



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO**

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**ÍNDICES DE DAÑO DE PILAS DE PUENTES
ENCAMISADAS CON CONCRETO REFORZADO**

T E S I S

**PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE
ESTRUCTURAS**

PRESENTA

Ingeniero Civil

OMAR MONTES ALVAREZ

ASESOR

Doctor en Ingeniería

JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

MORELIA, MICHOACÁN. JULIO DE 2014



RESUMEN

La mayoría de los puentes carreteros de mediana longitud existentes en nuestro país fueron construidos antes de la década de los 70's y por ende fueron diseñados bajo coeficientes sísmicos de diseño muy inferiores a los actuales. Esto hace, que con frecuencia dichas estructuras deban ser intervenidas para incrementar su capacidad ante la acción de cargas laterales.

En esta investigación se estudian los efectos que producen los encamisados de concreto reforzado en las pilas de puentes carreteros sísmicamente deficientes de mediana longitud en la disminución de la respuesta sísmica a través de los índices de daño. Se realizaron análisis dinámicos no lineales de respuesta paso a paso en el tiempo. Para dichos análisis no lineales se usó un conjunto de 20 registros sísmicos originados en la zona de subducción de la República Mexicana. Se consideran modelos de puentes simplemente apoyados con subestructura tipo marco de cinco posibles alturas, tres diferentes espesores de encamisados y tres distintos porcentajes de acero longitudinal.

Los modelos estructurales se desarrollan en la plataforma OpenSees y se analizan mediante el método dinámico no lineal. Para el análisis no lineal se consideran modelos de plasticidad concentrada en las columnas y modelos del material elastoplástico perfecto, además de considerar en algunos casos degradación de rigidez y resistencia.

Los resultados permiten seleccionar el espesor de la camisa de concreto reforzado que minimiza los daños esperados para el conjunto de modelos estudiados.

PALABRAS CLAVE: encamisados de concreto reforzado, respuesta sísmica, análisis dinámicos no lineales, índices de daño



ABSTRACT

Most of the existing highway bridges of medium length in our country were built before the 70's and they were designed for very low seismic forces. According to the current code regulations, many of them have to be rehabilitated to increase their seismic capacity.

In this research the effect of the reinforced concrete jacketing to improve the capacity of seismically deficient highway bridge piers is studied. Nonlinear dynamic analyses on medium length reinforced concrete bridges were performed. The bridge models were subjected to a suite of twenty seismic records originated in the subduction zone of Mexico. Five possible pier heights of simple supported bridges with a frame type substructure are considered. The retrofit system consists in the use of three possible jacket thicknesses with three different longitudinal steel ratios.

The structural models are modeled in OpenSees Platform by performing nonlinear dynamic time history analysis. The nonlinear behavior of the columns were described by the use of concentrated plasticity models with elastoplastic material. Additionally, the effect of the stiffness and strength degradation in some models were also considered.

Results allow to select the reinforced concrete jacketing that better improves the expected seismic behavior of the bridge models.

KEY WORDS: reinforced concrete jacketing, seismically deficient, nonlinear dynamic analyses



AGRADECIMIENTOS

Al Creador:

Por permitirme llegar a esta etapa de mi vida, por guiarme día a día, porque en Él está depositada mi fe y confianza y nunca se aparta de mi lado.

A mis padres:

Por contar en todo momento con su apoyo y comprensión, por el gran ejemplo y cariño que he recibido y sobre todo por ser mis padres.

Al Dr. José Manuel Jara Guerrero:

Por su paciencia, apoyo y orientación durante el desarrollo de este trabajo, además por ser un gran investigador que engrandece a nuestro país.

A mis hermanos, maestros y amigos:

Por brindarme su amistad sincera y por estar conmigo cuando los he necesitado.

Al CONACYT

Por otorgarme un apoyo económico importantísimo desde el inicio y hasta el final de mis cursos de maestría.



TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	ii
ABSTRACT.....	iii
AGRADECIMIENTOS.....	iv
TABLA DE CONTENIDO.....	v
LISTA DE FIGURAS.....	viii
LISTA DE TABLAS.....	xv
OBJETIVOS.....	xvii
INTRODUCCIÓN.....	1
Capítulo I COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES	3
1.1 Generalidades.....	3
1.2 Daños en puentes provocados por factores deferentes a los temblores.....	3
1.3 Daños típicos en puentes provocados por temblores.....	4
1.3.1 Pérdida de la longitud de apoyo.....	5
1.3.2 Topes sísmicos.....	8
1.3.3 Apoyos.....	9
1.3.4 Pilas.....	10
Capítulo II SISTEMA DE REFUERZO DE PUENTES	14
2.1 Generalidades.....	14
2.2 Sistemas de refuerzo para elementos estructurales.....	16
2.2.1 Refuerzo con FRP (Fiber Reinforced Polymer).....	17
2.2.2 Unión de placas de acero (encamisado de acero).....	18
2.2.3 Inyección de resina epóxica.....	19
2.2.4 Encamisado de concreto.....	21
2.2.5 Postensado externo.....	23
2.3 Sistemas de refuerzo para estructuras.....	24
2.3.1 Sistemas de aislamiento.....	24
2.4 Rehabilitación de otros elementos.....	28
2.4.1 Apoyos de neopreno.....	28
2.4.2 Juntas de expansión.....	29
2.4.3 Drenes.....	29
Capítulo III SELECCIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA	31
3.1 Generalidades.....	31
3.2 Sismicidad en México.....	32
3.2.1 Sismos interplaca de subducción.....	34



3.2.2	Sismos intraplaca de fallamiento normal	34
3.3	Selección de los registros sísmicos.....	34
3.3.1	Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes.....	34
3.3.2	COSMOS Virtual Data Center.....	35
3.3.3	Selección de los eventos sísmicos de acuerdo a la fuente sísmica y magnitud.....	36
3.3.4	Selección de los acelerogramas.....	36
3.4	Base de datos de registros sísmicos.....	36
3.5	Escalamiento de los acelerogramas.....	39
3.6	Intensidad de Arias.....	42
Capítulo IV	TIPO DE PUENTES A ESTUDIAR Y ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES....	46
4.1	Generalidades.....	46
4.2	Tipología de puentes.....	46
4.3	Tipos de análisis no lineales.....	49
4.3.1	Análisis Estáticos no Lineales (AENL).....	49
4.3.2	Análisis Dinámicos no Lineales (ADNL).....	50
4.4	Modelos elásticos de los puentes.....	51
4.4.1	Ubicación.....	51
4.4.2	Superestructura.....	51
4.4.3	Apoyos de neopreno.....	53
4.4.4	Subestructura.....	55
4.5	Modelos elásticos en SAP2000 (CSI).....	56
4.5.1	Propiedades de los materiales.....	57
4.5.2	Modelo de los elementos.....	57
4.6	Condiciones de carga.....	58
4.7	Modelos inelásticos en OpenSEES (PEER).....	59
4.7.1	OpenSEES (PEER) y OpenSEES Navigator (PEER).....	60
4.7.2	Modelos elásticos en OpenSEES Navigator (PEER).....	63
4.7.3	Modelos inelásticos en OpenSEES Navigator (PEER).....	71
Capítulo V	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	80
5.1	Generalidades.....	80
5.2	Índice de daño.....	80
5.2.1	Modelo de daño de Park y Ang (1985).....	81
5.2.2	Índices de daño utilizados.....	82
5.3	Curvas de fragilidad.....	85
5.4	Resultados de los ADNL.....	85
5.4.1	Resultados de los análisis para los modelos de 5 m de altura de pilas	88
5.4.2	Resultados de los análisis para los modelos de 10 m de altura de pilas	95
5.4.3	Resultados de los análisis para los modelos de 15 m de altura de pilas	100
5.4.4	Resultados de los análisis para los modelos de 20 m de altura de pilas	105
5.4.5	Resultados de los análisis para los modelos de 25 m de altura de pilas	110
5.4.6	Resultados del análisis para el modelo con degradación.....	115



5.4.7	Comentarios generales sobre los modelos.....	120
5.5	Desarrollo de curvas de fragilidad.....	124
Capítulo VI	CONCLUSIONES	131
	REFERENCIAS.....	133
APENDICEA	DIAGRAMAS MOMENTO – CURVATURA	139



LISTA DE FIGURAS

1.1	Re-encarpetamiento de puente (http://paginas.seccionamarilla.com.mx/asfaltos-y-agregados-industriales/venta-de-asfalto/baja-california/mexicali/-/cerro-prieto/).....	4
1.2	Subducción (http://www.funvisis.gob.ve/glosario.php).....	5
1.3	Puente Infiernillo II (Puente con pilas de diferente altura o irregular) http://www.panoramio.com/photo_explorer#view=photo&position=2&with_photo_id=26958513&order=date_desc&user=709931	6
1.4	Puente curvo (izquierda) http://noticiasdenuevolaredo.blogspot.mx/2011/03/para-evitar-fraudes-de-constructoras-se.html , Puente esviado (derecha) http://www.ingenierocivilinfo.com/2011/02/disenio-y-construccion-de-puentes.html	6
1.5	Puente de la Bahía de Oakland – San Francisco (sismo de Loma Prieta, 1989) http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=479199&page=3	7
1.6	Puente Wu – Shi (http://www.smis.org.mx/rsmis/n72/Estrada-Reinoso_72.pdf)	7
1.7	Topes sísmicos en el puente infiernillo I (http://noticias.tradeco.com/?p=5662).....	8
1.8	Daño en los topes sísmicos del puente Coahuayana (<i>Jara et al, 2011a</i>).....	8
1.9	Daño en el puente Manzanillo (<i>Alcocer et al</i>).....	9
1.10	Comportamiento de los apoyos de neopreno reforzados con láminas de acero. (http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf).....	9
1.11	Puente con apoyos de neopreno. (http://www.apoyosdepuente.mex.tl/).....	10
1.12	Deformaciones permanentes por carga permanente (izquierda), por carga lateral (derecha) (<i>Jara et al, 2011a</i>).....	10
1.13	Socavación en la pila 3 de puente Ignacio Chávez (<i>Jara et al, 2011a</i>).....	11
1.14	Una de las columnas de la Vía Hanshin que fallaron durante el sismo de Kobe (<i>Priestley et al, 1996</i>).....	12
1.15	Falla prematura por cortante en el Viaducto Fakué durante el temblor de Kobe. (<i>Jara et al, 2011a</i>).....	12
1.16	Falla por cortante dentro de una región de articulación plástica durante el sismo de San Fernando de 1971. (<i>Priestley et al, 1996</i>).....	13
1.17	Falla por cortante fuera de una región de articulación plástica durante el sismo de San Fernando de 1971, se observa la escasa cantidad de acero transversal. (<i>Priestley et al, 1996</i>).....	13



2.1	Izquierda, Golden Gate Bridge (http://www.visitingdc.com/san-francisco/golden-gate-bridge-picture.asp). Derecha, Aizhai Bridge (http://rastreadordenoticias.com/2012/04/china-estrena-el-puente-colgante-ms-alto-y-ms-largo-del-mundo/).....	14
2.2	Izquierda, Puente del Molino (http://www.espormadrid.es/2008/06/puente-del-molino-en-cercedilla.html). Derecha, Puente Quintos (http://www.conocerzamora.com/rutasvalles.htm).....	15
2.3	Puente carretero, sistema arco norte de la Ciudad de México.....	15
2.4	Columna de concreto reforzado dañada durante el terremoto de San Fernando, 1971 (Shin, 2012).....	16
2.5	Refuerzo con fibra de carbono. (Jara et al, 2011a).....	18
2.6	Encamisado de acero (Izquierda, columna circular con camisa circular. Derecha, columna rectangular con camisa elíptica).....	19
2.7	Sección transversal de las columnas usadas en el estudio de Daudey y Filiatrault. (Shin, 2012).....	20
2.8	Encamisado de acero (Brown Company).....	20
2.9	Inyección con resina. (http://www.ecosat.cl/images/reparacion-fisuras2.jpg).....	21
2.10	Izquierda, encamisado convencional (Brown Company). Derecha, shotcrete (http://t2.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcSi7vxKmqrgDfJiB0wS6BEwCB0vJnKGG1tXlBOLtFDSPGSBGqA_).....	22
2.11	Postensado externo (Brown Company).....	23
2.12	Aislador de placas de hule y acero con corazón de plomo (Jara et al, 2011a)..	25
2.13	Péndulo de fricción (Zayaz et al, 1990).....	25
2.14	Izquierda, Puente infiernillo II (Memoria de obras SCT, 2002). Derecha, aislamiento sísmico utilizado en una pila del puente (Jara et al, 2011a).....	25
2.15	Disipadores de energía dependientes de la velocidad. (Jara et al, 2011a).....	26
2.16	Disipador de energía, comportamiento viscoelástico (http://www.taylordevices.eu/products.php?id=7).....	26
2.17	Disipadores de energía de comportamiento histerético.....	27
2.18	Disipador de energía formado por barras de acero o plomo que conectan a la subestructura con la superestructura de puentes (Jara et al, 2011a).....	28
2.19	Sustitución de apoyos (Brown Company).....	29
2.20	Reemplazo de junta de expansión (Brown Company).....	30
3.1	Cinturón de Fuego del Pacífico (http://2012ultimasnoticias.blogspot.mx/2011/06/sismos-el-temido-cinturon-de-fuego-del.html).....	31
3.2	Placas tectónicas en México (www.ssn.unam.mx).....	32



3.3	Epicentros de los sismos ocurridos en México de 1964 a 1995 (<i>Kostoglodov & Pacheco, 1999</i>).....	33
3.4	Zona de fuentes sísmicas de fallamiento normal delimitada por polígonos (<i>Nishenko y Singh, 1987</i>).....	35
3.5	Localización del Cinturón Volcánico Mexicano (http://www.geociencias.unam.mx/geociencias/posgrado/tesis/maestria/cano_cm.pdf)	37
3.6	Localización de los epicentros de los eventos sísmicos y de las estaciones acelerográficas.....	39
3.7	Espectros de peligro uniforme (<i>López, 2013</i>).....	40
3.1	Registro sísmico sin escalar.....	42
3.9	Registro sísmico amplificado.....	42
3.10	Fase intensa para el registro sísmico SUCH8509.191.....	43
3.11	Espectro de respuesta del registro SUCH8509.191 (completo).....	44
3.12	Espectro de respuesta del registro SUCH8509.191 (fase intensa).....	44
3.13	Espectros de respuesta.....	45
4.1	Curvas de capacidad y demanda (<i>Montes, 2012</i>).....	49
4.2	Sección transversal de la superestructura de los puentes (cotas: metros).....	52
4.3	Dimensiones (a) Trabe AASHTO tipo IV, (b) Parapeto (cotas: metros)	52
4.4	Distribución transversal de los apoyos de neopreno.....	53
4.5	Distribución longitudinal de los apoyos de neopreno.....	54
4.6	Espaciamiento entre columnas en las pilas de los puentes de 5, 10 y 15 m de altura (cotas: metros).....	56
4.7	Espaciamiento entre columnas en las pilas de 20 y 25 m de altura (cotas: metros).....	56
4.8	Elementos del puente en SAP2000 (CSI).....	58
4.9	Pesos y dimensiones de los camiones de diseño (a) HS – 20; (b) T3 – S3; (c) T3 – S2 – R4. (<i>López, 2013</i>).....	59
4.10	Interpretador Tcl para OpenSEES (PEER).....	60
4.11	Archivo de código en editor Tcl.....	61
4.12	Forma de ejecutar comandos en el interpretador Tcl para OpenSEES (PEER)..	62
4.13	Pantalla inicial de OpenSEES Navigator (PEER).....	62
4.14	Pantalla principal de OpenSEES Navigator (PEER).....	63
4.15	Ventana para definición de nodos en OpenSEES Navigator (PEER).....	63
4.16	Definición de los elementos beamColumn.....	64
4.17	Modelo de uno de los puentes en OpenSEES Navigator (PEER).....	64
4.18	Discretización de las columnas y cabezal de una pila.....	65
4.19	Discretización de la superestructura.....	65
4.20	Longitudes tributarias de las traves principales (cotas: metros).....	66



4.21	Cargas verticales debidas al peso propio de las columnas.....	67
4.22	Ejemplo de asignación de masas traslacionales.....	68
4.23	Propiedades de la sección de las vigas AASHTO tipo IV.....	68
4.24	Propiedades mecánicas y geométricas de los diafragmas.....	69
4.25	Propiedades geométricas y mecánicas del cabezal. Puente de 5 m de altura de pilas y 10 cm de espesor.....	70
4.26	Primer modo (a) OpenSEES; (b) SAP2000.....	70
4.27	Segundo modo (a) OpenSEES; (b) SAP2000.....	71
4.28	Zona plástica y elástica de las columnas (a) dirección longitudinal; (b) dirección transversal.....	72
4.29	Parámetros de HingeBeamColumn Element.....	73
4.30	Definición de Aggregator Section.....	73
4.31	Diagramas Momento – Curvatura en dirección longitudinal para el modelo P10_E10_R0.5%.....	74
4.32	Diagramas Momento – Curvatura en dirección transversal para el modelo P10_E10_R0.5%.....	74
4.33	Introducción de los parámetros para Hysteretic Material.....	75
4.34	Definición del coeficiente de amortiguamiento y de los periodos asociados a los modos de vibrar.....	76
4.35	Parámetros para definir el amortiguamiento de Rayleigh.....	77
5.1	Curvas de fragilidad para puentes regulares (Akbari, 2010).....	84
5.2	Resultados de la demanda de rotación en dirección longitudinal para modelos de 5 m de altura de pilas.....	89
5.3	Resultados de la demanda de rotación en dirección transversal para modelos de 5 m de altura de pilas.....	90
5.4	Simbología para los estados de daño de Dutta y Mander (1998) y Akbari (2010).....	90
5.5	Simbología para el estado de daño de Priestley (1994).....	91
5.6	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 5 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998).....	92
5.7	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 5 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998).....	92
5.8	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 5 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010).....	93
5.9	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 5 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010).....	93
5.10	Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección longitudinal para los modelos de 5 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994).....	94



5.11	Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección transversal para los modelos de 5 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994).....	94
5.12	Resultados de la demanda de rotación en dirección longitudinal para modelos de 10 m de altura de pilas.....	96
5.13	Resultados de la demanda de rotación en dirección transversal para modelos de 10 m de altura de pilas.....	96
5.14	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 10 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998).....	97
5.15	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 10 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998).....	97
5.16	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 10 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010).....	98
5.17	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 10 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010).....	98
5.18	Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección longitudinal para los modelos de 10 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994).....	99
5.19	Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección transversal para los modelos de 10 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994).....	99
5.20	Resultados de la demanda de rotación en dirección longitudinal para modelos de 15 m de altura de pilas.....	101
5.21	Resultados de la demanda de rotación en dirección transversal para modelos de 15 m de altura de pilas.....	101
5.22	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 15 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998).....	102
5.23	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 15 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998).....	102
5.24	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 15 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010).....	103
5.25	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 15 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010).....	103
5.26	Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección longitudinal para los modelos de 15 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994).....	104
5.27	Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección transversal para los modelos de 15 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994).....	104
5.28	Resultados de la demanda de rotación μ en dirección longitudinal para modelos de 20 m de altura de pilas.....	106
5.29	Resultados de la demanda de rotación en dirección transversal para modelos de 20 m de altura de pilas.....	106
5.30	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 20 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998).....	107



5.31	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 20 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998).....	107
5.32	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 20 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010).....	108
5.33	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 20 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010).....	108
5.34	Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección longitudinal para los modelos de 20 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994).....	109
5.35	Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección transversal para los modelos de 20 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994).....	109
5.36	Resultados de la demanda de rotación en dirección longitudinal para modelos de 25 m de altura de pilas.....	111
5.37	Resultados de la demanda de rotación en dirección transversal para modelos de 25 m de altura de pilas.....	111
5.38	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 25 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998).....	112
5.39	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 25 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998).....	112
5.40	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 25 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010).....	113
5.41	Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 25 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010).....	113
5.42	Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección longitudinal para los modelos de 25 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994).....	114
5.43	Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección transversal para los modelos de 25 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994).....	114
5.44	Parámetros proporcionados a HystereticMaterial para el modelo que incluye efectos de degradación.....	116
5.45	Resultados de la demanda de rotación θ (rad) para los modelos con degradación y sin degradación.....	118
5.46	Resultados de la demanda de desplazamiento para los modelos con degradación y sin degradación.....	118
5.47	Resultados de la demanda de distorsión angular Δ para los modelos con degradación y sin degradación.....	118
5.48	Resultados de la demanda de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} para los modelos con degradación y sin degradación.....	119
5.49	Curva histerética de un análisis considerando los efectos de la degradación...	120
5.50	Demanda de rotación (rad) para todos los modelos analizados en dirección longitudinal.....	120
5.51	Demanda de distorsión angular para todos los modelos analizados en dirección longitudinal.....	121



5.52	Demanda de ductilidad de curvatura para todos los modelos analizados en dirección longitudinal.....	121
5.53	Demanda de rotación (rad) para todos los modelos analizados en dirección transversal.....	122
5.54	Demanda de distorsión angular para todos los modelos analizados en dirección transversal.....	123
5.55	Demanda de ductilidad de curvatura para todos los modelos analizados en dirección transversal.....	124
5.56	Función de densidad de probabilidad lognormal.....	125
5.57	Función de densidad acumulada lognormal.....	126
5.58	Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 5 m en dirección longitudinal...	126
5.59	Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 10 m en dirección longitudinal.	127
5.60	Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 10 m en dirección transversal..	127
5.61	Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 15 m en dirección longitudinal.	128
5.62	Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 15 m en dirección transversal..	128
5.63	Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 20 m en dirección longitudinal.	129
5.64	Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 20 m en dirección transversal..	129
5.65	Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 25 m en dirección longitudinal.	130
5.66	Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 25 m en dirección transversal..	130



LISTA DE TABLAS

3.1	Eventos sísmicos seleccionados.....	37
3.2	Base de datos de los registros sísmicos utilizados.....	38
3.3	Factores de escala aplicados a los registros sísmicos.....	40
3.1	Duración de la fase intensa para cada registro sísmico.....	43
4.1	Nomenclatura de los modelos.....	48
4.2	Rigideces de los apoyos de neopreno.....	55
4.3	Resultado del diseño propuesto en López (2013).....	55
4.4	Propiedades de los materiales López (2013).....	57
4.5	Tipo de modelado de los elementos de los puentes (<i>Adaptada de Aviram et al., 2008</i>).....	60
4.6	Diámetro y acero longitudinal para los modelos con altura libre de pilas de 5 m.....	77
4.7	Diámetro y acero longitudinal para los modelos con altura libre de pilas de 10 m.....	78
4.8	Diámetro y acero longitudinal para los modelos con altura libre de pilas de 15 m.....	78
4.9	Diámetro y acero longitudinal para los modelos con altura libre de pilas de 20 m.....	78
4.10	Diámetro y acero longitudinal para los modelos con altura libre de pilas de 25 m.....	79
5.1	Descripción de los estados de daño en puentes (<i>HAZUS, 1997</i>).....	82
5.2	Descripción del estado de daño a través del parámetro de distorsión angular Δ (<i>Dutta y Mander, 1998</i>).....	83
5.3	Descripción del estado de daño a través del parámetro de distorsión angular Δ (<i>Akbari, 2010</i>).....	83
5.4	Descripción del estado de daño a través de la ductilidad de curvatura (<i>Priestley, 1994</i>).....	84
5.5	Resultados de los ADNL para el modelo P05_E10_R0.5% en dirección longitudinal.....	85
5.6	Resultados de los ADNL para el modelo P05_E10_R0.5% en dirección transversal.....	86



5.7	Resultados para los modelos de 5 m de altura de pilas en dirección longitudinal.....	88
5.8	Resultados para los modelos de 5 m de altura de pilas en dirección transversal.....	89
5.9	Resultados para los modelos de 10 m de altura de pilas en dirección longitudinal.....	95
5.10	Resultados para los modelos de 10 m de altura de pilas en dirección transversal.....	95
5.11	Resultados para los modelos de 15 m de altura de pilas en dirección longitudinal.....	100
5.12	Resultados para los modelos de 15 m de altura de pilas en dirección transversal.....	100
5.13	Resultados para los modelos de 20 m de altura de pilas en dirección longitudinal.....	105
5.14	Resultados para los modelos de 20 m de altura de pilas en dirección transversal.....	105
5.15	Resultados para los modelos de 25 m de altura de pilas en dirección longitudinal.....	110
5.16	Resultados para los modelos de 25 m de altura de pilas en dirección longitudinal.....	110
5.17	Comparación de los resultados obtenidos del modelo con degradación respecto al modelo sin degradación en dirección longitudinal.....	117
5.18	Comparación de los resultados obtenidos del modelo con degradación respecto al modelo sin degradación en dirección transversal.....	117



OBJETIVOS

Objetivo general:

Determinar los índices de daño esperados al encamisar pilas tipo marco de concreto reforzado de puentes de longitud media sísmicamente deficientes sometidos a señales sísmicas cercanas a la zona de subducción de México.

Objetivos particulares:

Analizar y seleccionar registros sísmicos que representen la demanda sísmica en zonas de alta sismicidad en México para un periodo de retorno de 2500 años.

Proponer modelos estructurales de puentes de concreto reforzado que representen casos comunes de tipologías de puentes sísmicamente deficientes en la República Mexicana.

Cuantificar la demanda de desplazamientos y ductilidad de curvatura de las pilas de los modelos de puentes seleccionados con base en análisis dinámicos no lineales de historia en el tiempo.



INTRODUCCIÓN

De acuerdo con los reportes del Sistema de Puentes Mexicanos (SIPUMEX) el estado de la República Mexicana con mayor cantidad de puentes es Michoacán, de los cuales el 61% corresponde a puentes de concreto reforzado (Frías, 2010).

En una amplia extensión de nuestro país y en particular en nuestro estado los fenómenos que rigen el diseño por cargas laterales son los sismos. Si a lo anterior sumamos que los puentes construidos en la red carretera nacional se construyeron antes de los años 70 y que estas estructuras carecen de diseño sísmico o tienen un porcentaje de acero menor al mínimo recomendado por la normativa actual, se tendrán estructuras altamente vulnerables ante cargas sísmicas laterales.

Un aspecto importante en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de puentes es el incremento continuo del peso de la carga viva vehicular que transita sobre ellos, si a esto sumamos los constantes re-encarpetamientos debidos al mantenimiento de las vías terrestres de comunicación, las estructuras pueden ser aún más vulnerables.

Una manera de disminuir la vulnerabilidad de las estructuras es utilizando técnicas de reparación y/o refuerzo que incrementan la resistencia de la estructura y a la vez disminuyen la demanda sísmica que se presenta en esta ante cargas laterales accidentales. Sin embargo, las técnicas de reparación y/o refuerzo no deberían utilizarse sin una recomendación previa de las características que deben reunir tanto la estructura como la propia técnica utilizada.

Por lo tanto tiene gran importancia la evaluación del efecto que produce cada una de las técnicas de reparación y/o refuerzo en la disminución de la demanda sísmica que se presenta en diferentes tipos de estructuras de puentes. A partir de lo anterior se pueden tomar decisiones acerca de las características de la técnica de refuerzo a utilizar e incluso de llevarla a cabo.

Una de las técnicas de reparación y/o refuerzo más común es el encamisado de las columnas de las pilas de los puentes existentes: Dichos encamisados pueden ser tanto de acero; de materiales con fibra de carbono, de vidrio, o de aramidias; o bien de concreto reforzado que es el caso que se estudia en esta investigación.

El encamisado de concreto reforzado, como la mayoría de las técnicas de reparación y/o refuerzo, tiene ventajas y desventajas. Una de las ventajas es que incrementa la resistencia de la estructura, lo que hace esperar menores demandas de desplazamiento y rotación; sin embargo el incremento de la sección transversal de las columnas disminuye el periodo, debido al incremento de rigidez, y por lo tanto, dependiendo de la forma del espectro de respuesta, se podrían tener mayores o menores demandas.



Pese a lo anterior, la técnica de encamisado de concreto reforzado es muy común debido a que es una técnica tradicional y a que se conoce relativamente el comportamiento del concreto reforzado.

En este trabajo se cuantifican demandas sísmicas y se relacionan con estados de daño para las pilas de puentes de mediana longitud y de diferente altura de pilas encamisadas con concreto reforzado. Para dicha evaluación se utilizan tres parámetros de respuesta: la demanda de rotación plástica, la demanda de distorsión angular Δ y la demanda de ductilidad de curvatura μ_ϕ de las pilas de los diferentes modelos de puentes. Finalmente, se desarrollan curvas de fragilidad para algunos de los modelos analizados.



CAPÍTULO I

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES

1.1 GENERALIDADES

Los daños en las estructuras se asocian principalmente a eventos extremos que se presentan en la naturaleza como huracanes, tornados u otros acontecimientos que competen más directamente a la Ingeniería Civil como son los sismos.

Debido a la importancia de las estructuras de puentes dentro de la economía y el desarrollo de una región o país, es muy importante que estas estructuras permanezcan en pie a pesar de las sollicitaciones dinámicas o, incluso, estáticas que se pueden presentar como consecuencia de un fenómeno natural o bien debido a intervenciones en estas estructuras.

Muchos de los puentes que sufren daños por sismos o por otros factores tienen que ser demolidos, debido a que el daño provocado es muy severo; sin embargo, otras estructuras que presentan daños ligeros son sometidas a rehabilitaciones que hacen a las estructuras nuevamente funcionales y seguras.

Cualquiera que sea la causa del daño a estas estructuras, es necesario determinar el grado o la importancia de este, con el fin de diagnosticar las posibles soluciones, las cuales pueden ser reparaciones o sustituciones de uno o varios elementos estructurales o no estructurales; o bien, como ya se mencionó, la demolición de la estructura existente y la construcción de otra.

El deficiente desempeño de estructuras de puentes durante los temblores de Loma Prieta (1989) y Hyogo-Ken Nambu (1995) por ejemplo, ha sido objeto de estudios durante los últimos años y en muchos casos se ha atribuido a la filosofía de diseño o a la fatiga y desgaste debido a cargas permanentes o cargas vivas.

Con el fin de conocer de manera adecuada el comportamiento de los puentes ante cargas laterales, permanentes y vivas se clasificaran sistemáticamente los tipos de fallas y daños más comunes que ocurren en estas estructuras durante la acción de sismos y otro tipo de cargas.

1.2 DAÑOS EN PUENTES PROVOCADOS POR FACTORES DIFERENTES A LOS TEMBLORES

Algunos de los factores, diferentes a los sismos, que pueden dañar las estructuras de puentes son los reencarpetamientos excesivos de asfalto en el sistema de piso (figura 1.1), o bien el incremento de la magnitud del peso de los vehículos que transitan por el puente (carga viva).



Aunque estos factores no generan daños significativos, no como los provocados por los sismos, es importante mencionarlos debido a que produce agrietamiento como consecuencia de las cargas adicionales en la estructura, las cuales favorecen en deterioro de los materiales, en especial en zonas donde el medio ambiente es agresivo (Jara et al, 2011a). Además el incremento de las cargas y daños provocados como consecuencia de estas puede reducir la resistencia y rigidez de la estructura, haciéndola muy vulnerable a las cargas provocadas por eventos sísmicos.



Figura 1.1 – Re-encarpetamiento de puente (<http://paginas.seccionamarilla.com.mx/asfaltos-y-agregados-industriales/venta-de-asfalto/baja-california/mexicali/-/cerro-prieto/>)

Debido a que el tema central de este trabajo es considerar los daños que provocan los sismos en puentes y posteriormente los índices de daño de las pilas de puentes encamisadas con concreto, no se profundizará en los daños ocasionados por los incrementos de la carga permanente o carga viva, únicamente se han mencionado de manera general.

1.3 DAÑOS TÍPICOS DE PUENTES PROVOCADOS POR TEMBLORES

De acuerdo con la teoría de la deriva continental, se puede decir que un sismo de subducción (figura 1.2) es la liberación de una gran cantidad de energía debida al vencimiento de la fricción entre dos placas, produciendo un gran movimiento que viaja a través de la corteza terrestre hasta disiparse por efecto de la atenuación de las ondas sísmicas.

Estos movimientos de la corteza terrestre generan en las estructuras cargas laterales, que originan vibración, de acuerdo con las propiedades dinámicas de las estructuras. Los movimientos telúricos pueden generar daños ligeros en las estructuras, pero también pueden provocar el colapso de estas por efecto de la vibración mencionada.



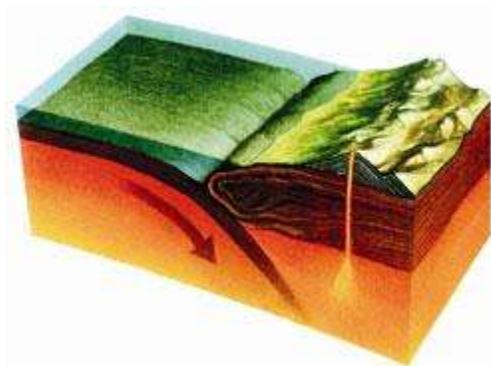


Figura 1.2 – Subducción (<http://www.funvisis.gob.ve/glosario.php>)

Lo anterior es importante, ya que por efecto del movimiento de la estructura se generan desplazamientos que se relacionan directamente con los daños. De esta manera, a mayores desplazamientos se presentarán daños más severos.

Los daños más comunes que se presentan en las estructuras de puentes provocados por los efectos de los movimientos de la corteza terrestre son los siguientes:

1.3.1 Pérdida de la longitud de apoyo

Uno de los daños más importantes debido a sismos de gran intensidad es el que se asocia a desplazamientos excesivos en dirección longitudinal del puente, se trata de la pérdida de la longitud de asiento o apoyo de la superestructura del puente. Este daño ocurre principalmente en puentes de claros simplemente apoyados y es debido a que los elementos de la superestructura pueden experimentar diferentes desplazamientos longitudinales debido al movimiento fuera de fase de estos elementos, por ejemplo en dos claros consecutivos. También las pilas del puente pueden causar este tipo de falla, ya sea debido a grandes desplazamientos por efecto de las fuerzas laterales; o bien la diferencia de rigidez y por lo tanto diferencia en la respuesta de estas principalmente en puentes irregulares (figura 1.3), en los cuales también se produce un movimiento fuera de fase, pero en este caso de las columnas.

Otro factor que puede causar la pérdida de la longitud de asiento es el que se asocia a los efectos de sitio, estos suelen amplificar el movimiento de la estructura provocando en las pilas desplazamientos mayores a los esperados. También es importante mencionar que debido a la separación de las pilas, se puede tener diferente tipo de suelo entre unas y otras, lo cual ocasionaría una diferencia en la respuesta de los elementos estructurales y por lo tanto la posibilidad de la pérdida de la longitud de asiento, sin embargo el tipo de suelo se debe tomar en cuenta en el diseño de la estructura para evitar este tipo de daños posteriores.





Figura 1.3 – Puente Infiernillo II (Puente con pilas de diferente altura o irregular)

http://www.panoramio.com/photo_explorer#view=photo&position=2&with_photo_id=26958513&order=date_desc&user=709931

Este tipo de daño suele ser muy común en puentes esviados o puentes curvos (figura 1.4), como se ha puesto de manifiesto en algunos sismos que han ocurrido: *“Durante el movimiento sísmico, la superestructura puede colisionar contra los estribos, produciéndose una rotación respecto a un eje vertical. La rotación se presenta en una sola dirección sin importar si el puente golpea un extremo o el otro. Cuando la amplitud de la rotación causa desplazamientos mayores que el ancho del apoyo, sobre todo en el lado agudo del tablero, se presenta la pérdida de la longitud de asiento y el colapso del puente”* (Jara et al, 2011a). Como se mencionó, también la pérdida de la longitud de apoyo está muy directamente ligada a los puentes curvos, debido a la línea de acción de las fuerzas laterales.



Figura 1.4 – Puente curvo (izquierda) <http://noticiasdenuevolaredo.blogspot.mx/2011/03/para-evitar-fraudes-de-constructoras-se.html>

Puente esviado (derecha) <http://www.ingenierocivilinfo.com/2011/02/diseno-y-construccion-de-puentes.html>



Dentro de los daños asociados con la pérdida de la longitud de apoyo son, por ejemplo, el ocurrido durante el sismo de Loma Prieta (1989) en el puente de la bahía Oakland – San Francisco. En este puente fallaron los tableros superior e inferior de un tramo simplemente apoyado. Como se observa en la Figura 1.5, los tramos tenían configuraciones distintas, lo cual ocasionó que la respuesta fuera distinta entre los tableros mencionados, lo que provocó la pérdida de la longitud de apoyo.



Figura 1.5 – Puente de la Bahía de Oakland – San Francisco (sismo de Loma Prieta, 1989)
<http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=479199&page=3>

Otro ejemplo de este tipo de daño es el ocurrido en el puente Wu – Shi durante el sismo de Chi – Chi en Taiwan. En este caso, se observó también un daño por golpeteo en la parte de la superestructura que no llegó al estado de colapso (Figura 1.6).



Figura 1.6 – Puente Wu – Shi
 (http://www.smis.org.mx/rsmis/n72/Estrada-Reinoso_72.pdf)

Existen otros ejemplos de este tipo de falla en puentes, a saber, el puente Nishinomiya-ko que ocurrió durante el sismo de Hyogo-Ken Nambu (Japón, 1995) y el puente Showa durante el temblor de Niigata ocurrido también en Japón en 1964. La prevención de este tipo de falla se discutirá en el siguiente capítulo.



1.3.2 Topes sísmicos

Los topes sísmicos son elementos tipo ménsulas (debido a su geometría) que restringen el movimiento lateral de la superestructura de puentes ante movimientos sísmicos. Estos elementos son muy importantes debido a que pueden evitar la pérdida de asiento en dirección lateral de la superestructura, aunque las mencionadas ménsulas se dañen o incluso dicho daño sea irreparable. Los topes sísmicos se construyen en diversas formas, las más comunes son rectangular o trapecial y como se mencionó presentan daño cuando, al producirse una carga sísmica que genera desplazamientos importantes en el puente, la superestructura choca contra los topes sísmicos produciendo agrietamientos o incluso su falla.



Figura 1.7 – Topes sísmicos en el puente Infiernillo I (<http://noticias.tradeco.com/?p=5662>)

Un mejor comportamiento de los topes sísmicos se puede lograr si se construyen en la parte interior de las pilas, en lugar de la parte exterior, debido a que en la parte exterior, como ya se mencionó, los topes sísmicos actúan como elementos tipo ménsulas y por lo general las ménsulas fallan por cortante.

En algunos puentes se han presentado daños en los topes sísmicos (figura 1.8), y aunque estos elementos han evitado daños más severos, en algunos casos la superestructura ha quedado con desplazamientos importantes respecto a su posición original. Por ejemplo el puente Coahuayana (carretera Playa Azul – Manzanillo), en donde los topes sísmicos resultaron seriamente dañados ante el sismo del 19 de octubre de 1995.

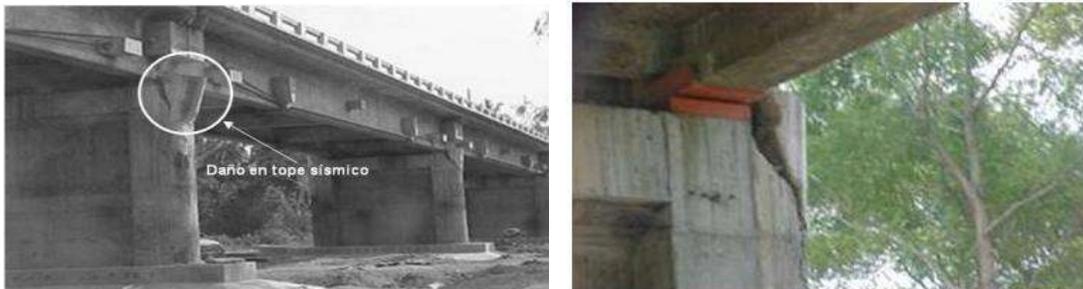


Figura 1.8 – Daño en los topes sísmicos del puente Coahuayana (Jara et al, 2011a)



Otro ejemplo de daño en los topes sísmicos es el puente Manzanillo (carretera Colima – Manzanillo), esto ocasiono que las traveses se desplazaran lateralmente y sufrieran pérdida de alineamiento respecto a la posición original (figura 1.9).



