectral, por lo que se puede esperar que estos registros provoquen mayor respuesta en el modelo A1 en comparación con el resto de los modelos. En el caso de los registros ubicados en arcilla, el modelo que promedia el valor más alto de aceleración espectral es el B7, posiblemente el modelo B7 tenga una respuesta mayor de los registros ubicados en arcilla que el resto de los modelos.

Tabla 6.3 Aceleraciones espectrales promedio de los registros asociadas al periodo correspondiente al primer modo de vibrar de cada uno de los modelos

Modelo	Periodo T_1 (s)	Aceleración espectral promedio (cm/s ²)		
		Roca	Arcilla	General
A1	0.880	1349.1	1220.3	1325.2
A2	0.938	1302.1	1280.4	1310.3
A3	0.989	1158.7	1318.1	1232.9
A4	1.133	1122.9	1313.8	1232.1
B5	0.924	1323.3	1274.3	1321.8
B6	0.938	1302.7	1280.3	1310.6
B7	1.008	1144.7	1327.8	1236.1
B7.5	0.913	1325.2	1266.1	1319.6
B8	0.949	1271.4	1280.5	1290.0
B9	1.032	1138.5	1311.6	1233.5
C10	0.954	1254.5	1278.3	1278.3
C11	1.039	1156.2	1298.4	1238.5
C12	1.070	1168.0	1290.3	1248.0

Resulta lógico pensar que una aceleración espectral mayor asociada al periodo del primer modo de vibrar de la estructura producirá un daño mayor en la estructura. En la Figura 6.7 se observa la correlación que existe entre las aceleraciones espectrales y los índices de daño globales de los

modelos de la serie A. Existen dispersión en los datos debido a que el índice de daño está en función de muchas variables.

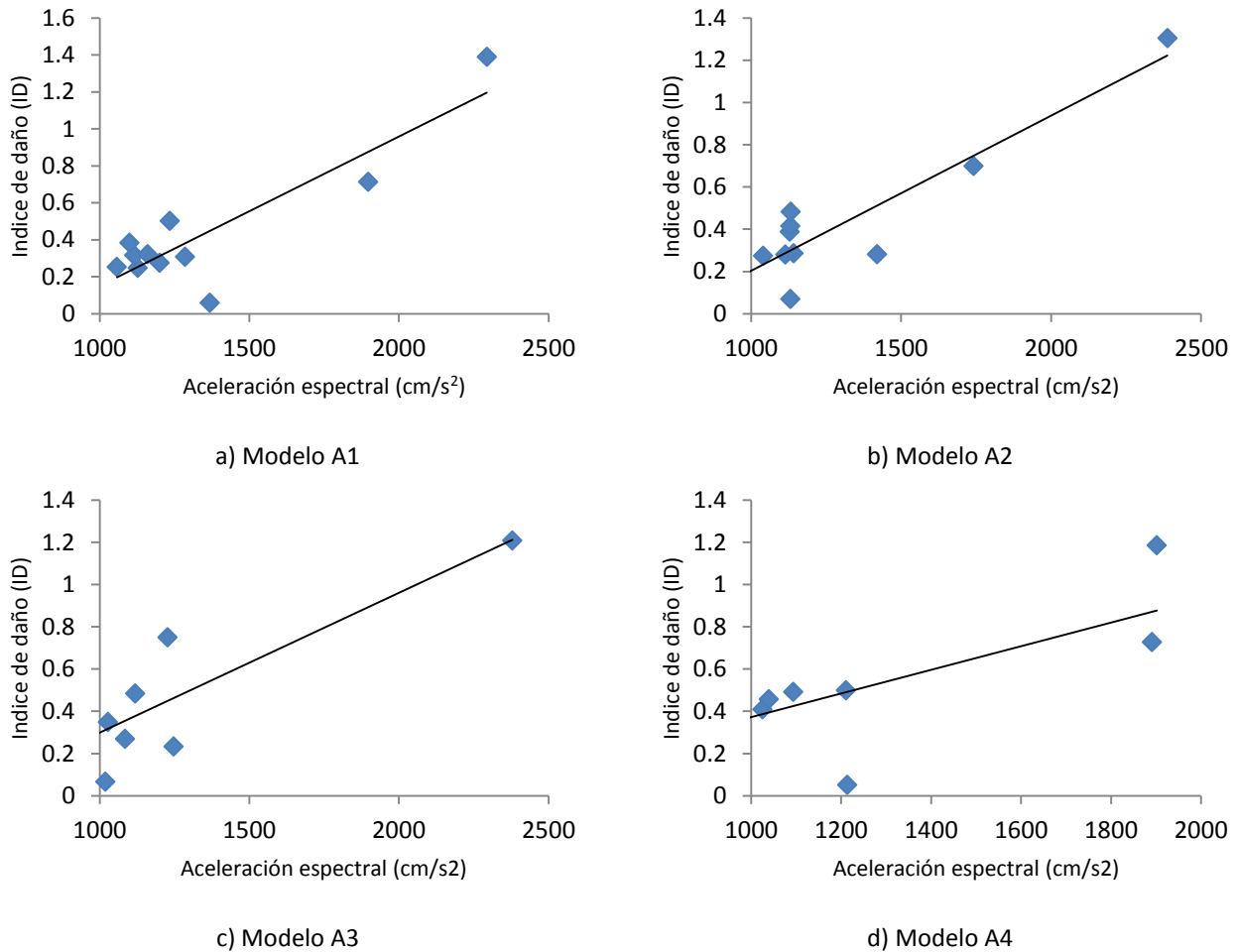


Figura 6.7 Correlación entre la aceleración espectral y el índice de daño global en los modelos de la serie A.

6.4. Coeficiente sísmico

En la Figura 6.8 se muestra el coeficiente sísmico (cortante total/peso) resultante de un análisis no lineal de historia en el tiempo para el registro sintético (SIN3) en la dirección X. Se observa que el coeficiente sísmico es menor en puentes más flexibles. Para citar un ejemplo el coeficiente sísmico del modelo A1 cuya rigidez lateral promedio es de 41.76 t/cm resultó ser de 0.68, mientras que el coeficiente sísmico del modelo A4 que posee una rigidez lateral promedio de 21.38, es de 0.59, es decir, un coeficiente sísmico alrededor de un 13% menor. Presumiblemente la demanda sísmica

disminuye cuando la rigidez lateral es menor. Un comportamiento similar se observa en los modelos restantes.

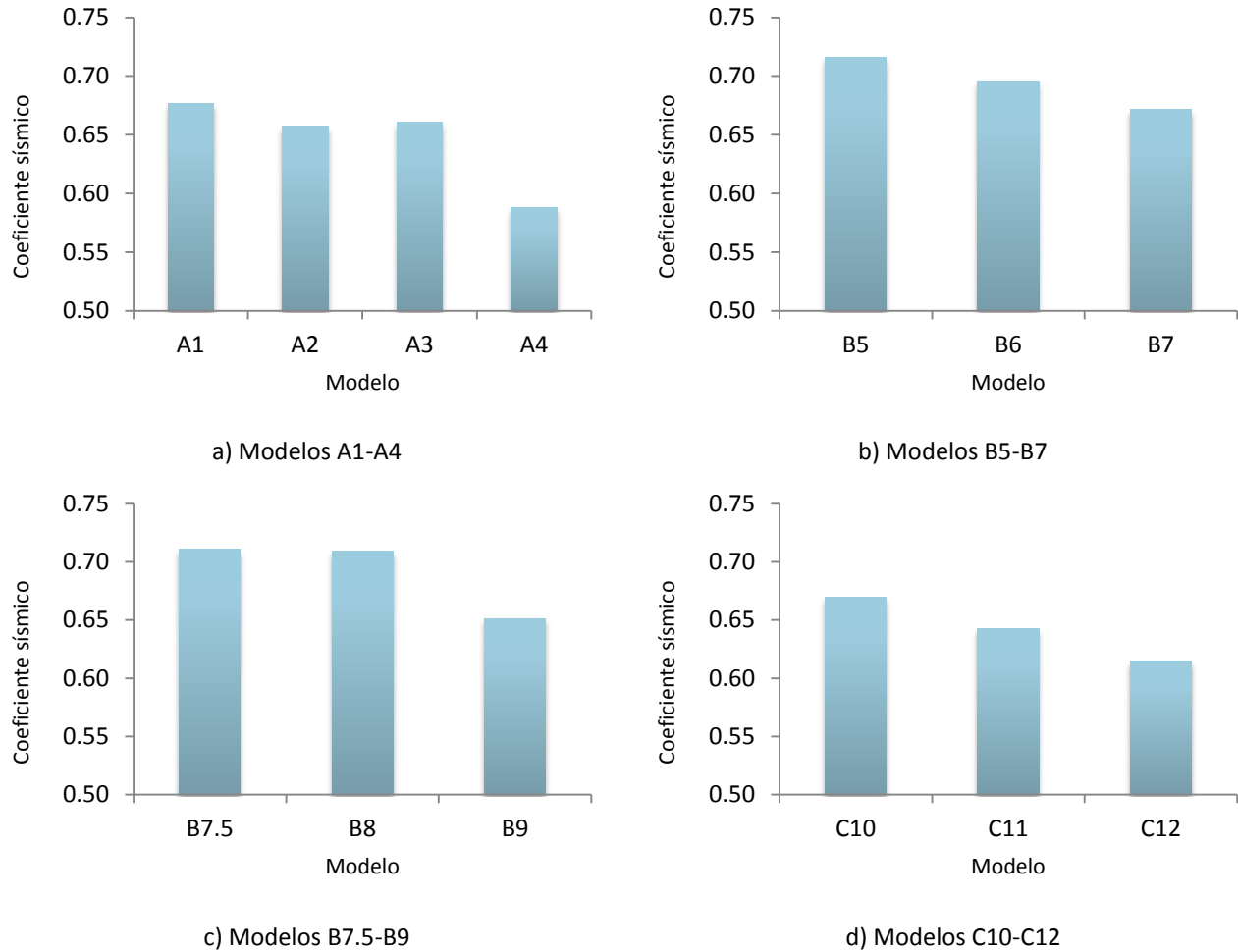


Figura 6.8 Coeficiente sísmico resultante de un análisis no lineal de historia en el tiempo para el registro sintético (SIN3) en la dirección X

6.5. Distorsiones angulares

La evaluación de distorsiones angulares es indispensable para calcular índices de daño ya que con estas obtenemos las demandas de ductilidad de desplazamientos para cada elemento. Uno de los resultados que se obtienen mediante análisis no lineales de historia en el tiempo es la historia de distorsiones angulares en el tiempo. Esta nos proporciona información sobre la manera en que se desplaza un elemento estructural durante un evento sísmico, como por ejemplo: 1) si está o no en fase con el movimiento de otro elemento, 2) la frecuencia con la que vibra el elemento, 3) el

momento en que presenta un desplazamiento excesivo, 4) si fluye y la magnitud de distorsiones residuales, 5) la distorsión angular máxima, etc.

En la Figura 6.9 se muestra la historia de las distorsiones angulares en el tiempo de la pila 2 ($L = 5$ m) y pila 5 ($L = 15$ m) del modelo A4 sometido al registro APAT-X. La distorsión angular máxima que alcanza la pila 2 y pila 5 es de 0.01576 y 0.0106 respectivamente, es decir la pila corta presenta una distorsión angular máxima 48.7% mayor que la pila larga. Se observa que la pila 2 (corta) tiene una distorsión angular residual mayor que la pila 5 (larga) y el movimiento ambas pilas está apreciablemente en fase. La distorsión angular mayor que presenta la pila corta se encuentra alrededor de segundo 13, en este segundo 13, la pila larga no tiene una distorsión angular de igual magnitud que la corta, de hecho se observa que la pila larga tiene su distorsión angular mayor alrededor del segundo 11. Con esto se ejemplifica que el comportamiento de pilas en puentes irregulares en altura puede diferir en gran medida en pilas cortas y largas.

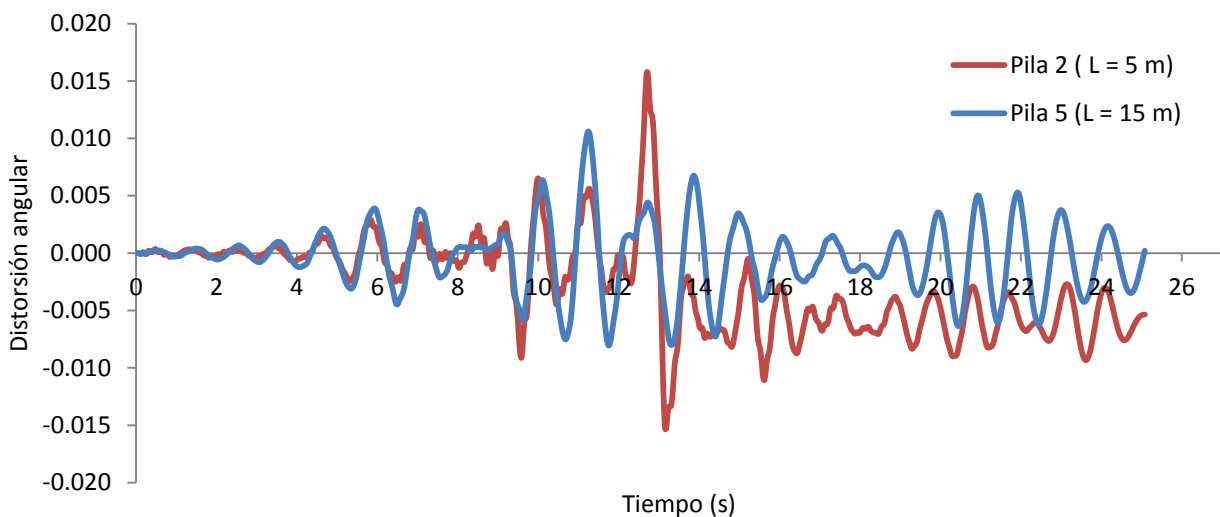


Figura 6.9 Historia de distorsiones angulares de la pila 2 (corta) y pila 5 (larga) del modelo A4 sometido al registro APAT-X

Para evaluar el índice de daño de Park y Ang, sólo necesitamos conocer la distorsión angular máxima que alcanzó cada pila para de esa manera conocer el desplazamiento máximo, y así evaluar la demanda de ductilidad de desplazamiento, μ_d , obtenida en ese registro en particular.

6.6. Movimiento de tableros

Desplazamientos grandes en tableros pueden provocar la pérdida de longitud de asiento, además, un movimiento relativo elevado entre tableros puede provocar que ambos tableros colisionen y sufran daño, los tableros de puentes simplemente apoyados suelen estar separados por una distancia mayor de no más de 5 cm. En la Figura 6.10 se muestra los desplazamientos de nodos pertenecientes a dos tableros de puentes adyacentes del modelo B6 sometido al registro sintético (SIN3) en la dirección X. Se aprecia que el tablero 2 tienen desplazamientos de más de 25 cm. Existe un desplazamiento relativo entre ellos máximo de 18.24 cm que ocurre para un tiempo de 16.84 s, lo que sugiere que ambos tableros podrían colisionar si un sismo tiene características similares a las del registro SIN3.

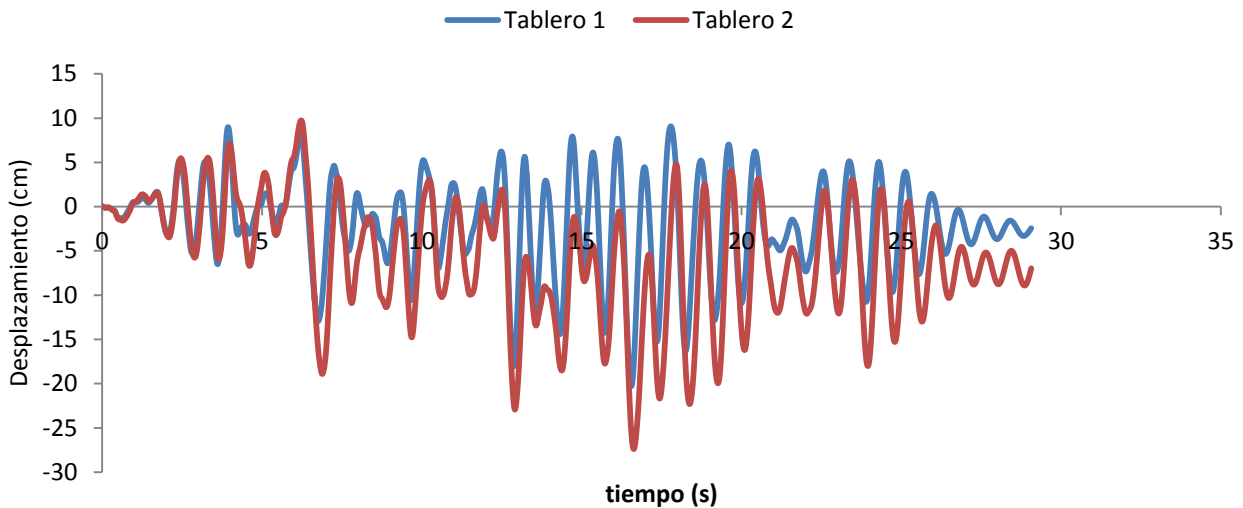


Figura 6.10 Movimiento de nodos de tableros del modelo B6 sometido al registro SIN3-X

6.7. Ciclos de histéresis

En la Figura 6.11 se muestra los ciclos de histéresis de la columna 2 ($h = 5$ m) y la columna 5 ($h = 15$ m) que están ubicadas en los ejes 1 y 2 respectivamente. El ciclo de histéresis de la columna 2 (corta) muestra un comportamiento altamente histérico con un buen número de ciclos de carga y descarga que superan el límite elástico, es decir disipa mayor energía por comportamiento inelástica en relación a la energía elástica disipada en el primer ciclo, tiene una mayor ductilidad de energía acumulada, μ_h (Ec. 5.12). La columna 5 (alta) muestra un ciclo de histéresis con un menor número de ciclos que superan el límite elástico. La energía de ductilidad acumulada de la columna corta (columna 2, Figura 6.11a) y la columna alta (columna 5) (Figura 6.11b) es de $\mu_h = 36.63$ y $\mu_h = 3.941$ respectivamente. La ductilidad de rotación también es mayor en la pila corta que en la columna alta, con valores de 15.89 y 5.49 respectivamente. Por ende la ductilidad de desplazamiento es mayor en la columna 2 que en la columna 5 (Figura 6.11) con valores de 8.56 y 3.46 respectivamente. Los valores de ductilidad de desplazamiento último, μ_u , son similares en el

caso de ambas columnas, corta y alta, con valores de 26.7 y 24.37. Esto es debido a que la ductilidad de desplazamiento último no depende de la demanda impuesta por un registro sísmico aplicado a una estructura en particular sino de la ductilidad asociada a la capacidad que posea el elemento ante carga monotónica. De hecho se observa que la ductilidad de desplazamiento último es ligeramente mayor en la columna corta que en la alta.