Figura 1.9 – Daño en el puente Manzanillo (Alcocer et al, 2003)

Es importante mencionar que aunque los topes sísmicos resultaron severamente dañados, evitaron la pérdida de asiento de la superestructura de los puentes mencionados, de ahí la importancia de colocar estos elementos que restringen el movimiento lateral de las traveses y sistemas de piso de los puentes.

1.3.3 Apoyos

Los apoyos son elementos que transmiten las cargas de la superestructura a la subestructura y son usados para absorber las deformaciones horizontales y verticales (figura 1.10). Existen varios tipos de apoyos (deslizantes, articulados, etcétera), sin embargo los más usados para puentes de claros medios, son los apoyos de neopreno ya que proporcionan una gran flexibilidad lateral y una gran rigidez axial debido a que se fabrican con capas intercaladas de hule y acero (figura 1.11).

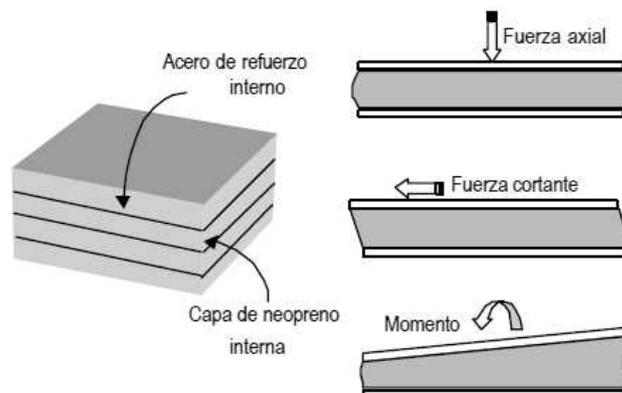


Figura 1.10 – Comportamiento de los apoyos de neopreno reforzados con láminas de acero. (<http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>)





Figura 1.11 – Puente con apoyos de neopreno.
(<http://www.apoyosdepuede.mex.tl/>)

En ocasiones, es necesario la sustitución de los apoyos de neopreno, ya que con el tiempo se deterioran y, al endurecerse el hule, pueden perder ciertas propiedades. En ocasiones los daños en los apoyos de neopreno se producen sólo por la acción de las cargas permanentes, sin embargo debido a la flexibilidad de estos elementos y a la acción de cargas laterales, pueden originarse desplazamientos permanentes que inevitablemente obligan a la sustitución de los apoyos (figura 1.12).

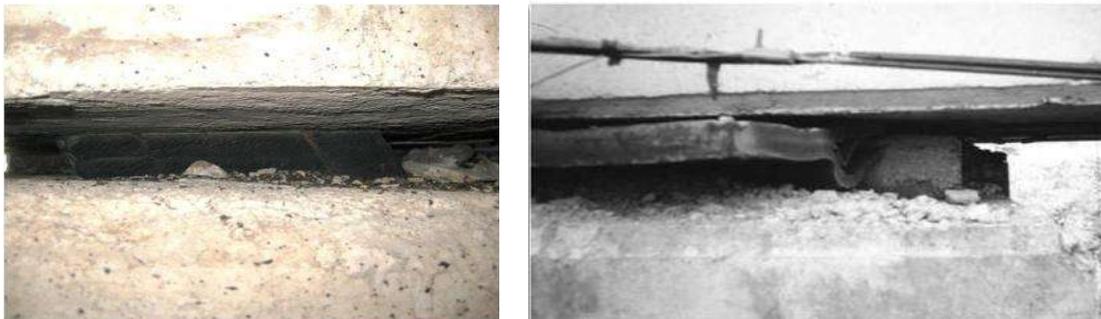


Figura 1.12 – Deformaciones permanentes por carga permanente (izquierda), por carga lateral (derecha)
(Jara et al, 2011a)

Cuando los apoyos no han experimentado daños mayores se pueden aplicar cargas laterales a la superestructura mediante gatos hidráulicos, con el fin de regresar los apoyos de neopreno a su posición original; sin embargo, cuando los apoyos presentan un importante deterioro, lo mejor es sustituirlos.

1.3.4 Pilas

Las pilas o columnas son la parte de la subestructura del puente que soporta las cargas actuantes y la acción de agentes naturales (avenidas, viento, sismo, etcétera).



Uno de los daños más frecuentes en pilas de puentes es el asociado a la socavación (figura 1.13), que aunque no tiene que ver directamente con acciones laterales si reduce la capacidad sísmica de la estructura.



Figura 1.13 – Socavación en la pila 3 de puente Ignacio Chávez (Jara et al, 2011a)

Las pilas o columnas de los puentes se dañan principalmente debido a las solicitaciones sísmicas que actúan en la estructura. Estos daños pueden ser ligeros (para los cuales se puede implementar una rehabilitación), o bien pueden ser muy severos o incluso el colapso de la estructura.

Por otro lado, la ductilidad es un factor importante para asegurar que la estructura tenga un buen desempeño sísmico y para evitar fallas frágiles en los elementos estructurales.

Existen varias razones por las cuales las pilas o columnas de un puente experimentan ciertos niveles de daño, iniciando por el hecho de que las fuerzas elásticas de diseño son reducidas por un factor de comportamiento sísmico, lo que conduce a la respuesta inelástica de la estructura ante la acción de sismos intensos.

Una de las causas más comunes de daños en las pilas es la inadecuada longitud de traslape. La apropiada distribución del acero de refuerzo es de gran importancia para que el elemento pueda responder de manera favorable ante las solicitaciones laterales. Si el acero de refuerzo se traslapa inmediatamente por encima de la cimentación (o en zonas de articulaciones plásticas) y además la longitud de traslape es muy pequeña, se puede esperar que la columna tenga un inadecuado comportamiento debido a que el acero no desarrollará su resistencia.

Es común evitar grandes longitudes de traslapes, por lo que se pueden utilizar placas o elementos metálicos, mangas, o bien soldadura tope a tope. Durante el sismo de Kobe en 1995, cerca de 50 pilas de la Vía Hanshin fallaron debido a deficiencias de la soldadura del refuerzo longitudinal (figura 1.14).



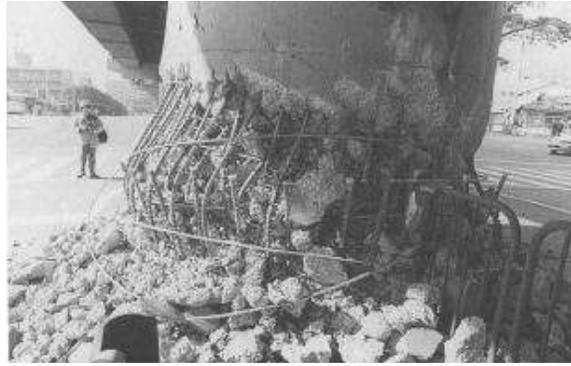


Figura 1.14 – Una de las columnas de la Vía Hanshin que fallaron durante el sismo de Kobe (Priestley et al, 1996)

Por otro lado, también es importante mencionar que otro tipo de falla muy común en pilas de puentes es la falla debida a cortante. La resistencia a cortante resulta de una combinación de algunos mecanismos propios del concreto como son la acción de arco, la trabazón del agregado y el mecanismo del concreto en la zona de compresión.

Por lo general la falla debida al cortante es frágil y lleva implícita una degradación rápida de la resistencia. Por lo anterior es importante mencionar que es indeseada una falla por cortante ya que por lo general una falla de este tipo lleva a serios niveles de daño o incluso el colapso, con muy poca ductilidad del elemento.

Uno de los factores que favorece la falla por cortante está íntimamente relacionado con la cantidad y separación del refuerzo transversal. En puentes construidos antes de los años 70's la cantidad de acero transversal era escasa y la separación excesiva, esto deja entrever que en el pasado el diseño sísmico tenía poca importancia, si no es que nula.

Muchos puentes han fallado por efecto del cortante, se han producido fracturas del acero transversal y se han observado fallas debidas a la insuficiente longitud de desarrollo del acero longitudinal (Figura 1.15).



Figura 1.15 – Falla prematura por cortante en el Viaducto Fakue durante el temblor de Kobe. (Jara et al, 2011a)



Finalmente, es muy importante colocar una cantidad suficiente de acero transversal en las zonas de articulaciones plásticas con el fin de prevenir una falla por cortante, ya que una escasa cantidad de acero transversal puede conducir a fallas como la de la figura 1.16. Sin embargo algunos elementos con poca cantidad de acero transversal fuera de las zonas de articulaciones plásticas, también pueden fallar por cortante como se muestra en la figura 1.17, de ahí la importancia de una cantidad adecuada de refuerzo transversal a lo largo de todo el elemento.



Figura 1.16 – Falla por cortante dentro de una región de articulación plástica durante el sismo de San Fernando de 1971. (Priestley et al, 1996)



Figura 1.17 – Falla por cortante fuera de una región de articulación plástica durante el sismo de San Fernando de 1971, se observa la escasa cantidad de acero transversal. (Priestley et al, 1996)



CAPÍTULO II

SISTEMAS DE REFUERZO DE PUENTES

2.1 GENERALIDADES

Los puentes han sido construidos desde tiempos remotos. En la antigüedad, los puentes fueron construidos de mampostería, mientras que en la actualidad los materiales más utilizados son el acero y el concreto reforzado.

Por un lado, el acero es utilizado principalmente en estructuras de puentes en las cuales se requieren grandes claros, que la estructura sea ligera o bien por razones constructivas, económicas o estéticas, por ejemplo puentes colgantes, puentes suspendidos, etcétera (figura 2.1).



Figura 2.1 – Izquierda, Golden Gate Bridge (<http://www.visitingdc.com/san-francisco/golden-gate-bridge-picture.asp>). Derecha, Aizhai Bridge (<http://rastreadordenoticias.com/2012/04/china-estrena-el-puente-colgante-ms-alto-y-ms-largo-del-mundo/>)

También existe un gran número de puentes construidos básicamente de mampostería, que como ya se mencionó son estructuras que se construyeron hace algunos siglos y por lo general son puentes de claros cortos y alturas pequeñas (Figura 2.2).

Por otro lado algunos puentes son completamente construidos de concreto reforzado o presforzado, o bien una combinación de concreto reforzado, concreto presforzado y acero. Los puentes carreteros, que son las estructuras con las que trataremos en este trabajo, son construidos en su mayoría de concreto reforzado y presforzado (Figura 2.3).

El concreto reforzado es el producto de la combinación de dos materiales (acero de refuerzo y concreto) con características mecánicas propias y definidas. El concreto es sumamente resistente



a la compresión y el acero posee gran capacidad a la tensión, por lo tanto el concreto reforzado reúne las ventajas del concreto y el acero y además suprime los inconvenientes de ambos materiales.



Figura 2.2 – Izquierda, Puente del Molino (<http://www.espormadrid.es/2008/06/puente-del-molino-en-cercedilla.html>). Derecha, Puente Quintos (<http://www.conocerzamora.com/rutasvalles.htm>)

Lo anterior quiere decir que los elementos de concreto reforzado pueden ser tan resistentes o tan dúctiles como se desee, por supuesto, dependiendo de ciertas características geométricas de la sección y además de la cantidad de acero de refuerzo que tenga el elemento estructural. Este material denominado concreto reforzado es un material que es heterogéneo en su composición, pero que al mismo tiempo es homogéneo en cuanto a resistencia.



Figura 1.3 – Puente carretero, sistema arco norte de la Ciudad de México

Sin embargo, el concreto reforzado también experimenta daños debido al paso del tiempo, a la exposición al agresivo entorno exterior o a eventos en los que los elementos estructurales están



sometidos a grandes deformaciones. Estos daños pueden ser desde pequeños agrietamientos, pasando por deflexiones excesivas, hasta el colapso total o parcial de la estructura.

Los daños que experimentan los elementos estructurales de puentes pueden ser como los expuestos en el capítulo I, pero no están limitados a ellos.

Existen diferentes técnicas de rehabilitación de puentes que se aplican de acuerdo con el grado de daño en estas estructuras. A continuación se mencionan algunas de las principales técnicas o sistemas de rehabilitación de puentes y se hace énfasis en las ventajas y desventajas de cada uno de estos sistemas.

2.2 SISTEMAS DE REFUERZO PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Uno de los objetivos de colocar un sistema de refuerzo en algún elemento es proveerlo de suficiente ductilidad y adecuada capacidad para soportar los elementos mecánicos ya que, como se mencionó anteriormente, los principales defectos en puentes construidos antes de los 70's son debidos a la insuficiente ductilidad a la flexión y/o inadecuada capacidad a cortante (Chai et al. 1991; Priestley et al, 1994; Maekawa y An, 2000; entre otros). En otras palabras, estos defectos son debidos principalmente a insuficiente refuerzo transversal y/o insuficiente longitud de empalme en las regiones de articulaciones plásticas en las columnas (figura 2.4).



Figura 2.4 – Columna de concreto reforzado dañada durante el terremoto de San Fernando, 1971 (Shin, 2012)

Como se observó en el capítulo I, algunas estructuras de puentes han tenido un pobre desempeño ante los eventos sísmicos que se han presentado; vale la pena mencionar que en



ocasiones los puentes sufren grandes daños ante temblores de mediana o inclusive de pequeña intensidad.

Esto ha llevado a ingenieros e investigadores a desarrollar técnicas que permitan a las estructuras dañadas ser nuevamente seguras y funcionales. Una de las principales técnicas (o la más común) para reforzar los elementos estructurales es proveer un confinamiento adicional. Este confinamiento puede ser activo o pasivo y la principal diferencia es la presión lateral de confinamiento que se ejerce alrededor de la sección.

En el caso del confinamiento pasivo, la presión de confinamiento actúa únicamente cuando el material que se está revistiendo sufre dilatación o expansión; caso contrario en el confinamiento activo, que como su nombre lo indica, confina al material revestido sin importar si este sufre una expansión.

A continuación se describen algunos sistemas o técnicas de rehabilitación para puentes.

2.2.1 Refuerzo con FRP (Fibre Reinforced Polymer)

Un polímero reforzado con fibras es un material sintético que se compone de fibras continuas de alta resistencia como fibra de vidrio, fibra de carbono o aramidas contenidas en una matriz de polímero.

En la actualidad este tipo de fibras son muy utilizadas para la rehabilitación de las estructuras, ya que su facilidad y simplicidad para instalarlas, además de su acabado estético, las convierte en uno de los materiales preferidos por los especialistas en rehabilitación.

Los materiales con fibras de carbono son los más utilizados debido a que no presentan problemas de corrosión, mayor resistencia que el acero de refuerzo tradicional, además que su comportamiento es lineal hasta la falla en la dirección paralela a las fibras (Jara et al, 2011a). Esto último es muy importante, ya que la alta resistencia de este tipo de polímero está en función de la orientación de las fibras y la dirección de la carga. En otras palabras las fibras deben estar orientadas en la dirección en que se generan los esfuerzos, y por supuesto se puede hacer uso de fibras bidireccionales en caso de inversión de esfuerzos.

Varios investigadores han realizado diversos estudios sobre FRP. Por ejemplo, Fardis y Khalili (1981) utilizaron fibra de vidrio para revestir cilindros de concreto; los resultados mostraron incrementos en la resistencia y ductilidad de los elementos. Saadatmanesh et al (1994) estudiaron columnas de concreto reforzada a escala real rehabilitadas con fibras de carbono y fibras de vidrio, concluyendo que la resistencia a la flexión y la ductilidad de los elementos de concreto reforzado se incrementó y la ductilidad disminuyó conforme se incrementó la separación de las fibras.

Existen otros trabajos experimentales sobre este tipo de técnica de rehabilitación, como el estudio de Toutanji (1999) quien desarrolló un modelo analítico esfuerzo-deformación, basado en



el modelo de Mander (1988), para cilindros de concreto reforzado revestidos con fibras de carbono o de vidrio. O bien el de Haroun y Elsanadedy (2005) quien experimentó con columnas cuadradas y cilíndricas a escala.



Figura 2.5 – Refuerzo con fibra de carbono. (Jara et al, 2011a)

Los polímeros reforzados con fibras son un excelente material de rehabilitación (figura 2.5), sin embargo se debe tener especial cuidado con el adhesivo utilizado para pegar las fibras, ya que se desea que la falla no sea gobernada por la falla de este adhesivo, sino por la capacidad de la sección rehabilitada. El adhesivo debe ser altamente resistente a las condiciones agresivas del medio ambiente y, desde luego, debe ser de fácil aplicación. Por lo general los fabricantes de los polímeros con fibras recomiendan el tipo de adhesivo que se debe utilizar.

2.2.2 Unión de placas de acero (encamisado de acero)

Esta técnica consiste en la unión o revestimiento de la sección de la estructura con placas de acero mediante adhesivos, anclajes o pernos, las placas de acero se sueldan en el lugar para encamisar el elemento (figura 2.8). El encamisado metálico puede tener diferente longitud de acuerdo con el refuerzo o rehabilitación que se deseé, es decir, si únicamente se requiere confinar cierta parte de la columna (por ejemplo en la zona de formación de articulaciones plásticas), la longitud del encamisado se limita a la zona deseada del elemento estructural. Por otro lado si la columna tiene serias deficiencias de capacidad a cortante es necesario encamisar el elemento en su totalidad.

El tipo de confinamiento que producen las camisas de acero es un confinamiento pasivo, además debido a que el acero es un material que se corroe, por lo general, esta técnica de rehabilitación no se usa en puentes que cruzan ríos, lagos o mares.

Las columnas circulares y rectangulares se pueden encamisar con acero; para el caso de las columnas circulares la camisa de acero es de sección circular, en cambio para las columnas



rectangulares (o de diferente forma) la sección transversal del encamisado suele ser elíptica (figura 2.6). El espacio que se encuentra entre la camisa de acero y la columna se rellena, por lo general, con concreto o con un mortero sin retracción.

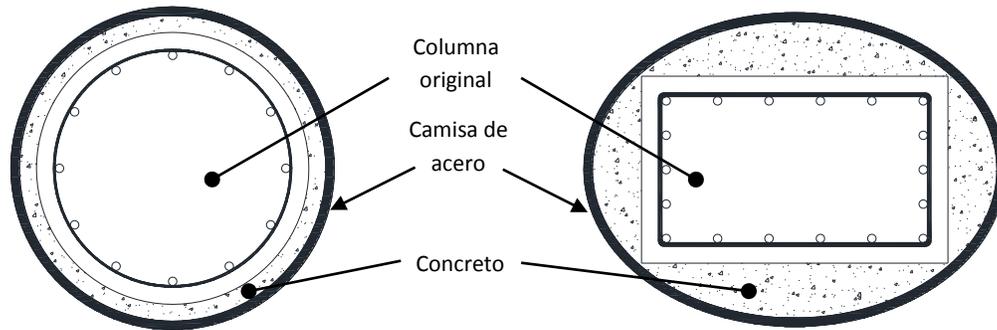


Figura 2.6 – Encamisado de acero (Izquierda, columna circular con camisa circular. Derecha, columna rectangular con camisa elíptica)

Priestley et al (1994a, 1994b) estudiaron columnas circulares y rectangulares dañadas y posteriormente reforzadas con camisas metálicas. Los resultados de este estudio mostraron que las columnas rehabilitadas con camisas de acero se comportaron mejor que las columnas sin encamisado, además que las primeras desarrollaron mejor ductilidad a flexión y mejor capacidad de absorción de energía.

Daudey y Filiatrault (2000) realizaron estudios experimentales en columnas cuadradas con camisas de acero para investigar el desempeño sísmico de estos elementos estructurales. Usaron camisas circulares y elípticas (figura 2.7) y concluyeron que los encamisados de acero mejoran la capacidad de ductilidad de las columnas, además que el uso de camisas circulares o elípticas produce efectos similares en términos de la ductilidad de los elementos.

2.2.3 Inyección de resina epóxica

Uno de los daños más comunes en los elementos reforzados es el agrietamiento de dichos elementos. Este tipo de daño no necesariamente es debido a cargas laterales como las que provocan los sismos en la estructuras, sino que también puede ser debido a diferentes factores como por ejemplo el incremento del peso propio de la estructura, el agresivo intemperismo u otros.



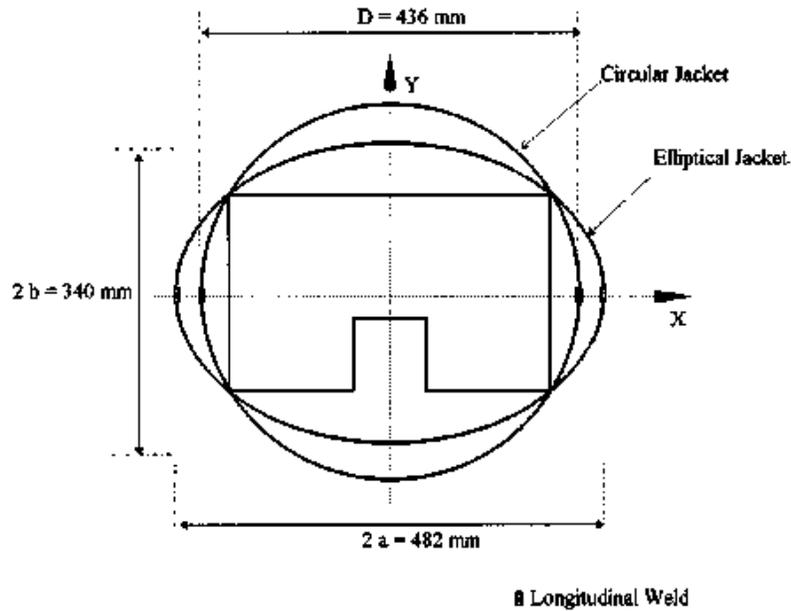


Figura 2.7 – Sección transversal de las columnas usadas en el estudio de Daudey y Filiatrault. (Shin, 2012)



Figura 2.8 – Encamisado de acero (Brown Company)

Este método se usa cuando las grietas en los elementos de concreto reforzado son pequeñas o de tamaño medio. Iglesias y Aguilar (1996) mencionan que esta técnica fue muy usada en México para rehabilitar edificios dañados a causa del sismo de Michoacán de 1985.



El método consiste en inyectar las grietas con resina bajo presión, de manera tal que el espacio entre las grietas quede lleno de este material y el elemento recupere su resistencia y su capacidad de ductilidad (figura 2.9).

Algunas pruebas han puesto de manifiesto la eficiencia de esta técnica cuando la trayectoria de desplazamiento dentro de la grieta es clara, es decir que la grieta tiene una forma definida en la profundidad de esta. (Cowell et al, 1980; Karayannis et al, 1998; Varum, 2003).

Sin embargo en muros, cuando el patrón de la grieta es complejo tal efectividad no se confirma, debido a la gran altura de los miembros (Salama, 1993; Pinho et al, 1999).

Esta técnica es muy usada para inyectar grietas con espesores mayores de 0.5 mm.



Figura 2.9 – Inyección con resina. (<http://www.ecosat.cl/images/repuracion-fisuras2.jpg>)

2.2.4 Encamisado de concreto

Este método consiste en el incremento del tamaño de la sección del elemento estructural existente, mediante la adición de más acero de refuerzo y concreto. Esta técnica se puede aplicar tanto a elementos verticales como horizontales (columnas y vigas). El revestimiento de concreto y de acero son de las técnicas más tradicionales.

Esta técnica se usa frecuentemente cuando los elementos son severamente dañados o cuando se considera que su resistencia es insuficiente.

Rodríguez y Park (1991) observaron buenos resultados en términos de la mejora de los parámetros de diseño en miembros reforzados con camisas de concreto reforzado. Similarmente,



las investigaciones realizadas por Pinho (2000) y Fardis (1998) arrojaron resultados que concuerdan con los del trabajo de Rodríguez (1991).

El revestimiento de concreto se puede realizar mediante dos métodos, los cuales son:

- Concreto convencional. Este método se lleva a cabo mediante el vertido de concreto alrededor de la sección del elemento, adicionando acero de refuerzo y anclajes a la sección existente por medio de perforaciones en esta (figura 2.10). Este método requiere encofrado, y su aplicación es lenta debido al largo tiempo de curado del concreto. Otra desventaja es que, por lo general, no se logra una mezcla de concreto densa para verterla adecuadamente. La adición de concreto y refuerzo incrementa la resistencia y la rigidez del elemento pero también crece la masa de este.
- Concreto lanzado (Shotcrete). Este método consiste en la aplicación de concreto sobre la superficie del elemento estructural (reforzado con maya de acero o refuerzo ordinario) por medio de una pistola bajo presión (figura 2.10). La mezcla de concreto debe incluir un alto contenido de cemento, además de agregados lo suficientemente finos como para no saturar el dispositivo de aplicación. La mezcla debe incluir además aditivos para acelerar la resistencia, reducir el rebote, reducir el encogimiento y mejorar la adhesión. Este método no requiere encofrado y se puede aplicar en un tiempo relativamente corto, sin embargo su aplicación produce una gran pérdida de material y una superficie final áspera y antiestética.



Figura 2.10 – Izquierda, encamisado convencional (*Brown Company*). Derecha, shotcrete (http://t2.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcSi7vxKmqrgDfjiB0wS6BEwCB0vJnKGG1tXIB0LtFDSPGSBGqA_)

Una consideración en los sistemas de encamisado (refuerzo con FRP, encamisado de acero o revestimiento de concreto) son las acciones adicionales en la cimentación por efecto del incremento de la capacidad a flexión y cortante en la base de la columna original.



Cuando se encamisán columnas únicamente en una región del elemento se pueden generar efectos de sobrerresistencia en los extremos de dichos elementos y provocar fallas en otras regiones e incluso una falla frágil.

Por lo anterior es muy común que los encamisados no se coloquen hasta la cimentación, sino más bien se deje un pequeño espacio (por lo general 10 cm) entre la camisa y la cimentación.

2.2.5 Postensado externo

Elementos estructurales pretensados de algunos puentes eventualmente pueden perder dicho mecanismo de pretensado, esto se puede deber a una gran variedad de razones entre estas el aumento en la carga de los vehículos.

Para la rehabilitación de los elementos mencionados es común utilizar tendones de pretensado o barras, las cuales se colocan en la superficie externa del miembro por reforzar. Se colocan cabezas de anclaje en los extremos de los tendones para postensar el miembro por medio de gatos hidráulicos (figura 2.11).

Para la aplicación de este método se requiere que el concreto del elemento existente tenga una resistencia suficiente para la adecuada transmisión de esfuerzos. Además, los elementos del sistema de postensado necesitan ser protegidos de los agentes ambientales que ocasionan daños como la corrosión.

En las columnas de las pilas de los puentes puede también colocarse presfuerzo externo para incrementar su capacidad ante cargas laterales.



Figura 2.11 – Postensado externo (*Brown Company*)



2.3 SISTEMAS DE REFUERZO PARA ESTRUCTURAS

En este subcapítulo se tratarán algunos sistemas de refuerzo para estructuras como los sistemas de control pasivo. Algunos de estos sistemas reducen la demanda sísmica en la estructura y también incrementan la capacidad de disipar energía resistente o de deformación (Jara et al, 2011a) sin provocar daño severo a los elementos.

Los sistemas mencionados se han clasificado en este trabajo dentro de *sistemas de refuerzo para estructuras*, ya que los dispositivos se instalan para que la estructura en general tenga un mejor comportamiento ante las cargas laterales (sismo o viento), reduciendo la probabilidad de daños a los elementos estructurales. En algunos casos, inclusive, dejan a la estructura en el intervalo de comportamiento elástico y la disipación de energía se realiza en los dispositivos.

A continuación se describen de manera general algunos de los sistemas mencionados.

2.3.1 Sistemas de aislamiento

Estos sistemas aíslan el movimiento de la estructura del movimiento del terreno provocado por un sismo. Esto se logra mediante la flexibilización del sistema estructural (Jara et al, 2011a).

El principio que tienen los sistemas de aislamiento es controlar el movimiento en la base de la estructura, suprimiendo, de cierta manera, la interacción entre el suelo y la superestructura. Por lo tanto la vibración de la superestructura y el consecuente daño es reducido (Varum, 2003).

Los sistemas de aislamiento se colocan de manera muy sencilla en las estructuras de puente, pues basta reemplazar los apoyos del puente (que se encuentran entre la superestructura y la subestructura) por el sistema de aislamiento. Los sistemas de aislamiento también se pueden colocar en la base de las pilas, tal es el caso del Viaducto Rangitikey en Nueva Zelanda.

Existen diferentes tipos de sistemas de aislamiento, los más comunes son los apoyos rectangulares o circulares de formados de placas de hule y placas de acero, estos sistemas poseen una gran flexibilidad horizontal, pero tienen una gran rigidez vertical. Este tipo de sistemas flexibilizan la estructura lateralmente y su disipación de energía es muy pequeña.

Existen apoyos laminados con corazones de plomo (figura 2.12) que son mucho más efectivos, ya que reduce los desplazamientos laterales de las estructuras de puente por la capacidad de disipar energía del plomo. Este sistema de aislamiento ha tenido mayor aplicación en puentes a nivel mundial.

Zayas, et al (1990) y Bozzo, et al (1990) proponen un sistema de superficie cóncava basado en un péndulo (figura 2.13). La fuerza restitutiva es proporcionada por la gravedad debido a la forma del dispositivo. El dispositivo es de acero y en la zona de deslizamiento es de cromo. Las ventajas de este dispositivo es que el periodo no depende de la carga vertical y su rigidez es proporcional a la carga. La principal desventaja es el cromo, ya que con el tiempo se adhiere (Jara et al, 2011).



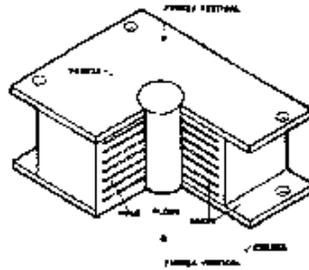


Figura 2.12 – Aislador de placas de hule y acero con corazón de plomo (Jara et al, 2011)

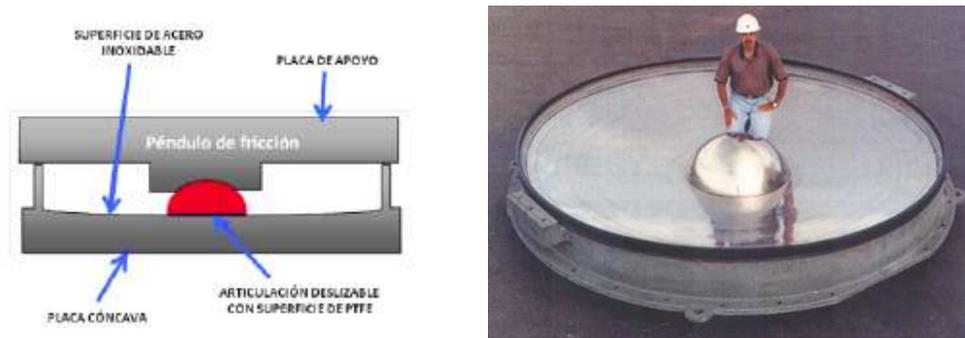


Figura 2.13 – Péndulo de fricción (Zayaz et al, 1990)

Jara et al (2003) estudiaron la efectividad del uso de aisladores en la reducción de la respuesta sísmica de puentes rehabilitados encontrando reducciones en la demanda de fuerza cortante en las pilas de los puentes (figura 2.14).



Figura 2.14 – Izquierda, Puente Infiernillo II (Memoria de obras SCT, 2002). Derecha, aislamiento sísmico utilizado en una pila del puente (Jara et al, 2011)

Estos dispositivos mejoran el desempeño sísmico de las estructuras mediante el incremento de amortiguamiento y en algunos casos de rigidez.



El objetivo de los disipadores de energía es reducir los desplazamientos de la estructura ante la acción de cargas sísmicas. Esto se logra mediante procesos de fricción, histeréticos o viscoelásticos (Varum, 2003).

Los sistemas disipadores se han clasificado en dos: los que disipan energía a través de la fluencia, fricción o extrusión del material (dispositivos que dependen del desplazamiento de la estructura); y por otra parte los dispositivos que dependen de la velocidad, estos son los de comportamiento viscoso o viscoelástico (figura 2.15)



Figura 2.15 – Disipadores de energía dependientes de la velocidad. (Jara et al, 2011)

Los amortiguadores viscosos y viscoelásticos son elementos que disipan la energía por medio de la contracción de un líquido viscoso, a través de un pistón, que se encuentra en el interior de estos elementos. En la figura 2.16 se observa la configuración de este tipo de dispositivos.

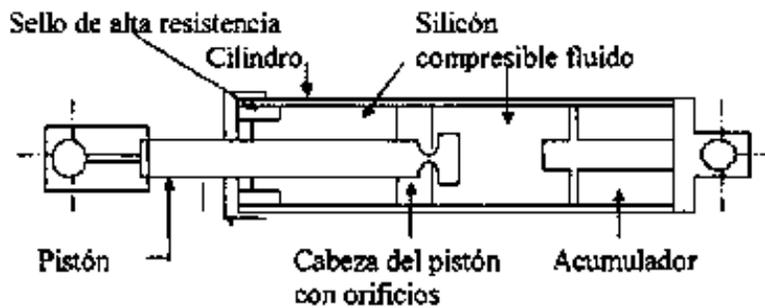


Figura 2.16 – Disipador de energía, comportamiento viscoelástico (<http://www.taylordevices.eu/products.php?id=7>)

Estos dispositivos son los más utilizados en el refuerzo de estructuras de puentes a nivel mundial. Uno de los principales inconvenientes de los sistemas viscosos y viscoelásticos es que son sensibles a los cambios de temperatura; además, suele requerirse una gran cantidad de dispositivos para conseguir un aumento del amortiguamiento estructural, a valores que reduzcan significativamente la respuesta de la estructura ante un sismo intenso.



La principal ventaja del uso de estos sistemas es que no cambian apreciablemente el periodo de vibración de la estructura y que no es necesario alcanzar cierto nivel de fuerza o deformación para disipar energía.

Por otro lado, los dispositivos que disipan energía mediante la fluencia de algún material se comportan bilinealmente y la zona inelástica depende del material y del dispositivo.

Existe un gran número de dispositivos de este tipo contruidos en acero o plomo. En la figura 2.17a se muestra un dispositivo que está formado por una barra de acero, la cual se deforma por la acción de dos brazos; el movimiento que se produce disipa energía por flexión (Jara et al, 2011a). En la figura 2.17b se observa otro dispositivo que se empleó en la base de las pilas del Viaducto Rangitikei en Nueva Zelanda (Beck y Skinner, 1974); en este elemento se genera torsión en la placa 5 ya que la placa 1 y 2 están conectadas a la base y la 3 y 4 a la cimentación.

Jara y Jara (2006) propusieron un dispositivo para puentes con el fin de mejorar la eficiencia de estos sistemas, reducir el costo y facilitar su aplicación en México. Este sistema está formado por barras de acero o plomo, las cuales están conectadas al cabezal de las pilas y al diafragma transversal de los puentes combinado con apoyos de neopreno laminados de un espesor apropiado. Las barras se deforman a cortante puro ante acciones sísmicas disipando energía por medio de su comportamiento histerético.

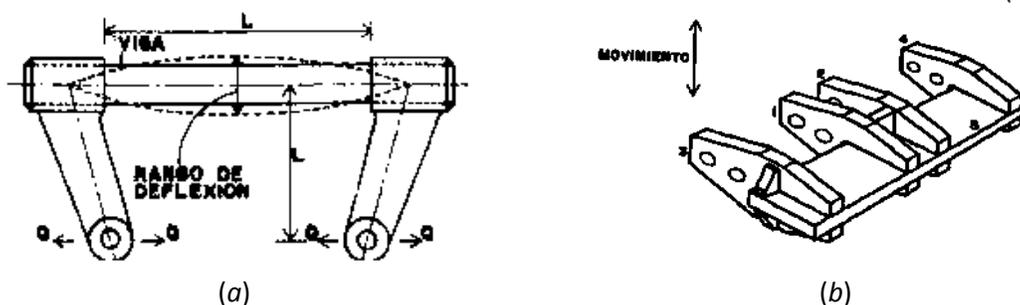


Figura 2.17 – Disipadores de energía de comportamiento histerético

Los apoyos de neopreno soportan las cargas verticales, proporcionan flexibilidad y mantienen la estructura en su posición original después de sismos importantes. Las barras también tienen la función de soportar acciones laterales como las producidas por la acción del viento, fuerzas de frenado, entre otras.

Se han realizado algunos estudios analíticos empleando este sistema en estructuras de puentes. Jara y Jara (2006) mostraron que el uso de barras de plomo redujo la demanda de desplazamientos en las pilas de un puente hasta un valor cercano a 20% de los desplazamientos del modelo original (modelo sin el dispositivo) como función del diámetro de las barras (figura 2.18)



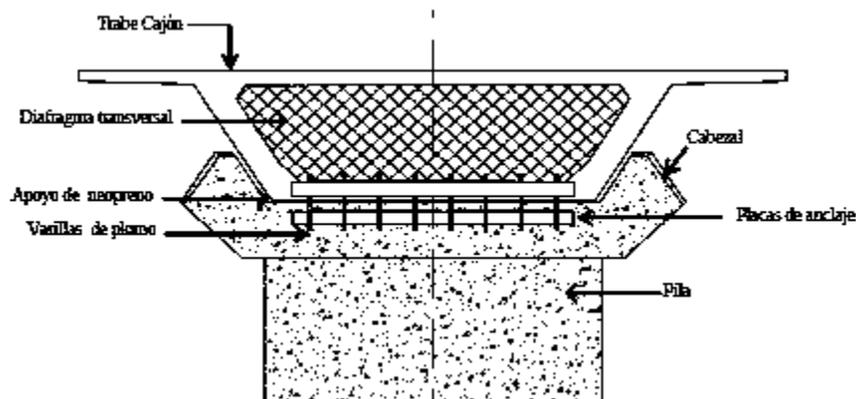


Figura 2.18 – Disipador de energía formado por barras de acero o plomo que conectan a la subestructura con la superestructura de puentes (Jara et al, 2011a)

González (2008) analizó el sistema mencionado en puentes con irregularidad en altura, concluyendo que el dispositivo es muy versátil ya que dependiendo del número de barras y su diámetro se puede obtener diferentes incrementos de rigidez y diferentes aportaciones de energía histerética.

2.4 REHABILITACIÓN DE OTROS ELEMENTOS

En ciertos casos es necesario rehabilitar o sustituir algunos elementos que forman parte de las estructuras de puentes. Entre ellos, los que más frecuentemente requieren alguna intervención son los que se mencionan a continuación.

2.4.1 Apoyos de neopreno

Como se mencionó en el capítulo I, los apoyos de neopreno son elementos que con el paso del tiempo y debido muchas veces a las cargas permanentes se deterioran o deforman al grado que es necesaria su sustitución de estos apoyos (figura 2.19)

Los principales deterioros de los apoyos de neopreno son el agrietamiento, rotura del material elastómero (hule), deslizamiento de la capa de refuerzo de acero, entre otros.

La mejor alternativa para la sustitución de los apoyos es levantar la superestructura con gatos hidráulicos, los cuales se colocan sobre los cabezales cuando existe espacio en estos, o bien mediante la construcción de bloques de gateo o estructuras provisionales.





Figura 2.19 – Sustitución de apoyos (Brown Company)

2.4.2 Juntas de expansión

Estos elementos permiten el movimiento de contracción y expansión de los puentes como resultado de cambios de temperatura, fluencia, fatiga a causa de cargas dinámicas de las ruedas de los vehículos, etcétera.

Existen juntas de expansión que se clasifican en bituminosas, de goma o mecánicas. También existen otras clasificaciones como las atornilladas hacia abajo o positivamente anclada.

Por lo general las juntas de expansión, al igual que los apoyos de neopreno, se sustituyen debido a los daños que pueden experimentar durante la vida útil de los puentes (figura 2.20)

2.4.3 Drenes

Uno de los principales daños en los puentes es el asociado a la filtración del agua, ya sea a través de las juntas de dilatación o de los drenes que se colocan como sistema de drenaje.

Los drenes son, generalmente, tubos tipo PVC y que permiten de cierto modo la filtración del agua causando daños a los elementos de acero o de concreto reforzado.

La reparación de estos elementos no estructurales es relativamente fácil, pues solo consiste en la sustitución de los mencionados drenes cuando estos se dañan por efecto del intemperismo y otros factores. Es importante una vigilancia periódica de estos elementos ya que pueden causar daños internos que no se pueden observar a simple vista.





Figura 2.20 – Reemplazo de junta de expansión (Brown Company)

CAPÍTULO III

SELECCIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

3.2 GENERALIDADES

Uno de los fenómenos naturales que causa más pérdidas tanto económicas como humanas son los terremotos. El origen de estos fenómenos está asociado a una serie de acontecimientos que ocurren en la naturaleza, por ejemplo el movimiento de las placas tectónicas que produce fuentes sísmicas como las fallas de transformación, las fallas normales y fallas locales.

Alguno de los ejemplos de que los sismos son una gran fuente de destrucción y devastación es el temblor ocurrido en Sumatra en 2004. Este terremoto tuvo una magnitud $M_w = 9.1$ y cobró la vida de más de 227 800 personas (Jara y Jara, 2007)

De la misma manera, temblores catastróficos han ocurrido en la República Mexicana, por ejemplo el terremoto de Michoacán del 19 de septiembre de 1985 con magnitud $M_s = 8.1$ y que cambió no solamente la forma de vida de los mexicanos, sino también evolucionó de cierta manera los reglamentos y técnicas empleadas en la construcción de las estructuras.

Respecto a la sismicidad mundial, existen regiones altamente sísmicas dentro del planeta. Estas zonas se encuentran dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico (Figura 3.1), que es una zona en la cual se registran más del 80% de los temblores que ocurren en nuestro planeta (CENAPRED, 2001).

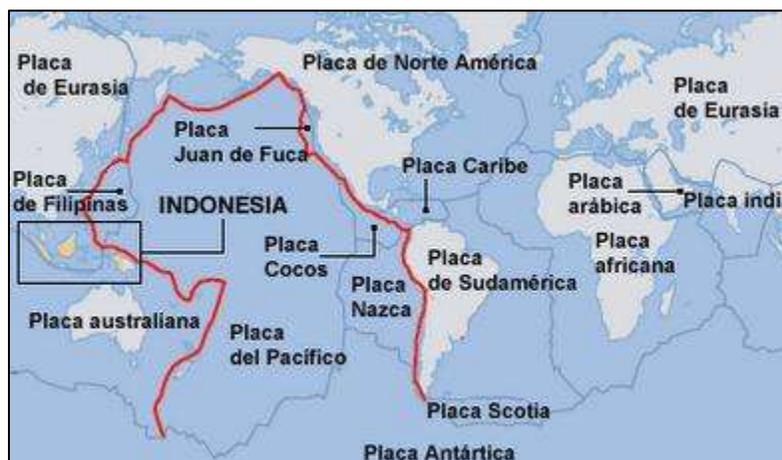


Figura 3.1 – Cinturón de Fuego del Pacífico (<http://2012ultimasnoticias.blogspot.mx/2011/06/sismos-el-temido-cinturon-de-fuego-del.html>)



Lo anterior es muy importante, ya que nuestro país está estrechamente ligado al Cinturón de Fuego del Pacífico, lo cual convierte a México en una zona de alta e importante sismicidad a nivel mundial. Prueba de ello son los sismos ocurridos en la costa del Pacífico Mexicano, por ejemplo el ya mencionado temblor de Michoacán de 1985 y el terremoto con epicentro en Jalisco ocurrido en 1932.

De acuerdo con el Servicio Sismológico Nacional, los sismos son eventos que ocurren con cierta frecuencia, por ejemplo en nuestro país ocurren un promedio de cinco temblores por año con magnitud mayor o igual a 6.5; respecto a sismos con magnitud mayor o igual a 4.5, en México se presentan un promedio de 100 eventos anuales; además ocurren en promedio cuatro sismos por día con magnitud mayor que 3.0.

De lo anterior se nota claramente que México es un país con un alto nivel de peligro sísmico y por lo tanto es muy importante la prevención como la rehabilitación, refuerzo y diagnóstico de estructuras dañadas o sísmicamente deficientes.

3.2 SISMICIDAD EN MÉXICO

Como ya se mencionó el territorio mexicano se encuentra comprendido dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo que nuestro país es una zona sísmica muy importante. En la figura 3.2 se puede apreciar que buena parte de la República Mexicana, casi la totalidad, se encuentra dentro de la placa de Norteamérica. La península de Baja California está dentro de la placa del Pacífico y por otra parte, más al sur, se puede apreciar la pequeña incursión de la placa del Caribe en México.

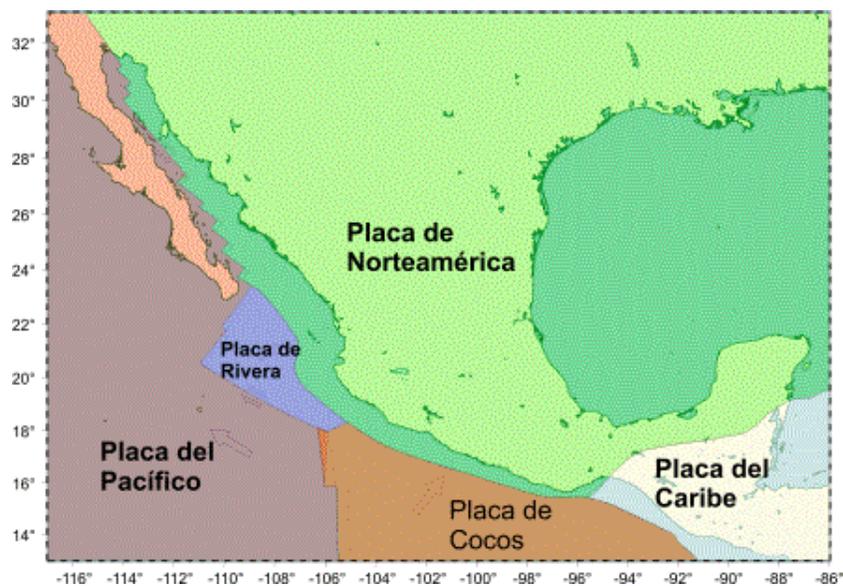


Figura 3.2 – Placas tectónicas en México (www.ssn.unam.mx)



Además de las placas que se encuentran dentro del continente en el territorio nacional, se encuentran las placas de Rivera, de Cocos y del Pacífico, esta última también compone parte del territorio mexicano.

La sismicidad en México está caracterizada principalmente por dos fuentes, las cuales son la falla de subducción y la falla de transformación.

La falla de subducción se encuentra en las costas del Pacífico mexicano y comprende los estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Michoacán, Colima y Jalisco. En esta zona la placa de Cocos y de Rivera subducen o penetran bajo la placa de Norteamérica. Además los sismos de subducción son los que se presentan con mayor frecuencia en México.

La falla o zona de transformación se encuentra al norte de México entre la península de Baja California y el estado de Sonora. Los sismos que se producen en este tipo de fallas son menos frecuentes que los sismos de subducción, sin embargo y debido a que se originan a pequeñas profundidades son aún más peligrosos para las poblaciones cercanas que los terremotos de subducción. En este tipo de falla se presenta un movimiento relativo entre las placas del Pacífico y Norteamérica.

Dentro de las tipologías de los sismos podemos encontrar sismos interplaca que son aquellos que se originan en las zonas de subducción y transformación. Existen, de igual modo los sismos intraplaca que como su nombre lo indica son sismos que tienen lugar en el interior de las placas tectónicas. Los sismos intraplaca pueden ser de fallamiento inverso, que se presentan a profundidades de 25 a 40 km; y de fallamiento normal, que se originan desde 40 hasta 150 km. De acuerdo con Singh y colaboradores (2011) el 73.51% corresponde a sismos intraplaca de fallamiento normal y solamente el 7.41% a sismos intraplaca de fallamiento inverso.

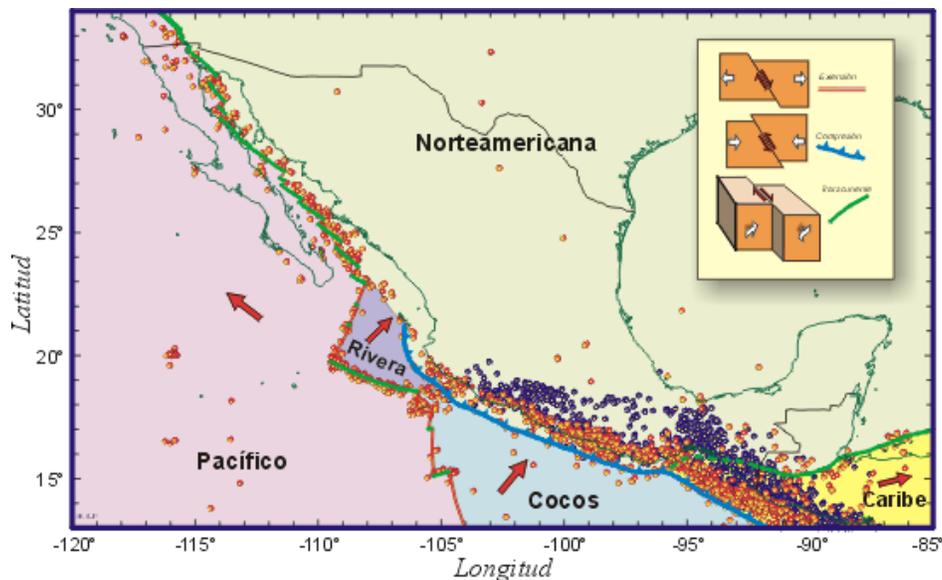


Figura 3.3 – Epicentros de los sismos ocurridos en México de 1964 a 1995 (Kostoglodov & Pacheco, 1999)



En la figura 3.3 se aprecia la localización de los epicentros de los sismos ocurridos entre 1964 y 1995. Los puntos rojos muestran los sismos con profundidades focales menores a 40 km y por lo tanto se trata de sismos interplaca de subducción. Por su parte los puntos azules representan sismos intraplaca con profundidades focales mayores a 40 km.

Debido a la importante presencia de sismos dentro de la zona del Pacífico mexicano y en especial dentro de la zona de subducción, nos ocuparemos únicamente de los sismos que han ocurrido dentro de esta región, es decir de sismos interplaca de subducción y de sismos intraplaca de fallamiento normal.

3.2.1 Sismos interplaca de subducción

Sus características principales son similares en todos los segmentos: epicentros próximos o sobre la línea de costa, profundidades de 10 – 30 km, y mecanismo focal de falla inversa con rumbo paralelo a la fosa y buzamiento somero ($10 - 30^\circ$) en la dirección de avance de la placa oceánica (E - NE). La longitud de ruptura de los grandes terremotos interplaca oscila entre 50 y 250 km, mientras su ancho varía entre 75 y 150 km (García, 2006).

3.2.2 Sismos intraplaca de fallamiento normal

Los sismos de fallamiento normal están estrechamente ligados a los sismos de subducción y se presentan en la zona centro y oeste de la República Mexicana. Se caracterizan por tener un plano de falla de buzamiento variable y se presentan en un intervalo de profundidades de entre 40 y 150 km. Además el azimut es paralelo a la fosa oceánica (NW – SE).

Nishenko y Singh (1987), proponen polígonos con el fin de delimitar y ubicar las principales fuentes sísmicas para los sismos de fallamiento normal (profundidad intermedia). Dichos polígonos se presentan en la figura 3.4.

3.5 SELECCIÓN DE LOS REGISTROS SISMICOS

El proceso de selección de los registros sísmicos se llevó a cabo mediante dos fuentes de información, la primera es la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes y la segunda es *COSMOS Virtual Data Center* (Centro Virtual de Datos COSMOS).

3.3.1 Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes

La Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF) contiene registros sísmicos a partir del año 1960 hasta el año de 1999. Esta fuente contiene datos de 527 estaciones acelerográficas, 1695 temblores (Magnitud 1.3 a 8.1) y más de 10 900 registros acelerográficos.



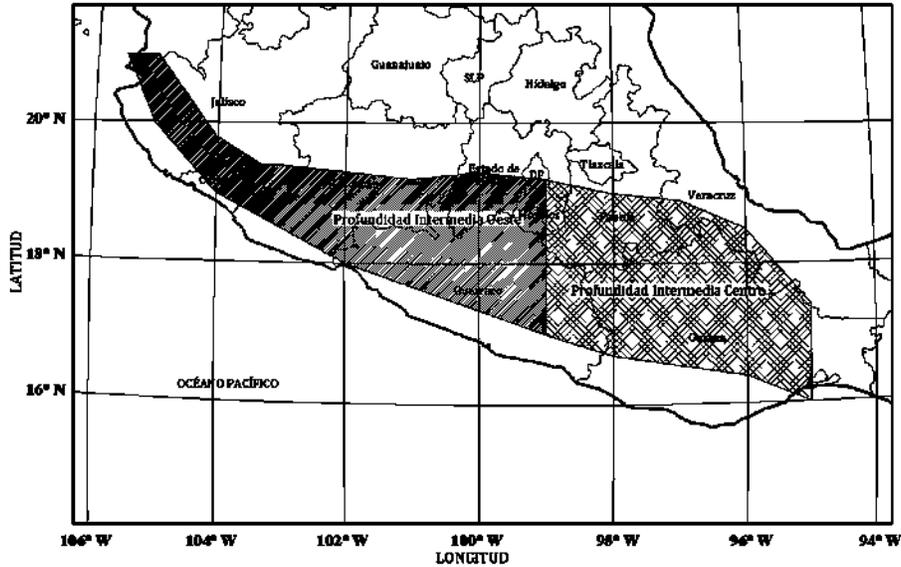


Figura 3.4 – Zona de fuentes sísmicas de fallamiento normal delimitada por polígonos (Nishenko y Singh, 1987)

La BMDSF contiene diversa información acerca de los eventos sísmicos ocurridos en México, por ejemplo fecha, hora, profundidad y magnitudes de cada sismo, además coordenadas geográficas del epicentro.

Las magnitudes que se presentan en la BMDSF son la magnitud de ondas de cuerpo M_b , magnitud de ondas superficiales M_s , magnitud de coda M_c y M^* , sin embargo es importante mencionar que estas magnitudes se saturan para valores superiores a 6.5, por lo que no son un buen indicativo del valor de la magnitud del evento.

Con el fin de evitar el problema anteriormente expuesto, existe la magnitud de momento sísmico M_w , desarrollada por Kanamori (1977). Esta escala resulta conveniente para cualquier tamaño de evento, no se satura, además es un excelente indicativo de la energía liberada por el evento sísmico, entre otras. Es por lo anterior que en este trabajo se usará la escala de momento sísmico.

3.3.2 COSMOS Virtual Data Center

Consortium of Organizations for Strong Motion Observation System Virtual Data Center es una página web que contiene información sobre eventos sísmicos de 15 países, entre ellos Estados Unidos de América y México. México participa en este programa a través del Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México (UNAM).



Por medio de este sitio web es posible obtener registros sísmicos a partir de 1934 hasta 2006. De esta base de datos se obtuvieron algunos registros ocurridos después del año 2000 con el fin de completar la base de datos para este trabajo de investigación.

3.3.3 Selección de los eventos sísmicos de acuerdo a la fuente sísmica y magnitud

Los registros sísmicos que se han elegido para esta investigación han sido objeto de un proceso de filtrado, el cual se describe brevemente a continuación.

Respecto a la fuente sísmica, es importante mencionar que únicamente se usaran aquellos registros generados a partir de sismos de subducción. Lo anterior obedece a que en nuestro país los sismos más frecuentes son aquellos generados en la falla de subducción del pacifico mexicano.

Por lo anterior se han elegido sismos cuyos epicentros se encuentran cerca del océano pacifico, en la zona de subducción de nuestro país. Del mismo modo se tomaron en cuenta solamente aquellos eventos en los cuales la magnitud es mayor a 5.5° en la escala de Richter.

3.3.4 Selección de los acelerogramas

En este caso únicamente se tomaron en cuenta las estaciones acelerográficas que están situadas sobre suelo firme (roca), además sólo se consideraron aquellos registros en los cuales la aceleración máxima $PGA \geq 15$ gales.

Algunas estaciones en roca no fueron incluidas debido a que presentan algunos efectos de sitio.

Por otro lado se descartaron las estaciones ubicadas en el Cinturón Volcánico Mexicano, cuya localización se observa en la figura 3.5, debido a los efectos de amplificación que se presentan en esta región (Ordaz & Singh, 1992, Shapiro et al., 1997; Furumura & Singh, 2002; Iida & Kawase, 2004; citados por Clemente, 2010).

Del mismo modo, los acelerogramas incompletos o mal registrados fueron descartados de la base de datos.

Mayor información sobre el proceso de filtrado y selección de los registros usados se encuentra en el trabajo de López y Jara (2013).

3.4 BASE DE DATOS DE REGISTROS SÍSMICOS

Para este trabajo y con fundamento en la base de datos de López y Jara (2013) se han elegido 20 registros sísmicos, que son aquellos con mayor aceleración del terreno de la base de datos del trabajo ya mencionado; y como ya se ha dicho, únicamente se tomaron en cuenta los registros producidos por sismos de subducción.



En la tabla 3.1 se presenta una tabla con los eventos sísmicos seleccionados y sus características.

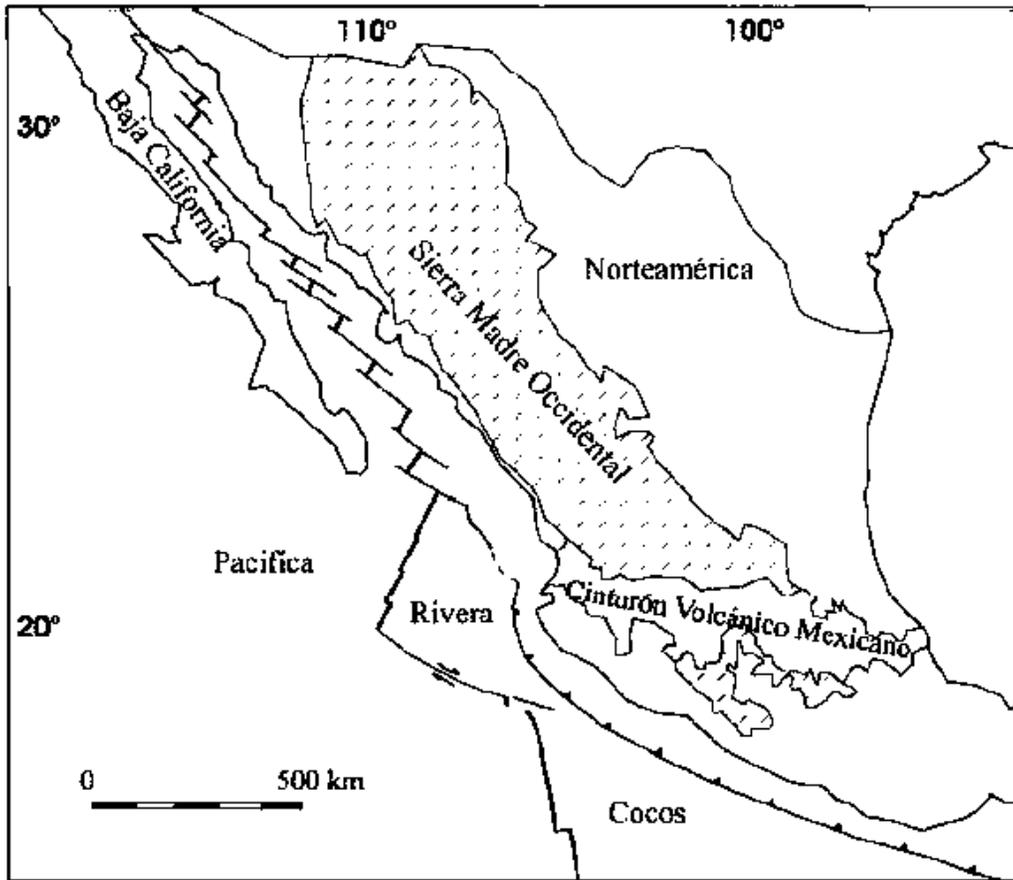


Figura 3.5 – Localización del Cinturón Volcánico Mexicano
 (http://www.geociencias.unam.mx/geociencias/posgrado/tesis/maestria/cano_cm.pdf)

Tabla 3.1 – Eventos sísmicos seleccionados

FECHA DEL EVENTO	HORA	CLAVE DEL SISMO	COORDENADAS DEL EPICENTRO		PROFUNDIDAD (km)	MAGNITUD (Mw)
			Lat. N	Long. W		
09/19/1985	13:17:43	850016	18.081	102.942	15	8
09/21/1985	1:37:18	850018	17.62	101.82	22	7.5
02/08/1988	13:51:30	880004	17.494	101.157	19.2	5.8
04/25/1989	14:29:00	890024	16.603	99.4	19	6.9
05/15/1993	3:11:56	930005	16.47	98.72	15	6
10/24/1993	52:18.2	930009	16.54	98.98	19	6.6
09/14/1995	04:30.5	950001	16.31	98.88	22	7.3



A partir de la tabla 3.1 se seleccionaron 20 registros sísmicos que cumplieran con las condiciones mencionadas. Es relevante mencionar que dichos registros son aquellos que presentan aceleración máxima absoluta respecto a toda la base de datos del trabajo de López (2013).

Tabla 3.2 – Base de datos de los registros sísmicos utilizados

CLAVE DEL SISMO	NOMBRE DEL ARCHIVO	NOMBRE DE LA ESTACION	COORDENADAS DE LA ESTACION		A _{max} (cm/s ²)	DISTANCIA EPICENTRAL (km)
			Lat. N	Long. W		
850016	AZIH8509.191	AEROPUERTO ZIHUATANEJO (AZIH)	17.603	101.455	153.93	166.17
	FICA8509.191	FILO DE CABALLO (FICA)	17.652	99.842	69.18	331.62
	PAPN8509.191	PAPANOA (PAPN)	17.328	101.04	154.95	218.24
	PARS8509.191	EL PARAISO (PARS)	17.344	100.214	109.82	300.44
	SUCH8509.191	EL SUCHIL (SUCH)	17.226	100.642	103.12	261.66
	UNIO8509.191	LA UNION (UNIO)	17.982	101.805	165.29	120.76
	VILE8509.191	VILLITA MARGEN DERECHA (VILE)	17.652	99.842	69.18	331.62
850018	ATYC8509.211	ATOYAC (ATYC)	17.211	100.431	79.66	154.27
	PAPN8509.211	PAPANOA (PAPN)	17.328	101.04	242.69	88.9
	PARS8509.211	EL PARAISO (PARS)	17.344	100.214	625.78	173.12
	SUCH8509.211	EL SUCHIL (SUCH)	17.226	100.642	85.98	132.47
880004	MAGY8802.081	LOS MAGUEYES (MAGY)	17.377	100.577	102.09	62.91
	PARS8802.081	EL PARAISO (PARS)	17.344	100.214	246.91	101.46
890024	ACAP8904.251	ACAPULCO PELLANDINI (ACAP)	16.836	99.914	104.39	60.58
	COYC8904.251	COYUCA (COYC)	16.968	100.084	85.08	83.39
	OCTT8904.251	EL OCOTITO (OCTT)	17.25	99.511	201.16	72.93
	PARS8904.251	EL PARAISO (PARS)	17.344	100.214	117.11	119.55
930005	VIGA9305.152	LAS VIGAS (VIGA)	16.757	99.236	67.31	63.59
930009	MSAS9310.241	LAS MESAS (MSAS)	17.007	99.456	119.05	72.58
950001	VIGA9509.141	LAS VIGAS (VIGA)	16.757	99.236	100.35	62.55

En la figura 3.6 aparece la localización de cada uno de los eventos sísmicos seleccionados. El símbolo correspondiente a dichos eventos aparece en rojo y al lado del mismo se encuentra la clave del sismo que le corresponde.

En la misma figura aparecen señaladas con un símbolo negro la localización de las estaciones acelerográficas y a su lado la clave de la estación correspondiente. Esta clave de la estación también aparece entre paréntesis en la tercera columna (*NOMBRE DE LA ESTACIÓN*) en la tabla 3.2



Se debe mencionar que en la figura 3.6 aparecen únicamente catorce estaciones ya que en algunos casos la misma estación tiene 2 o hasta 4 registros para la base de datos utilizada en esta investigación.

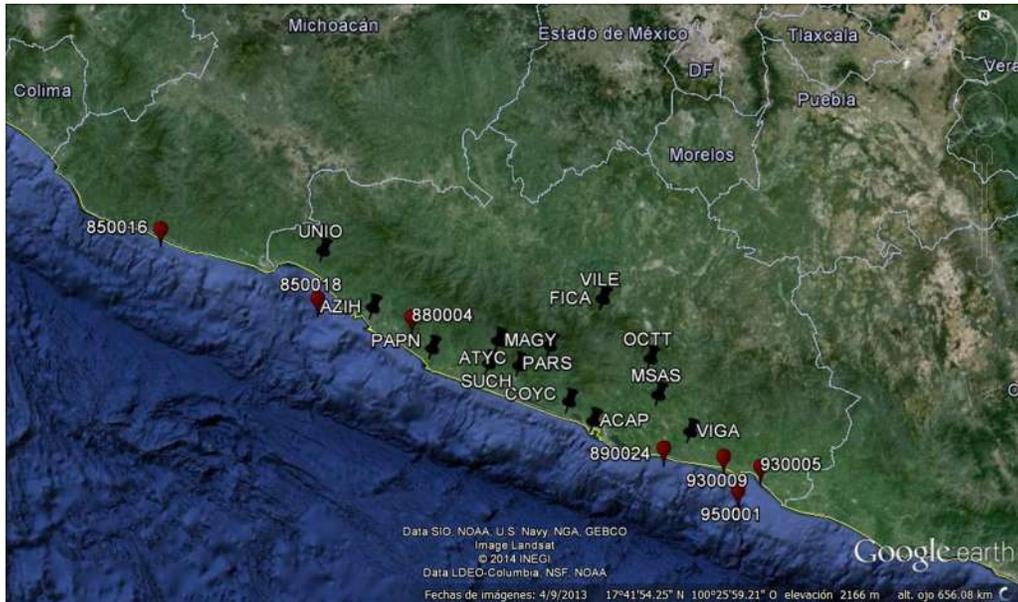


Figura 3.6 – Localización de los epicentros de los eventos sísmicos y de las estaciones acelerográficas

3.5 ESCALAMIENTO DE LOS ACELEROGRAMAS

Los registros sísmicos se amplifican con el fin de considerar adecuadamente el nivel de peligro específico de un sitio en particular.

Por lo anterior se hace necesario el uso de un concepto denominado periodo de retorno, que es el inverso de la tasa de excedencia de una medida de intensidad. A su vez la tasa de excedencia es la probabilidad de que se exceda cierta medida de intensidad (por ejemplo la aceleración máxima) durante un año.

Por lo tanto este concepto está íntimamente ligado con la seguridad de las obras de ingeniería, ya que con ello se trata de tomar en cuenta un valor mínimo de cierta medida de intensidad que debe ser soportado por la estructura para que permanezca funcional y/o segura. Al mismo tiempo mediante este concepto se pretende evitar sobredimensionamiento de los elementos que forman la obra civil, y desde luego, costos excesivos. Para una región más general, la selección de una tasa de excedencia específica está ligada con las pérdidas económicas aceptadas por la posible ocurrencia de la intensidad asociada con esa tasa.



Para esta investigación se ha decidido usar un periodo de retorno de 2500 años para escalar los registros sísmicos, lo anterior es debido a que este periodo de retorno es empleado para caracterizar estados límite de falla en algunos reglamentos de diseño para el análisis de estructuras de puentes (ATC40, AASHTO, entre otros).

Mediante estudios de peligro sísmico se obtienen espectros de peligro uniforme (EPU) de determinado sitio, los cuales están basados en leyes de atenuación espectral donde todas las ordenadas están asociadas a una misma tasa de excedencia (Jara & Jara, 2007).

A partir de los espectros de peligro uniforme para una zona del estado de Michoacán, se obtuvieron factores para el escalamiento de los registros acelerográficos correspondientes a un periodo de retorno de 2500 años. En la siguiente figura aparecen dichos EPU y en la tabla 3.3 se observan dichos factores para cada uno de los registros sísmicos. Para este trabajo se escalaron los acceleogramas para que la amplitud máxima de estos coincida con la amplitud máxima del EPU.

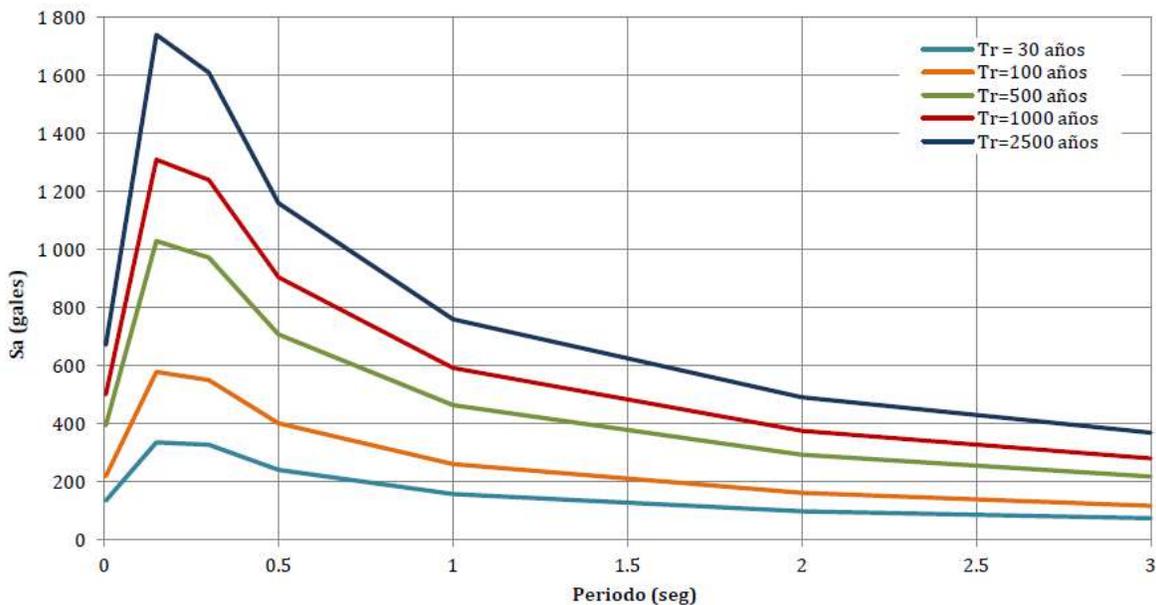


Figura 3.7 – Espectros de peligro uniforme (López, 2013)

Tabla 3.3 – Factores de escala aplicados a los registros sísmicos

CLAVE DEL SISMO	NOMBRE DEL ARCHIVO	NOMBRE DE LA ESTACION	FACTOR DE ESCALAMIENTO
850016	AZIH8509.191	AEROPUERTO ZIHUATANEJO	13.25
	FICA8509.191	FILO DE CABALLO	25.86
	PAPN8509.191	PAPANOA	11.229
	PARS8509.191	EL PARAISO	16.4



	SUCH8509.191	EL SUCHIL	22.495
	UNIO8509.191	LA UNION	10.804
	VILE8509.191	VILLITA MARGEN DERECHA	16.8
850018	ATYC8509.211	ATOYAC	21.97
	PAPN8509.211	PAPANOA	7.1696
	PARS8509.211	EL PARAISO	5.733
	SUCH8509.211	EL SUCHIL	23.875
880004	MAGY8802.081	LOS MAGUEYES	17.043
	PARS8802.081	EL PARAISO	9.136
890024	ACAP8904.251	ACAPULCO PELLANDINI	16.677
	COYC8904.251	COYUCA	20.45
	OCTT8904.251	EL OCOTITO	8.877
	PARS8904.251	EL PARAISO	18.07
930005	VIGA9305.152	LAS VIGAS	26.095
930009	MSAS9310.241	LAS MESAS	14.615
950001	VIGA9509.141	LAS VIGAS	17.34

En las figuras 3.8 y 3.9 se muestran los registros sísmicos sin escalar y otro amplificado por su respectivo factor.

3.6 INTENSIDAD DE ARIAS

Con el fin de reducir el tiempo de los análisis dinámicos no lineales se decidió utilizar solamente la fase intensa de los registros sísmicos. De acuerdo con Arias (1970), esta intensidad corresponde al intervalo de tiempo comprendido del 5 al 95% de contenido de energía de los registros acelerográficos. La intensidad de Arias se define en forma general como muestra la siguiente ecuación:

$$I_A = \int_0^{\infty} A^2 dt \quad \text{ec 3.1}$$

Donde:

A = aceleración del suelo durante el movimiento sísmico.

Para encontrar la fase intensa de cada uno de los registros sísmicos se utilizó el programa DEGTRA A4 versión 9.1 (Ordaz y Montoya, 2002). En la figura 3.10 se muestra la fase intensa para el acelerograma de la figura 3.9



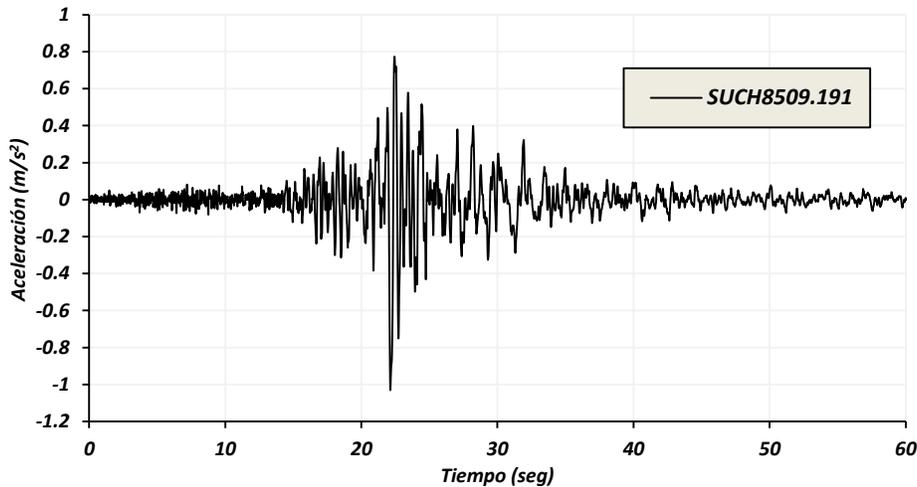


Figura 3.8 – Registro sísmico sin escalar

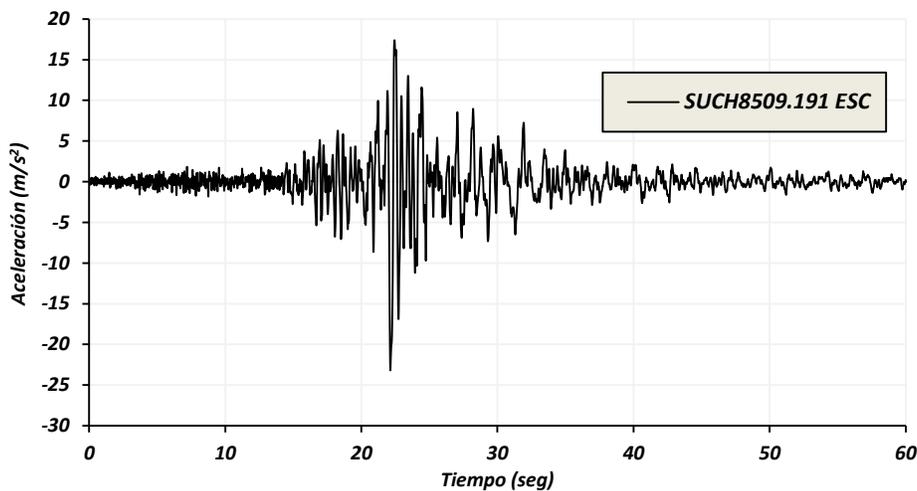


Figura 3.9 – Registro sísmico amplificado

En la tabla 3.4 aparece en la cuarta columna la duración de la fase intensa de cada uno de los registros sísmicos de la base de datos para este trabajo.

Por otro lado, para cada uno de los registros sísmicos completos se obtuvo el espectro de respuesta para un amortiguamiento crítico (ξ) de 5% así como para la fase intensa de cada acelerograma con el fin de corroborar la consistencia en el uso de la fase intensa y el uso del registro completo.



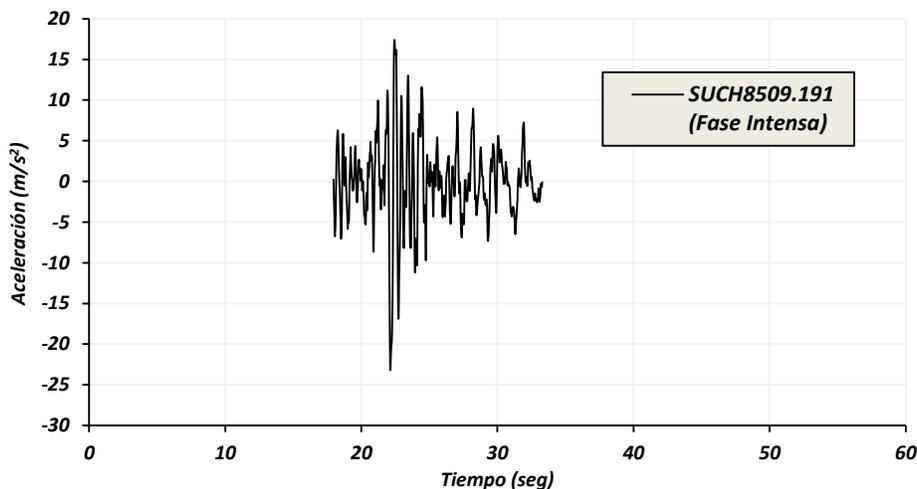


Figura 3.10 – Fase intensa para el registro sísmico SUCH8509.191

En la figura 3.11 y 3.12 se observa tanto el espectro de respuesta para un acelerograma completo y para la fase intensa del mismo respectivamente.

Tabla 3.4 – Duración de la fase intensa para cada registro sísmico

CLAVE DEL SISMO	NOMBRE DEL ARCHIVO	NOMBRE DE LA ESTACION	DURACIÓN DE LA FASE INTENSA (seg)
850016	AZIH8509.191	AEROPUERTO ZIHUATANEJO	19.2
	FICA8509.191	FILO DE CABALLO	32.6
	PAPN8509.191	PAPANOA	20.2
	PARS8509.191	EL PARAISO	24.2
	SUCH8509.191	EL SUCHIL	14.8
	UNIO8509.191	LA UNION	24.2
	VILE8509.191	VILLITA MARGEN DERECHA	44.2
850018	ATYC8509.211	ATOYAC	14.3
	PAPN8509.211	PAPANOA	9.57
	PARS8509.211	EL PARAISO	7.33
	SUCH8509.211	EL SUCHIL	8.99
880004	MAGY8802.081	LOS MAGUEYES	5.2
	PARS8802.081	EL PARAISO	5.32
890024	ACAP8904.251	ACAPULCO PELLANDINI	11.6
	COYC8904.251	COYUCA	5.94
	OCTT8904.251	EL OCOTITO	6.47



	PARS8904.251	EL PARAISO	7.52
930005	VIGA9305.152	LAS VIGAS	7.61
930009	MSAS9310.241	LAS MESAS	7.07
950001	VIGA9509.141	LAS VIGAS	19.5

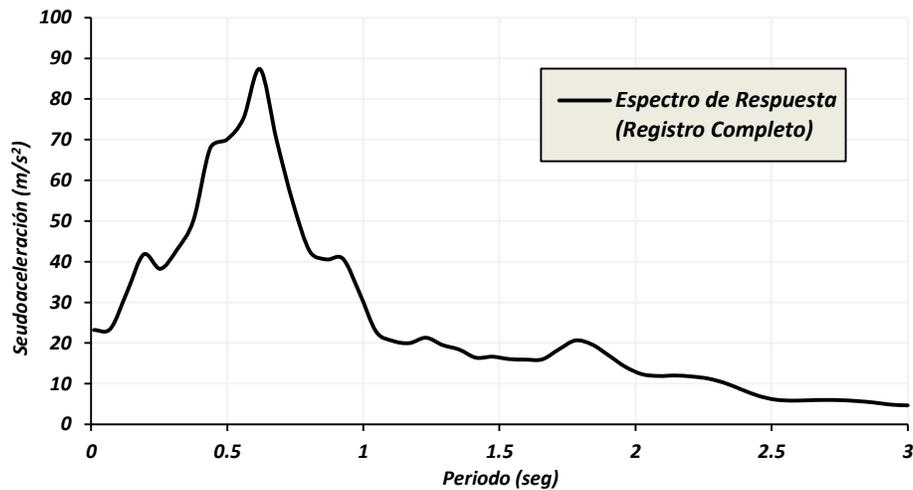


Figura 3.11 – Espectro de respuesta del registro SUCH8509.191 (completo)

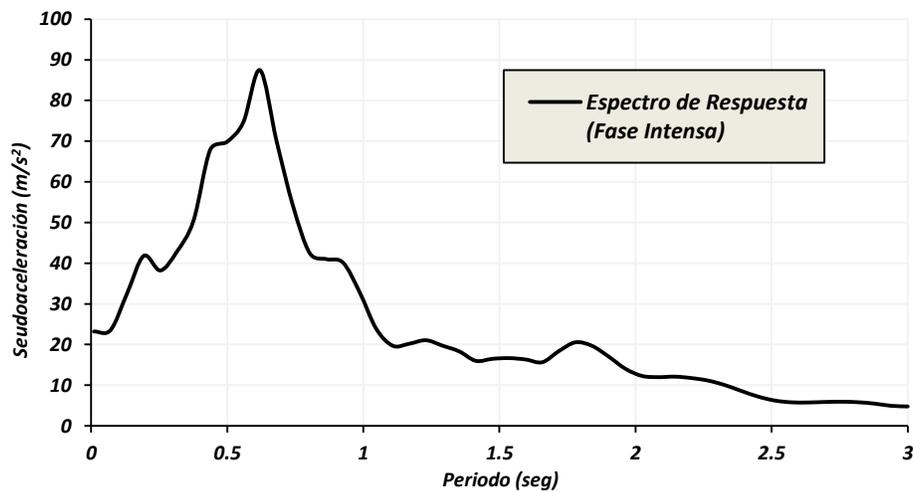


Figura 3.12 – Espectro de respuesta del registro SUCH8509.191 (fase intensa)

En las dos figuras anteriores (3.11 y 3.12) se observa que el espectro de respuesta para el registro completo y para la fase intensa es exactamente el mismo, lo cual indica que usar la fase intensa en los análisis dinámicos no lineales produce efectos similares que el uso del registro completo. Adicionalmente, en el trabajo de Villanueva (2011) se realizaron análisis dinámicos en la



historia del tiempo con un registro completo y con uno reducido en su fase intensa, comprobándose que los resultados de la respuesta son completamente similares.