Por lo dicho sobre las demandas de ductilidades de desplazamiento, μ_d , y energía acumulada, μ_h , resulta lógico pensar que la columna corta (columna 2) se daña más que la columna alta (columna 5) bajo este registro sísmico. Los valores de índice de daño obtenidos para estos elementos son: para la columna corta un índice de daño 0.526 (daño moderado) y para la columna alta un valor de índice de daño de 0.166 (daño leve).

En esta figura se aprecia la importancia de no evaluar la energía inelástica disipada para calcular el índice de daño por elementos en términos absolutos, ya que en términos absolutos la columna 5 (alta) disipa mayor cantidad de energía que la columna 2 (corta) con valores de 10.66 t-m en la columna alta y 1.91 t-m en la columna corta lo que representa una disipación de energía absoluta 5.58 veces mayor de la columna alta en relación con la corta, sin embargo la ductilidad de energía acumulada, μ_h , es 9.29 veces menor. Esto se debe a que la resistencia última de la columna 5 (alta) es aproximadamente 3.5 veces que en la columna 2 (corta) por lo que un solo ciclo donde se alcance la fluencia de la columna alta disipa más energía en términos absolutos que varios ciclos de la columna corta.

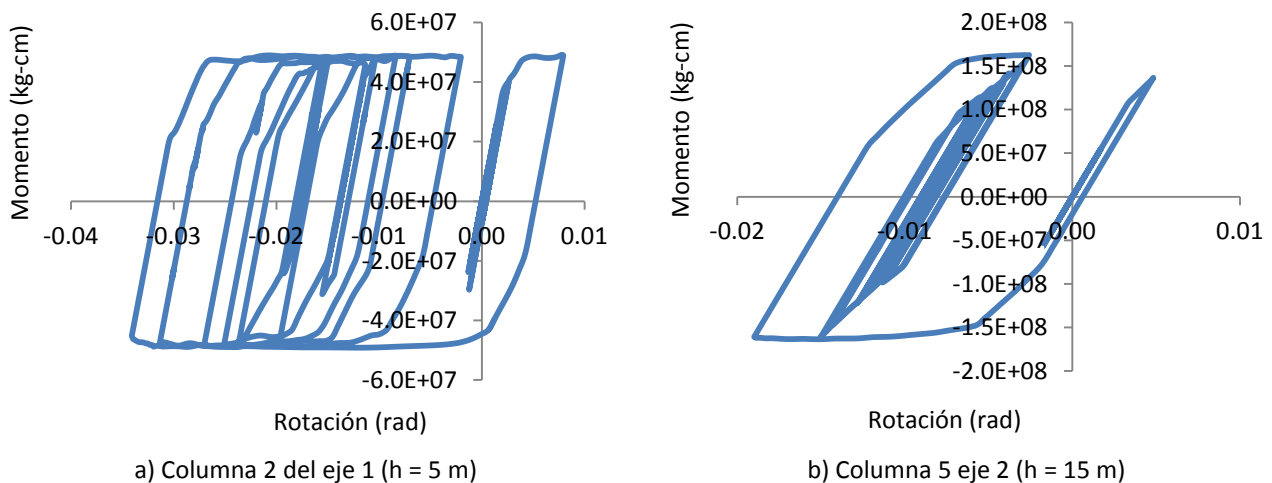


Figura 6.11 Histéresis de columnas corta y alta del modelo A4 sometido al registro SIN3 en la dirección X

6.8. Energía disipada

La energía impuesta por la acción sísmica a una estructura es disipada por está a través de varios mecanismos. En la Figura 6.12 se muestra la energía disipada por el modelo A4 sometido al registro SIN3 en la dirección X. Se aprecia que en este caso la mayor parte de la energía disipada (59.4%) se debe al amortiguamiento. Una parte importante de la energía es disipada por el comportamiento inelástico de las pilas (35.3%). La energía disipada restante se debe a la deformación (5.3%). La energía disipada por el amortiguamiento se compone de una combinación de amortiguamiento modal y una pequeña de amortiguamiento de Rayleigh de acuerdo con los parámetros de amortiguamiento propuestos en este trabajo.

Este diagrama de energía disipada nos brinda una idea del nivel de energía inelástica disipada por los elementos en una estructura y por ende el nivel de daño asociado. Es decir, si el diagrama de energía disipada muestra que la mayor parte de la energía es disipada por amortiguamiento y no hay energía disipada debido al comportamiento inelástico de los elementos, se concluye que no hubo comportamiento no lineal, es decir, que las deformaciones se mantuvieron en el intervalo elástico y por lo tanto el nivel de daño estructural esperado en la estructura es nulo. En el caso de un diagrama de energía disipada que muestre que la mayor parte de la energía fue disipada por comportamiento no lineal, podemos anticipar un elevado nivel de daño en la estructura.

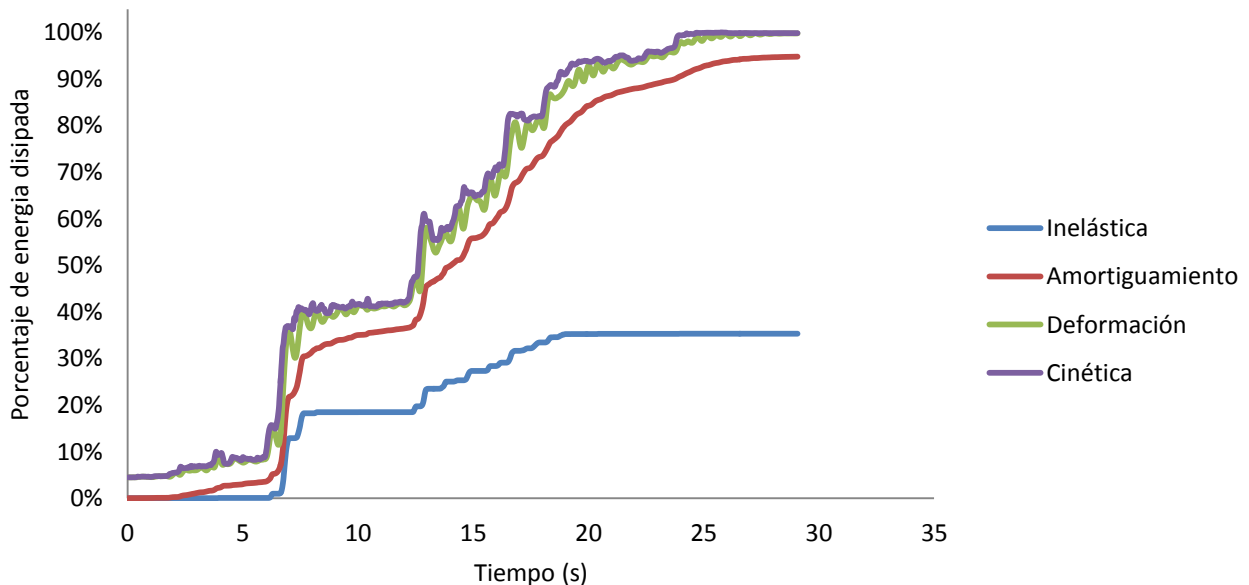


Figura 6.12 Energía disipada del modelo A4 sometido al registro SIN3 en la dirección X.

6.9. Comportamiento de columnas ubicadas en el mismo eje

En la Figura 6.13 se muestra los ciclo histeréticos de las columnas 7, 8 y 9 que están ubicadas en el eje 3 del modelo C10. Los ciclo histeréticos fueron obtenidos en el análisis en la dirección longitudinal (X) del registro SIN1. Se aprecia que los momentos últimos, las demandas de rotación máximas, y las características del ciclo histerético son prácticamente idénticas. En la Figura 6.14 se muestra la historia de los desplazamientos en el tiempo de las columnas 4, 5 y 6 ubicadas en el eje 2 del modelo C10. Se observa que los desplazamientos de los nodos superiores de las 3 columnas son prácticamente iguales, lo que indica que los nodos superiores del sistema pila-cabecal se mueven en conjunto y es válido analizar el comportamiento por eje (pila) y no por columna.

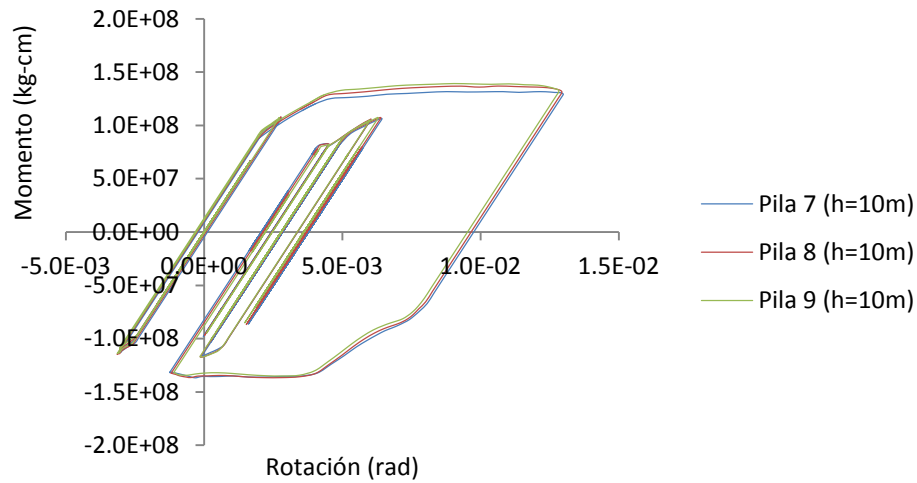


Figura 6.13 Ciclo histerético de las columnas 7, 8 y 9 ubicadas eje 3 del modelo C10 por la acción del registro SIN1 en la dirección longitudinal X.

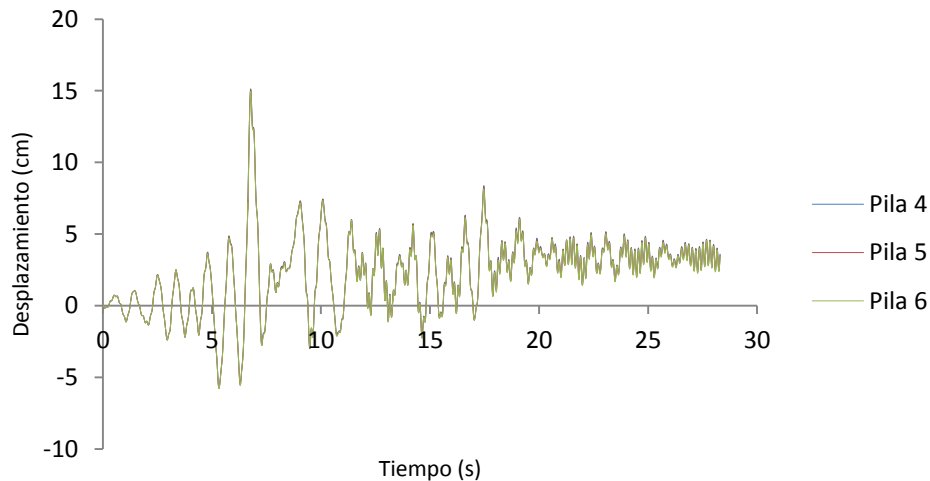


Figura 6.14 Desplazamientos del nodo superior de las columnas 4, 5 y 6 ubicadas en el eje 2 del modelo C10 por la acción del registro SIN1 en la dirección longitudinal X.

6.10. Degradación de rigidez

En el presente trabajo se optó por no considerar degradación de rigidez en el modelo de comportamiento no lineal de las pilas de concreto de los puentes. Se observó que al considerar degradación de rigidez en el programa PERFORM3D el tiempo de cómputo para realizar los análisis se incrementa considerablemente. En la Figura 6.15 se muestra una comparativa de índices de daño por elemento en cada eje (ID_i) para análisis en la dirección longitudinal (X) del modelo A1 sometido al registro AZIH con y sin degradación de rigidez en los ciclos histeréticos. Se observa que los valores de ID_i para modelos con degradación de rigidez se incrementan en todos los ejes. En los ejes externos (ejes 1 y 4) y ejes internos (ejes 2 y 3) el ID obtenido es 22.4% y 27.2 % mayor cuando se considera degradación de rigidez que cuando no se considera. Además se observa que el comportamiento relación de nivel de daño que hay entre ejes internos y externos ID_{eje2}/ID_{eje1} es de 1.27 y 1.17 con y sin degradación de rigidez respectivamente. No obstante de que existen diferencias en los resultados de ID obtenidos cuando se incluye degradación de rigidez en los modelos histeréticos, se consideró que por el objetivo que persigue este trabajo, que es la comparación de modelos que difieren en su irregularidad en la sub-estructura, modelos sin degradación de rigidez son suficientes para obtener conclusiones fidedignas de la diferencia en su comportamiento.

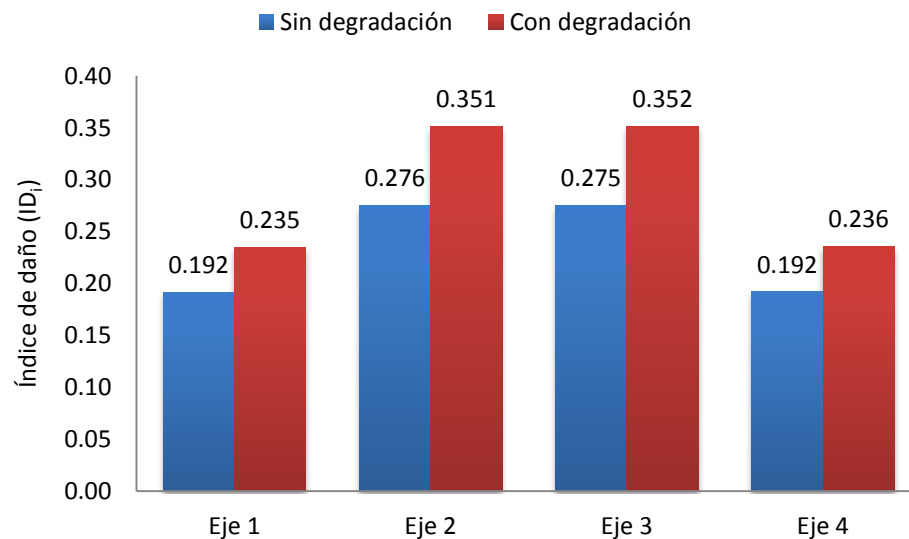


Figura 6.15 Índice de daño de análisis con y sin degradación del modelo A1 sometido al registro AZIH en la dirección longitudinal (X).

6.11. Índices de daño globales

En la Tabla 6.4 se muestra los índices de daño globales obtenidos para los modelos de puentes propuestos en el presente estudio sometidos a los 15 registros sísmicos seleccionados en ambas direcciones ortogonales (X, Y). Se aprecia que el intervalo de valores de índice de daño depende mucho del registro. Por ejemplo, el análisis APAT-X nos da como resultado índices de daño globales en los modelos desde 0.11 (sin daño) en el modelo B9, hasta un índice de daño máximo de 0.25 (daño leve) en el modelo A1, es decir el modelo B9 es el que se daña menos bajo la acción de este registro en esta dirección mientras que el A1 es el que se daña más, sin embargo ningún modelo llega a niveles de índice de daño moderado ($ID > 0.4$). Los análisis CHI1-19, CHI1 21.X, SCT-X, TXSO-X y SIN3-X dan como resultado índices de daño mayores de 0.4 (daño moderado) en la mayoría de los modelos. Los resultados la Tabla 6.4 se analizarán con más detalle en las siguientes páginas del presente trabajo.

Tabla 6.4 Índices de daño globales de la estructura de los modelos de puentes sometidos a los 15 registros en ambas direcciones ortogonales (X, Y)

Registro	Modelo												
	A1	A2	A3	A4	B5	B6	B7	B7.5	B8	B9	C10	C11	C12
APAT-X	0.25	0.19	0.16	0.19	0.20	0.21	0.17	0.14	0.14	0.11	0.19	0.19	0.19
APAT-Y	0.09	0.09	0.12	0.07	0.06	0.07	0.08	0.06	0.06	0.08	0.07	0.07	0.10
AZIH-X	0.31	0.28	0.23	0.21	0.27	0.33	0.31	0.22	0.21	0.23	0.23	0.23	0.22
AZIH-Y	0.10	0.11	0.14	0.11	0.07	0.09	0.13	0.06	0.07	0.11	0.08	0.09	0.10
CALE-X	0.06	0.07	0.07	0.05	0.01	0.07	0.07	0.02	0.07	0.07	0.06	0.07	0.07
CALE-Y	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.01	0.01
CHI1 19-X	1.39	1.30	1.21	1.19	1.37	1.49	1.37	0.90	0.84	0.85	1.04	1.02	0.94
CHI1 19-Y	1.00	1.12	1.15	0.90	0.91	0.87	0.81	0.63	0.60	0.62	1.15	1.08	1.07
CHI1 21-X	0.71	0.70	0.75	0.73	0.66	0.76	0.86	0.43	0.40	0.54	0.62	0.57	0.49
CHI1 21-Y	0.47	0.47	0.50	0.30	0.32	0.31	0.30	0.24	0.24	0.26	0.43	0.41	0.48
COPL-X	0.32	0.39	0.36	0.50	0.33	0.35	0.33	0.22	0.21	0.23	0.36	0.31	0.31
COPL-Y	0.29	0.30	0.30	0.20	0.20	0.21	0.22	0.12	0.12	0.15	0.28	0.26	0.31
SCT1-X	1.50	1.50	1.50	1.50	1.33	1.50	1.50	0.72	0.80	1.32	1.07	1.25	1.26
SCT1-Y	0.17	0.21	0.33	0.34	0.08	0.12	0.15	0.07	0.08	0.13	0.13	0.14	0.24
SUCH-X	0.27	0.29	0.25	0.23	0.25	0.27	0.24	0.18	0.16	0.14	0.27	0.23	0.24
SUCH-Y	0.10	0.10	0.12	0.07	0.07	0.08	0.09	0.06	0.06	0.08	0.09	0.08	0.11
TLHD-X	0.96	0.78	0.87	1.20	0.67	0.85	1.43	0.40	0.43	0.75	0.76	0.97	0.87
TLHD-Y	0.27	0.30	0.40	0.24	0.14	0.18	0.16	0.12	0.13	0.15	0.24	0.20	0.31
TXSO-X	1.15	1.50	1.50	1.50	1.50	1.08	1.10	0.85	0.91	1.37	1.31	1.39	1.43
TXSO-Y	0.37	0.45	0.61	0.56	0.25	0.30	0.30	0.21	0.23	0.28	0.34	0.33	0.48
UNIO-X	0.38	0.42	0.35	0.40	0.35	0.38	0.27	0.20	0.18	0.18	0.40	0.34	0.31

UNIO-Y	0.18	0.19	0.21	0.14	0.10	0.11	0.11	0.08	0.08	0.10	0.17	0.13	0.12
ZACA-X	0.34	0.31	0.29	0.20	0.29	0.32	0.30	0.22	0.21	0.21	0.27	0.26	0.24
ZACA-Y	0.11	0.11	0.14	0.08	0.07	0.08	0.10	0.06	0.06	0.09	0.08	0.08	0.10
SIN1-X	0.32	0.28	0.27	0.41	0.28	0.28	0.27	0.21	0.18	0.18	0.28	0.22	0.23
SIN1-Y	0.10	0.09	0.09	0.06	0.06	0.07	0.09	0.05	0.06	0.08	0.09	0.10	0.13
SIN2-X	0.25	0.27	0.31	0.46	0.26	0.28	0.34	0.19	0.19	0.25	0.26	0.31	0.29
SIN2-Y	0.08	0.08	0.10	0.07	0.05	0.06	0.07	0.05	0.06	0.06	0.06	0.06	0.09
SIN3-X	0.50	0.48	0.48	0.49	0.40	0.54	0.54	0.29	0.32	0.33	0.47	0.47	0.41
SIN3-Y	0.15	0.16	0.20	0.11	0.09	0.11	0.11	0.08	0.08	0.10	0.15	0.13	0.18

6.11.1. Análisis de índices de daño globales del modelo regular (A1)

En la Figura 6.16 se muestran los índices de daño globales del modelo A1 sometido a los registros sísmicos ubicados en terreno rocoso en la dirección longitudinal (X). Recordemos que en la dirección longitudinal las pilas trabajan como cantiléver. Se observa que los registros sísmicos (escalados para una aceleración máxima del suelo igual a 672 cm/s^2) producen diferentes niveles de daño en el modelo A1. Los valores de índice de daño global (ID) calculados para los registros AZIH y CALE son menores a 0.14, es decir, el nivel de daño asociado es: “sin daño”. Los valores de ID calculados para los registros APAT, COPL, SUCH, UNIO, SIN1 y SIN2 son menores a 0.4, por lo que tienen un nivel de daño asociado de “daño leve”.

Los valores de ID calculados para los registros SIN3, CHI1 21, y CHI1 19 fueron de aproximadamente 0.5 (“daño moderado”), 0.7 (“daño severo”) y 1.4 (“colapso”) respectivamente. Es decir, tres de los registros sísmicos en roca provocan niveles de daño importantes y uno de ellos el colapso en el modelo A1 cuando se analiza en la dirección X. Recordemos que la aceleración espectral del registro CHI1 19 asociadas a periodos cercanos a 1 segundo (que corresponde aproximadamente a los periodos fundamentales de vibrar de los modelos de puentes) es la mayor de todos los registros con un valor de cerca de 2500 cm/s^2 .

Recordemos que los registros sintéticos SIN1, SIN2 y SIN3 no escalados son compatibles con el espectro de diseño empleado para diseñar los modelos de puentes sujetos de estudio en este trabajo reducido por un factor de comportamiento sísmico, $Q = 2$. Nótese como el daño obtenido con los registros sintéticos escalados para un periodo de retorno de 2500 años (672 gales) en el peor de los casos es de 0.5 (“daño moderado”), es decir, los resultados del diseño conducen a un comportamiento adecuado de los modelos cuando se les somete a los registros sintéticos para los cuales fueron diseñados aunque hayan sido escalados.

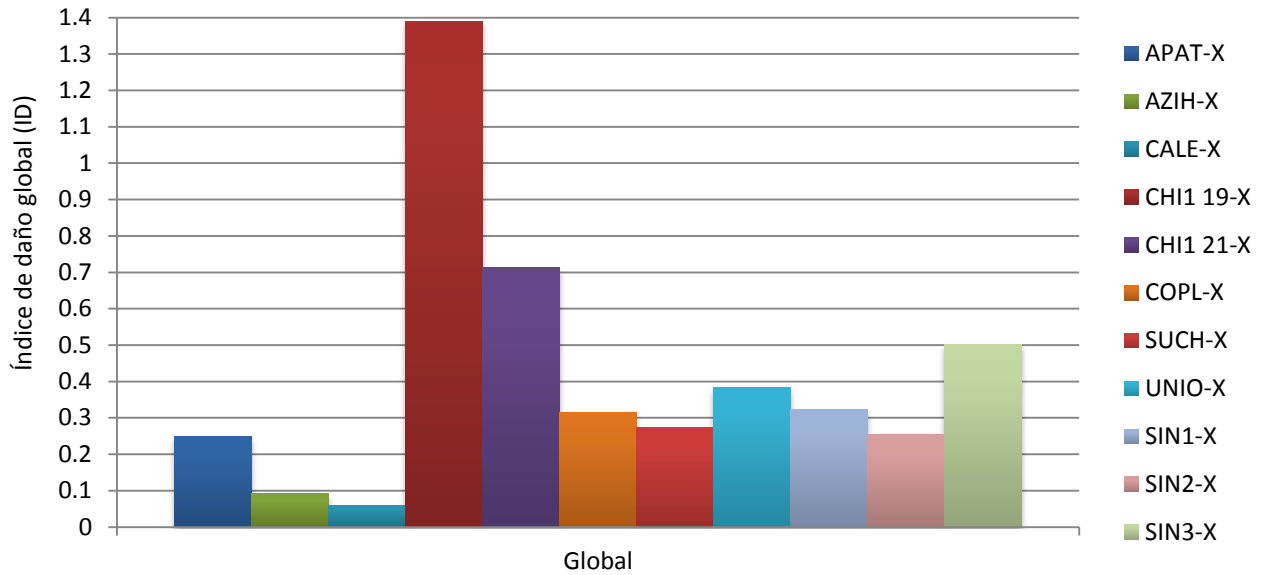


Figura 6.16 Índice de daño global de la estructura del modelo A1 sometido a registros sísmicos ubicados en terreno rocoso en la dirección longitudinal (X).

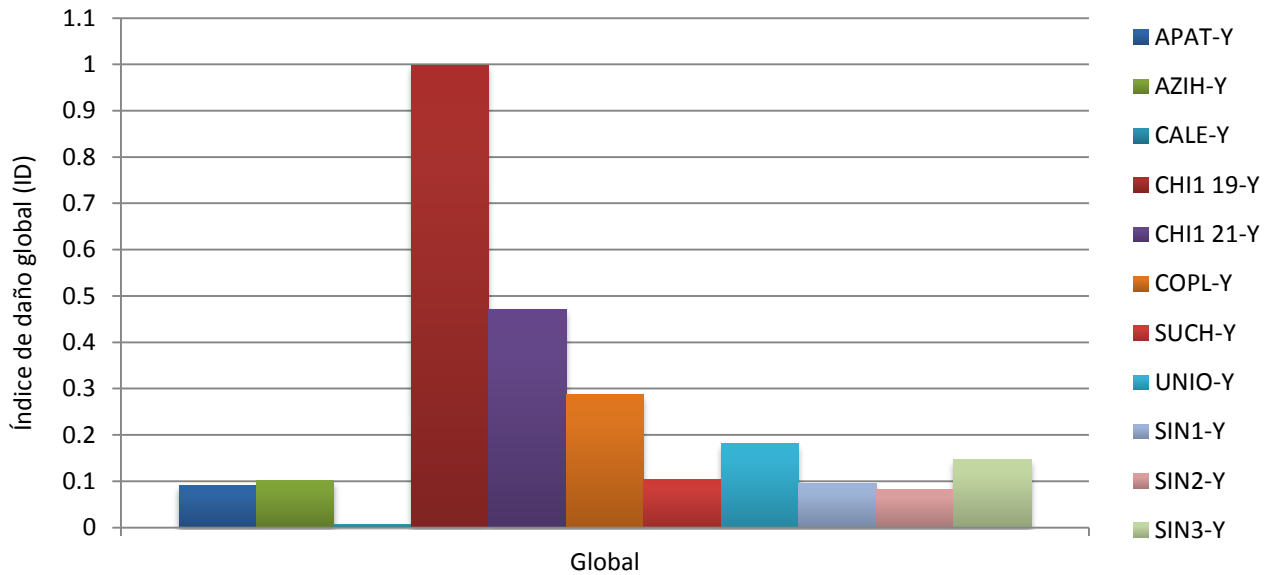


Figura 6.17 Índice de daño global de la estructura del modelo A1 sometido a registros sísmicos ubicados en terreno rocoso en la dirección transversal (Y).

En la Figura 6.17 se muestran los índices de daño globales del modelo A1 sometido a los registros sísmicos ubicados en terreno rocoso en la dirección transversal (Y). En esta dirección la subestructura de los modelos de puente trabajan como sistemas tipo marco. Lo primero que notamos en esta figura, es que los registros sísmicos que provocan mayor daño en el modelo son los ubicados en la estación de Chilpancingo (CHI1 19 y CHI1 21). Los valores de ID obtenidos con los

registros de CHI1 21 y CHI1 19 son de 0.47 (“daño moderado”) y 1.0 (“colapso”) respectivamente. Los registros de clave APAT, AZIH, CALE, SUCH, SIN1 y SIN2 nos conducen a obtener valores de índice de daño global en el modelo A1 menores a 0.14 (“sin daño”). Análisis con los registros UNIO, COPL y SIN3 nos lleva a obtener valores de ID en el intervalo de 0.14 a 0.4 (“daño leve”). El único registro que produce “colapso” en la estructura es el de CHI1 19.

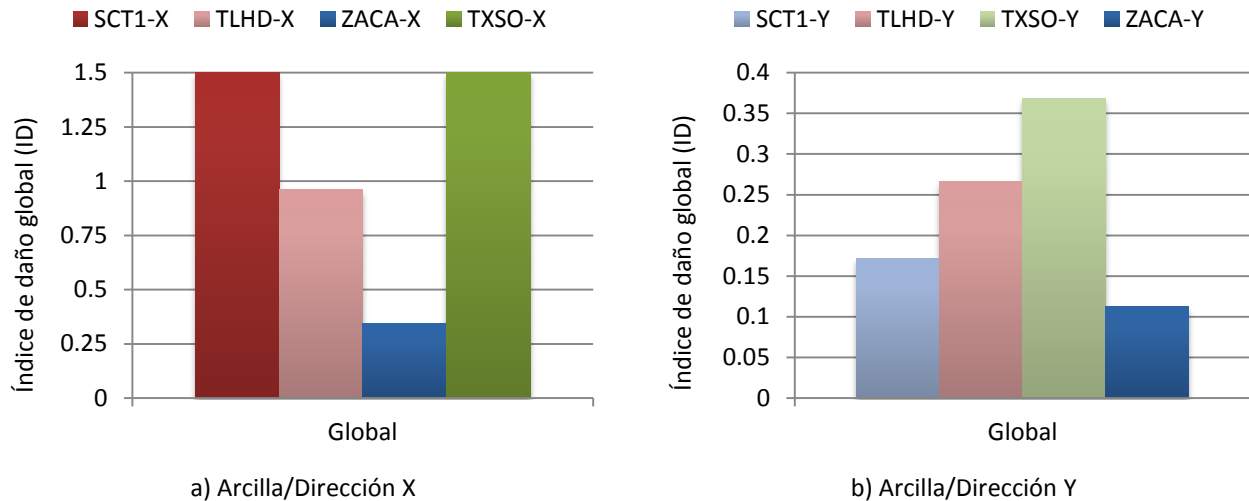


Figura 6.18 Índice de daño global de la estructura del modelo A1 sometido a registros sísmicos ubicados en terreno rocoso en la dirección longitudinal (a) y en la dirección transversal (b).

Para los análisis en la dirección longitudinal (X) los registros SCT1 y TXSO causan “colapso” en el modelo de acuerdo con los resultados de ID obtenidos (Figura 6.18). Para los registros TLHD y ZACA se obtienen valores de ID de 0.96 (“daño severo”) y 0.34 (“daño leve”) respectivamente. Los análisis en la dirección transversal arrojan resultados de ID diferentes, para los registros SCT, TLHD y TXSO se obtienen valores de ID en el intervalo que de acuerdo a la clasificación corresponde a “daño leve”. Para el registro ZACA el valor de ID obtenido corresponde a la clasificación: “sin daño”.

En la Figura 6.19 se muestra los promedios de índice de daño calculados para cada registro sísmico clasificados por tipo de terreno donde se ubica la estación y por dirección de análisis.

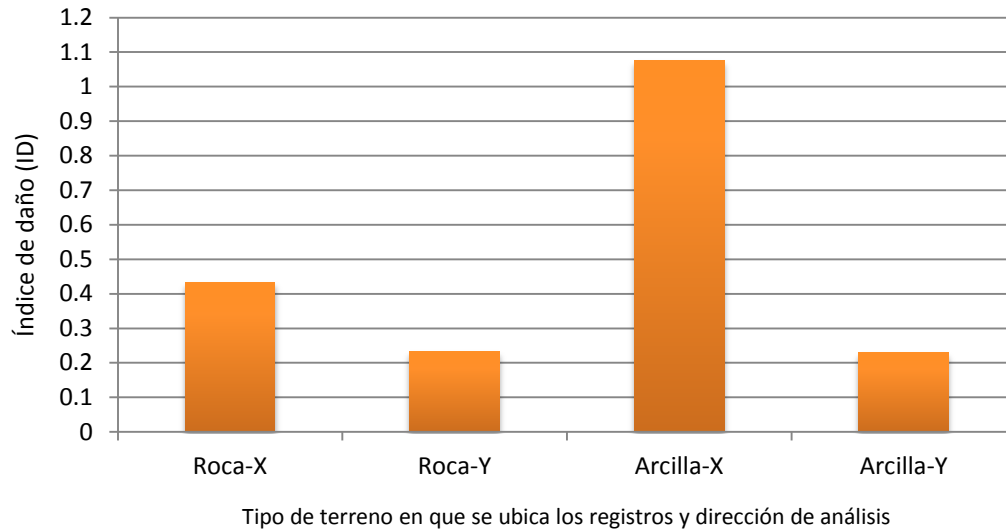


Figura 6.19 Promedio de índices de daño del modelo A1 clasificado por tipo de terreno y dirección de análisis.

Si se compara los valores de ID obtenidos con los análisis en ambas direcciones longitudinal y transversal (X, Y), se observa que para la dirección transversal los valores de ID promedio son menores en general. El valor de ID promedio obtenido para análisis de registros ubicados en roca y arcilla en dirección longitudinal es 86% y 368% mayor respectivamente en comparación con los obtenidos en la dirección transversal (Figura 6.19). Esto indica que el modelo A1 es menos vulnerable en dirección transversal, por lo que si el modelo A1 se encuentran ubicado perpendicularmente a la componente principal del sismo su comportamiento esperado sería mejor.

En la dirección de análisis longitudinal, existe una diferencia notable del índice de daño promedio obtenido para registros ubicados en arcilla y en roca, En esta dirección, el valor de ID promedio obtenido para registros ubicados en arcilla es 2.48 veces mayor en comparación con los obtenidos para registros en roca. Sin embargo en la dirección de análisis transversal los valores de ID obtenidos para registros ubicados en roca y arcilla son muy similares.