En la siguiente figura (3.13) aparecen los espectros de respuesta de los veinte registros sísmicos que componen la base de datos de este trabajo.

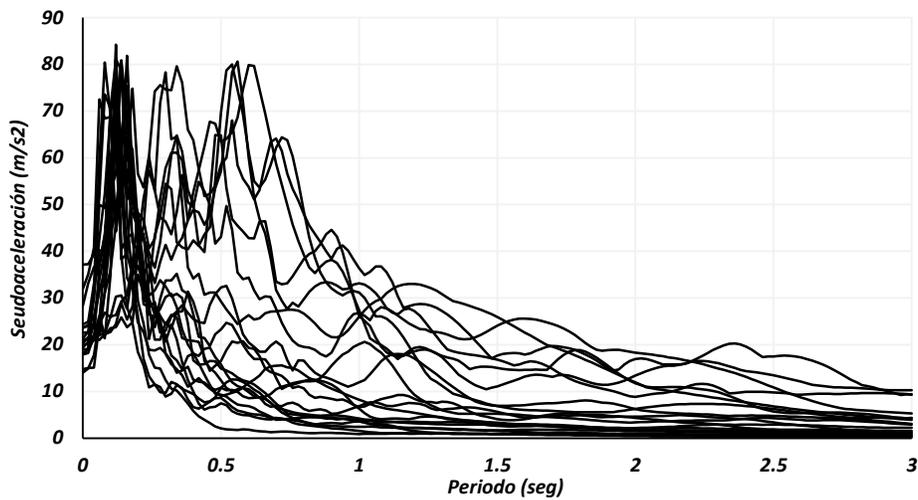


Figura 3.13 – Espectros de respuesta



CAPÍTULO IV

TIPOS DE PUENTES A ESTUDIAR Y ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

4.1 GENERALIDADES.

Uno de los pasos previos para realizar análisis dinámicos no lineales (ADNL) es la selección del tipo o tipos de estructura de puentes a analizar. Lo anterior está directamente relacionado con la tipología de puentes que más frecuente se encuentran en la red de carreteras de nuestro país.

Del mismo modo, es importante mencionar que para adoptar una tipología adecuada se deben tomar en cuenta ciertos factores para lograr que dicha tipología sea representativa de las estructuras de puentes existentes en las carreteras mexicanas. Los factores se mencionan a detalle en el desarrollo de este capítulo y pueden ser, pero no están limitados a, el tipo de material de construcción, continuidad y longitud de la superestructura, entre otros.

En este capítulo también se aborda el tema de las metodologías que existen para analizar las estructuras, pero se profundiza más en los análisis dinámicos no lineales (ADNL) ya que es el tipo de análisis que se utiliza en este trabajo.

Los ADNL tienen especial importancia dentro del diseño sísmico de las estructuras, ya que estos toman en cuenta las deformaciones inelásticas del material y por tanto la disipación de energía a través del daño de los componentes estructurales.

Para finalizar el capítulo, se exponen los modelos elásticos e inelásticos de cada uno de los puentes, los primeros analizados en SAP2000 (CSI) y los últimos en la plataforma OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation [PEER]). Se describen los modelos constitutivos de los materiales, tipos de elementos usados para modelar la estructura, así como las condiciones de frontera.

4.2 TIPOLOGIA DE PUENTES

En México, los puentes carreteros más comunes son aquellos de concreto reforzado, simplemente apoyados y de longitud intermedia (López & Jara, 2013). Cuando se menciona que un puente es simplemente apoyado se entiende que la superestructura no tiene continuidad, esto es que en cada una de las pilas, sobre el cabezal, existen dos apoyos (generalmente de neopreno) y entre estos apoyos existe una junta de expansión que forma parte de la superestructura.



Para esta investigación se ha decidido trabajar con puentes con losa de concreto reforzado apoyada sobre travesaños AASHTO tipo IV de concreto preesforzado (comunes para puentes de longitud intermedia). En cada extremo de los claros y en la parte intermedia se localizan diafragmas (de concreto reforzado) que proporcionan rigidez transversal a la superestructura. La conexión entre la superestructura y la subestructura está dada por apoyos de neopreno que se ubican entre los cabezales de las pilas y cada trabe de la superestructura. Por su parte la subestructura está constituida por pilas tipo marco, que a su vez están formadas por cuatro columnas circulares de concreto reforzado.

Se debe mencionar que la tipología de puentes de este trabajo está basada en la que utilizó López (2013) en su trabajo sobre *Funciones de Demanda Estructural de Puentes Carreteros Típicos en México*, con dos diferencias principales, la primera es que en este caso se usan únicamente los puentes de 30 metros de claro que se diseñaron con el espectro de diseño para la ciudad de Morelia, Michoacán; y la segunda es que el área de acero de las columnas de estos puentes corresponde al 0.5% del área de la sección transversal de las columnas. Lo anterior se debe principalmente a que en nuestro país existen muchos puentes carreteros diseñados y construidos antes de la década de los 70's, donde no se tomó en cuenta la acción sísmica (o se consideró con coeficientes muy bajos), y por lo tanto es común encontrar puentes en las carreteras mexicanas que no tienen por lo menos el 1% de acero longitudinal que actualmente recomiendan las normas para diseño de las estructuras.

Los puentes que son objeto de nuestro estudio están formados por cinco claros de 30 metros; la altura libre de las pilas varía desde 5 hasta 25 metros, con cinco alturas diferentes (5 m, 10 m, 15 m, 20 m y 25 m). Además se decidió estudiar tres espesores de encamisados 10 cm, 15 cm y 20 cm. Y con el fin de tomar en cuenta el efecto de la variación del acero longitudinal, se usaron tres porcentajes de acero 0.5%, 1% y 1.5% del área transversal de la camisa utilizada.

Por lo anterior se consideran tres diferentes espesores con tres diferentes porcentajes de acero para cinco alturas distintas de puentes, lo cual produce 45 puentes diferentes, además de los puentes sin encamisar y los modelos con degradación, lo cual da un total de 52 puentes. Lo anterior multiplicado por 20 registros acelerográficos en dirección longitudinal y transversal resulta un total de 2080 análisis no lineales.

En la tabla 4.1 se observa la nomenclatura que se utilizó para cada uno de los modelos de puentes. En esta tabla no aparecen los puentes sin encamisar ni los puentes en los que se consideró el efecto de la degradación.

En la cuarta columna de la tabla 4.1 se muestra el nombre de cada modelo, la primera letra y los dos primeros números corresponden a la altura de las pilas; enseguida se muestra el espesor del encamisado y finalmente aparece el porcentaje (ρ) de acero del encamisado.

Por ejemplo, el modelo P25_E10_R0.5% corresponde a un puente de 25 metros de altura de pilas, encamisado con un espesor de 10 cm y en dicho encamisado existe un 0.5% de área de acero.



Tabla 4.1 – Nomenclatura de los modelos

ALTURA DE PILAS (m)	ESPESOR DEL ENCAMISADO (cm)	% DE ACERO EN EL ENCAMISADO	NOMBRE DEL MODELO	
25	10	0.5	P25_E10_R0.5%	
		1.0	P25_E10_R1.0%	
		1.5	P25_E10_R1.5%	
	15	15	0.5	P25_E15_R0.5%
			1.0	P25_E15_R1.0%
			1.5	P25_E15_R1.5%
	20	20	0.5	P25_E20_R0.5%
			1.0	P25_E20_R1.0%
			1.5	P25_E20_R1.5%
20	10	0.5	P20_E10_R0.5%	
		1.0	P20_E10_R1.0%	
		1.5	P20_E10_R1.5%	
	15	15	0.5	P20_E15_R0.5%
			1.0	P20_E15_R1.0%
			1.5	P20_E15_R1.5%
	20	20	0.5	P20_E20_R0.5%
			1.0	P20_E20_R1.0%
			1.5	P20_E20_R1.5%
15	10	0.5	P15_E10_R0.5%	
		1.0	P15_E10_R1.0%	
		1.5	P15_E10_R1.5%	
	15	15	0.5	P15_E15_R0.5%
			1.0	P15_E15_R1.0%
			1.5	P15_E15_R1.5%
	20	20	0.5	P15_E20_R0.5%
			1.0	P15_E20_R1.0%
			1.5	P15_E20_R1.5%
10	10	0.5	P10_E10_R0.5%	
		1.0	P10_E10_R1.0%	
		1.5	P10_E10_R1.5%	
	15	15	0.5	P10_E15_R0.5%
			1.0	P10_E15_R1.0%
			1.5	P10_E15_R1.5%
	20	20	0.5	P10_E20_R0.5%
			1.0	P10_E20_R1.0%
			1.5	P10_E20_R1.5%
5	10	0.5	P05_E10_R0.5%	
		1.0	P05_E10_R1.0%	
		1.5	P05_E10_R1.5%	
	15	15	0.5	P05_E15_R0.5%
			1.0	P05_E15_R1.0%
			1.5	P05_E15_R1.5%
	20	20	0.5	P05_E20_R0.5%
			1.0	P05_E20_R1.0%
			1.5	P05_E20_R1.5%



4.3 TIPOS DE ANÁLISIS NO LINEALES

Además de la existencia de análisis elásticos o lineales, los cuales solo registran de manera satisfactoria el comportamiento de las estructuras cuando estas se encuentran por debajo del límite elástico del diagrama esfuerzo-deformación del material, también existen otros tipos de análisis que permiten conocer que es lo que sucede con los elementos mecánicos cuando los materiales se comportan plásticamente.

Dichos análisis se denominan dinámicos no lineales y pueden ser tanto estáticos o dinámicos, a continuación se describe cada uno de ellos.

4.3.1 Análisis Estáticos no Lineales (AENL)

También conocido como análisis pushover. Es empleado para determinar la capacidad de desplazamiento de una estructura al alcanzar la formación del mecanismo de colapso y consisten en analizar la estructura bajo carga gravitacional constante y cargas laterales monotónicas incrementales que representan los efectos sísmicos horizontales (CFE, 2008). En otras palabras el objetivo del análisis pushover es generar la curva de capacidad que representa el desplazamiento lateral en función de la fuerza aplicada a la estructura.

El análisis tiene como base dos conceptos: la capacidad y la demanda, en la figura 4.1 se muestran, como ejemplo, curvas de capacidad y demanda. La primera es una característica propia de la estructura y depende fundamentalmente de la geometría de los elementos, propiedades de los materiales, entre otras. Por su parte la demanda depende de un movimiento sísmico en particular, que se representa mediante un espectro de diseño o un espectro de respuesta.

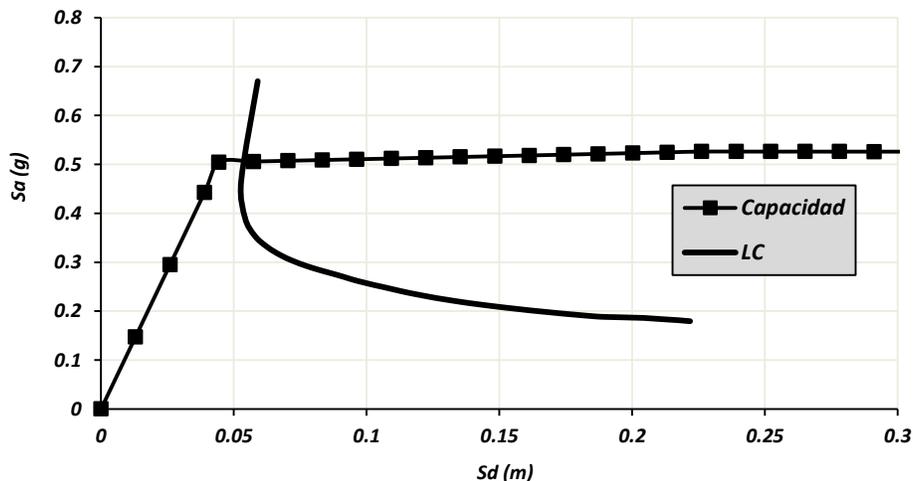


Figura 4.1 – Curvas de capacidad y demanda (Montes, 2012)



4.3.2 Análisis Dinámicos no Lineales (ADNL)

Este tipo de análisis considera la no linealidad geométrica y/o la no linealidad del material. La no linealidad geométrica considera los efectos de deformaciones y desplazamientos en las ecuaciones de equilibrio dinámico. Por su parte la no linealidad del material se debe al comportamiento inelástico de los elementos a causa de la no linealidad del diagrama esfuerzo-deformación de los materiales.

Para este trabajo únicamente se considerará la no linealidad del material.

En los ADNL se requiere un registro acelerográfico, ya sea real o sintético, además de características de la estructura como su masa, amortiguamiento y rigidez.

Los ADNL consisten en solucionar, para cada instante de tiempo (que puede ser igual a la discretización del acelerograma o menor), la ecuación de movimiento, la cual se muestra a continuación:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad \text{ec 4.1}$$

Donde:

m = masa del sistema

$\ddot{u}(t)$ = aceleración del sistema como función del tiempo

c = constante de amortiguamiento

$\dot{u}(t)$ = velocidad del sistema como función del tiempo

k = rigidez del sistema

$u(t)$ = desplazamiento del sistema como función del tiempo

$\ddot{u}_g(t)$ = aceleración del terreno como función del tiempo

Cuando la ecuación anterior se soluciona para el primer intervalo de tiempo se deben tomar condiciones iniciales iguales a cero, así:

$$\ddot{u}(t) = \dot{u}(t) = u(t) = 0 \quad \text{ec 4.2}$$

Y para los siguientes intervalos de tiempo se toman como condiciones iniciales los parámetros calculados en el intervalo anterior. Así se procede hasta terminar con los pasos necesarios para completar el tiempo que dura cada registro sísmico.

Como puede notarse realizar un ADNL sin ayuda de una computadora sería casi imposible, por lo tanto se hace necesario el uso de una plataforma como el OpenSEES (PEER).



Existen dos variantes de los ADNL o más bien dicho dos formas de tomar en cuenta la plasticidad de los elementos, la primera es plasticidad concentrada y la segunda es plasticidad distribuida. La plasticidad concentrada, como su nombre lo indica concentra la plasticidad del elemento en cierta (s) zona (s) del elemento, eso es, en las zonas de conexiones o articulaciones plásticas de los elementos. Por su parte la plasticidad distribuida, supone la plasticidad a lo largo de todo el elemento, en OpenSEES (PEER) esto se hace mediante fiberSection object.

Para este caso se supondrá que la plasticidad está concentrada en las zonas de conexiones de los elementos.

4.4 MODELOS ELÁSTICOS DE LOS PUENTES

Los puentes se modelaron primero en el software SAP2000 (CSI) con el fin de comparar los periodos asociados a los modos de vibrar y las reacciones en la base del puente con los que resultan para el mismo modelo en el software OpenSEES (PEER). Este primer análisis tuvo como objetivo familiarizarse con la plataforma de OpenSEES.

En el trabajo de López (2013) se describe el procedimiento de diseño de cada puente para la tipología usada por lo que en este apartado únicamente se describirán las características de los materiales y las dimensiones de los elementos que componen los puentes, así como la ubicación de las estructuras.

4.4.1 Ubicación.

Debido a que este trabajo se trata de un estudio paramétrico, no se tiene una ubicación específica de las estructuras.

4.4.2 Superestructura

La superestructura está formada por una losa de concreto reforzado de 0.20 m de espesor y sobre esta losa se encuentra una carpeta asfáltica de 0.10 m de espesor, de cinco claros simplemente apoyados de 30 m de longitud cada uno. En el modelo se tomaron en cuenta el peso de parapetos de concreto reforzado en los extremos longitudinales. El ancho de la calzada es de 9.80 m y el ancho total del puente de 10.60 m. El concreto usado en la construcción de la losa y parapetos tiene una resistencia a la compresión f'_c de 2500 t/m².

El sistema de piso se encuentra apoyado sobre ocho trabes AASHTO tipo IV con una separación de 1.3 m como se muestra en la figura 4.2. La resistencia a la compresión de las trabes es de 3500 t/m². Las dimensiones de la trabe AASHTO tipo IV y de los parapetos se muestra en la figura 4.3.



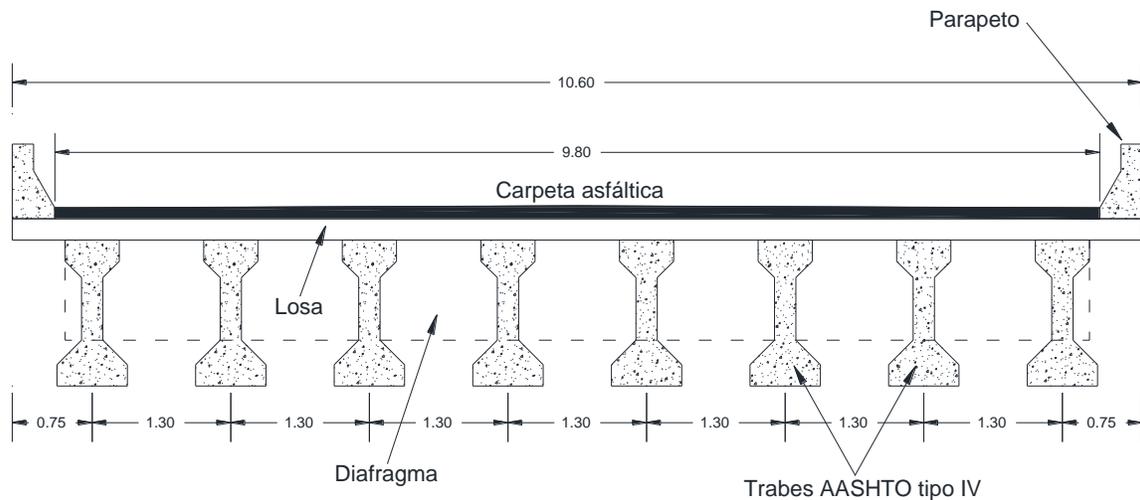


Figura 4.2 – Sección transversal de la superestructura de los puentes (cotas: metros)

La línea punteada que aparece en la figura 4.2 representa la ubicación de la parte inferior de los diafragmas extremos e intermedios que son traveses secundarios de concreto reforzado ($f'_c = 2500 \text{ t/m}^2$) que proporcionan rigidez lateral al puente. Tanto los diafragmas extremos como intermedios tienen sección transversal rectangular de $b = 0.3 \text{ m}$ y $h = 0.94 \text{ m}$.

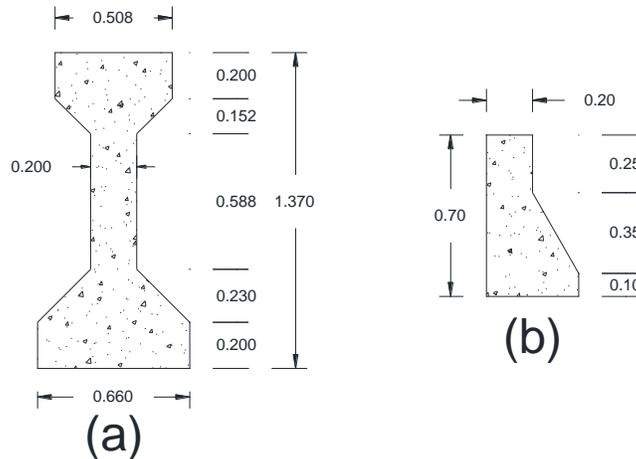


Figura 4.3 – Dimensiones (a) Trabe AASHTO tipo IV, (b) Parapeto (cotas: metros)

Los diafragmas cumplen la tarea de evitar el pandeo lateral de las vigas principales (vigas AASHTO) y garantizar un trabajo en conjunto. Para nuestro caso tenemos dos diafragmas extremos en cada claro y dos diafragmas intermedios a cada tercio del claro.



4.4.3 Apoyos de neopreno

La superestructura y la subestructura están conectadas mediante elementos de neopreno que tienen la finalidad de absorber las deformaciones verticales y longitudinales producto de las cargas vehiculares, sismos o por cambio de temperatura en la zona de apoyo (N-CMT-2-08/04).

Los apoyos de neopreno puede ser, de acuerdo a su rigidez horizontal y vertical, fijos o móviles. En la dirección longitudinal de los puentes simplemente apoyados se colocan intercalándolos fijo y móvil en el mismo cabezal y para la misma trabe. En la figura 4.4 y 4.5 se observan la distribución transversal y longitudinal respectivamente de los apoyos de neopreno.

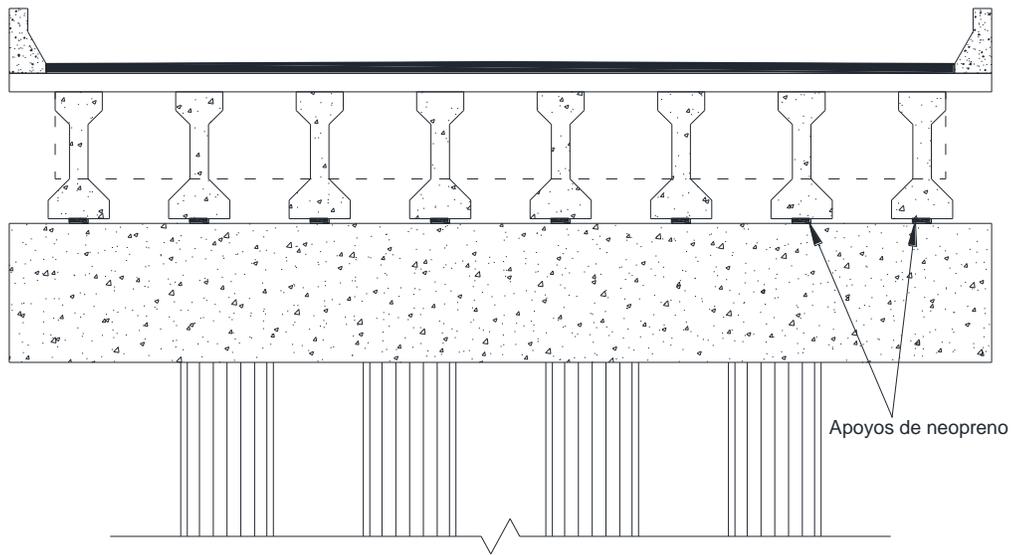


Figura 4.4 – Distribución transversal de los apoyos de neopreno

Los apoyos de neopreno son fabricados de elastómero con placas de acero intercaladas. El neopreno proporciona flexibilidad en las direcciones longitudinal y transversal, mientras que el acero proporciona rigidez en la dirección vertical.

Para este estudio, los apoyos de neopreno se consideraron cuadrados de 0.3 m y la diferencia entre uno fijo y uno móvil es su espesor. En la figura 4.5 se muestran un apoyo fijo y uno móvil. Las rigideces de estos apoyos se pueden calcular con las siguientes ecuaciones:

$$K_h = \frac{GA}{h_t} \tag{ec 4.3}$$

$$K_v = \frac{6GS^2Ak}{(6GS^2 + k)h_t} \tag{ec 4.4}$$

Donde:



$K_h =$ Rigidez horizontal del apoyo de neopreno

$K_v =$ Rigidez vertical del apoyo de neopreno

$G =$ Módulo de rigidez a cortante = 1 MPa = 101.97 t/m²

$A =$ Área del apoyo de neopreno = 0.09 m²

$h_t =$ Espesor efectivo del neopreno. (fijo = 0.032 m; móvil = 0.045 m)

$k =$ Módulo de compresibilidad = 16.86 MPa = 1719.24 t/m²

$S =$ Factor de forma de una capa de neopreno, se calcula con la siguiente expresión:

$$S = \frac{bd}{2e_n(b+d)} \quad \text{ec 4.5}$$

b y $d =$ dimensiones en planta del apoyo de neopreno

$e_n =$ Espesor de capa intermedia de neopreno = 0.013 m

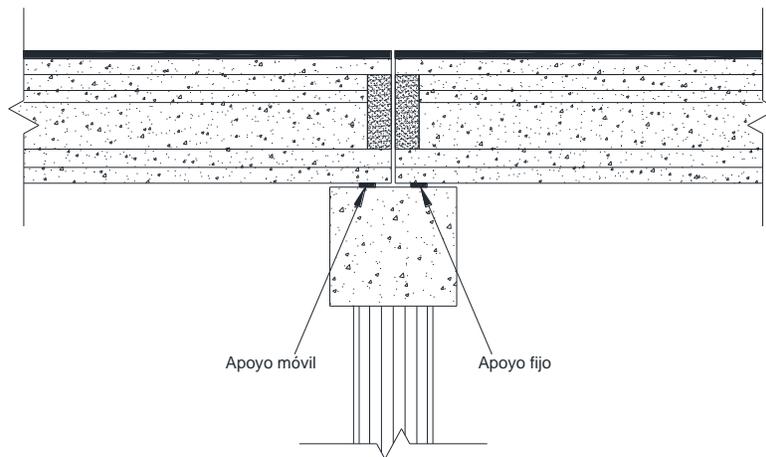


Figura 4.5 – Distribución longitudinal de los apoyos de neopreno

En la siguiente tabla (4.2) se muestran los valores calculados de rigidez horizontal y vertical para los apoyos de neopreno fijo y móvil. Es importante mencionar que debido a que la sección transversal del apoyo es rectangular, la rigidez en las dos direcciones horizontales (longitudinal y transversal) es la misma.



Tabla 4.2 – Rigideces de los apoyos de neopreno

TIPO DE APOYO	K_h (t/m)	K_v (t/m)
<i>Fijo</i>	286.8	4458.92
<i>Móvil</i>	203.94	3170.79

4.4.4 Subestructura

Cada uno de los puentes cuenta con cuatro pilas tipo marco con una separación entre ellas de 30 m. Cada una de las pilas está formada por cuatro columnas de sección transversal circular con porcentaje de acero de 0.5%.

Como ya se mencionó en este estudio se trabaja con los modelos diseñados por López (2013) para el espectro de diseño de la ciudad de Morelia, con la diferencia de que el porcentaje de acero de las columnas es del 0.5%. A continuación se muestra una tabla (4.3) en la cual aparece el diámetro de la columna sin encamisar de acuerdo al diseño de López (2013), el diámetro del modelo encamisado, así como el ancho del cabezal y el refuerzo tanto longitudinal como transversal.

Tabla 4.3 – Resultado del diseño propuesto en López (2013)

ALTURA DE PILAS (m)	ANCHO DEL CABEZAL (m)	DIÁMETRO DE LA COLUMNA (m)	REFUERZO LONGITUDINAL Num # barras	REFUERZO TRANSVERSAL Num barra @ (m)
25	1.90	1.50	12 # 10	# 4 @ 0.15
20	1.65	1.25	13 # 8	# 4 @ 0.12
15	1.50	1.10	10 # 8	# 4 @ 0.14
10	1.30	0.90	7 # 8	# 4 @ 0.20
5	1.25	0.85	6 # 8	# 4 @ 0.18

Anteriormente se mencionó también que se analizarán cinco alturas diferentes de pilas en los modelos (5 m, 10 m, 15 m, 20 m, 25 m). En la figura 4.6 se muestran las longitudes de espaciamiento entre columnas para las alturas de 5, 10 y 15 m. En la figura 4.7 se muestra las longitudes de espaciamiento entre columnas para las alturas de 20 y 25 m.

El ancho del cabezal, como puede notarse en la tabla 4.3 está en función del diámetro de la columna, el cual para todos los casos se supuso 0.4 m mayor que el diámetro de las columnas. El concreto usado tanto en la construcción del cabezal y de las columnas tiene una resistencia a la compresión, f'_c , de 2500 t/m² y el acero un esfuerzo de fluencia, f_y , de 42184.18 t/m².



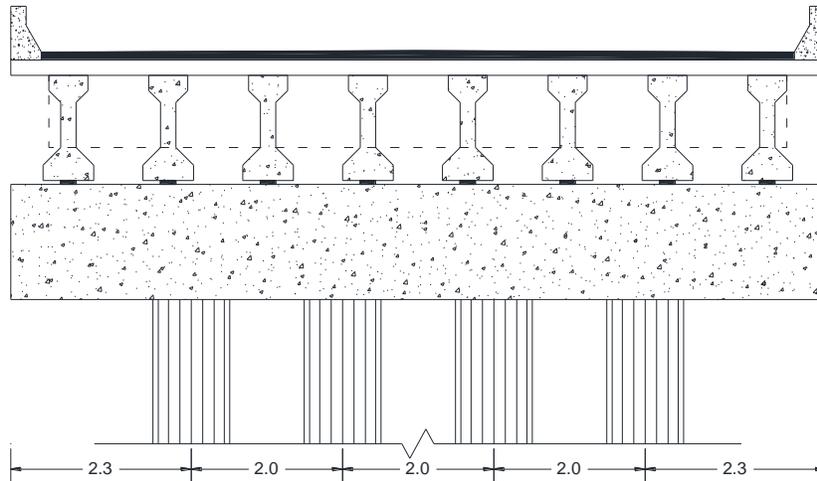


Figura 4.6 – Espaciamento entre columnas en las pilas de los puentes de 5, 10 y 15 m de altura (cotas: metros)

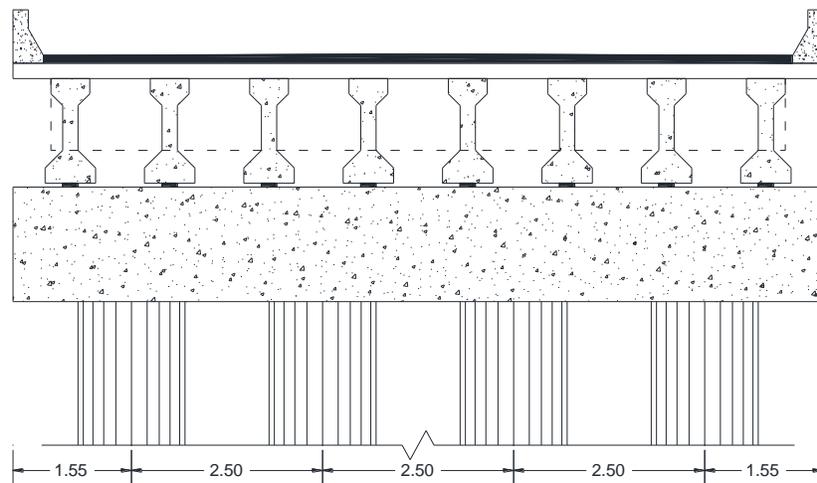


Figura 4.7 – Espaciamento entre columnas en las pilas de 20 y 25 m de altura (cotas: metros)

4.5 MODELOS ELÁSTICOS EN SAP2000 (CSI)

Los detalles del diseño de los puentes se pueden consultar en el trabajo de López (2013), en esta sección se presentan brevemente las propiedades de los materiales y los elementos usados en el programa SAP2000 (CSI) para la construcción del modelo matemático.



4.5.1 Propiedades de los materiales

En la siguiente tabla (tabla 4.4) se presentan las propiedades de los materiales que se usaron en SAP2000 (CSI) para modelar los puentes.

Tabla 4.4 – Propiedades de los materiales López (2013)

MATERIAL	f'_c (t/m ²)	F_y (t/m ²)	F_u (t/m ²)	F_{ye} (t/m ²)	F_{ue} (t/m ²)	E (t/m ²)	ν	α (mm/mm/°C)	G (t/m ²)	γ (t/m ³)
Concreto	2500	---	---	---	---	2213594.36	0.2	9.90E-06	922330.98	2.4028
	3500	---	---	---	---	2619160.17	0.2	9.90E-06	1091316.74	2.4028
Acero	---	42184.18	63276.27	46402.6	69603.89	20389019	0.3	1.17E-05	7841930.38	7.849

En la tabla 4.4 se presentan los valores correspondientes a la resistencia a la compresión del concreto (f'_c), el esfuerzo de fluencia del acero (F_y), entre otros valores importantes como el módulo de rigidez al corte (G) y el peso específico del material (γ).

4.5.2 Modelo de los elementos

En el programa SAP2000 (CSI) se modeló la losa como un elemento finito tipo placa (*Shell - Thin*) de concreto con resistencia a la compresión de 2500 t/m² y con un espesor, como ya se mencionó de 0.2 m.

Por otra parte, los apoyos de neopreno que se encuentran entre las vigas AASHTO tipo IV y los cabezales de las pilas se modelaron como elementos tipo *link lineales* con las características mencionadas en la sección 4.4.5. En la figura 4.8 se muestran los elementos *link* y los que se describen a continuación.

Tanto las columnas, los diafragmas, trabes tipo AASHTO y cabezales se modelaron mediante elementos tipo barra (*frame*). En las trabes tipo AASHTO se usó un esfuerzo de resistencia a la compresión de 3500 t/m² y en los demás elementos de 2500 t/m².

Al igual que en el trabajo de López (2013) se definieron zonas rígidas en la parte superior de las columnas y en el cabezal, debido a que en la plataforma OpenSEES (PEER) no existe una opción para representar la parte de la columna embebida en el cabezal. La longitud de las zonas rígidas es de 0.75 m.

Del mismo modo se hizo uso de barras rígidas auxiliares, con el fin de representar las conexiones entre el cabezal y los apoyos de neopreno, o bien, entre los apoyos de neopreno y las trabes AASHTO tipo IV de la superestructura. El peso de estos elementos fue lo suficientemente



pequeño con el objeto de considerarlo prácticamente despreciable y se consideró lo suficientemente rígido con el objeto de no modificar el comportamiento de la estructura.

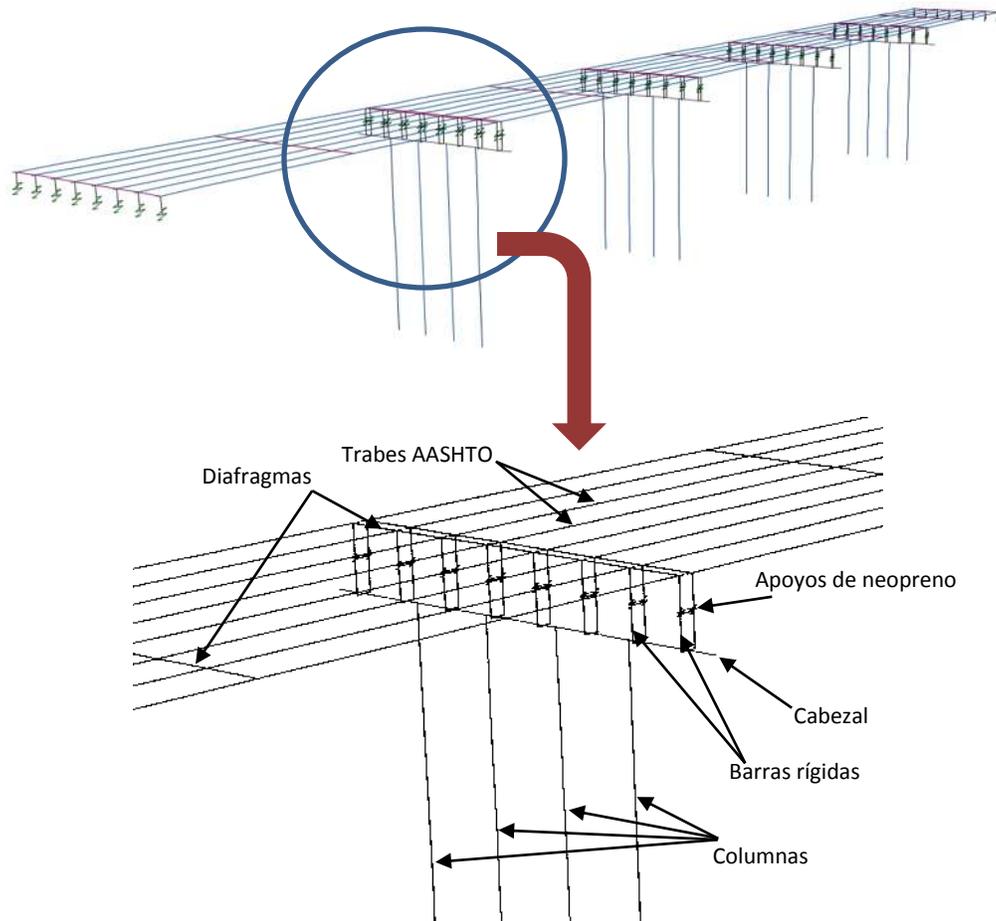


Figura 4.8 – Elementos del puente en SAP2000 (CSI)

Por otro lado se considera que tanto la cimentación como los estribos poseen una gran rigidez, para considerar que la estructura se encuentra empotrada la base de las columnas y en los estribos.

4.6 CONDICIONES DE CARGA

Se consideró un peso específico (γ) de la carpeta asfáltica de 2.2 t/m^3 , por lo tanto suponiendo un espesor de 0.1 m , el peso es de:

$$w_{\text{asfalto}} = \gamma e_{\text{asfalto}} = 2.2(0.1) = 0.22 \text{ t/m}^2$$

De acuerdo a la normativa AASHTO el peso de los parapetos se considera igual a 0.08 t/m^2 . Por lo que la carga por unidad de área que actúa sobre los elementos tipo *Shell* será:



$$w_{losa} = 0.22 + 0.08 = 0.3 \text{ t/m}^2$$

Para la simulación de la carga viva vehicular, de acuerdo con el *Apéndice para la clasificación de los caminos y puentes* (SCT, 2006) se consideró que los puentes en estudio se ubican en carreteras tipo B2 (2 carriles de circulación y forman parte de la red primaria). Además, en este mismo documento la SCT establece que se deben considerar diferentes condiciones de simultaneidad entre los camiones T3-S3 (48.50 ton), T3-S2-R4 (72.50 ton) y HS-20. En la figura 4.9 se muestran los tres tipos de camiones considerados.