6.11.2. Comparación de índices de daño globales de modelos regulares (A1 y B7.5)

El valor de índice de daño global (ID) depende de los valores de índice de daño del elemento (ID_i) que a su vez están íntimamente ligados a la rigidez lateral que tengan los ejes de pilas como se vio en la sección 6.2. Este efecto de la rigidez en el valor de ID se muestra en la Figura 6.20, donde se compara los índices de daño globales (ID) de los modelos regulares A1 y B7.5 que tienen altura constante en sus pilas de 5 y 7.5 m respectivamente. En estos modelos de control se deja fuera el

efecto que la irregularidad en la subestructura pueda tener en los valores obtenidos de ID. Se observa que el ID del modelo A1 es mayor en todos los casos de análisis. Para los casos Roca/X, Roca/Y, Arcilla/X, Arcilla/Y el ID obtenido es mayor 58%, 78%, 96% y 100% respectivamente. Recordemos que la rigidez promedio en la dirección longitudinal (X) de los modelo regulares es 46.42 y 29.74 t/cm y en la dirección transversal de 477.57 y 298.32 t/cm para los modelos A1 y B7.5 respectivamente. Esto representa una rigidez 40% y 46% mayor en la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

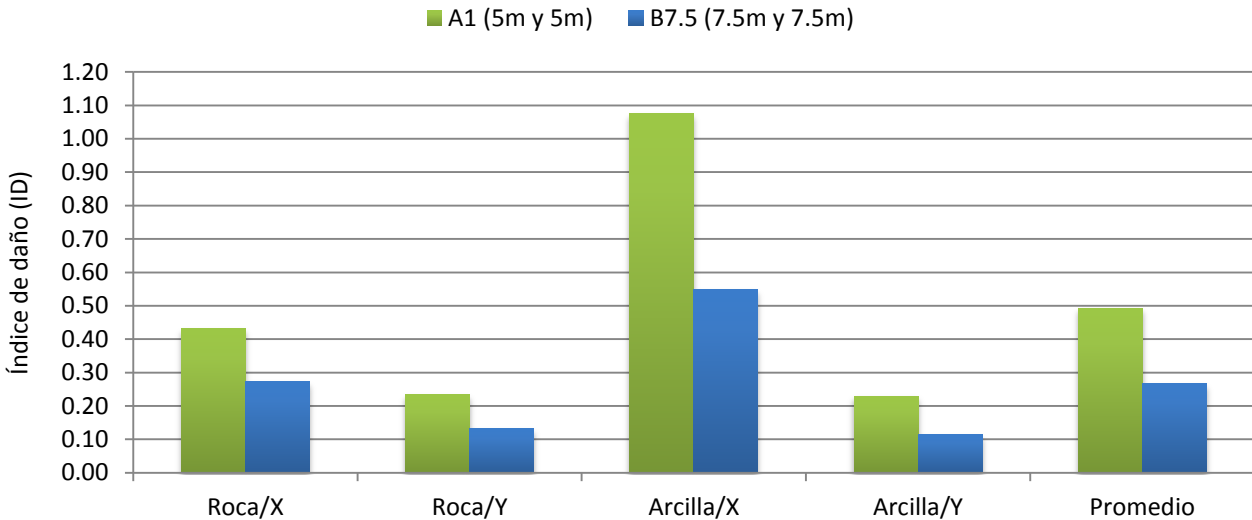


Figura 6.20 Promedios de índice de daño global de los modelos regulares (A1 y B7.5)

6.11.3. Índices de daño globales de los modelos de la serie A

En la Figura 6.21 se muestra el promedio de los índices de daño globales (ID) clasificados por tipo de terreno y dirección de análisis de los modelos de la serie A. Se aprecia que los ID obtenidos para registros ubicados en roca en la dirección de análisis longitudinal (Roca/X) para los modelos A1, A2, A3 y A4 son de 0.433, 0.425, 0.404 y 0.441 respectivamente, es decir el modelo para el cual se obtiene un ID mayor es el A4 con un índice de daño 1.85% mayor que el modelo regular (A1). Estas diferencias de ID no son significativas y podemos concluir que en el caso de los modelos de la serie A el daño que causan los registros es similar.

En los análisis (Roca/Y) se observa que el modelo A2 se daña 6.4% más que el modelo A1 (regular) y el modelo A3 se daña 15% más que el A1, sin embargo el modelo A4 se daña menos que los otros tres modelos (A1, A2 y A3), 20.6% menos que el modelo A1.

En los análisis en arcilla en dirección X (Arcilla/X) se obtuvieron valores de ID muy altos. La cantidad de energía histerética disipada y las demandas de ductilidad de desplazamientos son elevadas para este caso de análisis. Esto se debe a que las aceleraciones espectrales de los registros ubicados en arcilla seleccionados en este estudio son muy altas en periodos mayores de 1 segundo, alcanzando un máximo para el caso del registro SCT1 escalado a un periodo de retorno de 2500 años de 4354 cm/s^2 . Esto implica que cuando el modelo de puente ingresa al intervalo de comportamiento no lineal su rigidez disminuye y por ende su periodo aumenta ingresando a una zona de mayores amplificaciones. Esto provoca que la demanda sea mayor y por ende el índice de daño también lo es.

Se aprecia que el modelo A2 es el que se daña menos y el A4 el que se daña más, este último tiene un ID 2.2% mayor que el modelo A1, para el caso de los análisis en arcilla en dirección Y (Arcilla/Y) el valor de ID del modelo A3 sobresale significativamente sobre los otros, este es 61% mayor que el valor de ID obtenido para el modelo A1. El modelo A4 también tiene un valor de ID mayor que el modelo A1 (33%) pero menor que el valor de ID del modelo A3. Se calculó un valor de ID promedio de todos los análisis, es decir, los análisis para roca y arcilla en las dos direcciones (Barras Promedio). Se observa que los valores de ID promedio son similares en estos cuatro modelos de la serie.

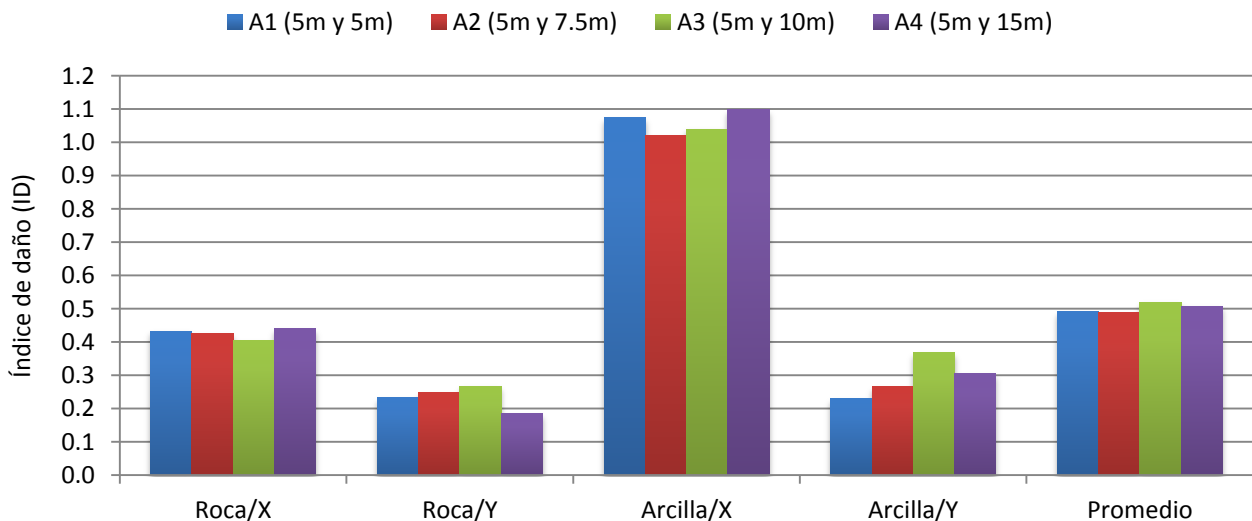


Figura 6.21 Promedios de índice de daño global de los modelos A1-A4.

6.11.4. Índices de daño globales de los modelos de la serie B

En la Figura 6.22 se muestran los promedios de índices de daño globales (ID) de los modelos de la serie B con pilas cortas de 5 m (B5, B6 y B7) y se introduce el modelo A1 (regular) como modelo de

control. En los análisis en roca en la dirección longitudinal (Roca/X) se observa que el modelo B6 es el que tiene un valor más alto de ID, este es 4% mayor que el del modelo A1. En el análisis Roca/Y el modelo con un ID mayor es el regular. Se observa para el análisis Arcilla/X que el modelo con irregularidad geométrica e irregularidad de rigidez mayor (modelo B7) es el que se daña más. Además en estos se observa una correlación entre la irregularidad geométrica o de rigidez e índice de daño global para los modelos B7, B6 y B5. Esta correlación no se cumple para el modelo regular (A1) ya que este se daña más que los modelos irregulares B6 y B6 presumiblemente debido a que a pesar de ser el de menor irregularidad de rigidez es el de rigidez lateral promedio más elevada. Un comportamiento similar a lo descrito anteriormente se observa en los modelos B5, B6 y B7 para el caso de análisis (Arcilla/Y) y en los promedios de ID de todos los análisis, aunque es estos análisis, el modelo que se daña más es el regular (más rígido).

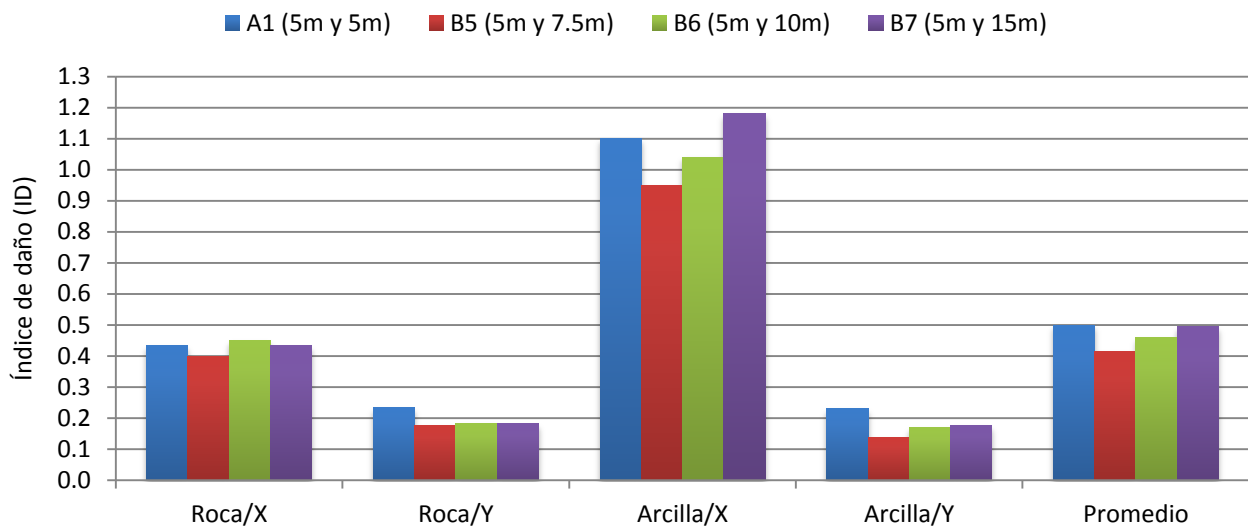


Figura 6.22 Promedios de índice de daño global de los modelos A1 y B5-B7

En la Figura 6.23 se muestran los promedios de índices de daño globales (ID) de los modelos de la serie B con pilas cortas de 7.5 m (B7.5, B8 y B9). Se observa que en los análisis en terreno rocoso se obtienen ID similares (“daño leve”) en 3 modelos aunque en el modelo con mayor irregularidad se obtienen valores de ID un poco mayores. Los valores obtenidos de ID en roca en el modelo B9 son 3% y 14% mayores que en el modelo regular (B7.5) en la dirección longitudinal (X) y transversal (Y) respectivamente, a pesar de que el modelo B7.5 es más rígido.

En terreno arcilloso se muestra que los modelos con mayor irregularidad se dañan más. En los análisis en Arcilla/X se observa una diferencia notable entre el valor de ID obtenido para el modelo más irregular (B9) y los otros dos modelos (B8 y B7) a pesar de que los modelos B8 y B7 son más

rígidos. Para el modelo B9 se obtiene un ID 66.6% mayor en comparación con el ID obtenido para el modelo regular (B7.5).

Recordemos que los modelos B7.5, B8 y B9 tienen periodos asociados al primer modo de vibrar de 0.913, 0.949 y 1.032 segundos respectivamente y las aceleraciones espectrales promedio en terreno arcilloso asociadas a esos periodos son de 1266, 1280 y 1312 cm/s^2 respectivamente, es decir, la aceleración espectral promedio en terreno arcilloso es 3.6% mayor para el periodo fundamental de vibrar del modelo B9 (más irregular) en comparación con la aceleración espectral asociada al periodo del modelo B7.5 (regular).

La aceleración espectral y el ID es 3.6% y 66.6% mayor en el modelo más irregular en comparación con el modelo regular y el modelo regular es más rígido por lo que se podría esperar mayor daño de acuerdo a la correlación observada entre rigidez e índice de daño. Con base en lo anterior, se concluye que el valor alto de ID obtenido en el modelo B9 es un efecto desfavorable de la irregularidad en altura que presenta ese modelo en particular.

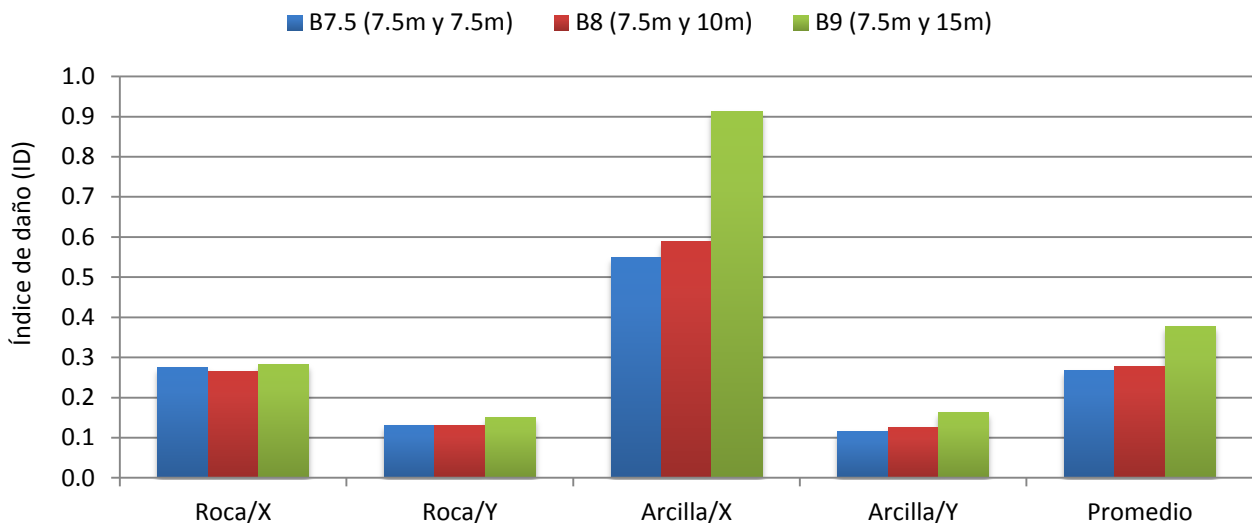


Figura 6.23 Promedios de índice de daño global de los modelos B7.5, B8 y B9

6.11.5. Índices de daño globales de los modelos de la serie C

En la Figura 6.24 se muestran los promedios de índices de daño globales (ID) de los modelos de la serie C. Para este tipo de configuración geométrica en elevación (Serie C) se observa que en general los modelos irregulares se comportan bien, es decir, no se dañan más que los modelos

regulares, esto se aprecia claramente en los valores promedio de los cuatro análisis. En el caso del análisis Arcilla/Y se obtuvo un valor de ID 47% mayor para el modelo con mayor irregularidad geométrica (C12) en comparación con el de menor irregularidad geométrica (C10). Para el análisis Arcilla/X el modelo que se daña más también es el que presenta mayor irregularidad de rigidez.

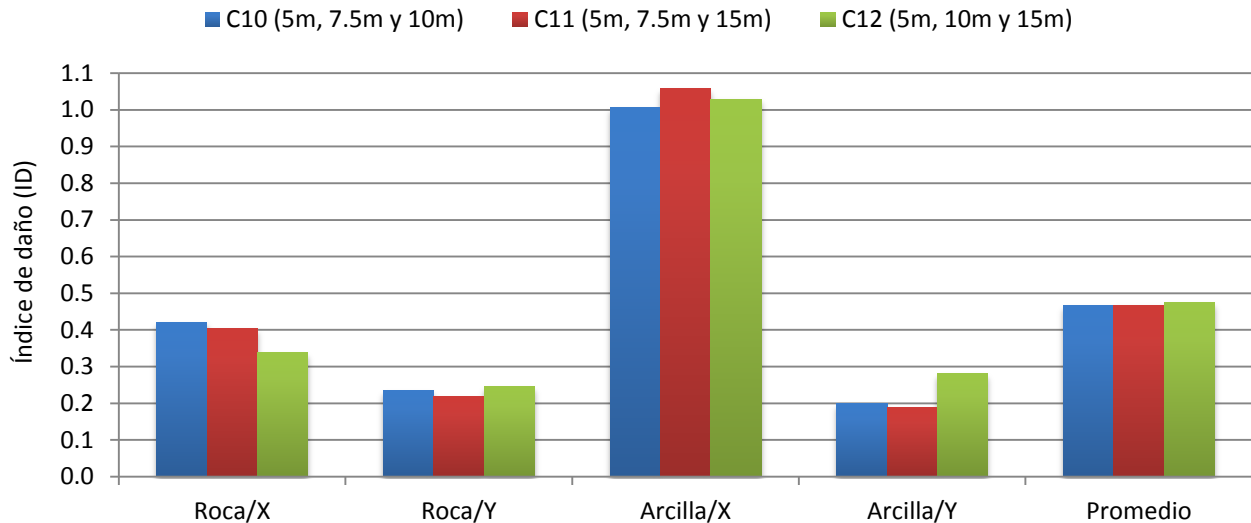


Figura 6.24 Promedios de índice de daño global de los modelos C10-C12.

6.12. Índices de daño por eje

6.12.1. Promedios de índices de daño por eje del modelo regular (A1)

A continuación se analizará lo que ocurre con los índices de daño de los elementos individuales. Estos se calcularon para columnas representativas de cada eje. Se eligió la columna central como elemento representativo de la pila, aunque se pudo haber escogido cualquier otro elemento ya que como se observó anteriormente el comportamiento de las columnas que están ubicadas en el mismo eje es casi idéntico. Para el modelo regular A1 se observa que los índices de daño obtenidos de los ejes 1 y 4 para ambas direcciones de análisis y cualquier tipo de terreno son similares (Figura 6.25). Se observa que los valores de índice de daño de los elementos (ID_i) obtenido para las pilas de los ejes 2 y 3 (ejes centrales) son similares. Lo mismo sucede con los valores de ID_i obtenido para las pilas de ejes 1 y 4 (ejes externos). Recordemos que las pilas de ejes 1 y 4 tienen propiedades diferentes a las pilas de los ejes 2 y 3.

Para los análisis en la dirección longitudinal (X) de registros ubicados en roca y arcilla, se obtuvieron valores de ID_i mayores en pilas de ejes centrales; las pilas de ejes centrales se dañan

13% y 58% más que las de ejes externos para terreno rocoso y arcilloso respectivamente. Sin embargo análisis en la dirección Y arrojan valores de IDi mayores en ejes de pilas externas tanto en roca como arcilla; las pilas de ejes externos se dañan 41% y 15% más que las de ejes centrales para terreno tipo roca y arcilla respectivamente.

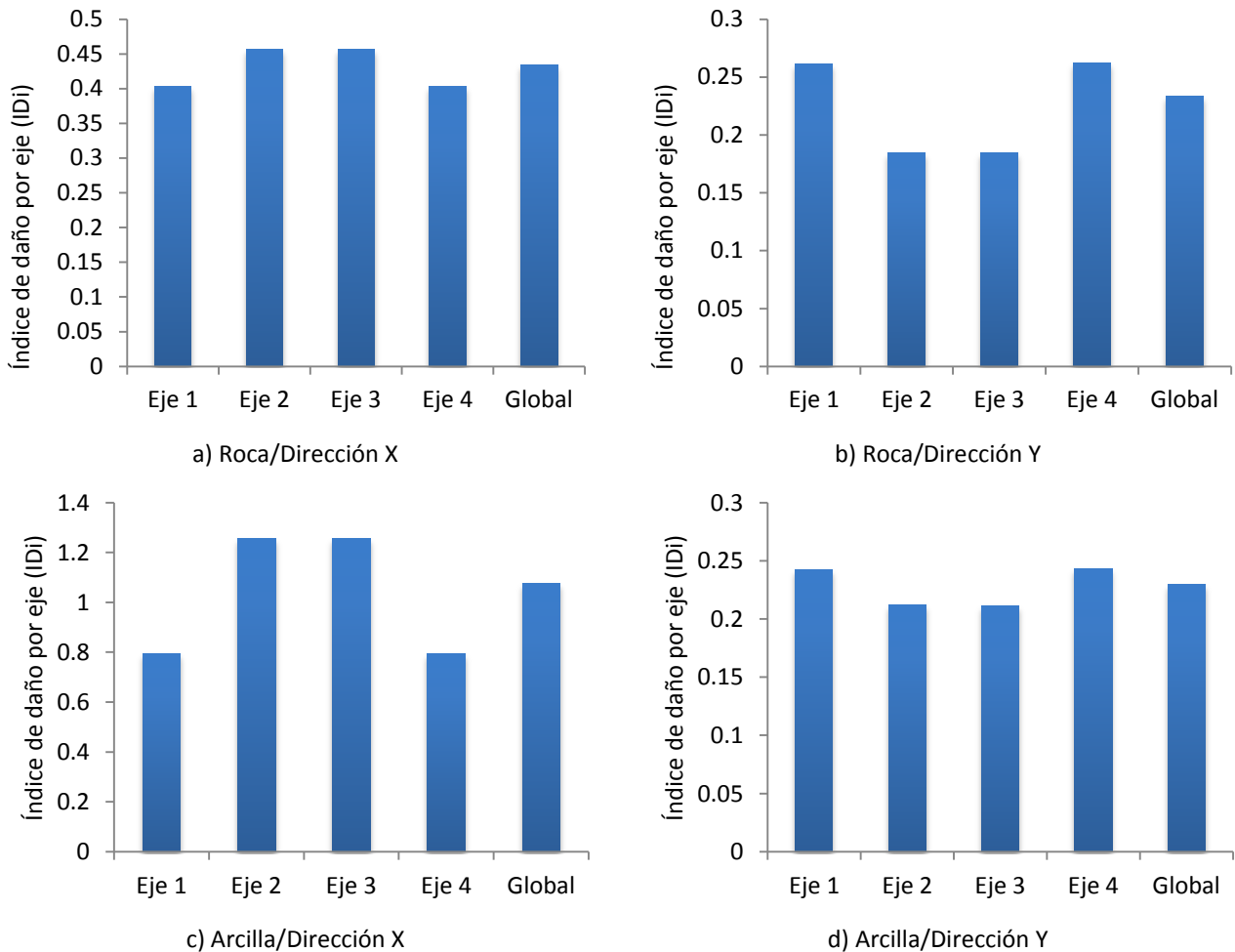


Figura 6.25 Promedios de índice de daño por eje del modelo A1 (regular)

6.12.2. Promedios de índices de daño por eje de los modelos de la serie A

Los modelos de la serie A incluyen un modelo regular de control (A1) con pila de 5 m de longitud y modelos irregulares que tienen pilas cortas en los ejes 1 y 4 ($L = 5$ m) y pilas altas en los ejes 2 y 3 ($L > 5$ m) en los modelos irregulares (A2, A3 y A4). En el caso de los modelos de la serie A coincide que los modelos con mayor irregularidad geométrica, I_{geo} , también tienen mayor irregularidad de rigidez I_K .

En la Figura 6.26 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos de la serie A, obtenidos con análisis de registros ubicados en terreno tipo roca en la dirección longitudinal (Roca/Dirección X). El valor de índice de daño (ID_i) en las pila de ejes 1 y 4 es menor en el modelo regular (A1), sin embargo, en las pilas de ejes 2 y 3 es mayor. Los valores de ID_i en los ejes 2 y 3 son menores para el modelo con mayor irregularidad geométrica y de rigidez de esta serie (A4).

En resumen el daño en ejes 1 y 4 se incrementa en los modelos irregulares (A2, A3 y A4) en comparación con el regular (A1) y el daño en ejes 2 y 3 decrece a medida que el modelo presenta mayor irregularidad, siendo más grande para el modelo regular (A1) y más pequeña para el modelo más irregular (A4). Se observa que el índice de daño global (ID) decrece del modelo A1 al A2 y del A2 al A3, sin embargo el ID más grande se presenta en el modelo A4.

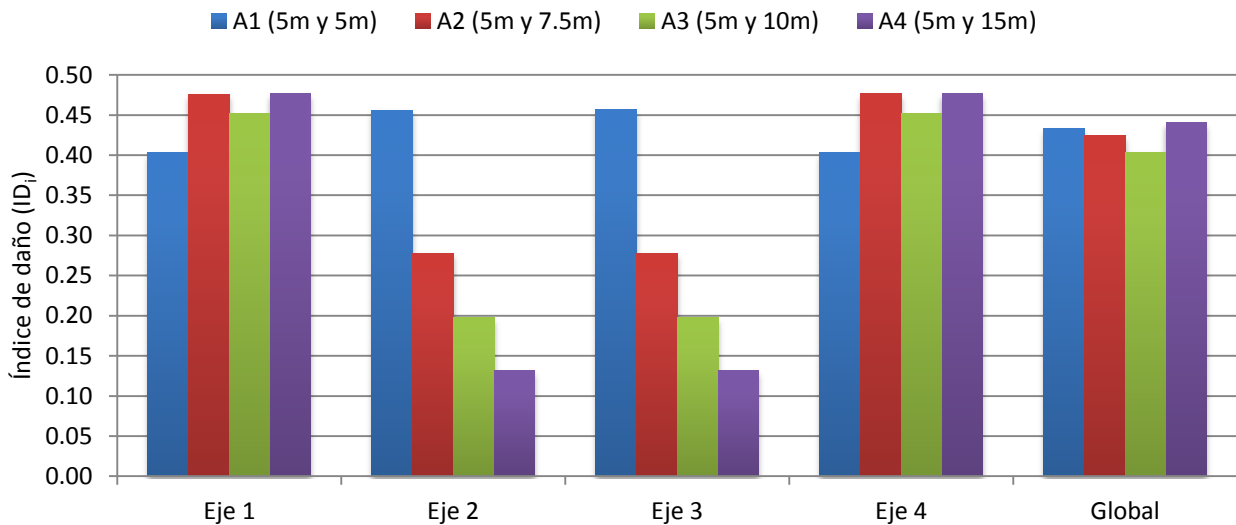


Figura 6.26 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos A1-A4 (Roca/Dirección X)

En la Figura 6.27 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos de la serie A, obtenidos con análisis de registros ubicados en terreno tipo roca en la dirección transversal (Roca/Dirección Y). Se observa que el daño en los ejes 1 y 2 aumenta a medida que se incrementa la irregularidad del modelo con excepción del modelo A4 que presenta un daño mucho menor en comparación con el modelo regular (A1). El daño en los ejes 2 y 3 disminuye conforme aumenta la irregularidad geométrica del modelo, pero no disminuye del modelo A3 al A4.

Si comparamos el índice de daño global (ID) en la dirección transversal, observamos que el modelo A4 se daña 20% menos que el regular (A1) y 31% menos que el modelo irregular A3. Este resultado es inesperado ya que lo lógico sería que el modelo A4 siguiera la tendencia de dañarse más que

presentan los otros modelos y en lugar de eso se daña menos. Para entender por qué pasa esto necesitamos analizar los datos relacionados con el cálculo del índice de daño. Se notó que las pilas cortas (ejes 1 y 4) del modelo A3 disipan la mayor cantidad de energía por comportamiento histerético. Sin embargo en el caso del modelo A4 las pilas que disipan casi la totalidad de energía histerética son las pilas altas (ejes 2 y 3), es decir, en el modelo A4 las pilas altas cumplen la función de disipadores de energía. Por ejemplo para el caso de análisis del registro APAT en la dirección Y las pilas cortas del modelo A3 disipan 66.14% de la energía histerética total disipada por los elementos mientras que las pilas altas disipan 33.86% que es la diferencia entre 100% - 66.14%. En el modelo A4 las pilas cortas disipan 21.98% y las altas 78.02%. El primer modo de vibrar de los modelos A3 y A4 es longitudinal, sin embargo el segundo modo del modelo A3 y A4 es longitudinal y transversal respectivamente (Figura 6.28), es decir el modo transversal predomina sobre el longitudinal en el segundo modo. Estos factores nos ayudan a entender porque el modelo A4 se daña menos. Nótese que esto ocurre exclusivamente en terreno tipo roca en la dirección transversal.

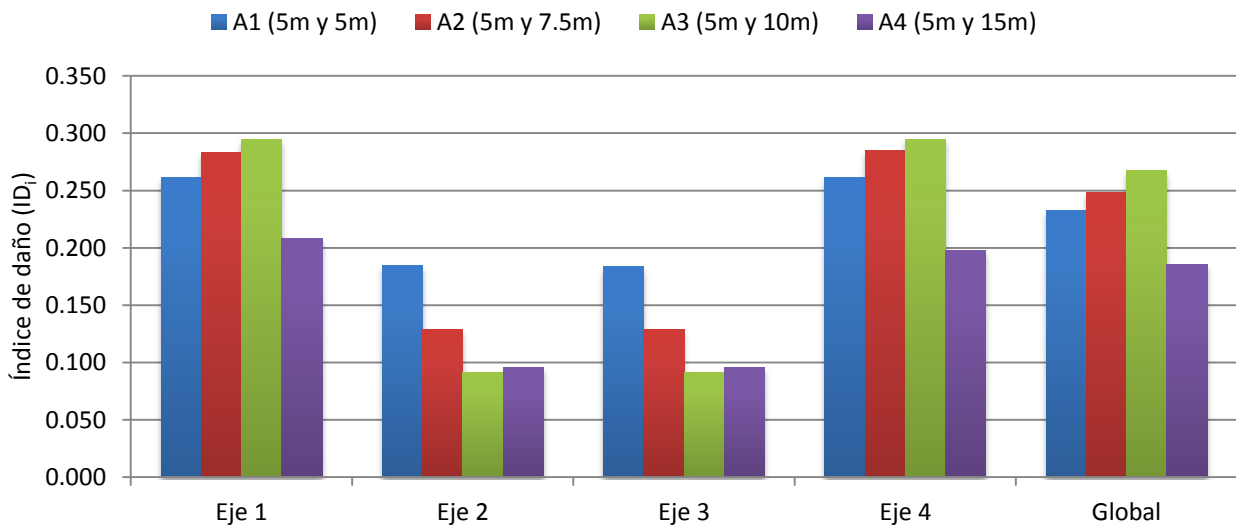


Figura 6.27 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos A1-A4 (Roca/Dirección Y)

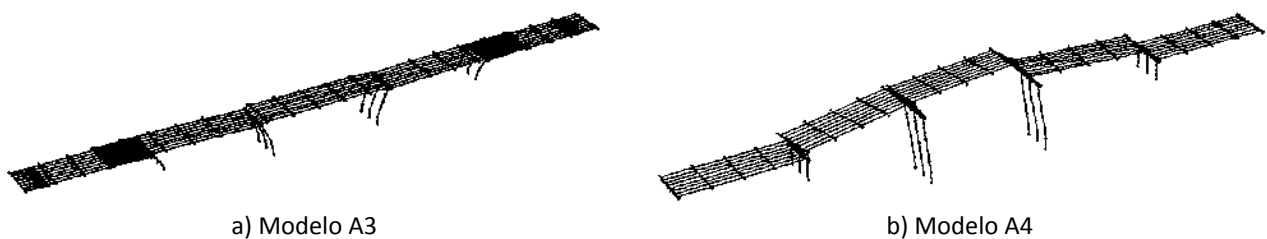


Figura 6.28 Segundo modo de vibrar de los modelos A3 y A4

En la Figura 6.29 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos de la serie A, obtenidos con análisis de registros ubicados en terreno arcilloso en la dirección longitudinal (Arcilla/Dirección X). Se observa que los valores de índice de daño globales son elevados para este caso de análisis, en todos los casos se obtuvo un valor de ID mayor que uno lo que de acuerdo con la Tabla 5.24 implica colapso.

El índice de daño obtenido para las pilas ubicadas en los ejes 1 y 4 ($L = 5$ m) es menor para el modelo regular y se incrementa palatinamente con el aumento de la irregularidad geométrica de los modelos, de tal manera que los valores de ID_i son máximos para el modelo más irregular de esta serie (A4). Lo opuesto se observa en los ejes 2 y 3 para modelos irregulares ($L > 5$ m) ya que el daño disminuye a medida que se incrementa la irregularidad geométrica de los modelos, siendo mínimo para el modelo A4. Para el modelo regular (A1) en los ejes 2 y 3 se observa mayor daño en comparación con los ejes 1 y 4, mientras que para los modelos irregulares esto se invierte. Nótese que para el modelo con mayor irregularidad geométrica (A4) se obtuvo el índice de daño global (ID) más grande a pesar de que sus ejes de pilas 2 y 3 presentan mucho menor daño en comparación con el modelo regular.

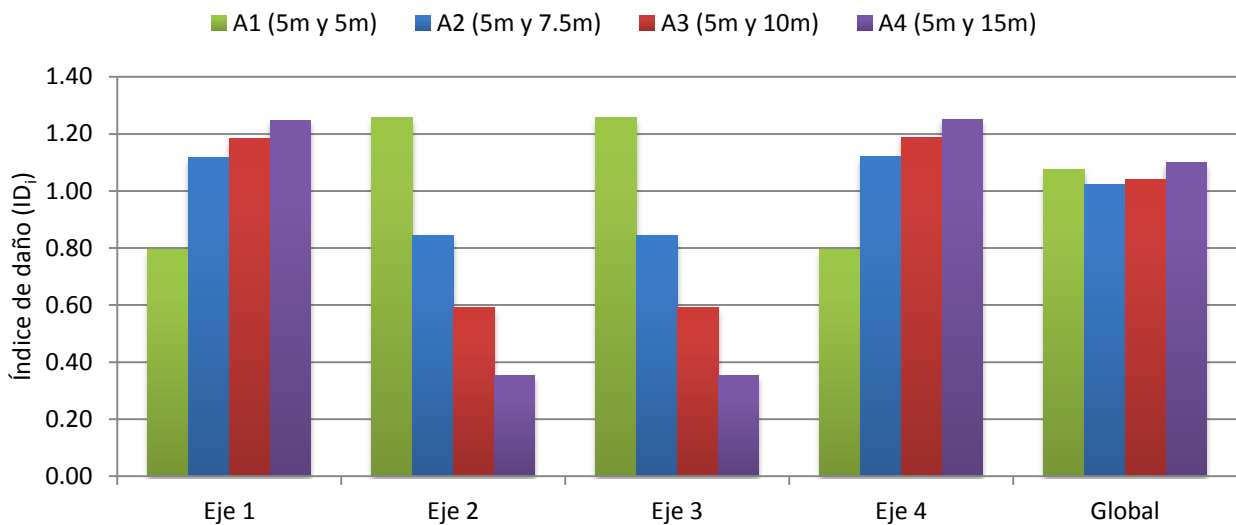


Figura 6.29 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos A1-A4 (Arcilla/Dirección X)

En la Figura 6.30 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos de la serie A, obtenidos con análisis de registros ubicados en terreno arcilloso en la dirección transversal

(Arcilla/Dirección Y). Se observa un comportamiento similar a lo obtenido en los análisis en roca en la dirección transversal (Roca/Dirección Y), ya que a mayor irregularidad se obtiene mayor daño, con excepción del modelo (A4). Aunque se aprecian ciertas diferencias, por ejemplo: los valores de ID son más grandes en general y se aprecia una mayor separación del daño (ID_i) calculado para el modelo irregular (A3) en comparación con el modelo regular (A1), además el modelo con mayor irregularidad geométrica (A4) se daña menos que el modelo A3 pero más que el modelo regular (A1).