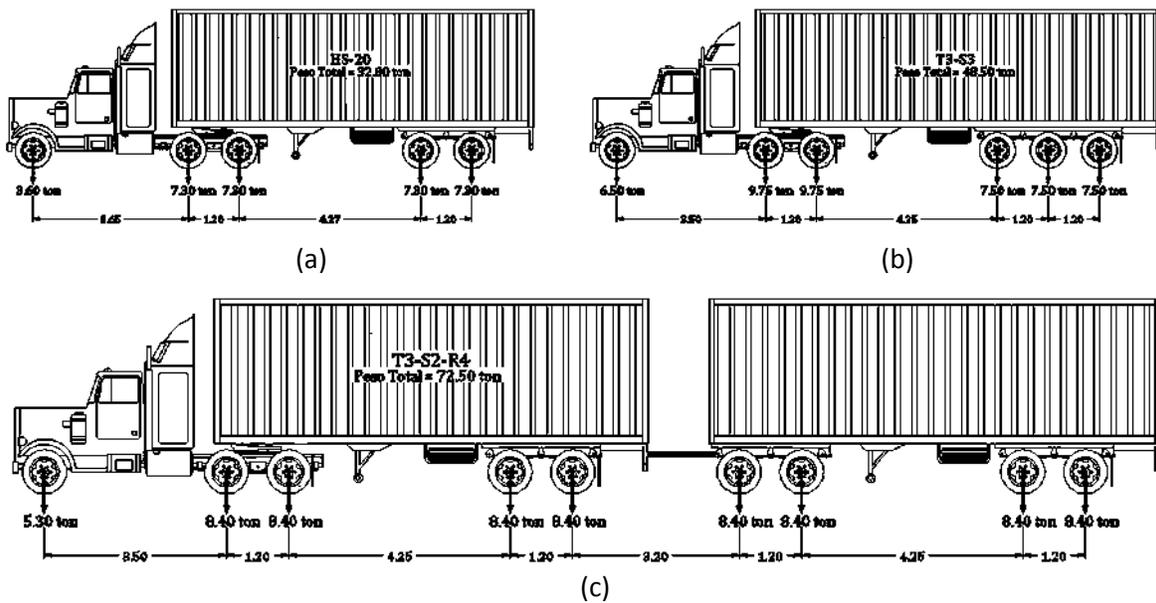


Figura 4.9 – Pesos y dimensiones de los camiones de diseño (a) HS – 20; (b) T3 – S3; (c) T3 – S2 – R4. (López, 2013)

4.7 MODELOS INELÁSTICOS EN OPENSEES (PEER)

En la actualidad cada vez es más frecuente el uso de programas de análisis no lineal de las estructuras, lo anterior debido a la necesidad de lograr que las simulaciones del comportamiento de las estructuras sea lo más cercano posible a su comportamiento real.

OpenSEES (PEER) es un programa que nos permite simular el comportamiento, no sólo de estructuras, sino también de suelos, lo más cercano posible, hasta el momento, a la realidad. Es por esta razón que se decidió usarlo para este trabajo de investigación.

Por otra parte existen criterios para la construcción de modelos inelásticos de puentes. Dichos criterios se muestran en la tabla 4.5 y son los recomendados para un puente tipo estándar en el trabajo de Aviram et al. (2008).



Como puede observarse los elementos como la cimentación y los estribos no aparecen en la tabla debido a que no se consideró la interacción entre el suelo y la estructura, es decir se asumió una gran rigidez en estas zonas.

Tabla 4.5 – Tipo de modelado de los elementos de los puentes (Adaptada de Aviram et al., 2008)

COMPONENTE	TIPO DE MODELADO
Superestructura	Elástico - Lineal
Columna (zona de articulación plástica)	No lineal
Columna (fuera de la zona de articulación plástica)	Elástico - Lineal
Cabezal	Elástico - Lineal
Apoyos de neopreno	Elástico - Lineal

4.7.1 OpenSEES (PEER) y OpenSEES Navigator (PEER)

OpenSEES es un sistema abierto para simulación en ingeniería sísmica desarrollado en el Pacific Earthquake Research Center (PEER) de la Universidad de California Berkeley (UCB), por el profesor Frank MacKenna y algunos colaboradores como el profesor Scott (OSU) y la doctora Silvia Mazzone. OpenSEES (PEER) es un programa de código abierto, gratuito, de uso académico y de investigación creado para simulación del comportamiento sísmico de sistemas estructurales y geotécnicos en dos y tres dimensiones.

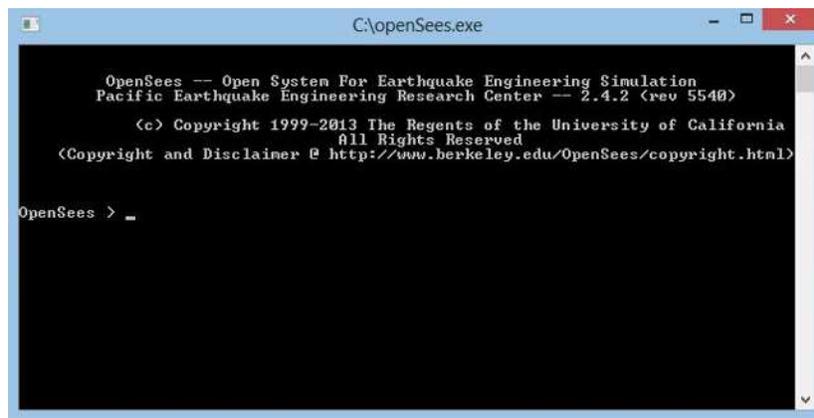


Figura 4.10 – Interpretador Tcl para OpenSEES (PEER)

OpenSEES (PEER) utiliza un lenguaje de programación llamado Tcl (Tool Command Language), por lo que es necesario el uso de un interpretador Tcl, el cual se muestra en la figura 4.10.



El lenguaje Tcl es un lenguaje de programación tipo “script”, lo anterior quiere decir que cuando se escriba un comando en el interpretador y se presione ENTER, dicho comando se ejecutara inmediatamente.

El código escrito en Tcl está formado de una serie de comandos separados por líneas o el símbolo punto y coma (;). La sintaxis básica de un comando Tcl es la siguiente:

$$\text{comando } \$arg1 \$arg2 \dots$$

Donde:

- comando* Comando Tcl para OpenSEES (PEER)
- \$arg1 \$arg2 ...* Argumentos requeridos por el comando.

Existen tres formas de introducir códigos a OpenSEES (PEER), la primera consiste en usar el interpretador Tcl e introducir los comandos en el mismo, esta opción requiere bastante tiempo para la creación del modelo. La segunda se trata de generar un archivo de código, ya sea mediante block de notas de Windows o bien un editor Tcl (Figura 4.11), y posteriormente ejecutar el archivo de datos en el interpretador de OpenSEES (PEER) con el comando “*source*” seguido de la ubicación del archivo (Figura 4.12). La última forma que es la que usaremos para este trabajo se trata de una herramienta gráfica de pre-proceso y post-proceso de OpenSEES llamado OpenSEES Navigator (Figura 4.13).

```

1 # AnalysisOptn 1.tcl
2
3 # AnalysisOptn "Gravity": Type: Static
4 # -----
5 # Constraint Handler
6 constraints Plain
7 # Convergence Test
8 test EnergyIncr +1.000000E-006 25 0 2
9 # Integrator
10 integrator LoadControl +1.000000E-001 4 +1.000000E-003 +1.000000E-001
11 # Solution Algorithm
12 algorithm Newton
13 # DOF Numberer
14 numberer RCM
15 # System of Equations
16 system BandGeneral
17 # Analysis Type
18 analysis Static
19
    
```

Figura 4.11 – Archivo de código en editor Tcl



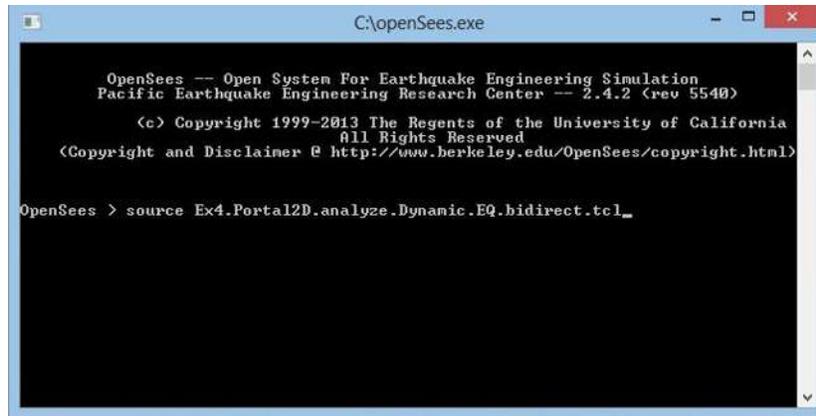


Figura 4.12 – Forma de ejecutar comandos en el interpretador Tcl para OpenSEES (PEER)

OpenSEES Navigator (PEER) se ejecuta mediante el programa Matlab, y basta únicamente con descargar la versión más reciente de OpenSEES Navigator (<http://peer.berkeley.edu/>), vincularlo con Matlab y finalmente ejecutar el comando “OpenSeesNavigator” en la ventana de comandos de Matlab.

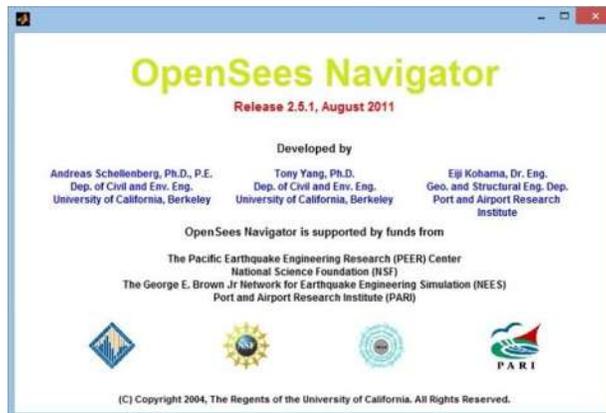


Figura 4.13 – Pantalla inicial de OpenSEES Navigator (PEER)

OpenSEES Navigator (PEER) es, como ya se mencionó, un entorno gráfico que permite, similarmente que SAP2000, dibujar el modelo y asignar propiedades de materiales y elementos así como cargas y masas nodales de una manera más amigable.

En la figura 4.14 se muestra la pantalla principal de OpenSEES Navigator (PEER) y posteriormente se describirá como se crearon los modelos de los puentes.



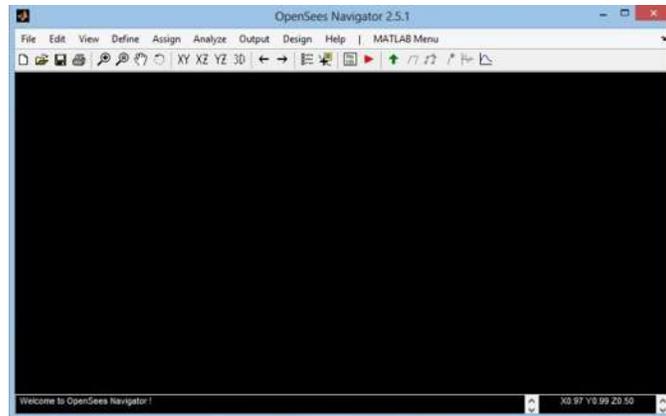


Figura 4.14 – Pantalla principal de OpenSEES Navigator (PEER)

4.7.2 Modelos elásticos en OpenSEES Navigator (PEER)

El objetivo de modelar los puentes con características elásticas en OpenSEES (PEER) es realizar un análisis gravitacional y comparar las reacciones en la base de las columnas y los estribos con sus similares en los modelos elásticos en SAP2000 (CSI).

Lo primero que se tiene que realizar en OpenSEES Navigator (PEER) para comenzar con un modelo es definir los grados de libertad que tendrá el modelo y las dimensiones del mismo.

A continuación se tendrán que definir los nodos que serán las conexiones entre elementos por medio de sus tres coordenadas espaciales (Ver figura 4.15)

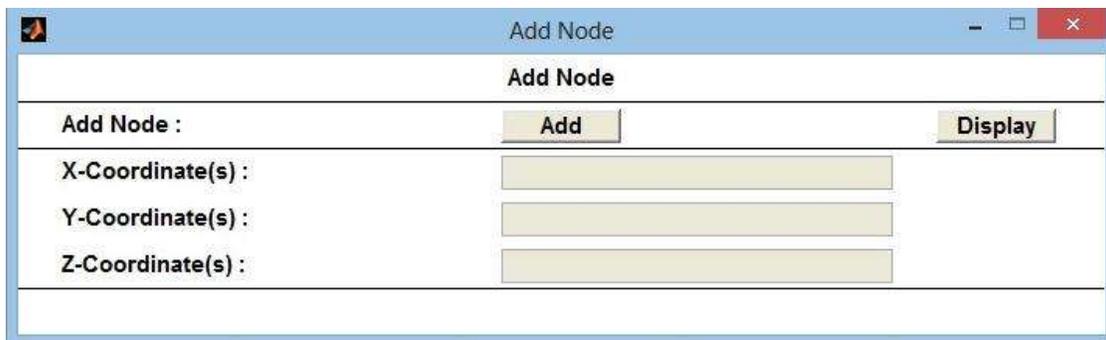


Figura 4.15 – Ventana para definición de nodos en OpenSEES Navigator (PEER)

Después de definir los nodos necesarios se crean los elementos barra (beamColumn element). Para definir estos elementos es necesario contar con un nodo inicial y uno final. En la figura 4.16 se observa la ventana por medio de la cual se crean los elementos barra.



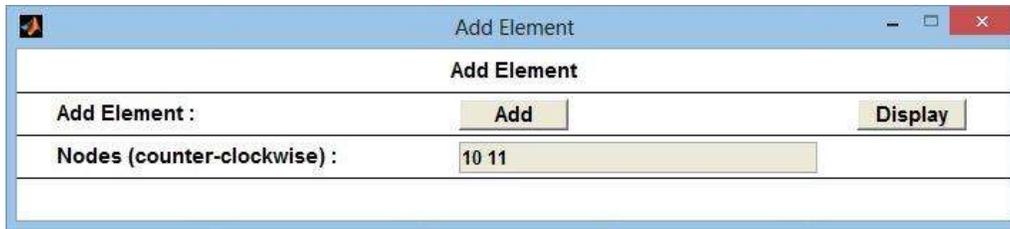


Figura 4.16 – Definición de los elementos beamColumn

Por medio de los elementos *beamColumn* se definieron las columnas, las vigas principales y diafragmas, cabezales, barras rígidas, y barras rígidas auxiliares. Por su parte, los apoyos de neopreno se crearon por medio de elementos tipo *ElastomericBearing* para los cuales hay que definir el módulo de elasticidad del material así como la rigidez lateral.

El modelo finalizado de uno de los puentes se muestra en la figura 4.17.

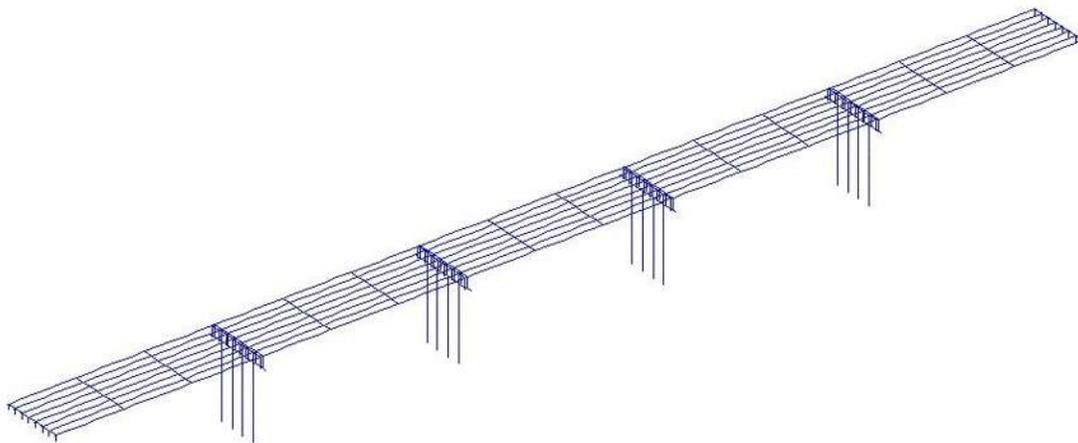


Figura 4.17 – Modelo de uno de los puentes en OpenSEES Navigator (PEER)

Por otro lado, el procedimiento de cálculo y asignación de cargas y masas nodales debidas al peso propio de la estructura se ilustran a continuación.

Aviram et al. (2008) recomiendan que los elementos tipo barra, tales como las columnas, trabes, y cabezales sean discretizados o divididos en un mínimo de cinco elementos de igual longitud. Por lo que para este estudio, al igual que López (2013), se dividieron en cinco elementos las pilas de 5 m de altura, y por su parte las pilas de los puentes de 10, 15, 20 y 25 m, en ocho elementos de igual longitud.

Como puede notarse en la figura 4.18 el cabezal no tiene una discretización regular, debido a su conexión con las columnas.



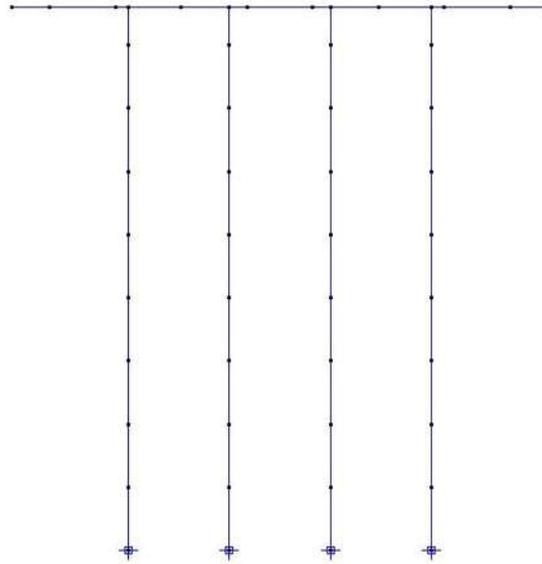


Figura 4.18 – Discretización de las columnas y cabezal de una pila

Del mismo modo, las traveses principales están divididas en cinco segmentos de igual longitud entre diafragmas y estos últimos a su vez están divididos en siete segmentos debido a su conexión con las traveses AASHTO tipo IV. Lo anterior se aprecia en la figura 4.19.

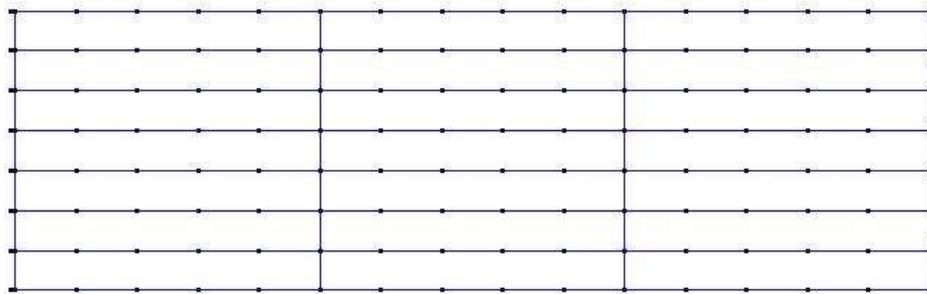


Figura 4.19 – Discretización de la superestructura

Las cargas asignadas a las traveses AASHTO tipo IV se calculan como sigue.

Se asume que la carga muerta debida al peso propio del sistema de piso se distribuye como una carga uniformemente repartida en las traveses AASHTO tipo IV. El análisis de cargas se muestra a continuación:

$$w_{losa} = \gamma_{concreto} e_{losa} = 2.4028 * 0.20 = 0.4806 \text{ t/m}^2$$

$$w_{asfalto} = \gamma e_{asfalto} = 2.2(0.1) = 0.22 \text{ t/m}^2$$



Recordemos que el peso por unidad de área de los parapetos según la normativa AASHTO se considera igual a 0.08 t/m^2 . Por lo tanto, el peso total del sistema de piso es,

$$w_{sp} = w_{losa} + w_{asfalto} + w_{parapetos} = 0.4806 + 0.22 + 0.08 = 0.7806 \text{ t/m}^2$$

Debido a que el peso del sistema de piso esta expresado por unidad de área, es necesario conocer la longitud o ancho tributario de cada una de las traves. En la siguiente figura se muestra dicho ancho tributario tanto de las traves externas como internas.

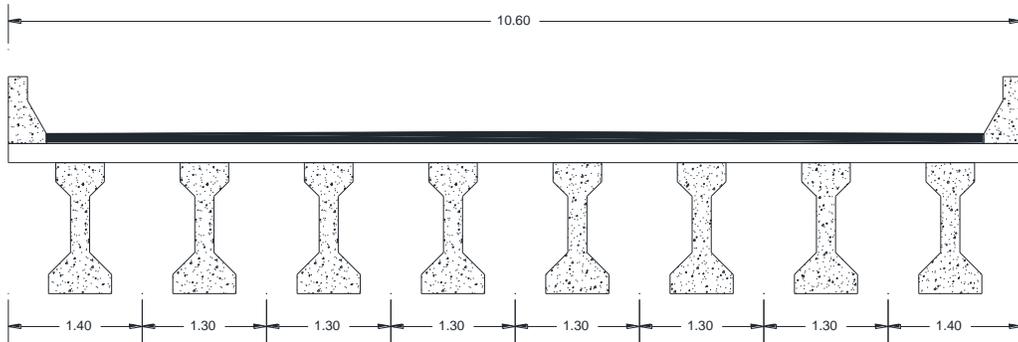


Figura 4.20 – Longitudes tributarias de las traves principales (cotas: metros)

Si se multiplica el ancho tributario por el peso del sistema de piso (w_{sp}) se obtendrá la carga uniformemente repartida debida al peso propio del sistema de piso.

$$w_e = 1.4 * 0.7806 = 1.0928 \text{ t/m}$$

$$w_i = 1.3 * 0.7806 = 1.0147 \text{ t/m}$$

A la carga uniformemente repartida calculada en las dos ecuaciones anteriores se debe sumar la carga distribuida de las traves principales, la cual se calcula multiplicando el área de la sección transversal de las traves (figura 4.23) por el peso específico del concreto.

$$w_t = 0.5039 * 2.4028 = 1.2108 \text{ t/m}$$

Por lo tanto la carga distribuida total en las traves exteriores e interiores es:

$$w_e = 1.0928 + 1.2108 = 2.3036 \text{ t/m}$$

$$w_i = 1.0147 + 1.2108 = 2.2255 \text{ t/m}$$

Por su parte la carga distribuida en los cabezales y diafragmas se calcula en función del área de la sección transversal multiplicada por la longitud del elemento, al igual que en el caso de las traves.



Respecto a las columnas, las cargas verticales que actúan en los nodos se calculan multiplicando el área de la sección transversal por el peso específico y posteriormente multiplicando por su longitud tributaria.

Por ejemplo para el caso del puente con altura libre de pilas de 5 m y con encamisado de 10 cm, el diámetro de la columna es de 1.05 m, por lo tanto el área es

$$A = \frac{\pi(1.05)^2}{4} = 0.87 \text{ m}^2$$

$$P = A * \gamma * L = 0.87(2.4028)(L) = 2.09L \text{ ton}$$

Donde L es la longitud tributaria. Así para las columnas de 5 m de altura libre y para nodos externos e internos (figura 4.21) se tendrá:

$$P_e = 2.09L = 2.09(2.5) = 5.225 \text{ ton}$$

$$P_i = 2.09L = 2.09(5) = 10.45 \text{ ton}$$

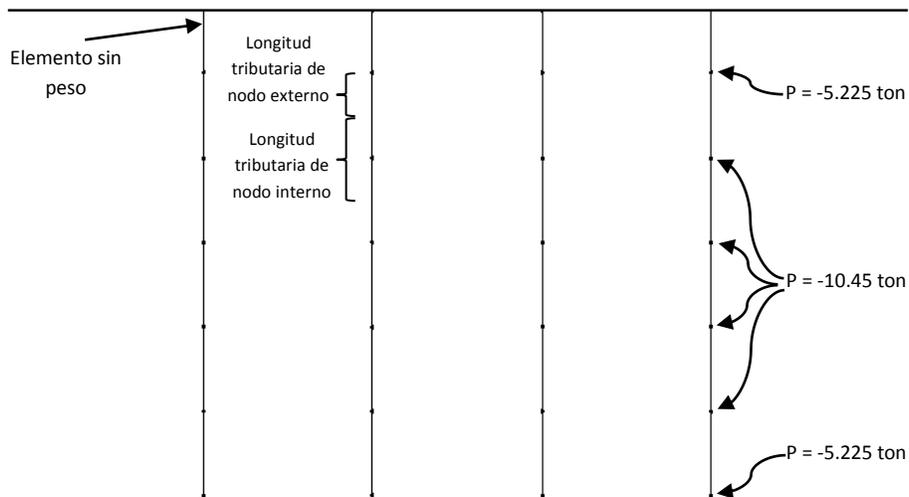


Figura 4.21 – Cargas verticales debidas al peso propio de las columnas

Por otro lado, las masas nodales se calcularon dividiendo las cargas nodales entre el valor de la gravedad, que para este caso se tomó igual a 9.81 m/s².

Las masas nodales se asignan en las tres direcciones traslacionales, la masa momento de inercia se considera igual a cero. Ver figura 4.22.



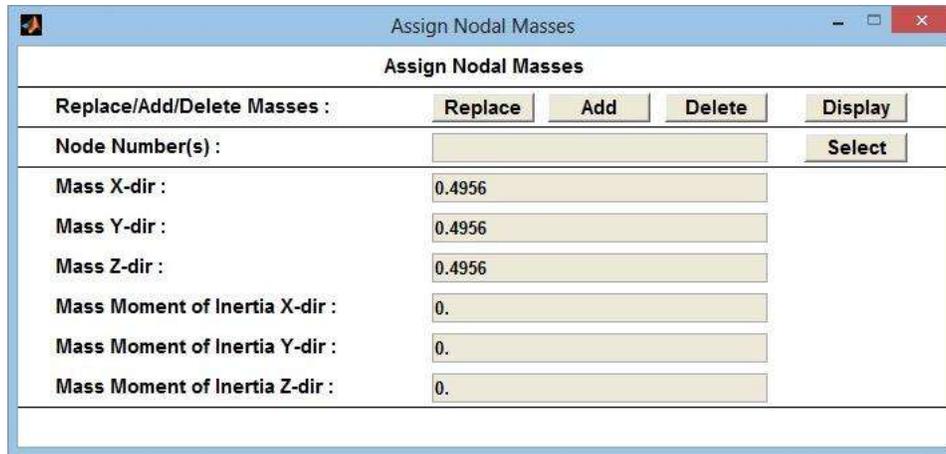


Figura 4.22 – Ejemplo de asignación de masas traslacionales

Otro de los procedimientos importantes para la creación de un modelo estructural en OpenSEES (PEER) es la asignación de las propiedades de las secciones, tanto columnas, como traves principales, diafragmas, cabezales, etc.

En la siguiente figura (4.23) se muestran las propiedades geométricas, además de las propiedades mecánicas que se asignaron a los elementos que representan las traves AASHTO tipo IV de los modelos de los puentes.

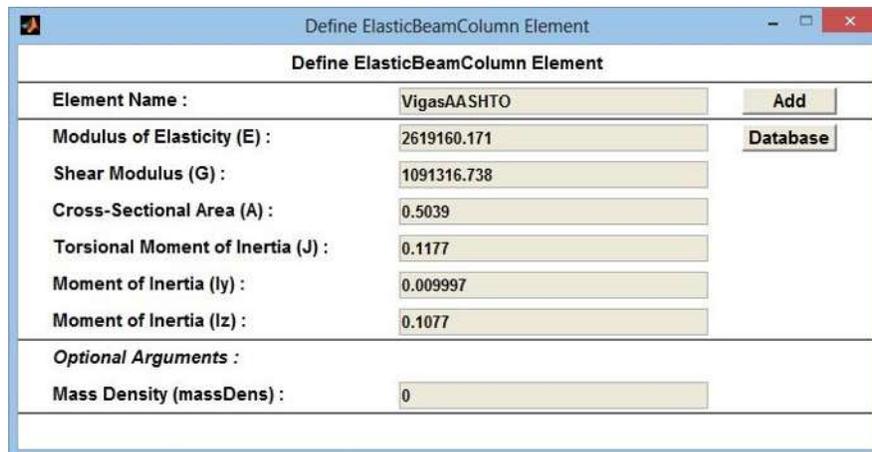


Figura 4.23 – Propiedades de la sección de las vigas AASHTO tipo IV

En la figura 4.23 se definen también las propiedades mecánicas del material como el módulo de elasticidad (E) y el módulo de rigidez al corte (G), las cuales se calcularon con las expresiones siguientes de acuerdo con las NTC – 04 del RCDF.

$$E = 14000\sqrt{f'_c} = 14000\sqrt{350} = 261916.0171 \text{ kg/cm}^2 = 2619160.171 \text{ t/m}^2$$



$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2619160.171}{2(1 + 0.2)} = 1091316.738 \text{ t/m}^2$$

Por su parte las propiedades geométricas son tomadas del elemento predefinido en el programa SAP2000 (CSI).

Las propiedades tanto mecánicas como geométricas de los diafragmas tanto externos como internos se muestran en la siguiente figura.

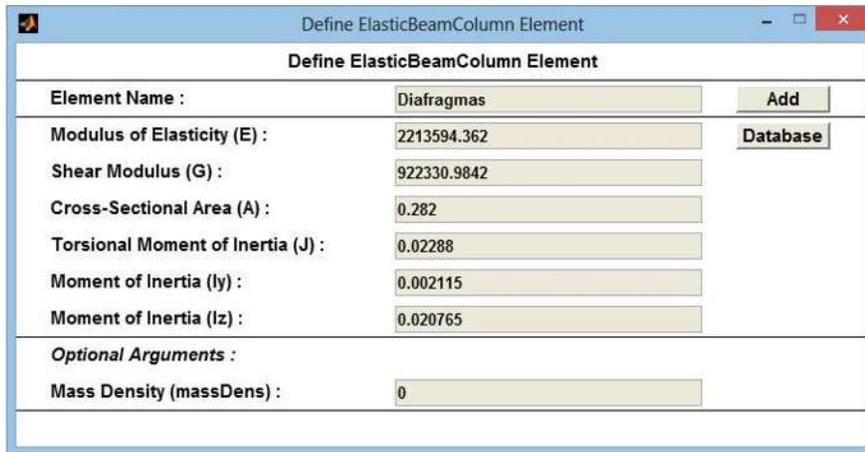


Figura 4.24 – Propiedades mecánicas y geométricas de los diafragmas

Las propiedades de la superestructura son fijas para cualquier modelo de puente sin importar la altura libre de las pilas, sin embargo las propiedades de las columnas y los cabezales de las pilas son diferentes para cada modelo y están en función del diámetro de la columna. En los siguientes cálculos se muestra el procedimiento únicamente para el puente de 5 metros de altura de pilas y 10 cm de espesor del encamisado.

$$\text{Diámetro de la columna} = 1.05 \text{ m}$$

$$A = \frac{\pi(1.05)^2}{4} = 0.87 \text{ m}^2$$

$$I_y = I_z = \frac{\pi(1.05)^4}{64} = 0.0597 \text{ m}^4$$

$$J = I_y + I_z = 0.1193$$

Es importante mencionar que el momento de inercia bruto de la sección transversal del elemento solamente se usará en los análisis elásticos, es decir en los análisis gravitacional y modal, mientras que el momento de inercia de la sección agrietada se utilizara en los ADNL de los puentes.



Por su parte las propiedades del cabezal son tomadas de las que proporciona el programa SAP2000 (CSI) y se muestran en la siguiente figura.

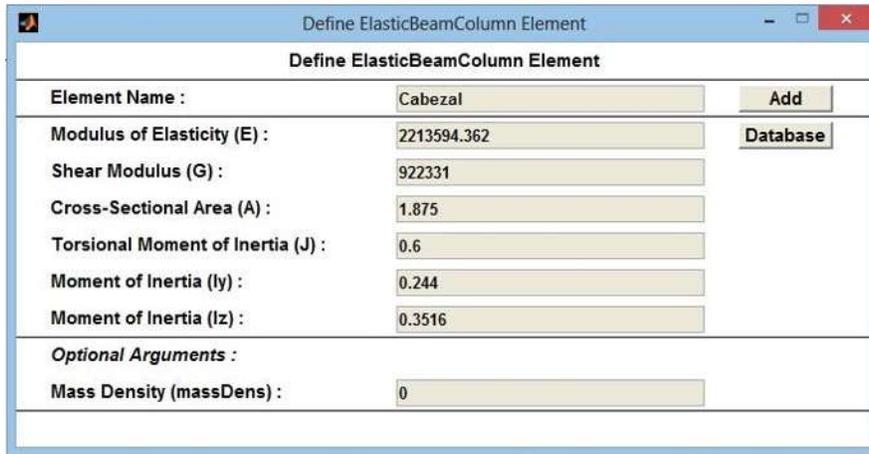


Figura 4.25 – Propiedades geométricas y mecánicas del cabezal. Puente de 5 m de altura de pilas y 10 cm de espesor

En las siguientes figuras (4.26 y 4.27) se muestran el primer y segundo modo de vibrar para el puente de 15 m de altura libre de pilas sin encamisado.

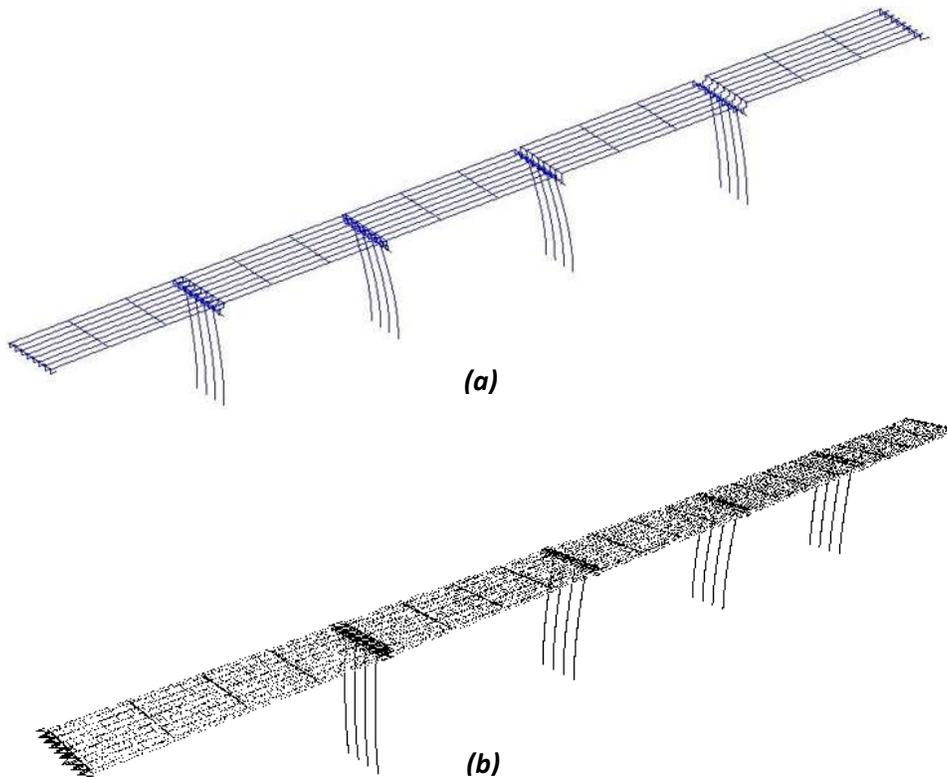


Figura 4.26 – Primer modo (a) OpenSEES; (b) SAP2000



Como puede observarse la primera forma modal se presenta en la dirección longitudinal del puente, cuyo periodo tiene un valor de 1.88 seg en OpenSEES (PEER) y 1.89 seg en SAP2000 (CSI). Por su parte la segunda forma modal se presenta en la dirección transversal y se muestra en la figura 4.27, los valores de los periodos asociados a dicha forma modal tienen el valor de 1.5 seg (OpenSEES [PEER]) y 1.4 seg (SAP2000 [CSI]).

Por otro lado las reacciones tanto en los estribos como en la base de las pilas tienen el mismo valor en los modelos en OpenSEES (PEER) y SAP2000 (CSI).

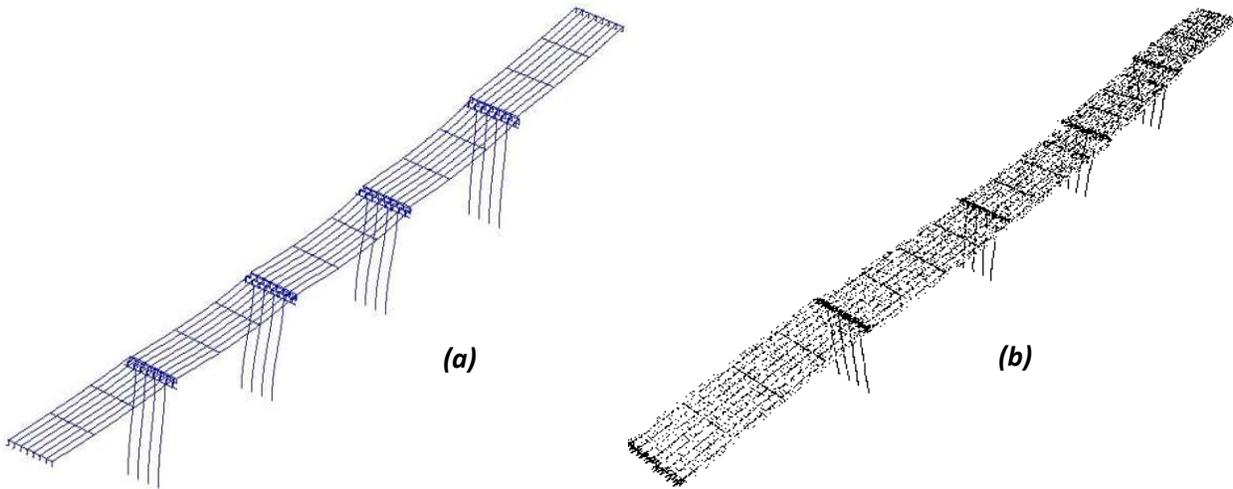


Figura 4.27 – Segundo modo (a) OpenSEES; (b) SAP2000

4.7.3 Modelos inelásticos en OpenSEES Navigator (PEER)

Para obtener los modelos inelásticos sólo es necesario modificar algunos parámetros y elementos del modelo elástico, ya que supondremos que la no linealidad del modelo únicamente se concentrará en las pilas; además, como ya también se mencionó, se utilizarán elementos de plasticidad concentrada.

Uno de los parámetros que son necesarios para el modelo no lineal de los puentes, es la longitud de articulación plástica de las columnas la cual puede calcularse, según Paulay y Priestley (1992) con la siguiente ecuación:

$$L_p = 0.08L + 0.022d_bF_y \quad ec 4.6$$

Donde:

- L_p Longitud de la articulación plástica
- L Longitud al punto de inflexión de la columna



- d_b Diámetro de la barra de acero de refuerzo longitudinal
- F_y Esfuerzo de fluencia del acero

Por su parte la longitud al punto de inflexión de la columna se puede conocer a partir del comportamiento de las columnas en cada dirección, por ejemplo en dirección longitudinal el comportamiento de las columnas a lo largo de toda la longitud es similar a una viga en *cantiliver*, es decir que se deforma en curvatura simple, por lo tanto en dirección longitudinal la longitud al punto de inflexión es la longitud total de la columna; por el contrario, en dirección transversal las columnas se encuentran conectadas en la parte superior con el cabezal formando un marco rígido, por lo que su comportamiento ante cargas laterales lo lleva a que sus columnas se deformen en curvatura doble, presentándose el punto de inflexión a la mitad de la longitud de la columna.

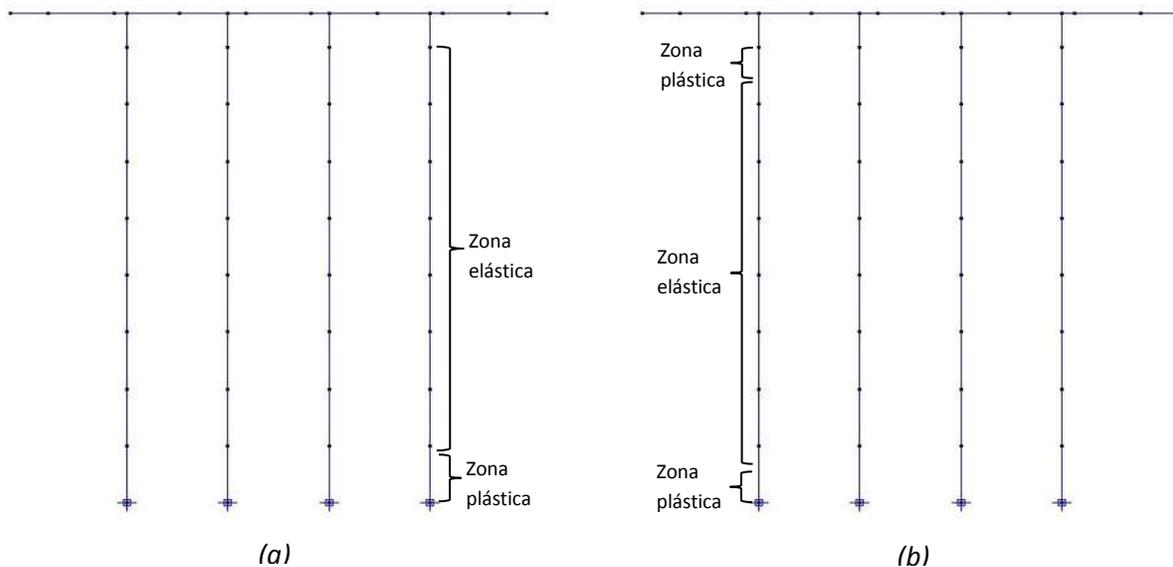


Figura 4.28 – Zona plástica y elástica de las columnas (a) dirección longitudinal; (b) dirección transversal

En la figura 4.28 se muestran las zonas elásticas y plásticas de las columnas en ambas direcciones. Para el modelo de las zonas plásticas se utilizó un elemento denominado *HingeBeamColumn* implementado en OpenSEES por el profesor Michael Scott (OSU). *HingeBeamColumn* Element requiere que se introduzcan algunos parámetros como el tipo de sección en cada uno de los extremos del elemento, la longitud de articulación plástica, así como las propiedades de la sección elástica. En la figura 4.30 se muestra la forma de introducir los parámetros mencionados.

Para este caso y como se mencionó anteriormente, en lugar de usar el momento de inercia de la sección bruta se utilizará el momento de inercia de la sección agrietada en la zona plástica y en la zona elástica.



Define HingeBeamColumn Element	
Element Name :	ColInterna Add
Section Type Node i (secTagI) :	Interna
Hinge Length Node i (Lpi) :	1.43 <input type="checkbox"/> relative
Section Type Node j (secTagJ) :	ElasticDefault
Hinge Length Node j (Lpj) :	0 <input type="checkbox"/> relative
Modulus of Elasticity (E) :	2213594.362 Database
Shear Modulus (G) :	922331
Cross-Sectional Area (A) :	0.95
Torsional Moment of Inertia (J) :	0.1437
Moment of Inertia (Iy) :	0.0188
Moment of Inertia (Iz) :	0.0188
Optional Arguments :	
Mass Density (massDens) :	0
Maximum Iterations (maxItrs) :	10
Tolerance (tol) :	1e-012

Figura 4.29 – Parámetros de HingeBeamColumn Element

Uno de los parámetros necesarios para el modelo HingeBeamColumn Element es el tipo de sección en el nodo *i* y nodo *j*. Como se observa en la figura 4.29 únicamente se define longitud de la articulación y sección tipo para el nodo *i*, esto se debe a que se trata de un análisis en dirección longitudinal, por lo que en dirección transversal se definirán los parámetros mencionados para el nodo *i* y *j*.

La sección se introduce mediante un comando denominado Aggregator Section el cual define el comportamiento de la sección a carga axial, cortante en dirección *y* y *z*, torsión y flexión alrededor de *y* y *z*. En la figura 4.30 se muestra este comando.

Define Aggregator Section	
Section Name :	Externa Add
Select Materials :	P : ElasticoCol
	Vy : Externa
	Vz : Externa
	T : ElasticoCol
	My : Externa
	Mz : Externa
Add Existing Section :	None

Figura 4.30 – Definición de Aggregator Section



En este caso tanto el comportamiento a carga axial y el comportamiento a torsión se definen como elásticos, caracterizados únicamente por el módulo de elasticidad del material.

Para determinar el comportamiento a cortante y flexión se utilizaron los diagramas Momento – Curvatura de cada uno de los modelos, resultado de análisis pushover realizados por Conejo (2014) para los mismos puentes de este estudio. En las figuras 4.31 y 4.32 se muestran los diagramas Momento – Curvatura usados para caracterizar el comportamiento no lineal de las columnas internas y externas.

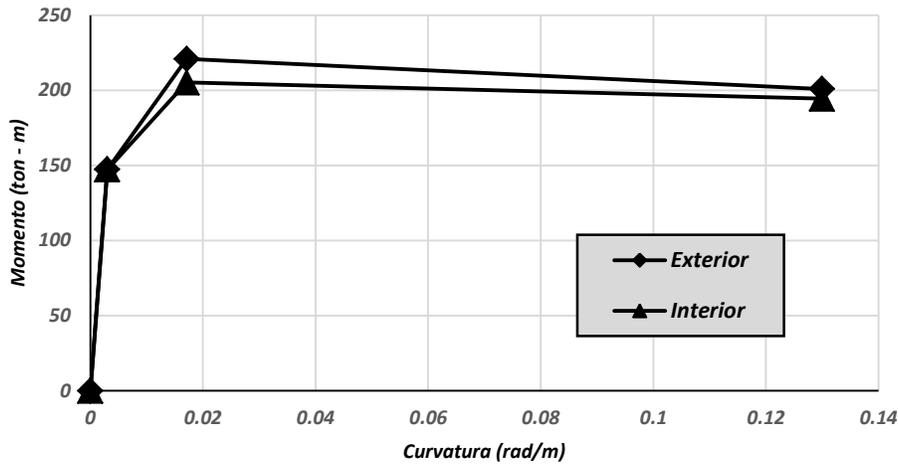


Figura 4.31 – Diagramas Momento – Curvatura en dirección longitudinal para el modelo P10_E10_R0.5%

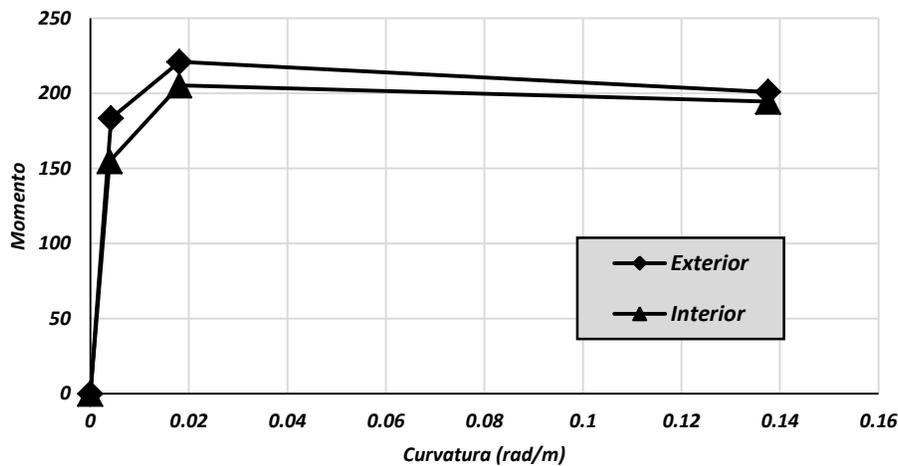


Figura 4.32 – Diagramas Momento – Curvatura en dirección transversal para el modelo P10_E10_R0.5%



Con el fin de tomar en cuenta el efecto del pinching y la degradación de rigidez y resistencia del concreto reforzado se decidió utilizar un material denominado Hysteretic Material en OpenSEES (PEER). A continuación se muestra la forma de definir dicho material, es importante notar que se requieren tres puntos del diagrama Momento – Curvatura para su definición.

Define Hysteretic Material	
Material Name :	Externa Add
Strain at First Pos Point (e1p) :	0.003 <input type="checkbox"/> Symm...
Stress at First Pos Point (s1p) :	147.2989
Strain at Second Pos Point (e2p) :	0.017099
Stress at Second Pos Point (s2p) :	220.8268
Strain at Third Pos Point (e3p) :	0.12999
Stress at Third Pos Point (s3p) :	200.8044
Strain at First Neg Point (e1n) :	-0.003
Stress at First Neg Point (s1n) :	-147.2989
Strain at Second Neg Point (e2n) :	-0.017099
Stress at Second Neg Point (s2n) :	-220.8268
Strain at Third Neg Point (e3n) :	-0.12999
Stress at Third Neg Point (s3n) :	-200.8044
Hysteretic Parameters :	
Pinching Factor for Strain (pinchX) :	0.01
Pinching Factor for Stress (pinchY) :	0.99
Damage due to Ductility (D1) :	0
Damage due to Energy (D2) :	0
Power Unloading Stiffness (beta) :	0

Figura 4.33 – Introducción de los parámetros para Hysteretic Material

Una parte muy importante de los modelos no lineales es el amortiguamiento que es un mecanismo de disipación de energía que resulta de la desintegración del movimiento en un sistema de vibración lineal o no lineal bajo fuerzas excitantes o deformaciones impuestas (Aviram et al., 2008).

Para el caso de las estructuras el tipo de amortiguamiento más utilizado es el amortiguamiento viscoso. Existen dos tipos de amortiguamiento viscoso, el amortiguamiento modal y el amortiguamiento de Rayleigh. Para nuestro caso usaremos el amortiguamiento de Rayleigh ya que con este tipo de amortiguamiento se asegura, de cierta manera, que las formas modales superiores están amortiguadas.

En OpenSEES es necesario definir cuatro parámetros para el amortiguamiento, los cuales se describen a continuación.



La matriz de amortiguamiento D es definida como una combinación de la matriz de rigideces y la matriz de masas proporcionales al amortiguamiento. Es decir:

$$D = \alpha M + \beta K_{current} + \beta K_{init} + \beta K_{comm} + \beta K_{lastCommit}$$

Donde

- M Matriz de masas usada para calcular el amortiguamiento de Rayleigh
- $K_{current}$ Matriz de rigideces en el estado actual para calcular el amortiguamiento de Rayleigh
- K_{init} Matriz de rigideces en el estado inicial usada para calcular el amortiguamiento de Rayleigh
- $K_{lastCommit}$ Matriz de rigideces en el estado final para calcular el amortiguamiento de Reyleigh

Para definir los parámetros necesarios para el amortiguamiento de Rayleigh es necesario conocer los dos primeros periodos asociados a las dos primeras formas modales a lo largo de cada dirección. OpenSEES Navigator (PEER) calcula los parámetros únicamente introduciendo los periodos mencionados (figuras 4.34 y 4.35).

En este caso usaremos un coeficiente de amortiguamiento viscoso constante para todos los modos, con un valor de 5%.

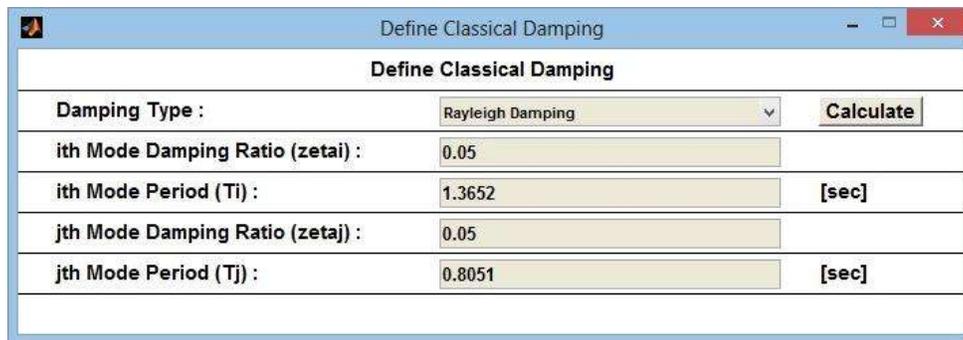


Figura 4.34 – Definición del coeficiente de amortiguamiento y de los periodos asociados a los modos de vibrar

Como se mencionó anteriormente, para caracterizar el material usado para las pilas en los ADNL fue necesario contar con los diagramas Momento – Curvatura calibrados resultado del análisis pushover de las pilas del puente. Por lo que un paso previo a la realización de los mencionados análisis pushover es necesario contar con la información de las características geométricas de la sección transversal de las pilas de cada modelo, así como su porcentaje de acero



longitudinal y el número de barras y su diámetro. En las tablas 4.6 a 4.10 se muestran el diámetro de las columnas sin encamisar, el número de varillas para un porcentaje de acero de 5%, el espesor del encamisado, el diámetro total de la columna, el porcentaje de acero del encamisado y el número de varillas en el encamisado.



Figura 4.35 – Parámetros para definir el amortiguamiento de Rayleigh

En el apéndice A se muestran los puntos del diagrama Momento – Curvatura usados para caracterizar el material de las pilas para casa uno de los modelos y en ambas direcciones.

Tabla 4.6 – Diámetro y acero longitudinal para los modelos con altura libre de pilas de 5 m

DIÁMETRO (m)	NUM # BARRAS	ESPESOR (m)	DIÁMETRO TOTAL (m)	ρ_{camisa}	NUM # BARRAS (ENCAMISADO)	NOMBRE DEL MODELO	
0.85	6 # 8	0.1	1.05	0.005	16 # 6	P05_E10_R0.5%	
				0.01	18 # 8	P05_E10_R1.0%	
				0.015	26 # 8	P05_E10_R1.5%	
		0.15	1.15	0.005	19 # 6	P05_E15_R0.5%	
				0.01	21 # 8	P05_E15_R1.0%	
				0.015	31 # 8	P05_E15_R1.5%	
		0.2	1.25	0.2	0.005	22 # 6	P05_E20_R0.5%
					0.01	25 # 8	P05_E20_R1.0%
					0.015	37 # 8	P05_E20_R1.5%



Tabla 4.7 – Diámetro y acero longitudinal para los modelos con altura libre de pilas de 10 m

DIÁMETRO (m)	NUM # BARRAS	ESPESOR (m)	DIÁMETRO TOTAL (m)	ρ_{camisa}	NUM # BARRAS (ENCAMISADO)	NOMBRE DEL MODELO
0.9	7 # 8	0.1	1.1	0.005	17 # 6	P10_E10_R0.5%
				0.01	19 # 8	P10_E10_R1.0%
				0.015	29 # 8	P10_E10_R1.5%
		0.15	1.2	0.005	20 # 6	P10_E15_R0.5%
				0.01	23 # 8	P10_E15_R1.0%
				0.015	34 # 8	P10_E15_R1.5%
		0.2	1.3	0.005	24 # 6	P10_E20_R0.5%
				0.01	27 # 8	P10_E20_R1.0%
				0.015	40 # 8	P10_E20_R1.5%

Tabla 4.8 – Diámetro y acero longitudinal para los modelos con altura libre de pilas de 15 m

DIÁMETRO (m)	NUM # BARRAS	ESPESOR (m)	DIÁMETRO TOTAL (m)	ρ_{camisa}	NUM # BARRAS (ENCAMISADO)	NOMBRE DEL MODELO
1.1	10 # 8	0.1	1.3	0.005	24 # 6	P15_E10_R0.5%
				0.01	27 # 8	P15_E10_R1.0%
				0.015	40 # 8	P15_E10_R1.5%
		0.15	1.4	0.005	28 # 6	P15_E15_R0.5%
				0.01	31 # 8	P15_E15_R1.0%
				0.015	46 # 8	P15_E15_R1.5%
		0.2	1.5	0.005	32 # 6	P15_E20_R0.5%
				0.01	35 # 8	P15_E20_R1.0%
				0.015	53 # 8	P15_E20_R1.5%

Tabla 4.9 – Diámetro y acero longitudinal para los modelos con altura libre de pilas de 20 m

DIÁMETRO (m)	NUM # BARRAS	ESPESOR (m)	DIÁMETRO TOTAL (m)	ρ_{camisa}	NUM # BARRAS (ENCAMISADO)	NOMBRE DEL MODELO
1.25	13 # 8	0.1	1.45	0.005	29 # 6	P20_E10_R0.5%
				0.01	33 # 8	P20_E10_R1.0%
				0.015	49 # 8	P20_E10_R1.5%
		0.15	1.55	0.005	34 # 6	P20_E15_R0.5%
				0.01	38 # 8	P20_E15_R1.0%
				0.015	56 # 8	P20_E15_R1.5%
		0.2	1.65	0.005	38 # 6	P20_E20_R0.5%
				0.01	43 # 8	P20_E20_R1.0%
				0.015	64 # 8	P20_E20_R1.5%



Tabla 4.10 – Diámetro y acero longitudinal para los modelos con altura libre de pilas de 25 m

DIÁMETRO (m)	NUM # BARRAS	ESPESOR (m)	DIÁMETRO TOTAL (m)	ρ_{camisa}	NUM # BARRAS (ENCAMISADO)	NOMBRE DEL MODELO
1.5	18 # 10	0.1	1.7	0.005	40 # 6	P25_E10_R0.5%
				0.01	45 # 8	P25_E10_R1.0%
				0.015	68 # 8	P25_E10_R1.5%
	0.15	1.8	0.005	45 # 6	P25_E15_R0.5%	
			0.01	51 # 8	P25_E15_R1.0%	
			0.015	76 # 8	P25_E15_R1.5%	
	0.2	1.9	0.005	50 # 6	P25_E20_R0.5%	
			0.01	56 # 8	P25_E20_R1.0%	
			0.015	84 # 8	P25_E20_R1.5%	

Los resultados de los ADNL en OpenSEES (PEER) se registran en archivos de salida denominados *recorders*, dichos archivos de salida pueden registrar esfuerzos, deformaciones, fuerzas, desplazamientos, configuración deformada de la estructura, *eigen* valores, entre otros.

Para este caso se registró un archivo con datos correspondientes a la envolvente de los desplazamientos en la parte superior de las columnas de las pilas. También se registraron los esfuerzos y las deformaciones en la zona de articulación plástica. Se obtienen, la curvatura máxima ρ , la rotación máxima ϑ y desde luego el comportamiento histerético de la articulación plástica de cada columna.



CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 GENERALIDADES.

Al principio del capítulo se exponen los criterios usados para conocer el nivel de daño de los puentes estudiados y se comenta respecto al índice de daño de *Park y Ang* (1985). Se explica brevemente el concepto de curvas de fragilidad y se describe el enfoque práctico de esta herramienta para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras.

En este capítulo también se presentan los resultados de los ADNL, además se compara entre las cinco alturas libres de las pilas de los puentes, los espesores de los encamisados y los tres porcentajes de acero usados. También se hace una comparación entre los puentes encamisados contra los puentes sin encamisar.

Del mismo modo se compara un modelo con degradación de rigidez y resistencia (incluyendo el efecto del *pinching*) solamente para aquellos registros sísmicos con mayor demanda, es decir aquellos registros que provocan los efectos máximos de desplazamiento, curvatura y rotación.

5.2 ÍNDICE DE DAÑO

Actualmente se reconoce que un buen indicador de daño es el desplazamiento máximo esperado. Esto significa que, en términos generales, si el desplazamiento máximo de la estructura no excede su desplazamiento último ante carga monotónica, la estructura no colapsa.

Por otro lado, el daño acumulado es un mejor indicativo que la demanda de desplazamiento máximo, por lo que la energía histerética resulta ser el factor más confiable del daño en las estructuras.

Un modelo de daño es una formulación analítica en la cual, dada la demanda y la capacidad de la estructura, se calcula un índice que refleje el daño de la misma; tal índice se conoce como *índice de daño* (López, 2013). Los índices de daño pueden ser locales, que son los que describen el comportamiento de elementos estructurales; o globales, los cuales describen el comportamiento general de la estructura.

A continuación se describe brevemente el modelo de daño de Park y Ang (1985) y posteriormente se exponen algunos modelos de daño que están asociados con la distorsión angular Δ y la ductilidad de curvatura μ_p .



5.2.1 Modelo de daño de Park y Ang (1985)

Como una estructura es dañada como una combinación de deformaciones cíclicas y grandes deformaciones, un criterio de daño no solo debería incluir la respuesta máxima sino también el efecto de la carga cíclica repetitiva (Park y Ang, 1985; citados por Datta y Ghosh, 2008). Park y Ang (1985) expresaron el daño sísmico estructural como una combinación lineal del daño por deformación excesiva y el daño por el efecto de la carga cíclica repetitiva, es decir el daño por disipación de energía histerética. El índice de daño local se calcula con la siguiente expresión:

$$ID_l = \frac{\delta_{max}}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} E_h$$

Donde:

ID_l	Índice de daño local.
δ_{max}	Deformación máxima bajo cargas cíclicas.
δ_u	Capacidad de deformación ultima bajo carga monotónica.
β	Parámetro no negativo, que representa el efecto que representa el efecto de la carga cíclica en el daño estructural.
F_y	Esfuerzo de fluencia.
E_h	Demanda de energía histerética bajo cargas cíclicas.

Por otro lado el índice de daño global, basado en el modelo de daño de Park y Ang (1985), depende del daño local de los elementos estructurales que conforman el sistema estructural. Se calcula como un promedio pesado del daño local. A continuación se presenta la expresión que define el índice de daño global.

$$ID_g = \frac{\sum_{i=1}^n ID_{l i} E_{h i}}{\sum_{i=1}^n E_{h i}}$$

Donde:

ID_g	Índice de daño global.
$ID_{l i}$	Índice de daño local del elemento i .
$E_{h i}$	Demanda de energía histerética del elemento i bajo cargas cíclicas.



5.2.2 Índices de daño utilizados

Entre los estados de daño existen diferentes escalas propuestas por diversos autores, dichos autores intentan describir de la mejor manera posible el nivel del daño que sufren los elementos estructurales y la estructura completa.

Bonett (2003) propone el uso de cinco estados de daño básicos para las estructuras, los cuales son *ninguno, menor, moderado, severo* y *colapso*.

La FEMA (Federal Emergency Management Agency) a través de National Institute of Building Sciences (NIBS) desarrolló un sistema de información geográfica estandarizado denominado HAZUS (HAZards U.S.)

HAZUS, con base en estudios reportados, recomienda descripciones cualitativas para los estados de daño. En la tabla 5.1 se describen los estados de daño para puentes recomendados por HAZUS (1997).

Tabla 5.1 – Descripción de los estados de daño en puentes (HAZUS, 1997)

ESTADO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN
<i>Sin daño</i>	No existen daños en el puente
<i>Daños ligeros/menores</i>	Menor formación de grietas y desprendimiento en los estribos, grietas en las llaves de cortante en los estribos, desprendimientos y grietas menores en la zona de articulaciones, desprendimientos de menor importancia en la columna (el daño no requiere más que la reparación cosmética) o menor formación de grietas en el sistema de piso
<i>Daño moderado</i>	Cualquier columna experimenta grietas y desprendimientos moderados (la columna se mantiene estructuralmente completa), cualquier conexión tiene grietas en las llaves de cortante o pernos doblados, o asentamientos moderados en los accesos
<i>Daño extensivo</i>	Cualquier columna se degrada sin llegar al colapso (la columna es estructuralmente insegura), cualquier conexión pierde soporte de los apoyos, o asentamientos mayores en los accesos
<i>Daño completo</i>	Cualquier columna colapsa y la (s) conexión (es) pierde (n) todo el soporte del apoyo, lo cual puede llevar a el colapso inminente

En esta investigación se consideraran dos parámetros que permiten visualizar el estado de daño en el que se encuentran los puentes considerados en las tipologías utilizadas en este trabajo.

El primer parámetro es la distorsión angular Δ que se calcula mediante el cociente del desplazamiento máximo entre la altura libre de las pilas. Dutta y Mander (1998) proponen el



estado de daño mostrado en la tabla 5.2; sin embargo, es importante mencionar que lo definen tanto para puentes diseñados sísmicamente y no diseñados sísmicamente. En este trabajo se hará referencia únicamente a los puentes sin diseño sísmico.

Tabla 5.2 – Descripción del estado de daño a través del parámetro de distorsión angular Δ (Dutta y Mander, 1998)

ESTADO DE DAÑO	LÍMITE DE DISTORSIÓN ANGULAR	
	NO DISEÑADA SÍSMICAMENTE	DISEÑADA SÍSMICAMENTE
Primera fluencia	$\Delta_y \leq \Delta < 0.008$	$\Delta_y \leq \Delta < 0.01$
Agrietamiento, desprendimiento	$0.008 \leq \Delta < 0.010$	$0.01 \leq \Delta < 0.025$
Pérdida de recubrimiento	$0.010 \leq \Delta < 0.020$	$0.025 \leq \Delta < 0.050$
Colapso incipiente de la pila	$0.020 \leq \Delta < 0.050$	$0.050 \leq \Delta < 0.075$
Colapso de la pila	$0.050 \leq \Delta$	$0.075 \leq \Delta$

De igual manera, Akbari (2010) propone un estado de daño, al igual que Dutta y Mander (1998), asociado a la distorsión angular, el cual se muestra en la tabla 5.3

Tabla 5.3 – Descripción del estado de daño a través del parámetro de distorsión angular Δ (Akbari, 2010)

ESTADO LIMITE (DAÑO)	DESCRIPCIÓN	LÍMITE DE DISTORSIÓN ANGULAR
Casi ningún daño	Primera fluencia	$0.005 \leq \Delta < 0.007$
Daño ligero	Grietas y desprendimientos	$0.007 \leq \Delta < 0.015$
Daño moderado	Pérdida de recubrimiento	$0.015 \leq \Delta < 0.025$
Daño extensivo	Colapso incipiente de la columna	$0.025 \leq \Delta < 0.05$
Daño completo	Colapso de la columna	$0.05 \leq \Delta$

Otra manera de evaluar el daño que se presenta en las pilas de los puentes es a través de la ductilidad de curvatura μ_ϕ . La ductilidad de curvatura se define como el cociente de la curvatura máxima estimada entre la curvatura de fluencia, en la siguiente expresión se describe la ductilidad de curvatura.

$$\mu_\phi = \frac{\phi_{max}}{\phi_y}$$

Donde:

μ_ϕ Ductilidad de curvatura.

ϕ_{max} Curvatura máxima estimada.



φ_y Curvatura de fluencia.

En la siguiente tabla se presentan los estados de daño asociados con la ductilidad de curvatura, así como sus características.

Tabla 5.4 – Descripción del estado de daño a través de la ductilidad de curvatura (Priestley, 1994)

ESTADO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN	DUCTILIDAD DE CURVATURA
Despreciable	No daño	$\mu_\varphi < 1.0$
Ligero	Grietas ligeras y desprendimiento parcial	$1.0 < \mu_\varphi < 3.0$
Moderado	Daño principalmente en los costados	$3.0 < \mu_\varphi < 5.0$
Severo	Daño principalmente en lados opuestos	$5.0 < \mu_\varphi < 13.0$
Colapso	Daño en toda la sección transversal	$13.0 < \mu_\varphi$

5.3 CURVAS DE FRAGILIDAD

Las curvas de fragilidad son una representación gráfica de la probabilidad de excedencia de un estado de daño dada una medida de intensidad. En la figura 5.1 se muestra un conjunto de curvas de fragilidad para varios estados de daño.

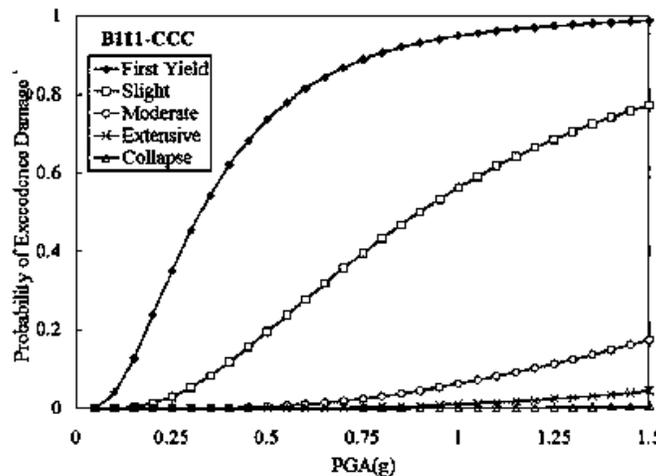


Figura 5.1 – Curvas de fragilidad para puentes regulares (Akbari, 2010)



FEMA (1999) define las curvas de fragilidad como la representación gráfica de la función de distribución acumulada de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado límite de daño específico, dada una respuesta estructural, ante una determinada acción sísmica.

La vulnerabilidad sísmica de puentes carreteros es usualmente expresada en forma de curvas de fragilidad desarrolladas a través de un análisis probabilístico. La fragilidad sísmica es una probabilidad condicional del daño y proporciona la posibilidad de que una estructura o un componente estructural alcance o exceda cierto nivel de daño durante un movimiento sísmico dada una intensidad determinada. Por lo tanto, una curva de fragilidad puede ser usada para hacer estimaciones probabilísticas de daños durante un sismo (Akbari, 2010).

Es por lo anterior que, debido a que los sismos e incluso algunas propiedades de los materiales pueden comportarse como variables aleatorias, la probabilidad juega un papel importantísimo en los análisis de vulnerabilidad sísmica de estructuras.

Las curvas de fragilidad son derivadas de varios estados de daño para cada puente de una red dada basadas sólo en una fuente limitada de datos (Dutta y Mander, 1998).

Para esta investigación únicamente se desarrollaron modelos para un periodo de retorno de 2500 años, que corresponde a una probabilidad de excedencia de 4% para una vida útil de 100 años (FEMA 356). Esta intensidad sísmica origina que varios modelos incurrieren en un mismo estado de daño en los diferentes casos analizados.

Adicionalmente, se presentan curvas de fragilidad para el estado de daño más desfavorable que alcanzan los modelos sin encamisar y también para el modelo encamisado con menor demanda de ductilidad de curvatura. Las curvas de fragilidad que se construyen son de la demanda de ductilidad de curvatura y se muestran en el apartado 5.5

5.4 RESULTADOS DE LOS ADNL

Como ya se mencionó en la sección 4.9 se registraron la envolvente de los desplazamientos de cada columna, así como la curvatura y la rotación máxima de cada articulación plástica. La tabla 5.5 presenta los resultados de los ADNL para un modelo en particular. Se observa el nombre del registro usado en el análisis así como algunos parámetros necesarios para conocer el comportamiento del modelo.

Tabla 5.5 – Resultados de los ADNL para el modelo P05_E10_R0.5% en dirección longitudinal

REGISTRO	FLUENCIA		MÁXIMO ABSOLUTO		COMPORTAMIENTO	D_{max} (m)	Δ	μ_{φ}
	φ_y (rad/m)	D_y (m)	φ (rad/m)	θ (Rad)				
ACAP8904.251	0.004	0.0333	0.1056	0.0602	INELÁSTICO	0.3291	0.0658	26.4013



ATYC8509.211	0.004	0.0333	0.0499	0.0284	INELÁSTICO	0.1720	0.0344	12.4761
AZIH8509.191	0.004	0.0333	0.2022	0.1152	INELÁSTICO	0.6030	0.1206	50.5415
COYC8904.251	0.004	0.0333	0.0157	0.0090	INELÁSTICO	0.0835	0.0167	3.9281
FICA8509.191	0.004	0.0333	0.1025	0.0584	INELÁSTICO	0.3208	0.0642	25.6255
MAGY8802.081	0.004	0.0333	0.0062	0.0036	INELÁSTICO	0.0401	0.0080	1.5605
MSAS9310.241	0.004	0.0333	0.0124	0.0071	INELÁSTICO	0.0638	0.0128	3.1106
OCTT8904.251	0.004	0.0333	0.0093	0.0053	INELÁSTICO	0.0506	0.0101	2.3299
PAPN8509.191	0.004	0.0333	0.0217	0.0124	INELÁSTICO	0.0897	0.0179	5.4236
PAPN8509.211	0.004	0.0333	0.0217	0.0124	INELÁSTICO	0.0897	0.0179	5.4235
PARS8509.191	0.004	0.0333	0.0566	0.0323	INELÁSTICO	0.1903	0.0381	14.1539
PARS8509.211	0.004	0.0333	0.0098	0.0056	INELÁSTICO	0.0499	0.0100	2.4531
PARS8802.081	0.004	0.0333	0.0027	0.0015	ELÁSTICO	0.0205	0.0041	0.6748
PARS8904.251	0.004	0.0333	0.0033	0.0019	ELÁSTICO	0.0241	0.0048	0.8135
SUCH8509.191	0.004	0.0333	0.2011	0.1146	INELÁSTICO	0.6009	0.1202	50.2663
SUCH8509.211	0.004	0.0333	0.1102	0.0628	INELÁSTICO	0.3414	0.0683	27.5393
UNIO8509.191	0.004	0.0333	0.1305	0.0744	INELÁSTICO	0.3985	0.0797	32.6170
VIGA9305.152	0.004	0.0333	0.0048	0.0027	INELÁSTICO	0.0430	0.0086	1.1952
VIGA9509.141	0.004	0.0333	0.0582	0.0332	INELÁSTICO	0.1937	0.0387	14.5572
VILE8509.191	0.004	0.0333	0.2617	0.1492	INELÁSTICO	0.7739	0.1548	65.4370
PROMEDIO			0.0693	0.0395		0.2239	0.0448	19.1689

En la tabla 5.5 se muestra cada registro y los resultados obtenidos para cada uno. La curvatura de fluencia se obtiene a partir del diagrama Momento – Curvatura y el desplazamiento de fluencia a partir de la siguiente expresión (Priestley, 1996):

$$D_y = \varphi_y \left(\frac{L^2}{3} \right)$$

Donde:

D_y Desplazamiento de fluencia.

φ_y Curvatura de fluencia.

L Altura libre de la columna.

Tabla 5.6 – Resultados de los ADNL para el modelo P05_E10_R0.5% en dirección transversal

REGISTRO	FLUENCIA		MÁXIMO ABSOLUTO		COMPORTAMIENTO	D_{max} (m)	Δ	μ_φ
	φ_y (rad/m)	D_y (m)	φ (rad/m)	θ (Rad)				
ACAP8904.251	0.0043	0.0358	0.1130	0.0418	INELÁSTICO	0.2201	0.0440	26.2688



ATYC8509.211	0.0040	0.0333	0.0845	0.0313	INELÁSTICO	0.1681	0.0336	21.1204
AZIH8509.191	0.0043	0.0358	0.5249	0.1942	INELÁSTICO	0.9860	0.1972	122.0663
COYC8904.251	0.0043	0.0358	0.0125	0.0046	INELÁSTICO	0.0378	0.0076	2.8966
FICA8509.191								
MAGY8802.081	0.0043	0.0358	0.0033	0.0012	ELÁSTICO	0.0149	0.0030	0.7741
MSAS9310.241	0.0043	0.0358	0.0068	0.0025	INELÁSTICO	0.0234	0.0047	1.5769
OCTT8904.251	0.0043	0.0358	0.0048	0.0018	INELÁSTICO	0.0188	0.0038	1.1070
PAPN8509.191	0.0043	0.0358	0.0153	0.0057	INELÁSTICO	0.0395	0.0079	3.5589
PAPN8509.211	0.0043	0.0358	0.0153	0.0057	INELÁSTICO	0.0396	0.0079	3.5576
PARS8509.191	0.0040	0.0333	0.0101	0.0037	INELÁSTICO	0.1208	0.0242	2.5304
PARS8509.211	0.0040	0.0333	0.0117	0.0043	INELÁSTICO	0.0301	0.0060	2.9309
PARS8802.081	0.0043	0.0358	0.0030	0.0011	ELÁSTICO	0.0130	0.0026	0.7014
PARS8904.251	0.0043	0.0358	0.0033	0.0012	ELÁSTICO	0.0142	0.0028	0.7731
SUCH8509.191								
SUCH8509.211	0.0040	0.0333	0.3471	0.1284	INELÁSTICO	0.6531	0.1306	86.7795
UNIO8509.191								
VIGA9305.152	0.0040	0.0333	0.0055	0.0020	INELÁSTICO	0.0187	0.0037	1.3745
VIGA9509.141	0.0040	0.0333	0.0420	0.0155	INELÁSTICO	0.0894	0.0179	10.4947
VILE8509.191								
	PROMEDIO		0.0752	0.0278		0.1555	0.0311	22.0202

El tipo de comportamiento (elástico o inelástico) se obtuvo comparando la curvatura de fluencia con la curvatura máxima obtenida en el análisis. Si la curvatura máxima obtenida es mayor que la curvatura de fluencia entonces su comportamiento es inelástico.

Por otra parte la distorsión angular Δ se calcula de la siguiente manera.

$$\Delta = \frac{D_{max}}{H}$$

Donde:

Δ Distorsión angular.

D_{max} Desplazamiento máximo obtenido del ADNL.

H Altura libre de la pila.

Respecto a la ductilidad de curvatura μ_{ϕ} , esta se calculó como se ilustra en la sección 5.2.2, sin embargo en el cálculo de este parámetro sólo se tomaron en cuenta aquellos análisis que incurrieron en el intervalo inelástico.



Del mismo modo en la tabla 5.6 se muestran los resultados para cada análisis del modelo *P05_E10_R0.5%* en dirección transversal. Es importante mencionar que debido al tipo de sección utilizado en los ADNL se presentaron algunos problemas de convergencia en dirección transversal. Dichos problemas de convergencia se presentaron para los registros sísmicos que se muestran achurados en la tabla 5.6.

Los problemas de convergencia se presentaron en los análisis en los que se usaron los registros sísmicos con mayor aceleración del terreno, por lo que se puede pensar que estos problemas de convergencia están ligados, muy probablemente, a la gran demanda de desplazamientos en la estructura.

5.4.1 Resultados de los análisis para los modelos de 5 m de altura de pilas

En la tabla 5.7 se muestran los resultados promediados para los modelos de 5 metros de altura de pilas, únicamente se presentan los parámetros de interés para este estudio.

En la figura 5.2 se presentan los resultados en forma gráfica del modelo de 5 metros de altura de pilas para la rotación de la articulación plástica con los tres espesores de encamisados y para los tres porcentajes de acero que se utilizaron, además para el modelo sin encamisar en dirección longitudinal.

Se observa que respecto al modelo encamisado los valores de las rotaciones en dirección longitudinal de los modelos encamisados disminuyeron; sin embargo, no se aprecia una diferencia significativa entre la rotación para los diferentes espesores de encamisados.

En cuanto al porcentaje de acero usado en el encamisado se aprecia una diferencia entre los valores de la rotación, mostrando menor influencia para los porcentajes de acero de 1% y 1.5%.

Tabla 5.7 – Resultados para los modelos de 5 m de altura de pilas en dirección longitudinal

MODELO	θ (rad)	Δ	μ_ϕ
<i>P05</i>	0.0589	0.0641	19.6607
<i>P05_E10_R0.5%</i>	0.0395	0.0448	19.1689
<i>P05_E10_R1%</i>	0.0319	0.0415	13.6610
<i>P05_E10_R1.5%</i>	0.0335	0.0394	13.4953
<i>P05_E15_R0.5%</i>	0.0360	0.0411	21.0311
<i>P05_E15_R1%</i>	0.0326	0.0381	15.4869
<i>P05_E15_R1.5%</i>	0.0339	0.0389	10.7909
<i>P05_E20_R0.5%</i>	0.0404	0.0411	22.0523
<i>P05_E20_R1%</i>	0.0285	0.0328	21.1175
<i>P05_E20_R1.5%</i>	0.0279	0.0324	14.8637



Tabla 5.8 – Resultados para los modelos de 5 m de altura de pilas en dirección transversal

MODELO	θ (rad)	Δ	μ_ϕ
P05	0.02317583	0.02527365	12.7687798
P05_E10_R0.5%	0.02782004	0.03109365	22.0201887
P05_E10_R1%	0.01786783	0.0204957	17.7663885
P05_E10_R1.5%	0.02370498	0.02821889	17.0908943
P05_E15_R0.5%	0.01798642	0.01979944	15.8049492
P05_E15_R1%	0.0220703	0.02661265	18.0013386
P05_E15_R1.5%	0.02187369	0.0234185	15.8050259
P05_E20_R0.5%	0.02114261	0.01979944	16.9814058
P05_E20_R1%	0.0143606	0.01560277	19.4902775
P05_E20_R1.5%	0.01409393	0.0153202	14.6559405

Con relación a la rotación de la articulación plástica en la dirección transversal de los modelos de 5 m de altura de pilas (figura 5.3), se aprecia que el modelo de 10 cm de espesor del encamisado y de 0.5% de porcentaje de acero experimenta una demanda de rotación mayor que el modelo sin encamisar. Lo anterior puede deberse a los problemas de convergencia que se experimentaron en los análisis en dirección transversal. En cuanto a los modelos con diferente espesor sí se aprecia una diferencia en la demanda de rotación, pero no de la misma manera entre los modelos con porcentaje de acero de 1% y 1.5% donde la demanda de rotación prácticamente es la misma, sobre todo en el modelo encamisado con 20 cm de espesor.