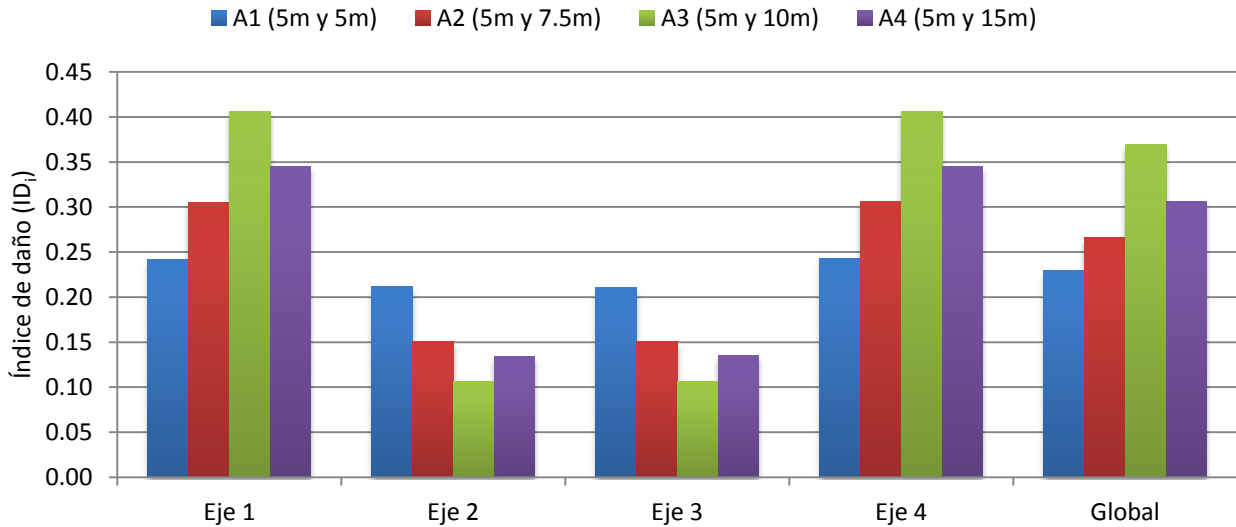


Figura 6.30 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos A1-A4 (Arcilla/Dirección Y)

6.12.3. Promedios de índices de daño por eje de los modelos de la serie B

Los modelos de la serie B, son seis en total como vimos anteriormente. De estos, uno es regular (B7.5) con pilas de 7.5 m de longitud y cinco irregulares. Los irregulares tienen pilas cortas en los ejes 1, 2 y 4 y pilas altas sólo en el eje 3, las pilas cortas de los irregulares son de 5 m en los modelos B5, B6 y B7 y de 7.5 m de longitud en los modelos B8 y B9. Los modelos de esta serie que tienen una irregularidad geométrica, I_{geo} , mayor también presentan mayor irregularidad de rigidez, I_k .

En la Figura 6.31 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos pertenecientes a la serie B de pilas cortas de 5 m de longitud y el modelo regular de control (modelos A1, B5-B7), obtenidos con análisis de registros ubicados en terreno tipo roca en la dirección longitudinal (Roca/Dirección X). El índice de daño (ID_i) calculado en los elementos del eje

1 es mayor para el modelo regular (A1) y menor para el modelo con mayor irregularidad geométrica (A4).

Lo que ocurre en el resto de los ejes es interesante. Se observa que en el eje 3 el daño obtenido disminuye a medida que la longitud de sus pilas aumenta, sin embargo, en las pilas adyacentes a la pila flexible (alta) el daño se incrementa. Se observa que el daño en las pilas del eje 2 de los modelos B6 y B7 es mucho mayor en comparación con el modelo regular (A1). En el eje 3 también se observa que el daño obtenido para el modelo B6 es mayor que el modelo regular (A1). Los índices de daño globales se mantienen en el intervalo de aproximadamente 0.4 a 0.45 (“daño moderado”) en los todos los modelos mostrados en la Figura 6.31.

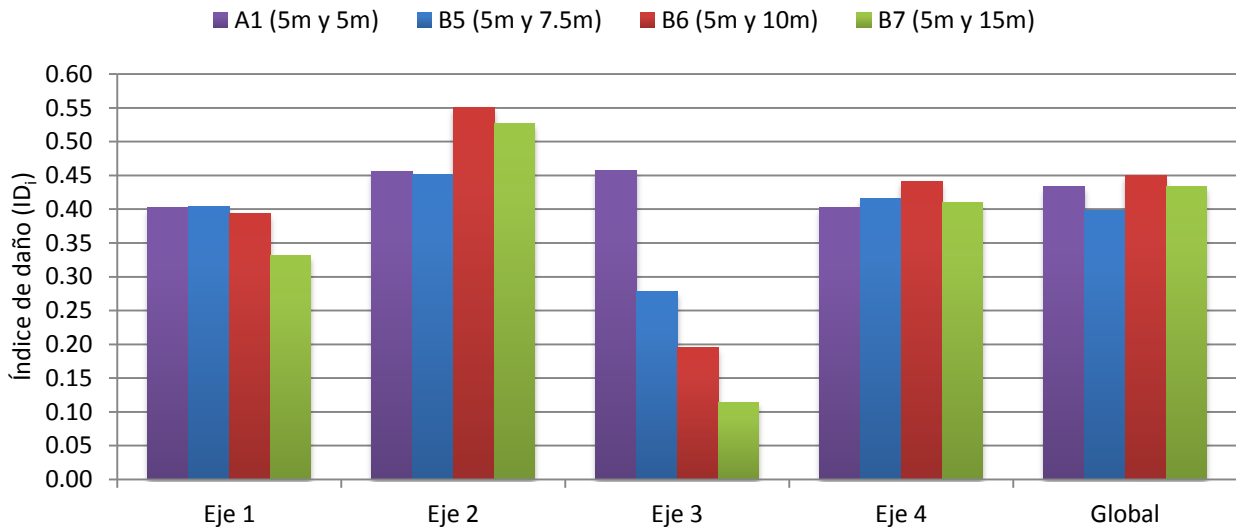


Figura 6.31 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos A1 y B5-B7 (Roca/Dirección X)

En la Figura 6.32 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos pertenecientes a la serie B de pilas cortas de 7.5 m de longitud y el modelo regular de control (modelos B7.5, B8 y B9), obtenidos con análisis de registros ubicados en terreno tipo roca en la dirección longitudinal (Roca/Dirección X). Se presenta un comportamiento similar a lo observado en los modelos de la serie B con pilas cortas de 5 m, donde la pila más alta (flexible) presenta un ID_i menor y las pilas adyacentes se dañan más a medida que se incrementa la longitud de la pila del eje 3 (alta). Los índices de daño globales (ID) se mantienen en un intervalo de 0.25 a 0.3 (“daño leve”).

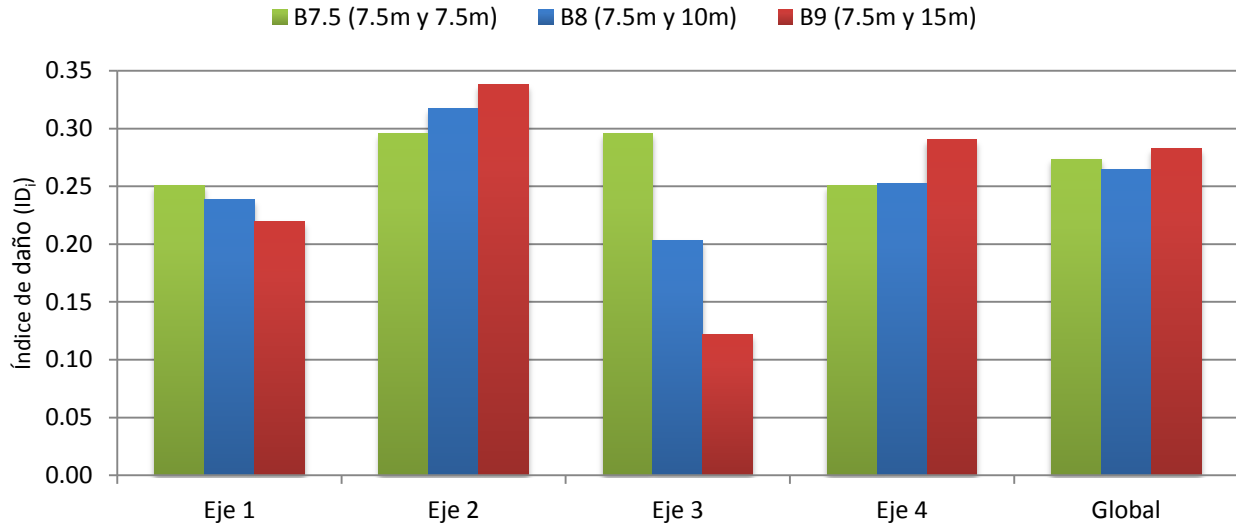


Figura 6.32 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos B7.5, B8 y B9 (Roca/Dirección X)

En la Figura 6.33 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos pertenecientes a la serie B de pilas cortas de 5 m de longitud y el modelo regular de control (Modelos A1, B5-B7), obtenidos con análisis de registros ubicados en terreno tipo roca en la dirección transversal (Roca/Dirección Y). Para este análisis se observa que los valores de ID de todos los modelos están por debajo de 0.24 (“daño ligero”). El modelo regular es el que tiene valores de ID_i mayores en todos los ejes.

En la dirección transversal (Y) los modelos se comportan diferente en comparación con la dirección longitudinal (X). No se aprecia que la demanda en la pila flexible disminuya considerablemente a medida que se incrementa su longitud, de hecho el ID_i del eje 3 es mayor para el modelo B7 que el B6. Sin embargo en el eje 4 el daño disminuye a medida que se incrementa la irregularidad geométrica del modelo, un comportamiento similar ocurre para el eje 2.

El comportamiento de los ejes 2 y 4 se debe a que las pilas flexibles (altas) ubicada en el eje 3 disipan un porcentaje mayor de energía histerética que las demás pilas conforme aumenta su longitud. Por ejemplo para el registro CHI1 19 las columnas del eje 3 del modelo regular (A1) disipan 20.3% de la energía histerética, mientras que las columnas del eje 3 del modelo más irregular (B7) disipan 46.5%. La pila flexible actúa como un disipador de energía reduciendo la demanda de energía histerética en las pilas cortas para este análisis en particular (Roca/Dirección Y).

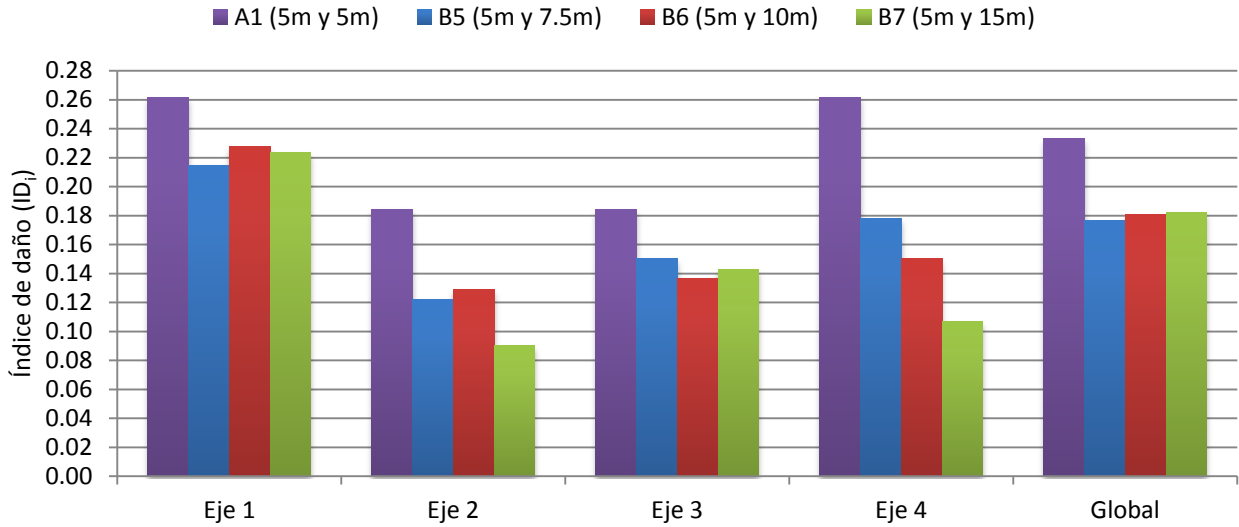


Figura 6.33 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos A1 y B5-B7 (Roca/Dirección Y)

En la Figura 6.34 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos pertenecientes a la serie B de pilas cortas de 7.5 m de longitud y el modelo regular de control (modelos B7.5, B8 y B9), obtenidos con análisis de registros ubicados en terreno tipo roca en la dirección transversal (Roca/Dirección Y).

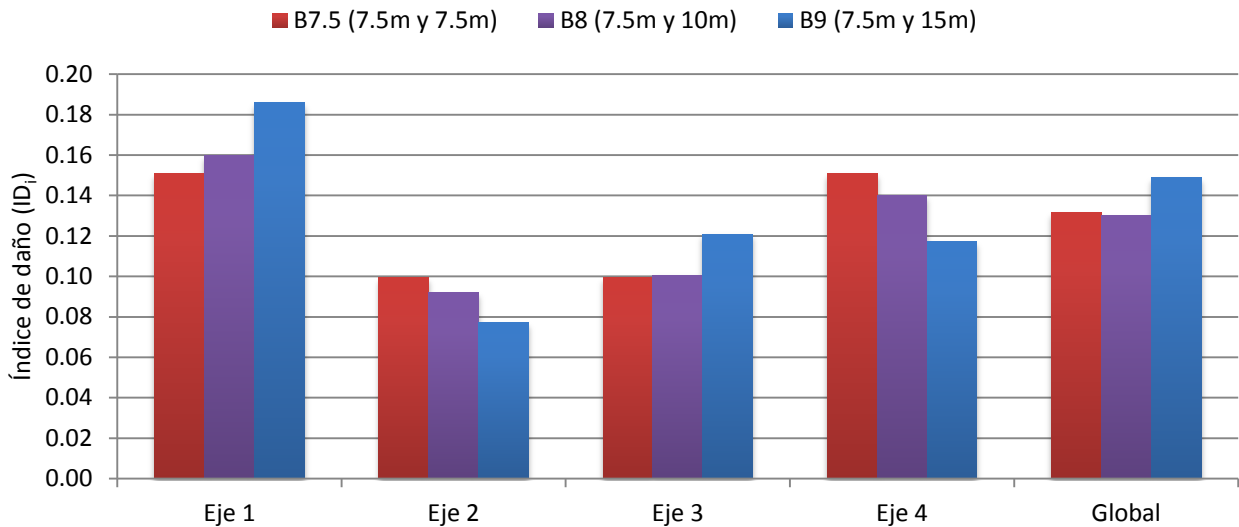


Figura 6.34 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos B7.5, B8 y B9 (Roca/Dirección Y)

En la Figura 6.35 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos pertenecientes a la serie B de pilas cortas de 5 m de longitud y el modelo regular de control

(modelos A1, B5-B7), obtenidos con análisis de registros ubicados en terreno arcilloso en la dirección transversal (Arcilla/Dirección X). En este caso de análisis observamos un comportamiento similar al detectado para análisis en terreno rocoso en dirección longitudinal (Roca/Dirección X), el daño en la pila alta ubicada en el eje 3 es menor para modelos más irregulares y el daño en las pilas cortas adyacentes aumenta. El índice de daño global (ID) es mayor en el modelo más irregular (B7) que en el modelo regular (A1).

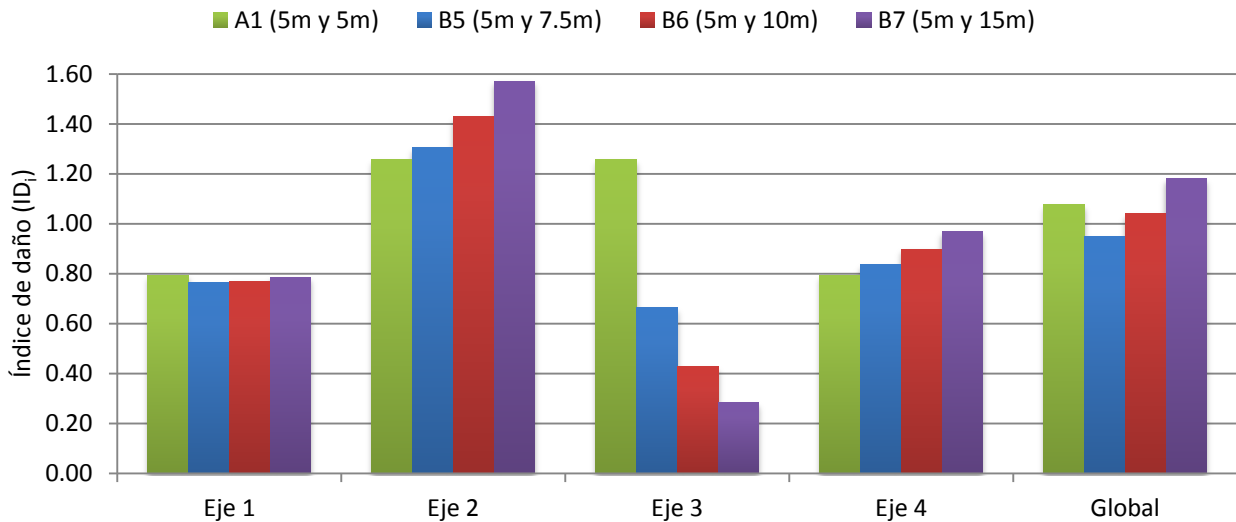


Figura 6.35 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos A1 y B5-B7 (Arcilla/Dirección X)

En la Figura 6.36 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos pertenecientes a la serie B de pilas cortas de 7.5 m de longitud y el modelo regular de control (modelos B7.5, B8 y B9), obtenidos con análisis de registros ubicados en terreno arcilloso en la dirección longitudinal (Arcilla/Dirección X). Los valores de índice de daño global (ID) son altos, de 0.913 (“daño severo”), 0.588 (“daño moderado”) y 0.548 (“daño moderado”) para los modelos B9, B8 y B7.5 respectivamente. Sin embargo el modelo B9 alcanza un valor de índice de daño (ID_i) en el eje 2 de 1.236 (“colapso”).

El comportamiento del daño en los ejes en estos modelos es similar a lo observado anteriormente para los análisis en dirección longitudinal. Aunque aquí es importante destacar que el modelo con mayor irregularidad geométrica (B9) tiene un ID mucho mayor en comparación con los otros modelos. Se observa que en el modelo B9 se obtuvieron índices de daño por elemento (ID_i) mayores en todos los ejes exceptuando el eje 3. Esto indica que para esta configuración geométrica de irregularidad de los puentes ubicados en arcilla con la componente principal del sismo ubicada en la dirección longitudinal del puente existe una clara correlación positiva entre la irregularidad y la vulnerabilidad, es decir, a mayor irregularidad geométrica, mayor vulnerabilidad.

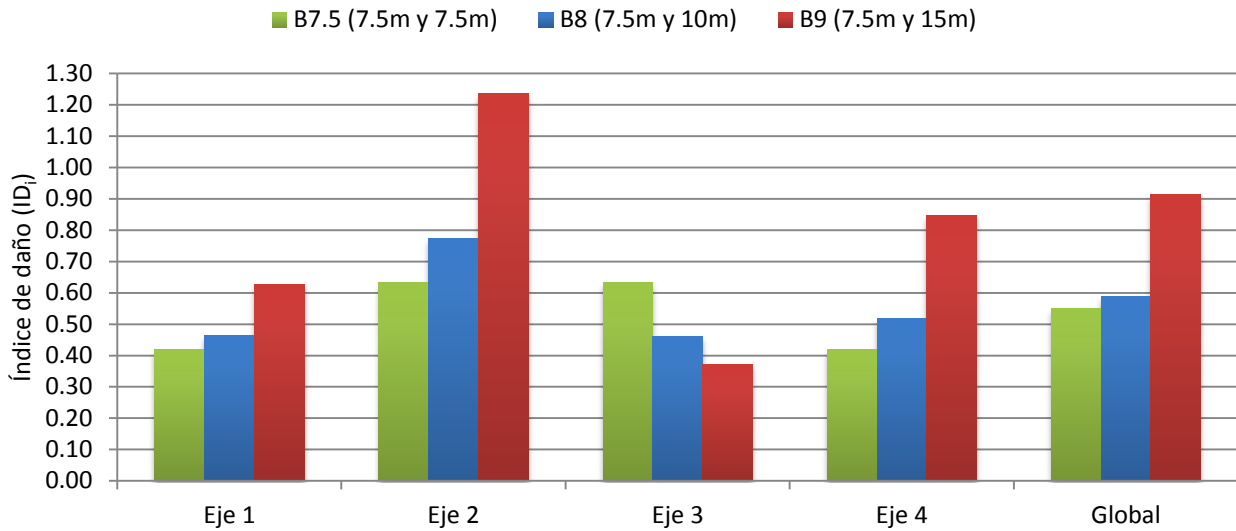


Figura 6.36 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos B7.5, B8 y B9 (Arcilla/Dirección X)

En la Figura 6.37 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos pertenecientes a la serie B de pilas cortas de 5 m de longitud y el modelo regular de control (modelos A1, B5-B7), obtenidos con base en análisis de registros ubicados en terreno arcilloso en la dirección transversal (Arcilla/Dirección Y). Se observa que los valores de ID globales son bajos, se encuentran en un intervalo de entre 0.136 (“sin daño”) y 0.23 (“daño leve”) para los modelos B5 y A1 respectivamente.

En este caso el modelo regular presenta mayor daño en todos los ejes y el ID global es 30% que el que presenta el modelo más irregular (B7). El modelo más irregular (B7) se daña 30% más que el menos irregular (B5). En los ejes 1 y 3 el daño es mayor para modelos con mayor irregularidad geométrica con excepción del modelo A1. El hecho de que el daño sea mayor en el modelo regular (A1) probablemente se deba al efecto de la rigidez y que las pilas flexibles en los modelos irregulares disipen una cantidad importante de energía histerética.

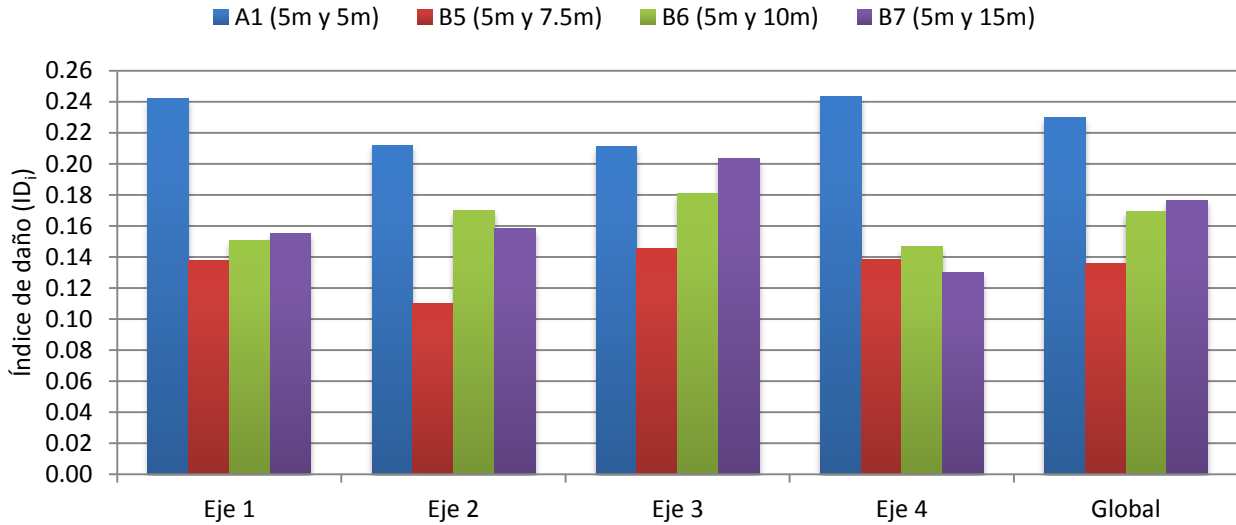


Figura 6.37 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos A1 y B5-B7 (Arcilla/Dirección Y)

En la Figura 6.38 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos pertenecientes a la serie B de pilas cortas de 7.5 m de longitud y el modelo regular de control (modelos B7.5, B8 y B9), obtenidos en base a análisis de registros ubicados en terreno arcilloso en la dirección transversal (Arcilla/Dirección Y). Los valores de índices de daño obtenidos por eje para este caso de análisis son bajos. Para los modelos B7.5 y B8 son menores de 0.14 (“sin daño”), sin embargo para el modelo B9 se obtienen valores mayores a 0.14 (“daño leve”) en varios ejes. Se observa que el modelo regular (B7.5) presenta menor daño en todos los ejes que los modelos irregulares. Además se observa que la irregularidad tiene un efecto negativo, ya que a mayor irregularidad geométrica mayor índice de daño en este caso de análisis. El ID del modelo más irregular (B9) es 40% mayor que el ID del modelo regular (B7.5).

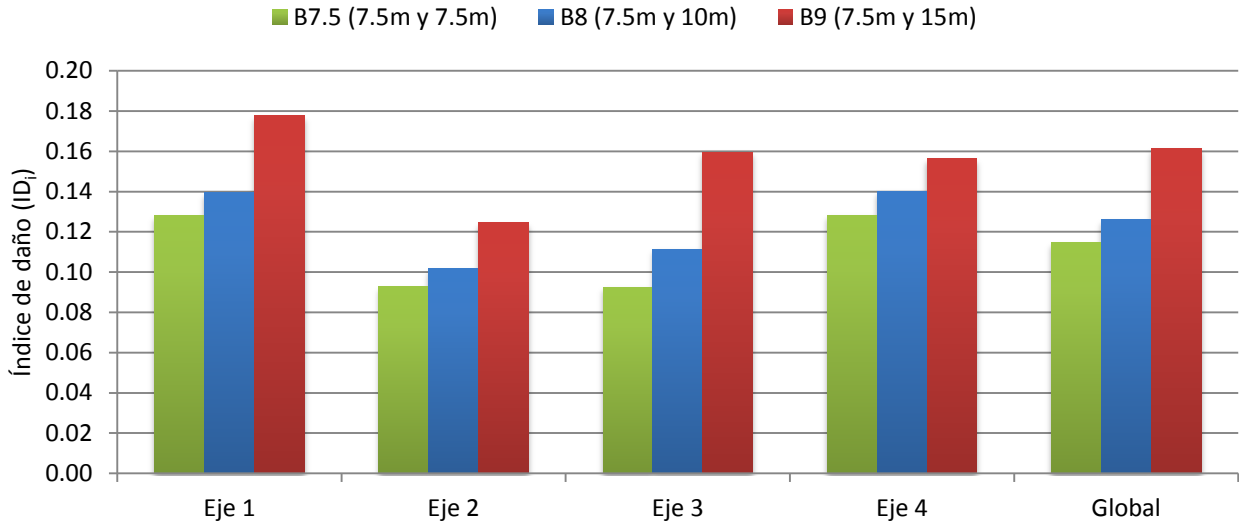


Figura 6.38 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos B7.5, B8 y B9 (Arcilla/Dirección Y)

6.12.4. Promedios de índices de daño por eje de los modelos de la serie C

En total hay tres modelos de la serie C, todos son irregulares y a diferencia de los de las series A y B estos presentan cinco ejes de pilas. Las pilas cortas son de 5 m para los 3 modelos (C10, C11 y C12) y las más altas de 10, 15 y 15 m de longitud para los modelos C10, C11 y C12 respectivamente. La única diferencia entre los modelos C11 y C12 es la longitud de las pilas en los ejes 2 y 4 donde las pilas son de 7.5 y 10 m para los modelos C11 y C12 respectivamente. Los modelos C11 y C12 presentan la misma irregularidad geométrica, $I_{geo} = 3$, sin embargo la irregularidad de rigidez, I_k , es de 5.86 y 3.24 para los modelos C11 y C12 respectivamente, es decir el modelo C11 tiene una irregularidad de rigidez 80% mayor que el modelo C12.

En la Figura 6.39 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos de la serie C, obtenidos con análisis de registros ubicados en terreno rocoso en la dirección longitudinal (Roca/Dirección X). Los valores de índice de daño global (ID) se encuentran en un intervalo de 0.338 (“daño leve”) para el modelo C12 hasta un máximo de 0.421 (“daño moderado”) para el modelo C10. En general se aprecia en los 3 modelos que el daño por eje (ID_i) disminuye a medida que se incrementa la longitud de las pilas como ocurre en la mayoría de los modelos y casos de análisis estudiados. Además se observa que el daño decrece del modelo C10 al C11 y del C11 al C12 siendo el C12 el menos vulnerable ante este caso de análisis (Roca/X).

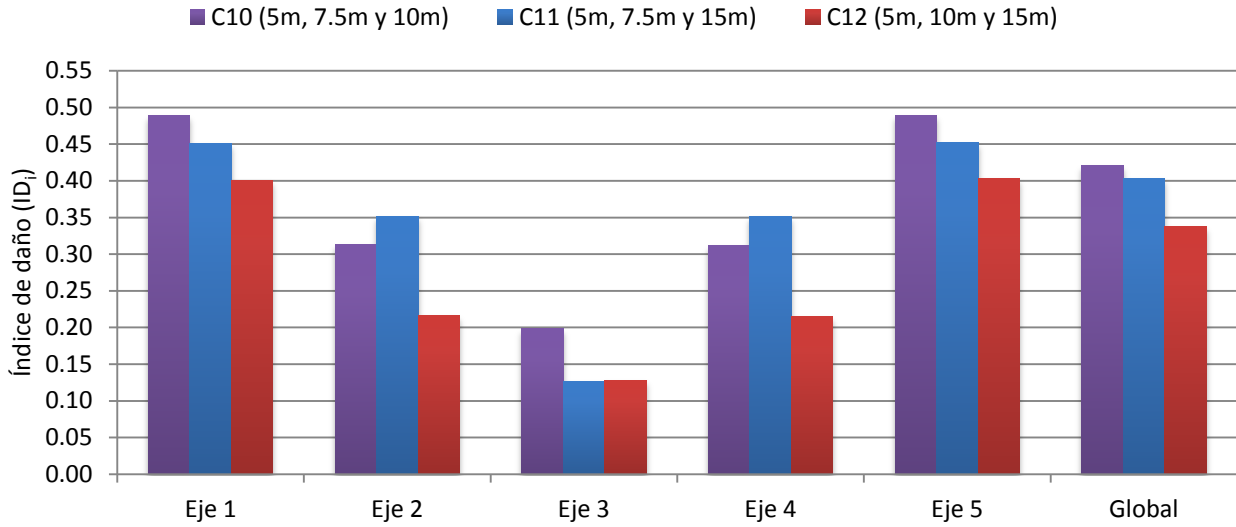


Figura 6.39 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos C10-C12 (Roca/Dirección X)

En la Figura 6.40 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos de la serie C, obtenidos con base en análisis de registros ubicados en terreno rocoso en la dirección transversal (Roca/Dirección Y). Los índices de daño obtenidos para pilas de ejes 2, 3 y 4 (ID_i) son menores a 0.16 (“daño leve” o “sin daño”), para los ejes 1 y 5 (pilas cortas) los ID_i se encuentran dentro del intervalo de 0.26 a 0.3 (“daño leve”). Se observa que el modelo C12 se daña 12 y 4.5% más que los modelos C11 y C10 respectivamente, lo cual no es una diferencia significativa. Un aspecto que resalta es lo que ocurre con el índice de daño en los ejes 2 y 4, ya que en estos ejes existe una diferencia notable de daño que presenta las pilas de estos ejes en el modelo C10 en comparación con los otros dos modelos. Presumiblemente la presencia de una pila en el eje central (eje 3) más alta reduce la vulnerabilidad de las pilas medianas (ejes 2 y 3).

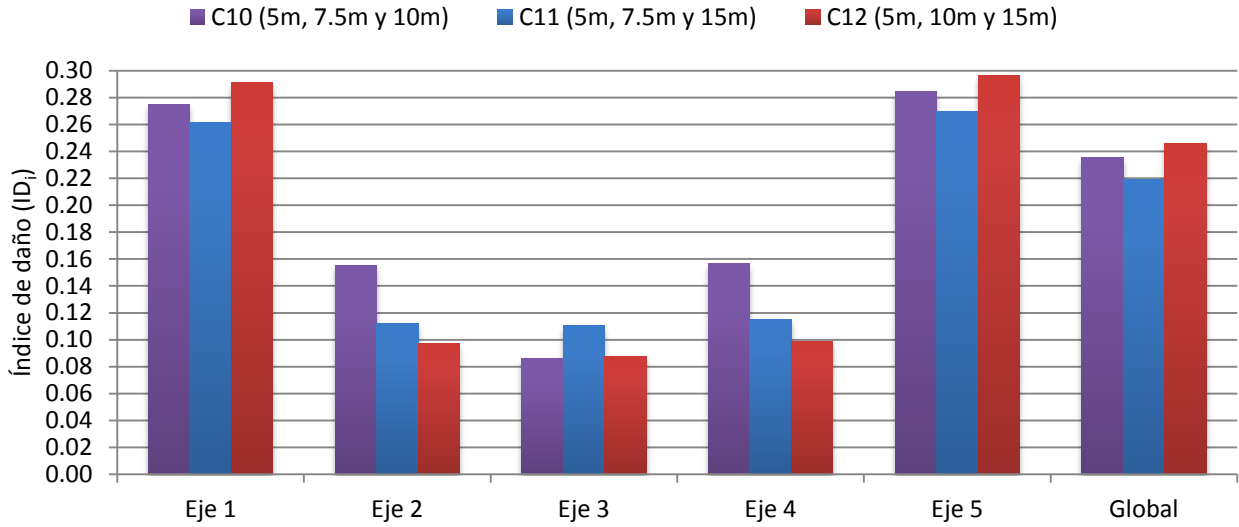


Figura 6.40 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos C10-C12 (Roca/Dirección Y)

En la Figura 6.41 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos de la serie C, obtenidos con base a análisis de registros ubicados en terreno arcilloso en la dirección longitudinal (Arcilla/Dirección X). Se observa que los valores de índice de daño globales (ID) para este caso son mayores que la unidad ("colapso") para los 3 modelos. En el caso de los modelos C10 y C12 se observa que los ejes de pilas cortas (ejes 1 y 5) son los que presentan un ID_i mayor a la unidad, en el resto de los ejes los índices de daño son inferiores a la unidad.