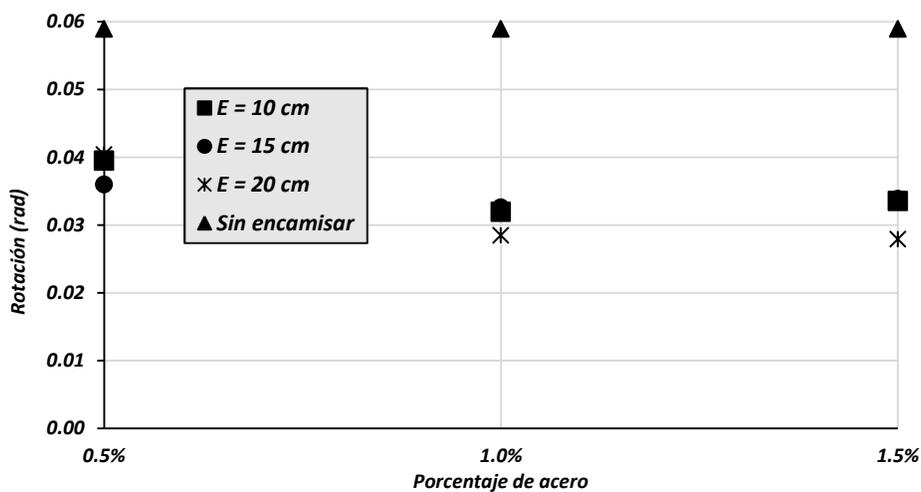


Figura 5.2 – Resultados de la demanda de rotación en dirección longitudinal para modelos de 5 m de altura de pilas



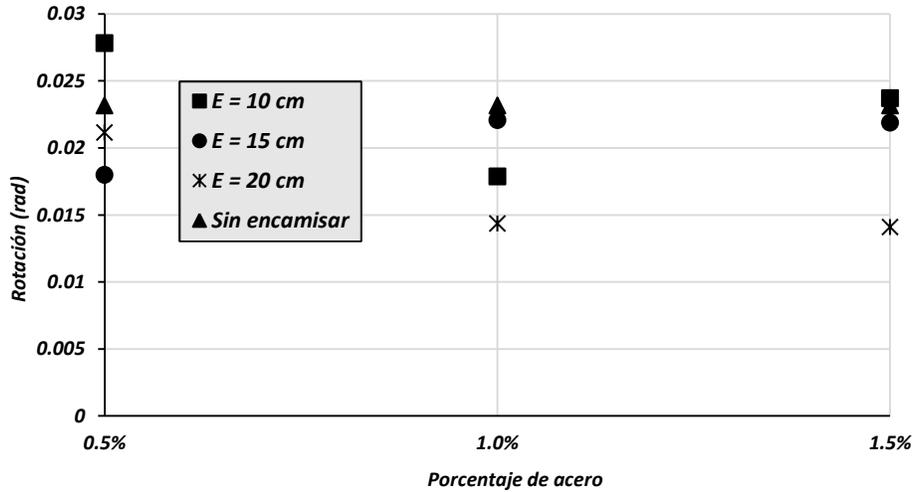


Figura 5.3 – Resultados de la demanda de rotación en dirección transversal para modelos de 5 m de altura de pilas

Para visualizar de manera clara los estados de daño de Dutta y Mander (1998), Akbari (2010) y Priestley (1994) es necesario definir la simbología que se utilizará y que se muestra a continuación. En la figura 5.4 aparece la simbología correspondiente para los estados de daño que utilizan como parámetro la distorsión angular Δ . La línea punteada representa la primera fluencia (casi ningún daño), es decir que si la demanda de distorsión angular rebasa dicha línea, pero permanece por debajo de la línea discontinua (guiones), se tendrá casi ningún daño. La línea discontinua representa el daño ligero, de igual manera si la demanda se encuentra entre dicha línea y la siguiente (dos puntos - guion) se tendrá un daño ligero. Si de otra manera, la demanda de distorsión angular se encuentra por arriba de la línea de dos puntos - guion y por debajo de la línea continua resultará daño moderado. Entre la línea continua y la línea de punto y guion se presenta daño extensivo, y finalmente rebasando la línea de punto y guion el daño será completo.

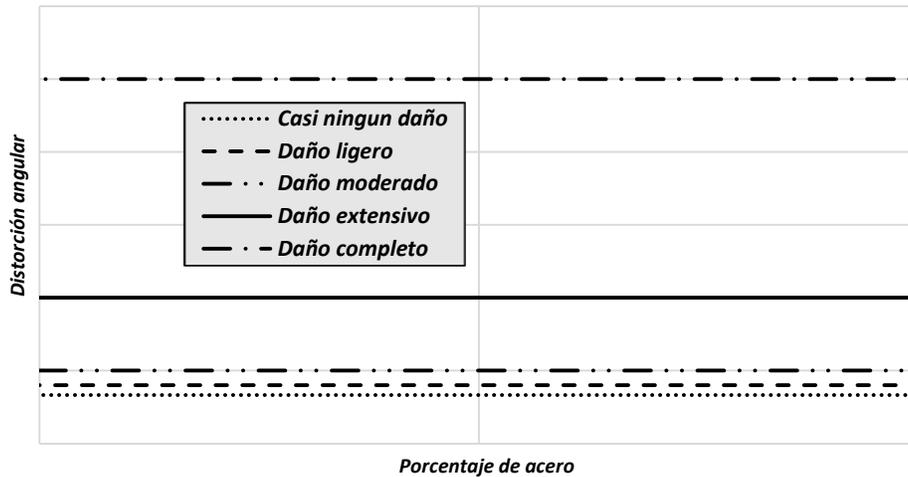


Figura 5.4 – Simbología para los estados de daño de Dutta y Mander (1998) y Akbari (2010)



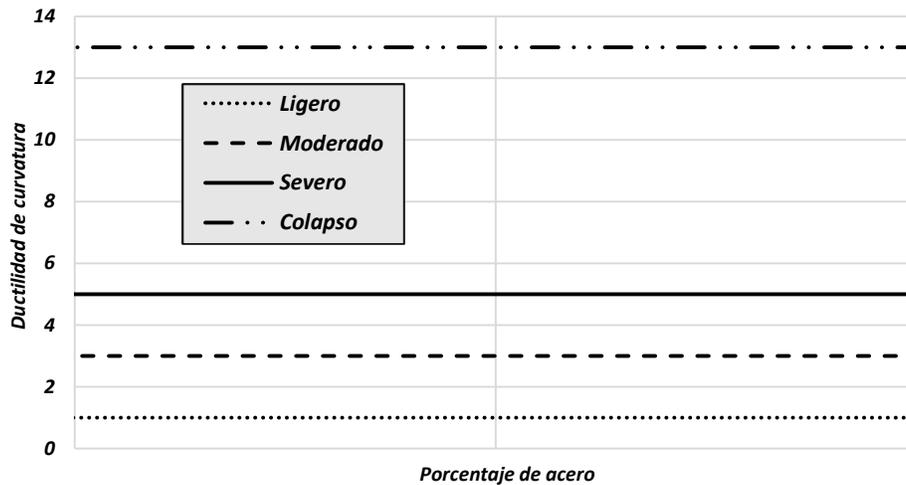


Figura 5.5 – Simbología para el estado de daño de Priestley (1994)

De la misma manera en la figura 5.5 se muestra la simbología para el estado de daño que utiliza la ductilidad de curvatura μ_{ϕ} como parámetro de daño. Por ejemplo cuando la demanda de ductilidad de curvatura de un modelo se ubique entre la línea punteada y la línea discontinua significa que se tendrá un daño ligero. Por arriba de la línea discontinua y sin rebasar la línea continua el estado de daño será moderado. Entre la línea continua y la línea de dos puntos - guion el daño resultara severo. Y finalmente, si la demanda de ductilidad de curvatura se localiza por arriba de la línea de dos puntos - guion se tendrá el estado límite de colapso.

Los resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal y transversal se muestran en las tablas 5.7 y 5.8, respectivamente. Para evaluar el daño, se utiliza este parámetro de distorsión angular Δ con los dos modelos de daño: el propuesto por Dutta y Mander (1998) mostrado en la tabla 5.2 y el propuesto por Akbari (2010) de la tabla 5.3. El modelo propuesto por Dutta y Mander (1998) plantea dos enfoques, el primero para puentes no diseñados sísmicamente, y el segundo para puentes diseñados sísmicamente. En este trabajo se utiliza el enfoque para puentes no diseñados sísmicamente.

En las figuras 5.6 y 5.7 aparecen los resultados para la distorsión angular en dirección longitudinal y transversal usando el modelo de daño de Dutta y Mander (1998).



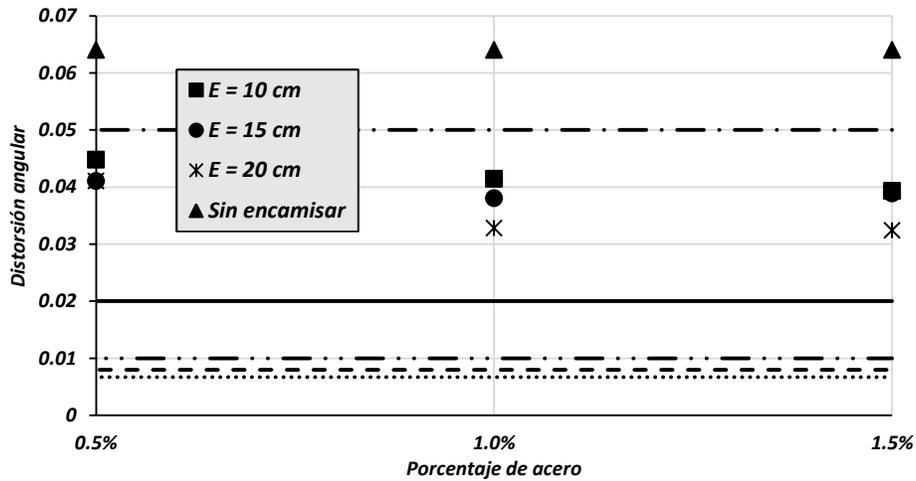


Figura 5.6 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 5 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998)

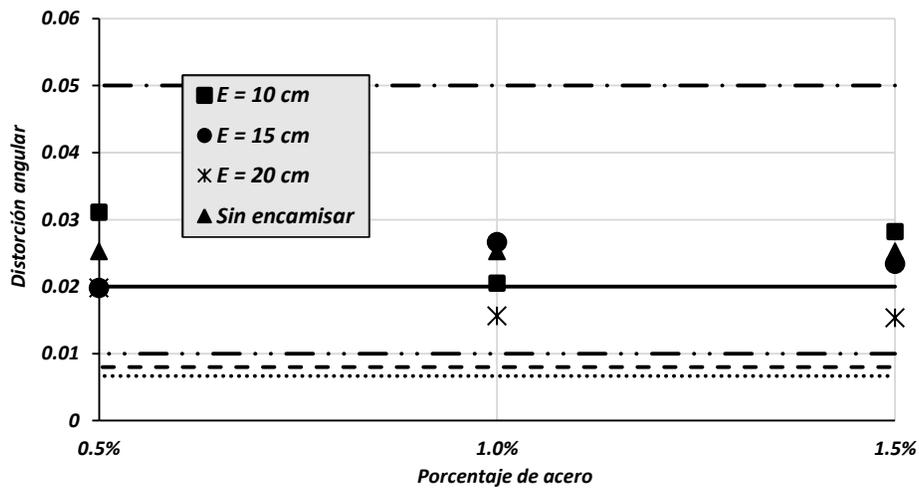


Figura 5.7 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 5 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998)



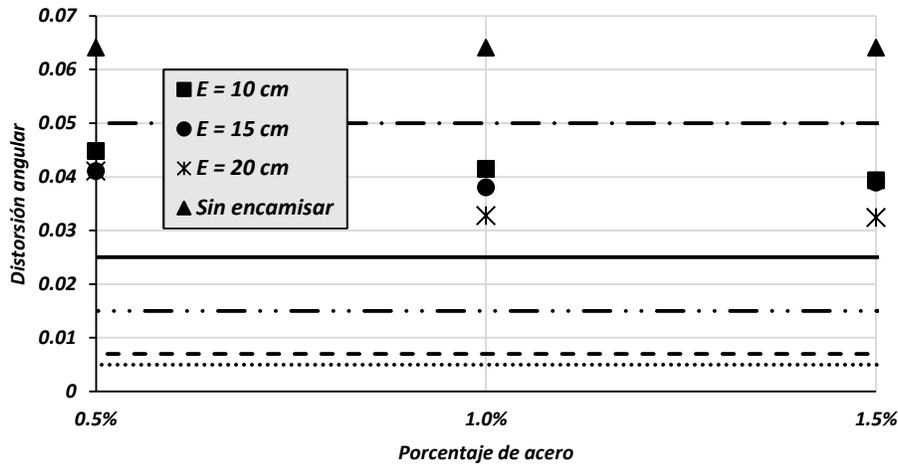


Figura 5.8 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 5 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010)

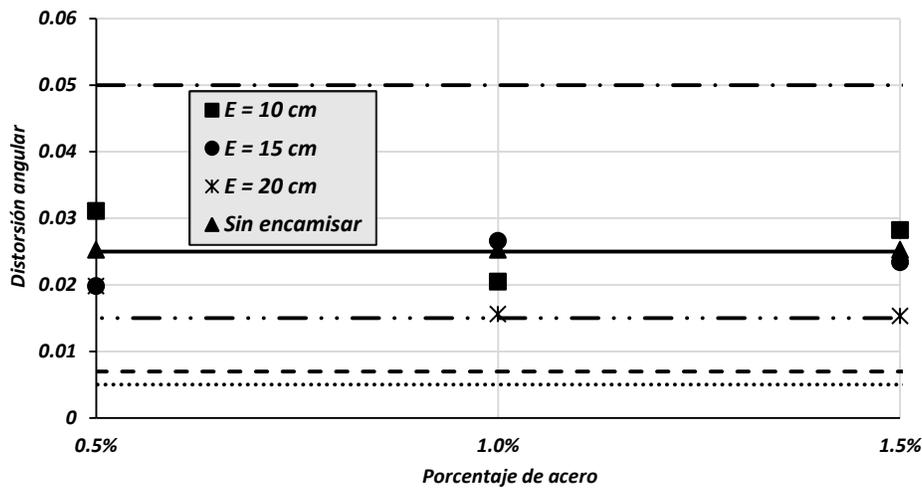


Figura 5.9 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 5 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010)

Comparando el estado de daño propuesto por Dutta y Mander (1998) con el propuesto por Akbari (2010), en dirección longitudinal (figuras 5.6 y 5.8), no se aprecian diferencias entre el nivel de daño que se presenta en las pilas del puente. Sin embargo en dirección transversal el modelo de 20 cm de espesor de encamisado con 1% y 1.5% de porcentaje de acero se encuentra en la frontera del daño moderado para el modelo de Akbari (2010), mientras que para el modelo de Dutta y Mander (1998) se encuentra por arriba de dicha frontera.



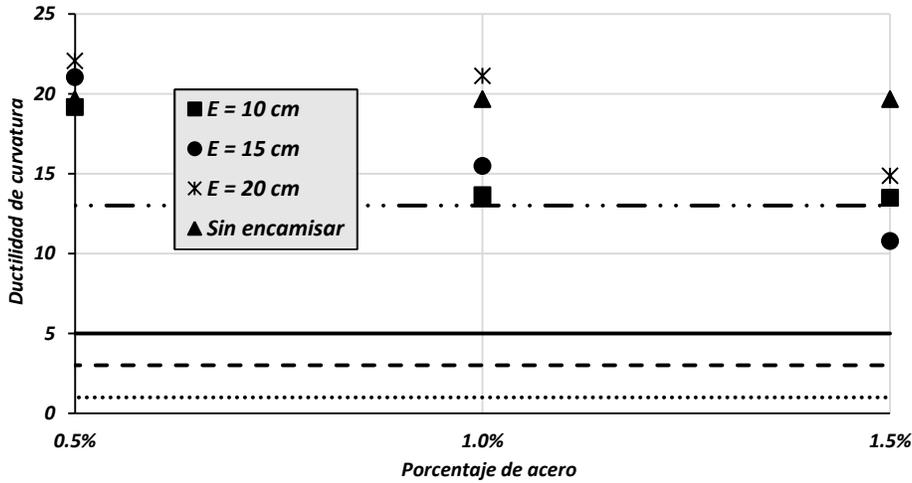


Figura 5.10 – Resultados de ductilidad de curvatura μ_ϕ en dirección longitudinal para los modelos de 5 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994)

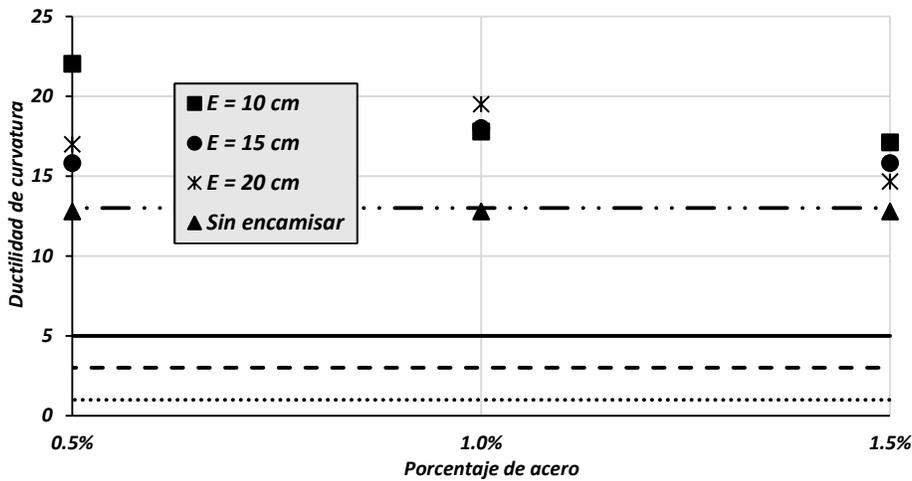


Figura 5.11 – Resultados de ductilidad de curvatura μ_ϕ en dirección transversal para los modelos de 5 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994)

Por otra parte, con los resultados asociados con el estado de daño propuesto por Priestley (1994) que toman como parámetro la ductilidad de curvatura μ_ϕ , se encuentra que en dirección longitudinal el encamisado no produce ningún resultado que cause una disminución en el nivel de daño alcanzado por el modelo sin encamisar. El único modelo que desciende del estado de daño severo al inmediato inferior (moderado) es el modelo de 15 cm de espesor de camisa y 1.5% de porcentaje de acero.



En la dirección transversal, la demanda de ductilidad de curvatura se incrementa para todos los espesores de encamisados y para todos los porcentajes de acero longitudinal. Lo anterior está ligado, muy probablemente, a los problemas de convergencia que se observaron para los modelos con menor porcentaje de acero longitudinal, donde se presentaban más problemas de este tipo.

5.4.2 Resultados de los análisis para los modelos de 10 m de altura de pilas

En las tablas 5.9 y 5.10 se muestran los resultados para los modelos de 10 m de altura libre de pilas en ambas direcciones.

Tabla 5.9 – Resultados para los modelos de 10 m de altura de pilas en dirección longitudinal

MODELO	θ (rad)	Δ	μ_ϕ
P10	0.0352	0.0451	25.2234
P10_E10_R0.5%	0.0322	0.0390	13.6343
P10_E10_R1%	0.0268	0.0361	12.9627
P10_E10_R1.5%	0.0231	0.0345	11.1577
P10_E15_R0.5%	0.0307	0.0364	11.4513
P10_E15_R1%	0.0254	0.0332	11.4368
P10_E15_R1.5%	0.0231	0.0312	8.3168
P10_E20_R0.5%	0.0270	0.0342	14.9976
P10_E20_R1%	0.0240	0.0314	9.0880
P10_E20_R1.5%	0.0221	0.0298	7.9686

Tabla 5.10 – Resultados para los modelos de 10 m de altura de pilas en dirección transversal

MODELO	θ (rad)	Δ	μ_ϕ
P10	0.0177	0.0218	16.7965
P10_E10_R0.5%	0.0160	0.0190	9.0817
P10_E10_R1%	0.0151	0.0186	6.6270
P10_E10_R1.5%	0.0163	0.0208	6.8330
P10_E15_R0.5%	0.0133	0.0157	9.4240
P10_E15_R1%	0.0133	0.0164	7.0386
P10_E15_R1.5%	0.0202	0.0234	5.8073
P10_E20_R0.5%	0.0181	0.0210	8.7967
P10_E20_R1%	0.0175	0.0202	5.0240
P10_E20_R1.5%	0.0173	0.0202	9.7115



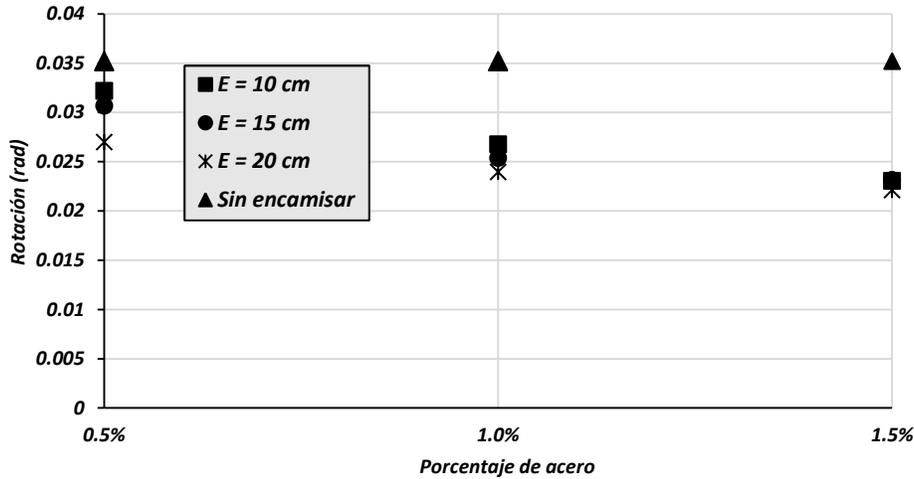


Figura 5.12 – Resultados de la demanda de rotación en dirección longitudinal para modelos de 10 m de altura de pilas

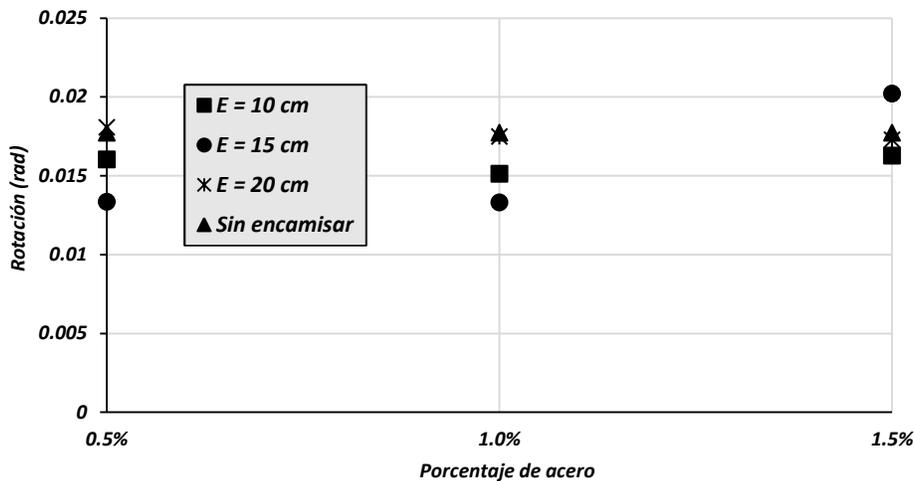


Figura 5.13 – Resultados de la demanda de rotación en dirección transversal para modelos de 10 m de altura de pilas

Para los modelos de 10 m de altura libre de pilas en dirección longitudinal y con base en el parámetro de rotación (figura 5.12) se aprecia una disminución de la demanda conforme aumenta el espesor del encamisado y el porcentaje de acero longitudinal. Es notorio que se presenta prácticamente el mismo valor de rotación para puentes con porcentaje de acero del 1.5% independientemente del espesor de la camisa. Esto se debe a que tiene mayor influencia la cantidad de acero longitudinal que el mismo espesor del encamisado. En la dirección transversal (figura 5.13), algunos de los modelos encamisados presentan rotaciones superiores o iguales al modelo sin encamisar. Merece especial mención el modelo encamisado con 20 cm de espesor en el cual se presenta una rotación muy similar al modelo sin camisa.



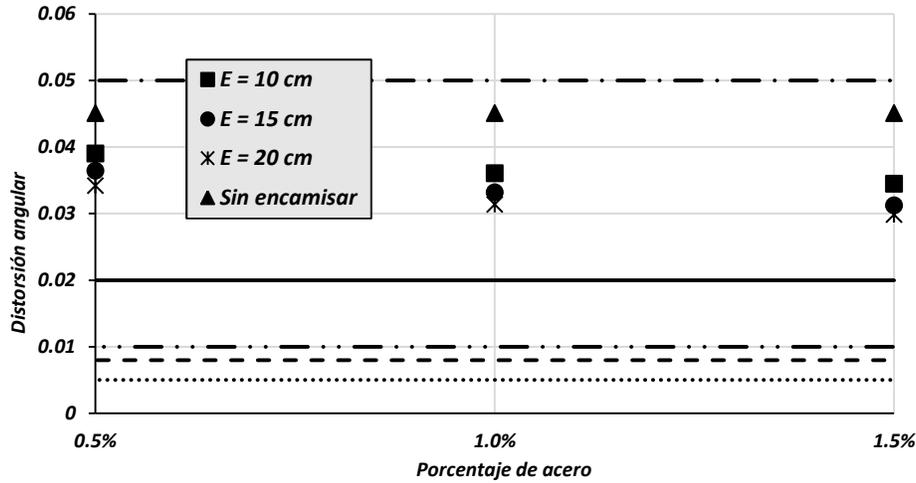


Figura 5.14 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 10 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998)

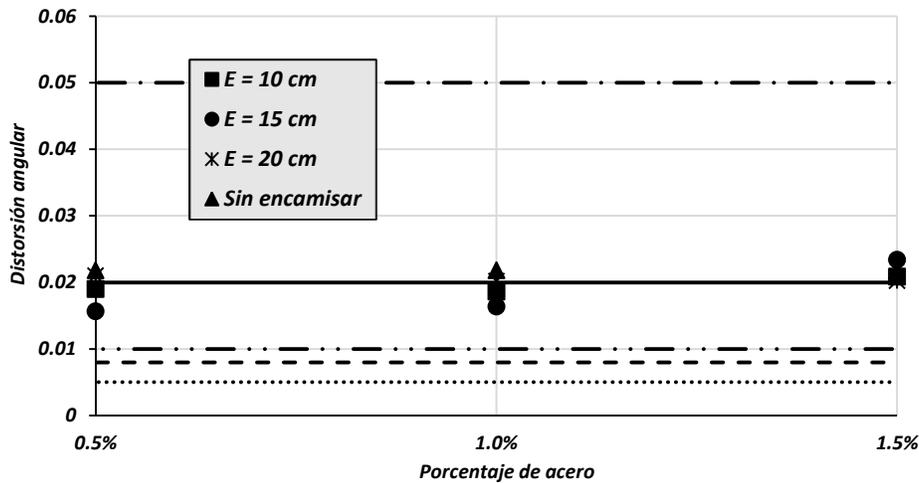


Figura 5.15 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 10 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998)

En la figura 5.14 se muestra la distorsión angular para los modelos de 10 m de altura de pilas en dirección longitudinal. En este caso se observa una disminución del parámetro Δ como función del aumento de espesor y del porcentaje de acero; sin embargo, la disminución no es significativa, de manera que se presenta el mismo nivel de daño para todos los modelos. De la misma forma, en la figura 5.16, se alcanza el mismo nivel de daño para todos los modelos, donde se utiliza el estado de daño propuesto por Akbari (2010).



En las figuras 5.15 y 5.17 se muestran los resultados en dirección transversal. En este caso no se observan diferencias perceptibles entre los modelos encamisados y sin encamisar. No obstante, se observa una diferencia del estado de daño del modelo de Akbary (2010), en el cual todos los puentes se encuentran en el nivel de daño moderado, y el estado de daño obtenido con la propuesta de Dutta y Mander (1998), en el cual los puentes con 1.5% de porcentaje de acero longitudinal alcanzan el nivel de daño extenso.

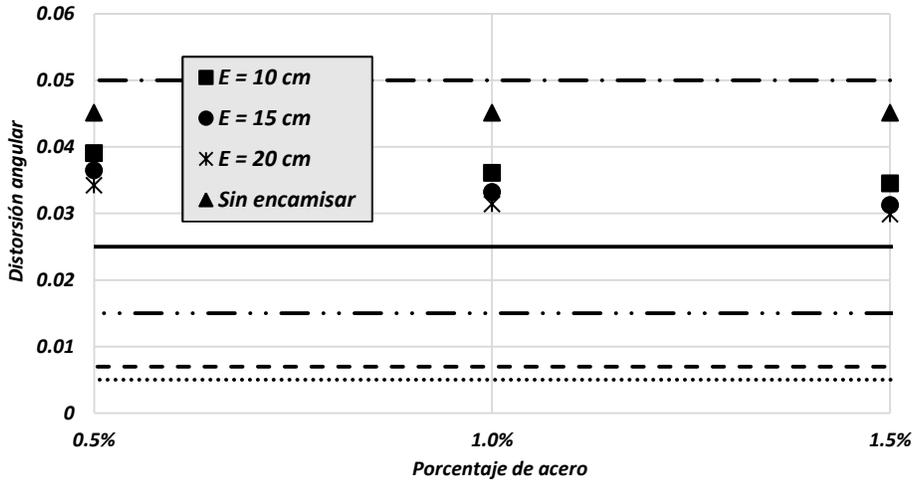


Figura 5.16 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 10 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010)

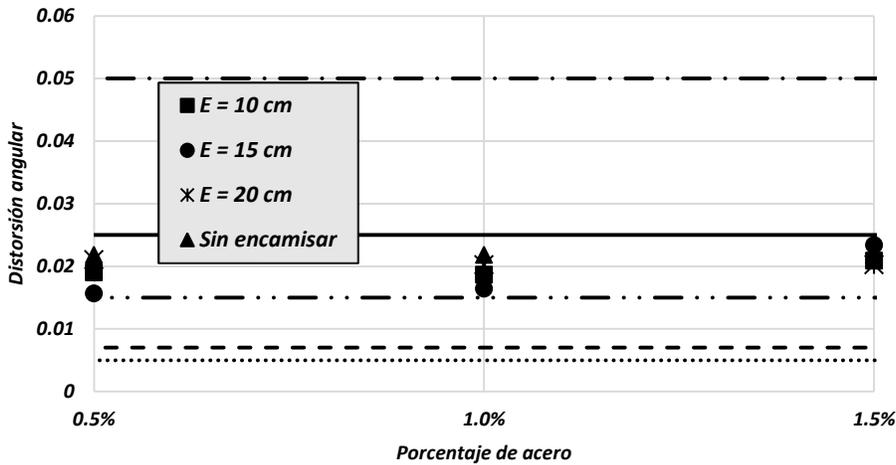


Figura 5.17 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 10 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010)



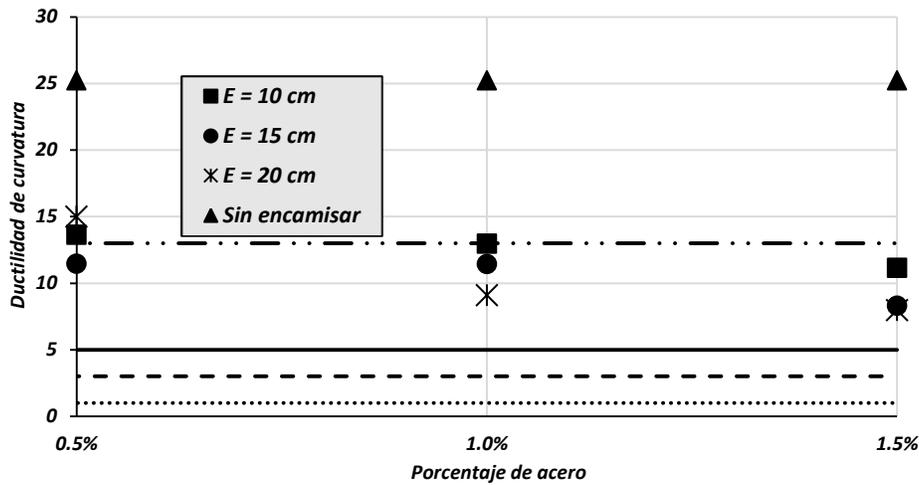


Figura 5.18 – Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección longitudinal para los modelos de 10 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994)

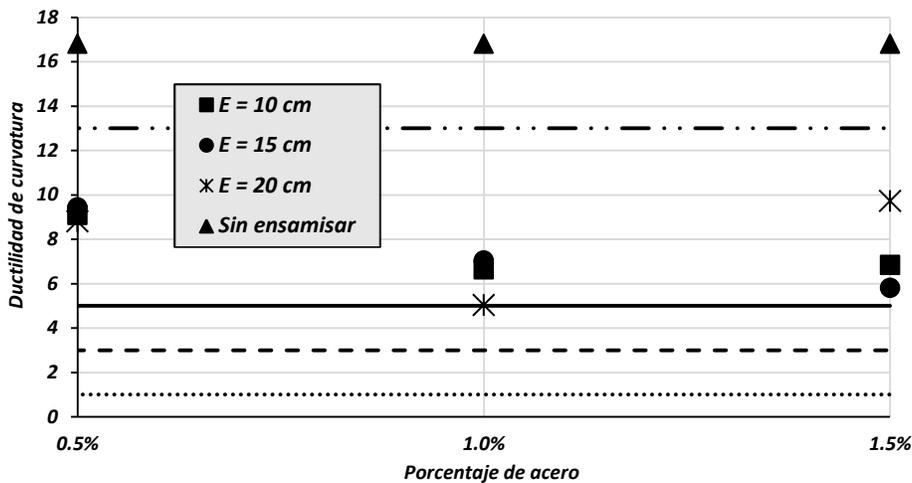


Figura 5.19 – Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección transversal para los modelos de 10 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994)

En la figura 5.18 se muestran los resultados de los estados de daño en dirección longitudinal, usando como indicador la ductilidad de curvatura. Se aprecia que en todos los modelos encamisados se presenta una menor ductilidad de curvatura, y por lo tanto menos daño, que el daño esperado en el modelo sin encamisar. En este caso se observa que, el encamisado más eficiente es el de 20 cm de espesor y 1.5% de porcentaje de acero, ya que con el uso del encamisado se traslada el comportamiento esperado de la zona de colapso a la zona de daño severo. Sin embargo, se puede optar también por el encamisado de 20 cm de espesor y 1% de



acero longitudinal ya que presentan ductilidades de curvatura similares. Inclusive se puede pensar en el uso del encamisado de 15 cm de espesor y 1.5% de acero longitudinal.

En la dirección transversal (figura 5.19) se aprecia que el uso de encamisados produce menores ductilidades de curvatura. Sin embargo, de igual manera que en dirección longitudinal, el encamisado que produce una ductilidad de curvatura menor es el de 20 cm de espesor con 1% de acero longitudinal. Del mismo modo, si se usa un porcentaje de acero de 1.5% con 15 cm de espesor del encamisado, se producen efectos similares de disminución de la demanda de ductilidad de curvatura.

5.4.3 Resultados de los análisis para los modelos de 15 m de altura de pilas

En las tablas 5.11 y 5.12 aparecen los resultados de los modelos de 15 m de altura de pilas.

Tabla 5.11 – Resultados para los modelos de 15 m de altura de pilas en dirección longitudinal

MODELO	θ (rad)	Δ	μ_{ϕ}
P15	0.0249	0.0350	13.5434
P15_E10_R0.5%	0.0247	0.0281	8.4672
P15_E10_R1%	0.0222	0.0263	7.7072
P15_E10_R1.5%	0.0205	0.0257	5.2153
P15_E15_R0.5%	0.0233	0.0302	7.3576
P15_E15_R1%	0.0205	0.0279	7.3888
P15_E15_R1.5%	0.0183	0.0261	6.2163
P15_E20_R0.5%	0.0200	0.0273	9.5231
P15_E20_R1%	0.0178	0.0274	7.0621
P15_E20_R1.5%	0.0172	0.0251	6.0033

Tabla 5.12 – Resultados para los modelos de 15 m de altura de pilas en dirección transversal

MODELO	θ (rad)	Δ	μ_{ϕ}
P15	0.0104	0.0154	6.7180
P15_E10_R0.5%	0.0132	0.0159	6.1099
P15_E10_R1%	0.0103	0.0129	3.2096
P15_E10_R1.5%	0.0122	0.0150	3.9193
P15_E15_R0.5%	0.0108	0.0144	5.1678
P15_E15_R1%	0.0115	0.0151	4.5692
P15_E15_R1.5%	0.0131	0.0169	5.7749
P15_E20_R0.5%	0.0119	0.0148	5.2745



P15_E20_R1%	0.0132	0.0166	5.0269
P15_E20_R1.5%	0.0128	0.0161	4.1575

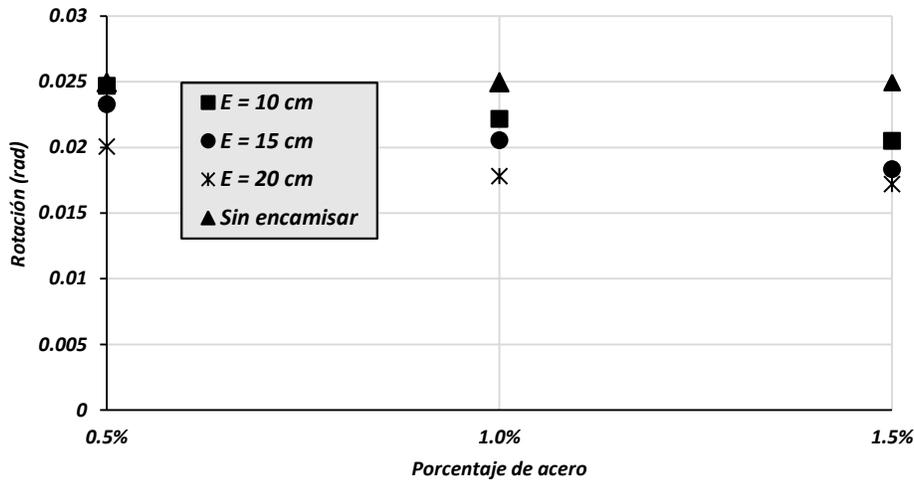


Figura 5.20 – Resultados de la demanda de rotación en dirección longitudinal para modelos de 15 m de altura de pilas

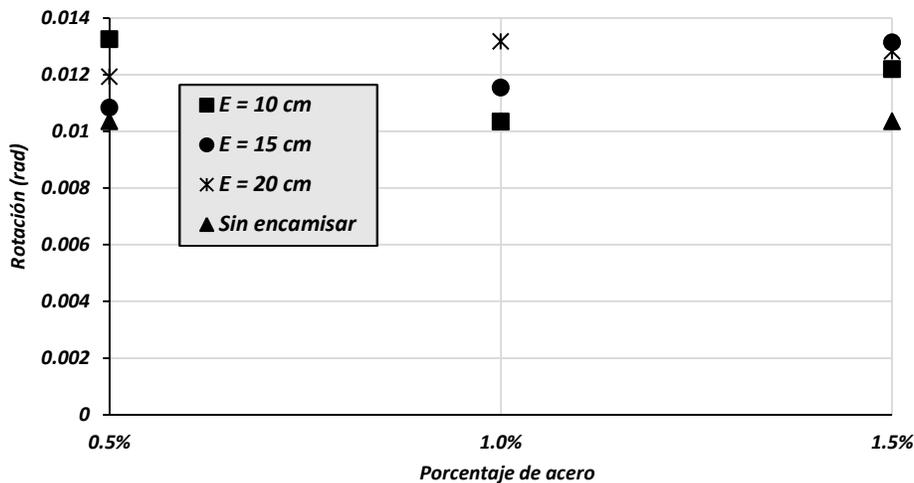


Figura 5.21 – Resultados de la demanda de rotación en dirección transversal para modelos de 15 m de altura de pilas

En la figura 5.20 se presentan en forma gráfica los resultados de la rotación de las articulaciones plásticas de las columnas de los modelos de 15 m de altura de pilas. En la dirección longitudinal se aprecia una disminución de la rotación como función del aumento de espesor del encamisado y el porcentaje de acero longitudinal, sin embargo no se observa una diferencia significativa con el modelo sin encamisado.



En dirección transversal (figura 5.21), la demanda de rotaciones plásticas se incrementan con el encamisado de los elementos y no parece haber una tendencia clara del comportamiento.