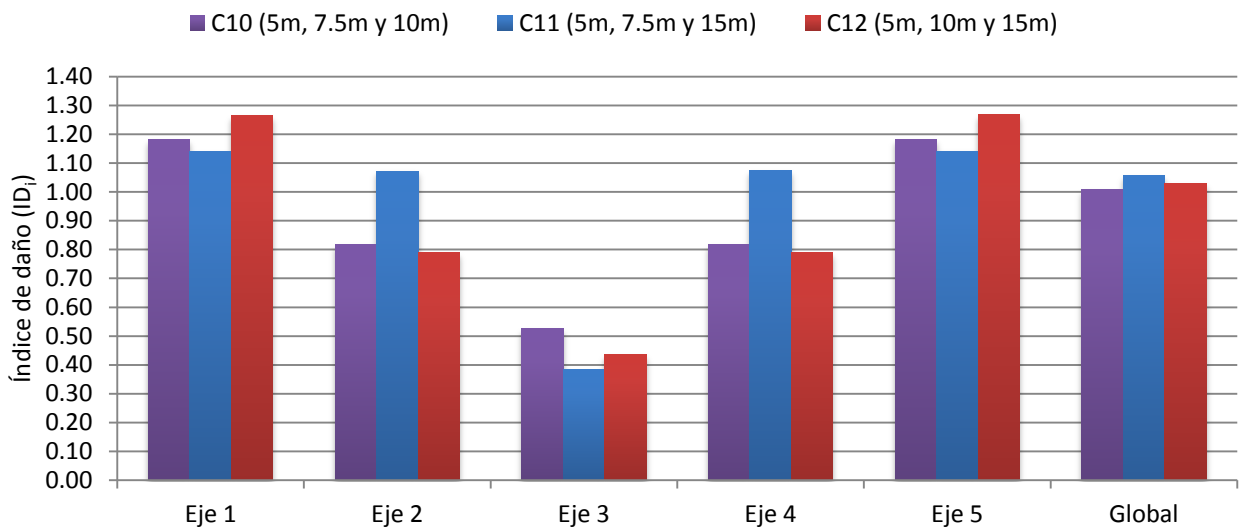


Figura 6.41 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos C10-C12 (Arcilla/Dirección X)

Se observa que el modelo con mayor irregularidad de rigidez (C11) presenta valores de ID_i por encima de la unidad en todos los ejes menos el eje 3. Se observa que el daño obtenido en los ejes 2 y 4 para este modelo es mucho mayor que para los otros dos modelos (C10 y C11). Además el índice de daño global (ID) obtenido para el modelo C11 también es el máximo. La única diferencia del modelo C11 con el modelo C10 es la presencia de la pila del eje 3 que es más alta. Al parecer, en este caso de análisis, esto tiene un efecto negativo para los ejes de pilas medianas de 7.5 m de altura (ejes 2 y 4).

En la Figura 6.42 se muestra el promedio de índice de daño por eje (ID_i) de los modelos de la serie C, obtenidos para análisis de registros ubicados en terreno arcilloso en la dirección transversal (Arcilla/Dirección Y). Se observa que para este caso de análisis que los valores de ID se encuentran entre 0.18 y 0.29 (“daño leve”).

Los índices de daño globales obtenidos en el modelo C12 son 41% y 49% mayores que los modelos C10 y C11. Los índices de daño por elemento en los ejes de pilas cortas (ejes 1 y 5) son aproximadamente 50% mayores en el modelo C12, es decir, se aprecia un aumento significativo de daño en pilas cortas debido a la presencia de pilas intermedias en los ejes 2 y 3 de 10 m de altura. Se aprecia que en los ejes 2 y 4 el daño en las pilas es menor para el modelo C12, lo que indica que estas pilas disipan menos porcentaje de energía histerética en comparación con las pilas de ejes 2 y 4 de los modelos C11 y C12.

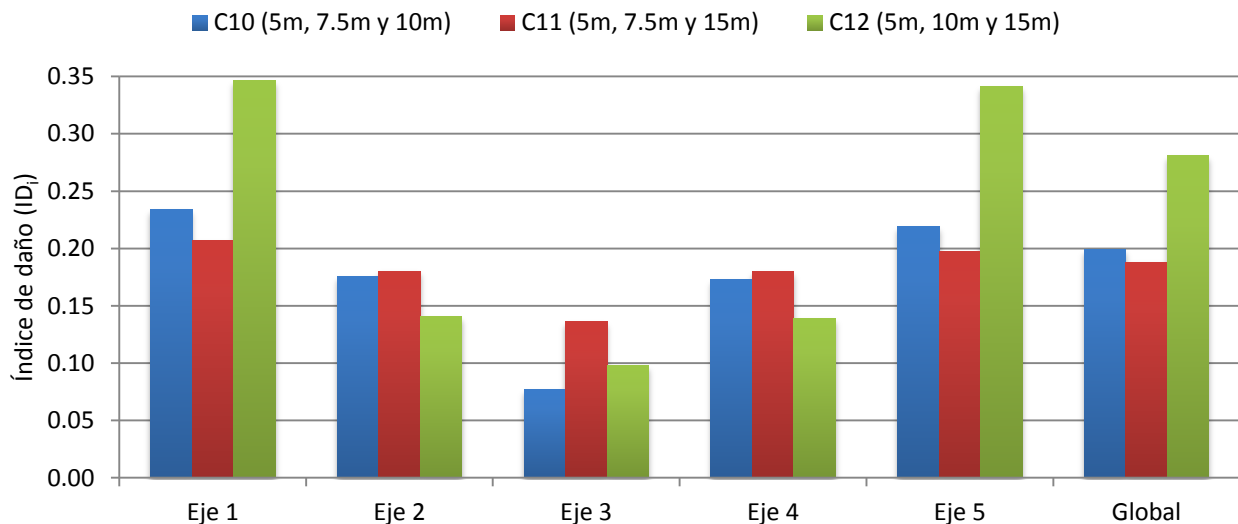


Figura 6.42 Promedios de Índice de daño por eje (ID_i) de los modelos C10-C12 (Arcilla/Dirección Y)

7. Conclusiones

7.1. Resumen

Se evaluó el efecto que tiene la irregularidad en la subestructura en el comportamiento sísmico de puentes de longitud media simplemente apoyados. Para ello se propuso una serie de modelos de puentes con diferentes configuraciones de irregularidad en la subestructura, se diseñaron y se sometieron a análisis no lineales de historia en el tiempo para 15 registros sísmicos en la dirección longitudinal y transversal.

Los modelos de puentes sujetos de estudio corresponden a puentes típicos que se encuentran en la Republica Mexicana. La demanda sísmica se representó con base en una selección de registros sísmicos tomados de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF). De los 15 registros, 12 corresponden a estaciones ubicadas en roca y 4 en arcilla. 3 de los 12 registros correspondientes a estaciones en roca son sintéticos. Todos los registros fueron escalados para la aceleración máxima del terreno de 672 gales, asociada a un periodo de retorno de 2500 años para un estudio de peligro uniforme en México.

Las pilas de los modelos fueron diseñadas para solicitaciones correspondientes a carga muerta, carga viva y acción sísmica. Para representar la acción sísmica se empleó un espectro de diseño de una zona cercana a la costa del pacífico reducido por un factor de comportamiento sísmico igual a 2. La condición de los registros sintéticos seleccionados en este estudio fue su compatibilidad con el espectro de diseño empleado.

Con base en los resultados del diseño y de los análisis no lineales de historia en el tiempo se comparó demanda, capacidad, periodos, modos de vibrar y se calcularon índices de daño de Park y Ang con la finalidad de obtener conocimiento sobre las características y comportamiento sísmico en roca y arcilla de los puentes de longitud media simplemente apoyados irregulares en su subestructura.

7.2. Resultados

Los elementos mecánicos de diseño resultantes del análisis modal-espectral, se incrementan significativamente a medida que se incrementa la longitud de las pilas. Esto conduce a que los requerimientos del diseño para las columnas altas sean más elevados, es decir, el diseño exige mayor capacidad en estas (dimensiones de la sección y cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal).

La capacidad de resistencia de las columnas altas es considerablemente mayor que las de las columnas cortas. Para un índice de irregularidad geométrico, $I_{geo} = 3$, se observó en los diagramas de interacción de columnas altas que la capacidad a carga axial pura y la capacidad a momento flexionante en el punto de falla balanceado puede ser alrededor de 100% y 220% mayor respectivamente que la capacidad de las columnas cortas. La capacidad de rotación de las pilas de mayor capacidad y longitud también es mayor, esto debido a que la longitud de la articulación está en función principalmente de la longitud. Se observó en algunos modelos capacidad de rotación 50% mayor de las pilas altas en comparación con las cortas. Además se observa que conforme el diseño exige mayor capacidad en las pilas altas, disminuye la exigencia en las cortas.

El efecto que tiene la irregularidad en la rigidez postagrietamiento lateral de las pilas es importante. La rigidez lateral de las pilas diseñadas de los modelos de puentes de 5, 7.5, 10 y 15 m de longitud en la dirección longitudinal tiene un valor promedio de alrededor de 43, 25, 18 y 8 t/cm respectivamente, es decir, existe una disminución drástica de la rigidez de las pilas a medida que se incrementa su altura.

De acuerdo con los resultados de índice de daño obtenidos con análisis no lineales de historia en el tiempo de registros en estaciones ubicadas en terreno rocoso, se observó una correlación positiva entre el índice de daño (ID) y la rigidez lateral de las pilas en ambas direcciones ortogonales (longitudinal y transversa). Se observó que a mayor rigidez lateral de las pilas, el ID obtenido es mayor.

Los periodos asociados a modos fundamentales de vibrar son mayores en los modelos más irregulares cuando se mantiene las pilas cortas de igual altura. Esto se debe a que la presencia de pilas altas hace más flexible el puente y por ende el periodo se incrementa. El efecto de la irregularidad en el coeficiente sísmico tiene relación con la rigidez lateral del puente, en general se observó que los modelos más rígidos presentaron coeficientes sísmicos mayores.

Existe diferencia importantes en los ciclo histeréticos de las pilas cortas y pilas altas. En general se observó mayor demanda de ductilidad de energía acumulada, μ_h , en las pilas cortas. Sin embargo las pilas altas por tener mayor capacidad en algunos casos de análisis un gran porcentaje de la energía histerética disipada por los elementos, sin presentar daño.

De los registros seleccionados en este trabajo, el que nos llevó a obtener resultados de índice de daño global (ID) mayor en todos los modelos de puentes fue el registrado en la estación de Chilpancingo el 19 de Septiembre de 1985 (CHI1 19), debido a que este registro presenta aceleraciones espectrales muy altas en comparación con los otros registros en el intervalo de periodos que tienen los modelos.

Los resultados obtenidos de índice de daño global (ID) en general fueron menores en la dirección transversal (Y) que en la dirección longitudinal (X). Es decir los modelos de puentes con subestructura tipo marco son presentan una menor vulnerabilidad en la dirección transversal. Además se observó que los registros de estaciones ubicadas en arcilla provocaron daño mucho más elevado en los modelos que los registros de estaciones ubicadas en roca. Los análisis para los cuales se obtuvieron valores de ID mayores en el modelo regular de control (A1) fueron en orden decreciente: Arcilla/X, Roca/X, Arcilla/Y y Roca/Y.

Los valores obtenidos de índice de daño global obtenidos para los 2 modelos regulares propuestos en este estudio difieren en gran medida. Estos son mayores para el modelo regular de pilas más cortas ($L = 5$ m) que para el modelo regular de pilas más altas ($L = 7.5$ m) para todos los casos de análisis.

Los modelos que presenta una mayor irregularidad geométrica en general son más vulnerables ante registros sísmicos de estaciones en terreno arcilloso. Lo anterior es válido para ambas direcciones longitudinal y transversal del puente, sin embargo esto se observa de manera más acentuada en la dirección transversal. Para registros de estaciones en roca no se aprecia un aumento o disminución concluyente de la vulnerabilidad de los modelos con el aumento de la irregularidad geométrica o de rigidez.

Para la mayoría de los casos de análisis se observa un aumento del índice de daño por elementos (ID_i) obtenido en las pilas cortas y una disminución del ID_i en las pilas altas conforme se incrementa la irregularidad de los modelos.

Referencias

AASHTO. (1996). *Standard Specifications For Highway Bridge* (16ava. ed.). Washington, D.C.

Akbari, R. (2009). *Seismic fragility analysis of reinforced concrete continuos span bridges with irregular configuration*. Isfahan: Taylor & Francis.

CFE. (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles*. México.

Chopra, A. K. (2001). *Dynamics of structures* (2a. ed.). Prentice Hall.

CSI, PERFORM-3D. (2006).

CSI, SAP2000. (2010).

CSI; Computers and Structures, Inc. (2006). *PERFORM-3D USER GUIDE VERSION 4*.

EERI, E. E. (1995). *NISEE, National Information Service for Earthquake Engineering*. Recuperado el 18 de Agosto de 2010, de http://nisee.berkeley.edu/northridge/highway_bridges.html

EERI; Earthquake Engineering Research Institute. (1995). *NISEE, National Information Service for Earthquake Engineering*. Recuperado el 18 de Agosto de 2010, de http://nisee.berkeley.edu/northridge/highway_bridges.html

EERI; Earthquake Engineering Research Institute. (1995). *The October 9, 1995 Magnitude 7.6 Manzanillo, Mexico Earthquake*. Earthquake Report.

EERI; Earthquake Engineering Research Institute. (2007). *The Pisco, Peru, Earthquake of August 15, 2007*. Earthquake Report.

EERI; Earthquake Engineering Research Institute. (2009). *The M7.3 Honduras Earthquake of May 28, 2009*. Earthquake Report.

EERI; Earthquake Engineering Research Institute. (Julio de 2010). *The Mw 7.2 El Mayor Cucapah Baja California Earthquake of April 4, 2010*. Earthquake Report.

EERI; Earthquake Engineering Research Institute. (2010). *The Mw 8.8 Chile Earthquake of February 27, 2010*. Earthquake Report.

- Elnashai, A. (2000). Seismic response and design. En M. Ryall, G. Parke, & J. Harding (Edits.), *Manual of Bridge Engineering* (pág. 519 a 547). Londres: Thomas Telford.
- Estrada Ruiz, J. L., & Reinoso Angulo, E. (2008). Desplazamientos Relativos Longitudinales en pilas de puentes. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- Gómez-Soberón, C., Alonso, J., & Gómez, J. (2008). Influence of the Substructure Irregularity in Highway Bridge Seismic Behaviour. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- Google. (2012). *Google Earth*. Recuperado el 26 de Junio de 2012, de earth.google.es/
- Hibbeler, R. C. (2009). *Análisis Estructural*.
- IMT; Instituto Mexicano del Transporte. (2001). Proyecto de Nuevos Puentes y Estructuras Similares. En *PRY. PROYECTO*.
- J.K. Nakata, C. M. (1999). *The October 17, 1989, Loma Prieta, California, Earthquake—Selected Photographs*. USGS; United States Geological Survey.
- Jara Guerrero, J. M. (2007). *Peligro Sísmico*. Morelia.
- Jara Guerrero, J. M., Jara Díaz, M., Rojas Rojas, R. M., Cruz Díaz, J. I., Hernández Barrios, H., & Álvarez Sereno, J. (2009). *Desarrollo de un procedimiento para reducir la vulnerabilidad sísmica de puentes en México*.
- Johansson, J. (s.f.). *Soil Liquefaction*. Recuperado el 25 de Agosto de 2010, de <http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/main.html>
- Kawasumi, H. (1968). *General Report on the Niigata Earthquake of 1964*. Tokyo.
- Mander, J. B., Priestley, M., & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete*. ASCE.
- Moehle, J. P., & Eberhard, M. O. (2003). Earthquake damage to bridges. En W.-F. Chen, & L. Duan (Edits.), *Bridge Engineering Seismic Design* (págs. 2-1 a 2-33). CRC Press.
- Mylonakis, G., Simeonov, V., & Reinhorn, A. (1999). *Implications of Spatial Variation of Ground Motion on the Collapse of Sr 14/I5 Southbound Separation and Overhead Bridge in the Northridge Earthquake*. New York.
- NIST, U. S. (1996). *The January 17, 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake, Performance of Structures, Lifelines, and Fire Protection Systems*. Special Publication 901 (ICSSC TR18).

- NIST; National Institute of Standards and Technology. (1996). *The January 17, 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake, Performance of Structures, Lifelines, and Fire Protection Systems*. Special Publication 901 (ICSSC TR18), United States Department of Commerce Technology Administration.
- Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal. (2004). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto*.
- Park, Y. J., Ang, A. H.-S., & Wen, Y. K. (1984). *Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R.C. Buildings*. Illinois.
- Priestley, M., Seible, F., & Calvi, G. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Rascón Chávez, O. (2004). *Formulación de la norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros*. Publicación Técnica No 243, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte.
- Reinoso Angulo, E. (2004). Diseño de puentes con elementos prefabricados y presforzados. En ANIPPAC, E. Reinoso Angulo, M. E. Rodríguez, & R. Betancourt Ribotta (Edits.), *Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas*.
- Reinoso, E., & Jaimes, M. A. (2009). Criterios para obtener acelerogramas de diseño en sitios afectados por varias fuentes sísmicas usando como ejemplo el caso de terreno firme de la ciudad de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*(81 1-18).
- SCT; Secretaria de Comunicaciones y Transportes. (2009). *Anuario Estadístico*.
- SCT; Secretaria de Comunicaciones y Transportes. (2011). Recuperado el 14 de Diciembre de 2011, de www.sct.gob.mx
- Shigeki Unjoh, T. S. (2008). *Damage of Bridge Structures during Recent Earthquakes and the Effectiveness of Seismic Retrofit*. Artículo.
- SIPUMEX; Sistema de Puentes de México. (2010).
- UNAM; Universidad Nacional Autónoma de México. (2012). *Sismo del día 20 de MARzo de 2012, Oaxaca (M=7.4)*. UNAM. D.F.: Servicio Sismológico Nacional.
- Universidad Nacional de Colombia. (2012). Recuperado el Julio de 2012, de <http://www.virtual.unal.edu.co>