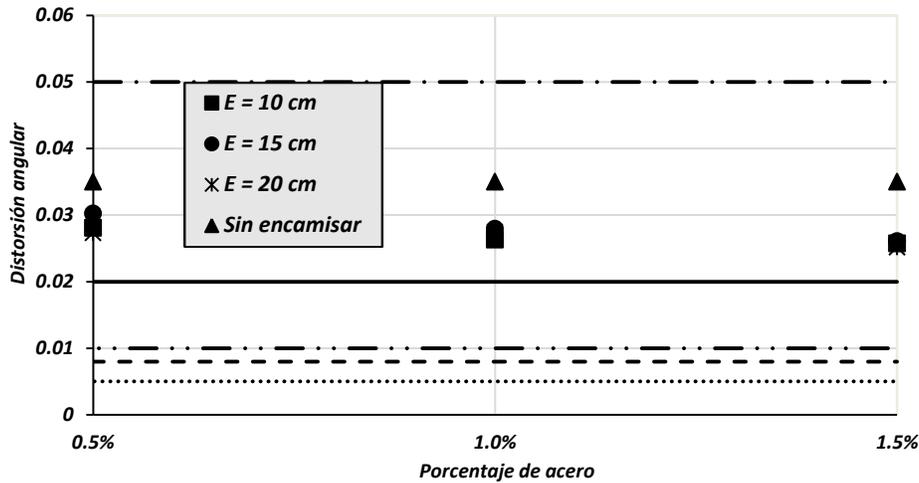


Figura 5.22 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 15 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998)

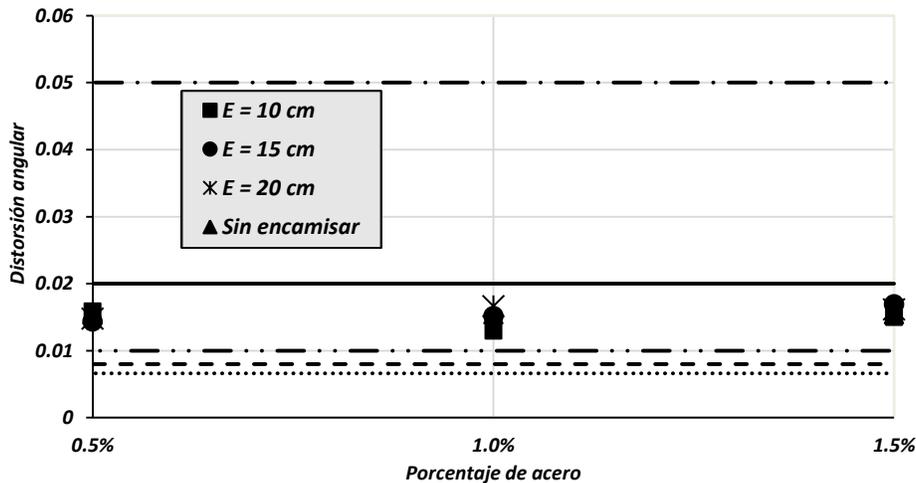


Figura 5.23 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 15 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998)

En la figura 5.22 se muestran las demandas de distorsión angular para los modelos de 15 m de altura de pilas, en dirección longitudinal, con los parámetros propuestos por Dutta y Mander (1998). Se aprecia que aunque la distorsión angular del modelo sin encamisado es mayor que la correspondiente a los modelos encamisados, alcanzan el mismo estado de daño (daño extensivo). El estado de daño propuesto por Akbari (2010) ubica también a los modelos en el mismo estado



de daño extensivo en la dirección longitudinal. La diferencia principal entre los dos estados utilizados es que para los modelos con 1.5% de acero longitudinal el estado de daño de Akbari (2010) localiza los modelos en el límite del daño extensivo y daño moderado. Para este caso se producen los mismos efectos el uso de cualquier espesor de encamisado con cualquier porcentaje de acero longitudinal.

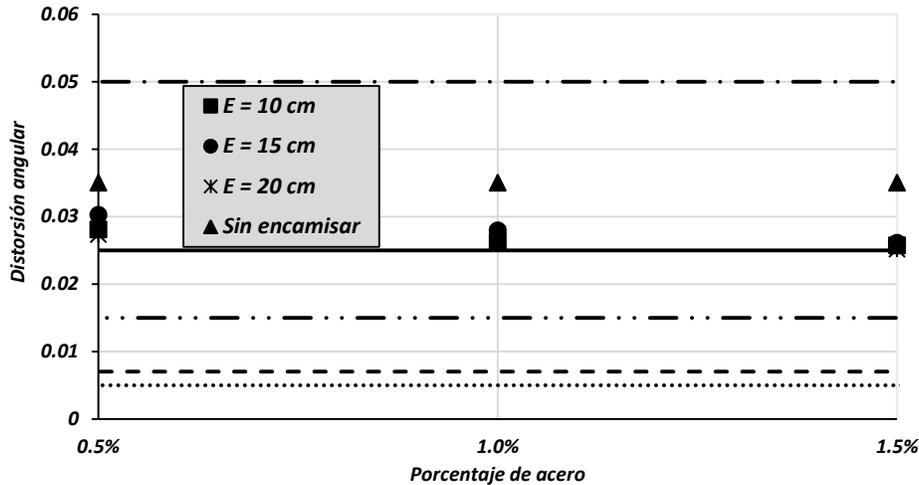


Figura 5.24 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 15 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010)

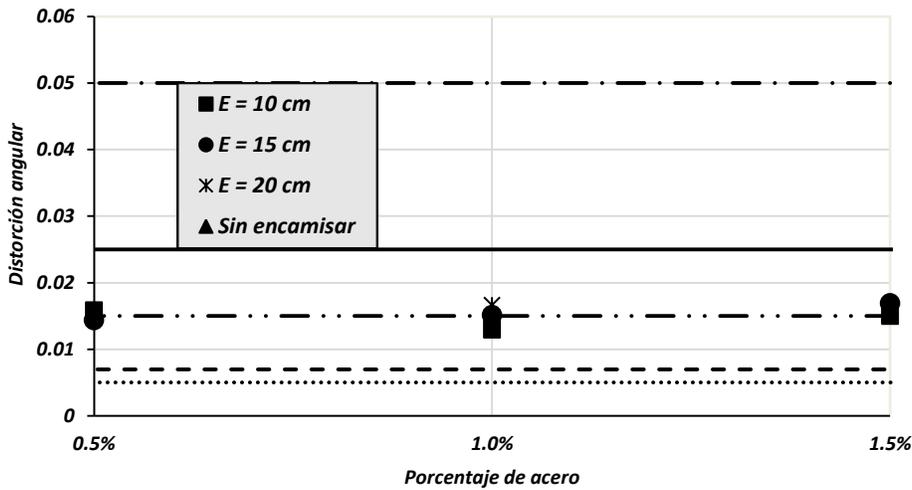


Figura 5.25 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 15 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010)

Respecto a las figuras 5.23 y 5.25 que muestran los resultados en dirección transversal, se observan los mismos estados de daño para cualquier espesor de encamisado y cualquier



porcentaje de acero. La única diferencia es que el estado de daño de Dutta y Mander (1998) ubica los modelos en el nivel de daño moderado, mientras que Akbari (2010) los localiza en el límite entre los estados de daño ligero y moderado.

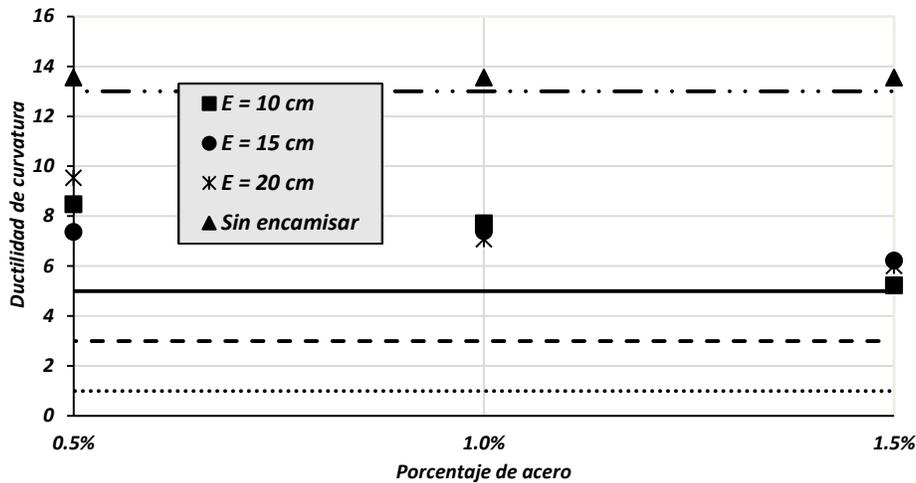


Figura 5.26 – Resultados de ductilidad de curvatura μ_ϕ en dirección longitudinal para los modelos de 15 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994)

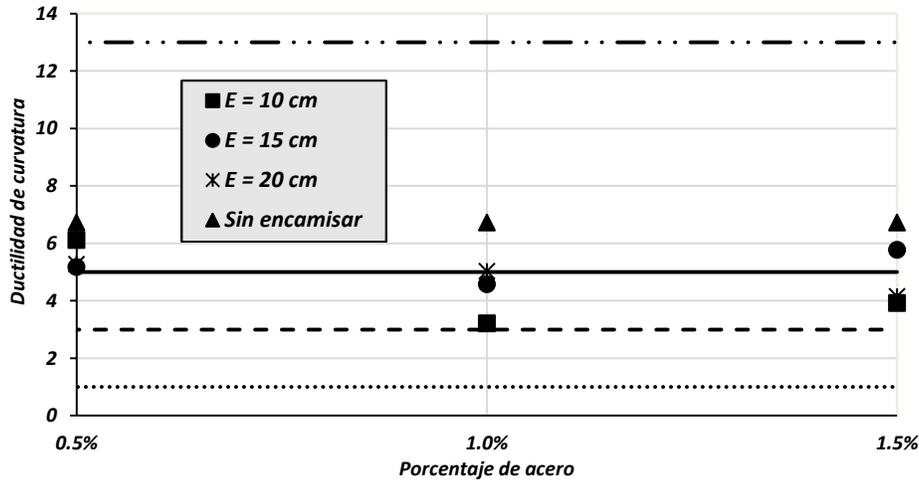


Figura 5.27 – Resultados de ductilidad de curvatura μ_ϕ en dirección transversal para los modelos de 15 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994)

En la figura 5.26 se muestran los resultados de ductilidad de curvatura. Se nota como la demanda de ductilidad y el índice de daño disminuyen con cualquier encamisado y porcentaje de acero. Para este caso la propuesta más adecuada es el encamisado de 10 cm de espesor con 1.5%



de porcentaje de acero longitudinal, el cual se localiza en el límite entre el nivel de daño ligero y moderado.

Los resultados de ductilidad de curvatura en dirección transversal aparecen en la figura 5.27. Se aprecia igualmente una disminución de la demanda de ductilidad de curvatura al colocar los encamisados. En este caso el mejor modelo corresponde a un espesor de 10 cm de encamisado y porcentaje de acero de 1%, ya que este modelo se localiza entre el índice de daño despreciable y ligero. Del mismo modo se aprecia una diferencia muy pequeña entre los tres espesores estudiados con 0.5% de acero longitudinal y el modelo sin encamisado.

5.4.4 Resultados de los análisis para los modelos de 20 m de altura de pilas

En las tablas 5.13 y 5.14 se muestran los resultados para las pilas de 20 metros de altura libre.

Tabla 5.13 – Resultados para los modelos de 20 m de altura de pilas en dirección longitudinal

MODELO	θ (rad)	Δ	μ_{ϕ}
P20	0.0185	0.0295	8.7020
P20_E10_R0.5%	0.0195	0.0269	5.9802
P20_E10_R1%	0.0174	0.0264	4.7618
P20_E10_R1.5%	0.0160	0.0255	4.6056
P20_E15_R0.5%	0.0133	0.0255	6.2257
P20_E15_R1%	0.0161	0.0250	5.4594
P20_E15_R1.5%	0.0159	0.0245	4.4249
P20_E20_R0.5%	0.0183	0.0248	6.0298
P20_E20_R1%	0.0161	0.0241	5.2407
P20_E20_R1.5%	0.0143	0.0227	4.3638

Tabla 5.14 – Resultados para los modelos de 20 m de altura de pilas en dirección transversal

MODELO	θ (rad)	Δ	μ_{ϕ}
P20	0.0104	0.0157	6.6133
P20_E10_R0.5%	0.0098	0.0140	4.8623
P20_E10_R1%	0.0089	0.0132	4.4655
P20_E10_R1.5%	0.0106	0.0151	3.1939
P20_E15_R0.5%	0.0088	0.0123	3.5791
P20_E15_R1%	0.0111	0.0150	3.5081
P20_E15_R1.5%	0.0107	0.0146	2.8471



<i>P20_E20_R0.5%</i>	0.0083	0.0114	2.2228
<i>P20_E20_R1%</i>	0.0108	0.0142	3.2385
<i>P20_E20_R1.5%</i>	0.0106	0.0143	2.8148

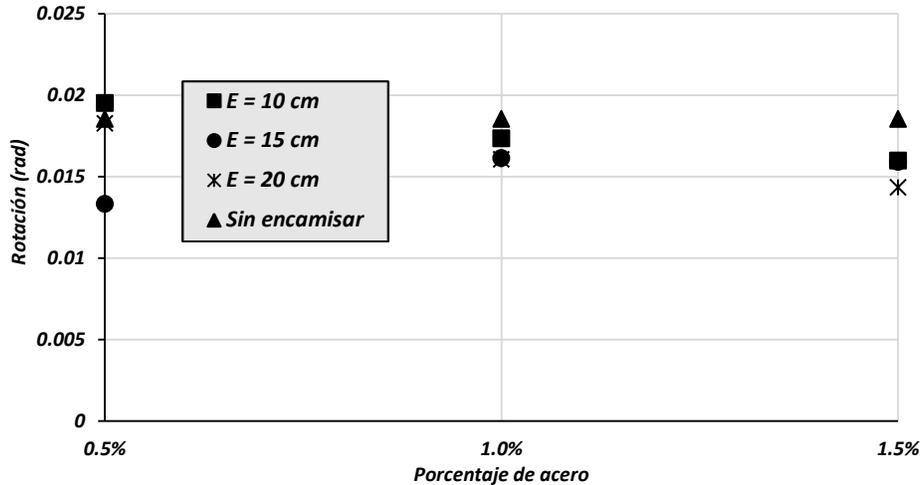


Figura 5.28 – Resultados de la demanda de rotación en dirección longitudinal para modelos de 20 m de altura de pilas

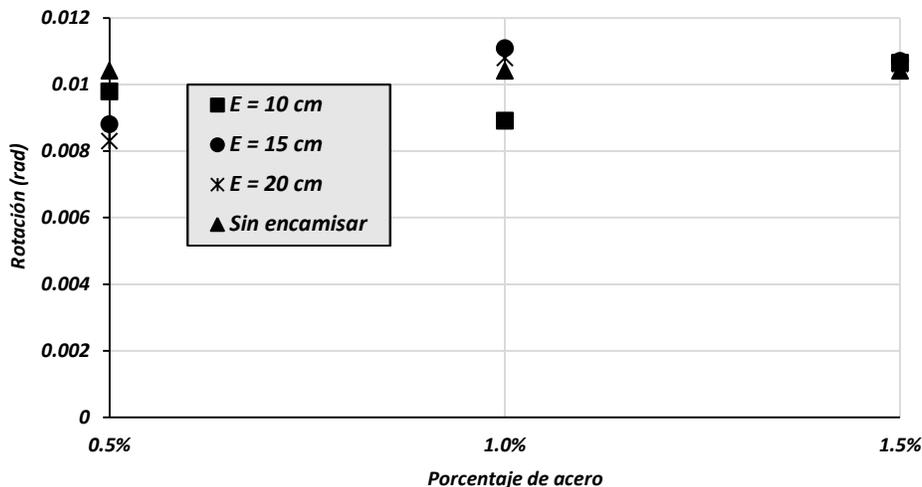


Figura 5.29 – Resultados de la demanda de rotación en dirección transversal para modelos de 20 m de altura de pilas

En las figuras 5.28 y 5.29 aparecen los resultados de la demanda de rotación en ambas direcciones. En dirección longitudinal se observan disminuciones de las demandas al encamisar, y con el incremento del porcentaje de acero longitudinal. Sin embargo esa disminución es marginal. Resalta el modelo encamisado con 15 cm de espesor, con un porcentaje de acero de 0.5%, que presenta la menor disminución de la demanda de rotación.



En dirección transversal no existe gran diferencia entre el modelo sin encamisar y los modelos que se encamisaron. Es importante notar que los tres modelos encamisados y el modelo sin encamisado para un porcentaje de acero de 1.5% presentan la misma demanda de rotación.

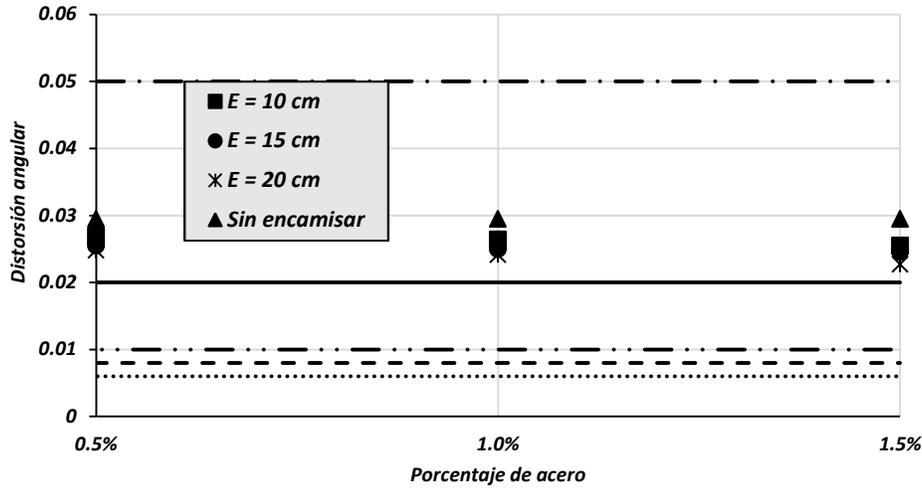


Figura 5.30 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 20 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998)

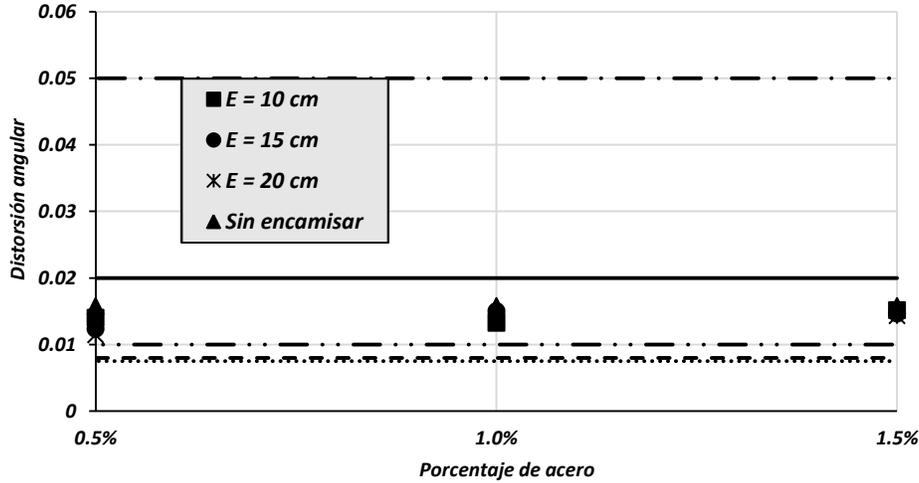


Figura 5.31 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 20 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998)

En las figuras 5.30 y 5.32 aparecen los resultados de la demanda de distorsión angular Δ para las dos propuestas de daño utilizadas en esta investigación. Se observa que ambas propuestas son similares entre los modelos encamisados y el modelo sin encamisado. Quizá la diferencia más importante entre los dos estados de daño es que para el estado de Dutta y Mander (1998) el nivel



de daño alcanzado es moderado, mientras que la propuesta de Akbari (2010) ubica los modelos en el nivel de daño extenso.

Otra observación importante es que la propuesta de Akbari (2010), para el modelo con espesor de encamisado de 20 cm y porcentaje de acero de 1.5%, disminuye el nivel de daño para dicho modelo, de daño extenso a daño moderado, mientras que con la propuesta de Dutta (1998) no ocurre así.

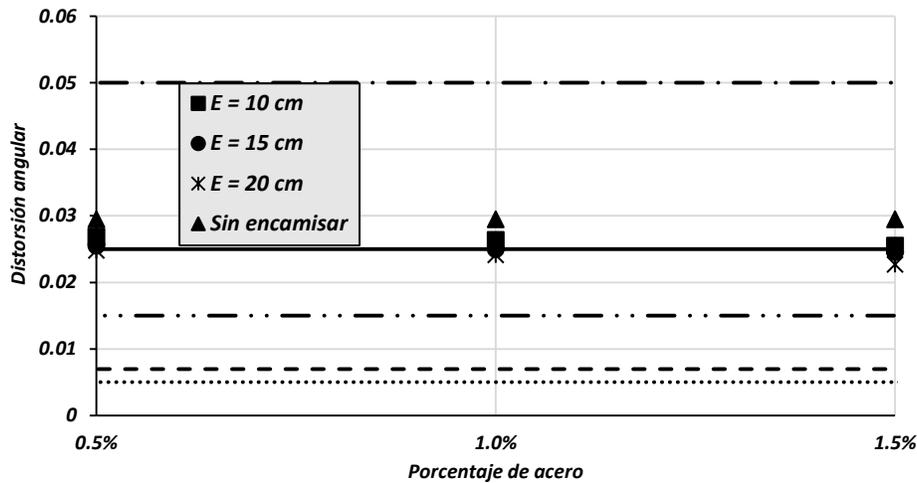


Figura 5.32 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 20 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010)

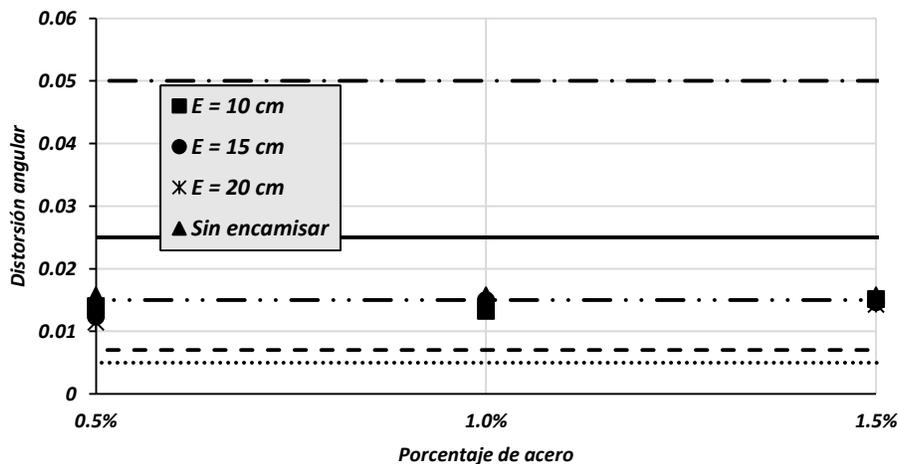


Figura 5.33 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 20 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010)



De la misma manera en dirección transversal no existe diferencia apreciable entre los modelos. La propuesta de Dutta y Mander ubica estos modelos en el nivel de daño moderado, mientras que el estado de daño de Akbari localiza el daño en el límite del daño ligero y moderado.

De la misma manera el modelo con menor demanda corresponde a un encamisado de 20 cm de espesor con porcentaje de acero de 0.5%.

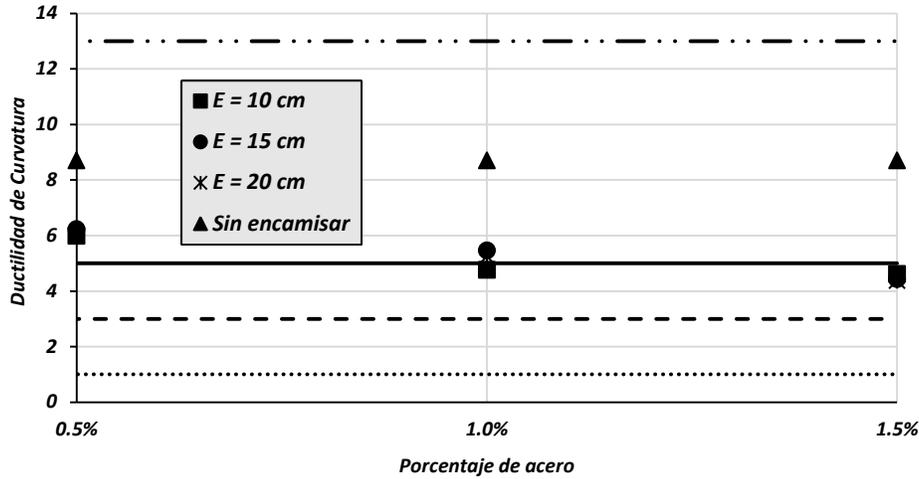


Figura 5.34 – Resultados de ductilidad de curvatura μ_ϕ en dirección longitudinal para los modelos de 20 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994)

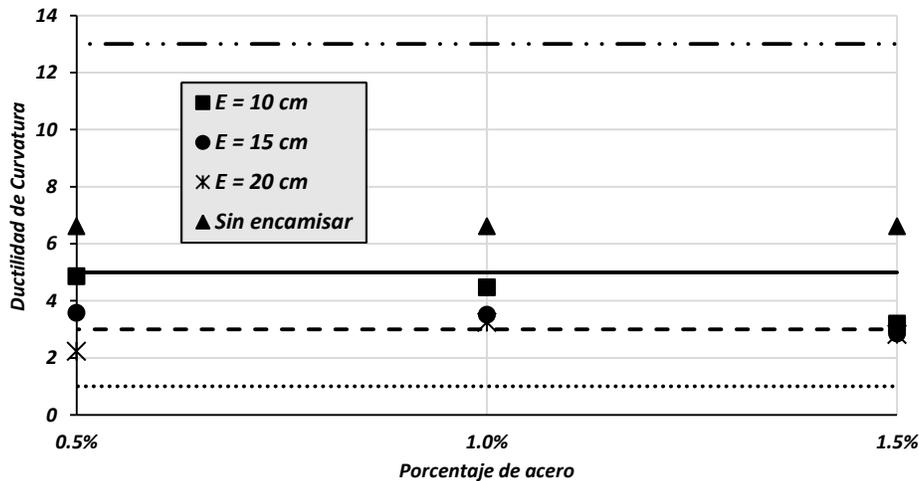


Figura 5.35 – Resultados de ductilidad de curvatura μ_ϕ en dirección transversal para los modelos de 20 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994)



Respecto a la demanda de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} (figuras 5.34 y 5.35) se aprecia una disminución del nivel de daño para los modelos encamisados. Se observa en ambas gráficas que el uso de un porcentaje de acero del 1.5% con cualquier espesor de encamisado produce buenos resultados, en dirección longitudinal disminuye el nivel de daño de severo a moderado, pero incluso en dirección transversal el daño disminuye de severo a ligero. El uso de un encamisado de 20 cm de espesor y un porcentaje de acero de 0.5% en dirección transversal produce, incluso, mejores resultados, aunque no modifica la disminución del daño de severo a ligero.

5.4.5 Resultados de los análisis para los modelos de 25 m de altura de pilas

Finalmente, en las tablas 5.15 y 5.16 se muestran los resultados de los parámetros analizados para esta investigación para los modelos de 25 m de altura libre de pilas.

Tabla 5.15 – Resultados para los modelos de 25 m de altura de pilas en dirección longitudinal

MODELO	θ (rad)	Δ	μ_{ϕ}
P25	0.0168	0.0308	6.9847
P25_E10_R0.5%	0.0176	0.0222	5.0603
P25_E10_R1%	0.0161	0.0230	4.2014
P25_E10_R1.5%	0.0161	0.0230	4.2014
P25_E15_R0.5%	0.0186	0.0209	4.8719
P25_E15_R1%	0.0191	0.0219	4.5094
P25_E15_R1.5%	0.0194	0.0211	3.8191
P25_E20_R0.5%	0.0172	0.0212	5.4232
P25_E20_R1%	0.0140	0.0211	3.8378
P25_E20_R1.5%	0.0136	0.0200	4.3704

Tabla 5.16 – Resultados para los modelos de 25 m de altura de pilas en dirección longitudinal

MODELO	θ (rad)	Δ	μ_{ϕ}
P25	0.0079	0.0178	4.8122
P25_E10_R0.5%	0.0089	0.0128	3.7142
P25_E10_R1%	0.0085	0.0132	2.8888
P25_E10_R1.5%	0.0085	0.0132	2.8888
P25_E15_R0.5%	0.0115	0.0145	3.2535
P25_E15_R1%	0.0109	0.0149	3.9505
P25_E15_R1.5%	0.0110	0.0150	4.8527



P25_E20_R0.5%	0.0078	0.0102	3.5158
P25_E20_R1%	0.0092	0.0126	2.5834a
P25_E20_R1.5%	0.0090	0.0123	2.7124

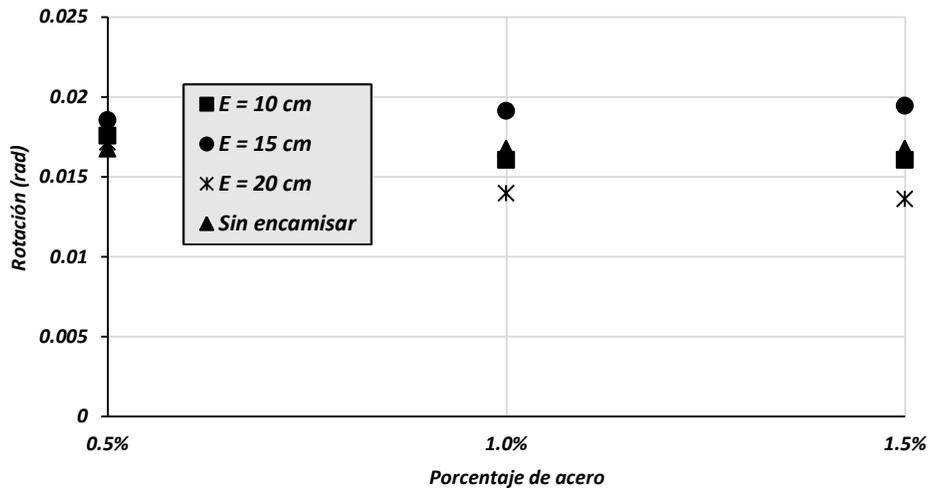


Figura 5.36 – Resultados de la demanda de rotación en dirección longitudinal para modelos de 25 m de altura de pilas

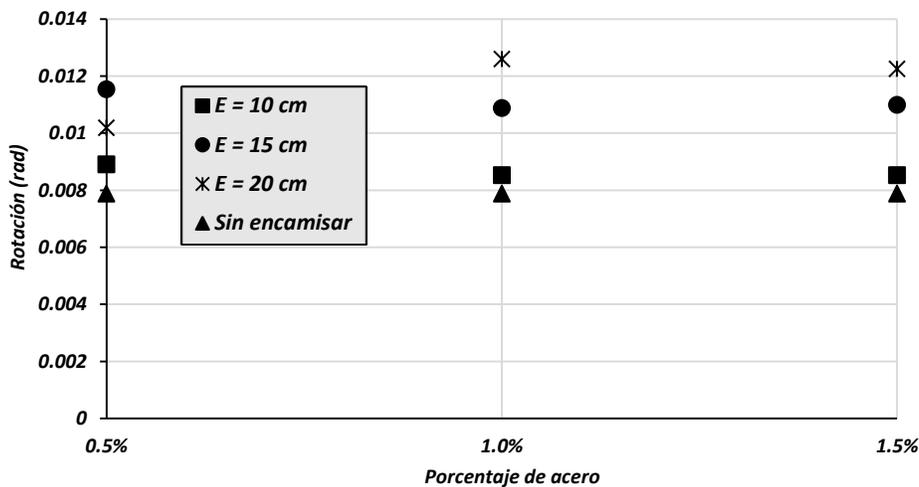


Figura 5.37 – Resultados de la demanda de rotación en dirección transversal para modelos de 25 m de altura de pilas

Las figuras 5.36 y 5.37 presentan los resultados para la demanda de rotación en las pilas de los modelos estudiados. En dirección longitudinal se aprecia una disminución de la demanda para los modelos con encamisados de 20 cm de espesor, respecto a los modelos sin encamisar; sin embargo, no es así para los modelos con espesores de encamisados de 15 cm. Por su parte para



los modelos encamisados de 10 cm de espesor, no se aprecia diferencia entre estos y los modelos sin encamisado.

En la dirección transversal se observa un incremento en la demanda de rotación para todos los espesores de encamisados y para todos los porcentajes de acero en comparación con el modelo sin encamisado.

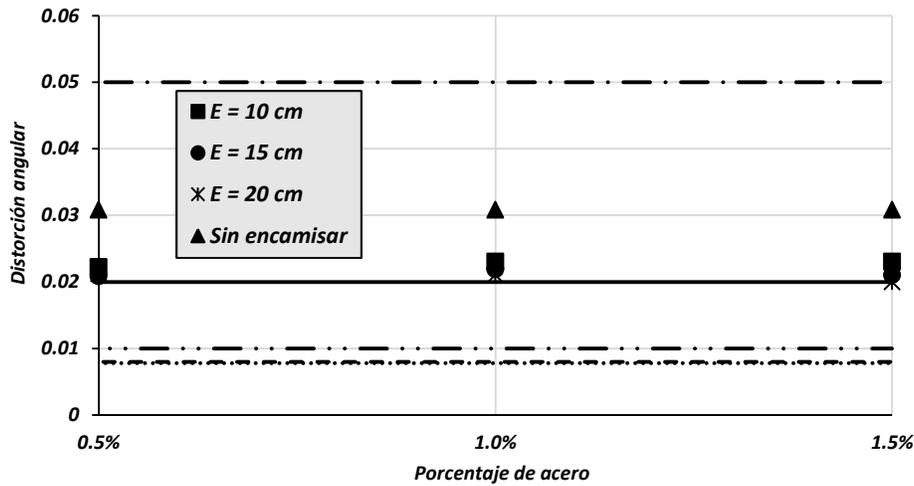


Figura 5.38 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 25 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998)

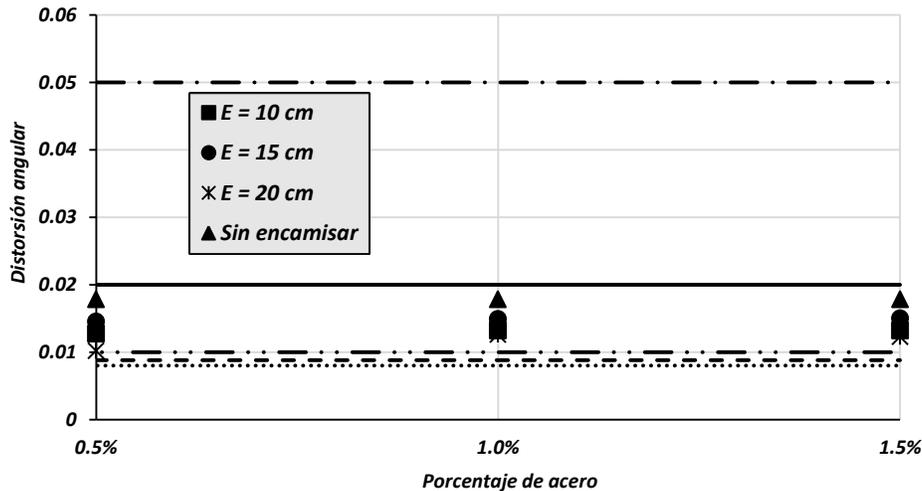


Figura 5.39 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 25 m de altura de pilas usando el estado de daño de Dutta y Mander (1998)

En las figuras 5.38 y 5.40 se muestran los resultados para la demanda de distorsión angular Δ en dirección longitudinal. Se aprecia que efectivamente la demanda de distorsión angular



disminuye para los modelos encamisados. Sin embargo, no existe diferencia apreciable al cambiar el espesor del encamisado y el porcentaje de acero de refuerzo. La propuesta hecha por Dutta y Mander (1998) se observa en la figura 5.38 y se aprecia que el nivel de daño de los modelos se ubica en el índice de daño moderado. El modelo con encamisado de 20 cm de espesor y 1.5% de porcentaje de acero de refuerzo se ubica en el límite de los índices de daño moderado y extenso.

Por su parte en la propuesta de Akbari (2010) se observa cambio en el nivel de daño, extenso a moderado, de los modelos encamisados respecto al modelo sin encamisar. Ahora, el modelo con porcentaje de acero de 0.5% y encamisado de 20 cm de espesor produce mejores efectos en la reducción de la respuesta a la distorsión angular.

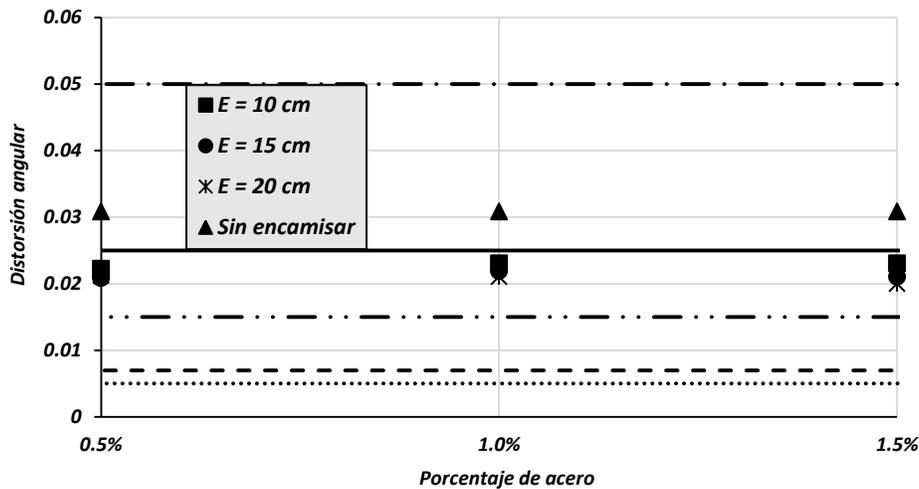


Figura 5.40 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección longitudinal para los modelos de 25 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010)

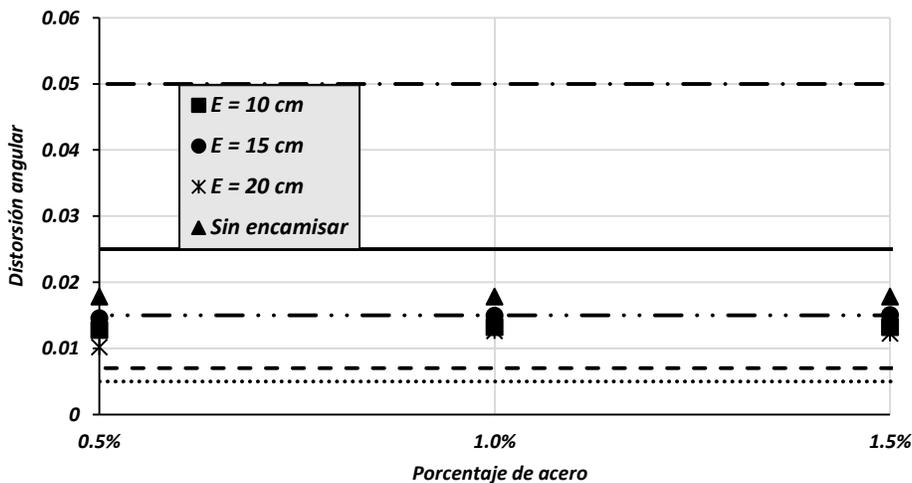


Figura 5.41 – Resultados de la distorsión angular Δ en dirección transversal para los modelos de 25 m de altura de pilas usando el estado de daño de Akbari (2010)



En la dirección transversal (figuras 5.39 y 5.41), las demandas para los puentes encamisados y el modelo sin encamisar son prácticamente las mismas.

La propuesta de Dutta y Mander (1998) sitúa a los modelos en daño moderado. Por su parte la propuesta de la figura 5.41 localiza los modelos sin encamisar en el nivel de daño moderado y los puentes encamisados en el nivel de daño ligero.

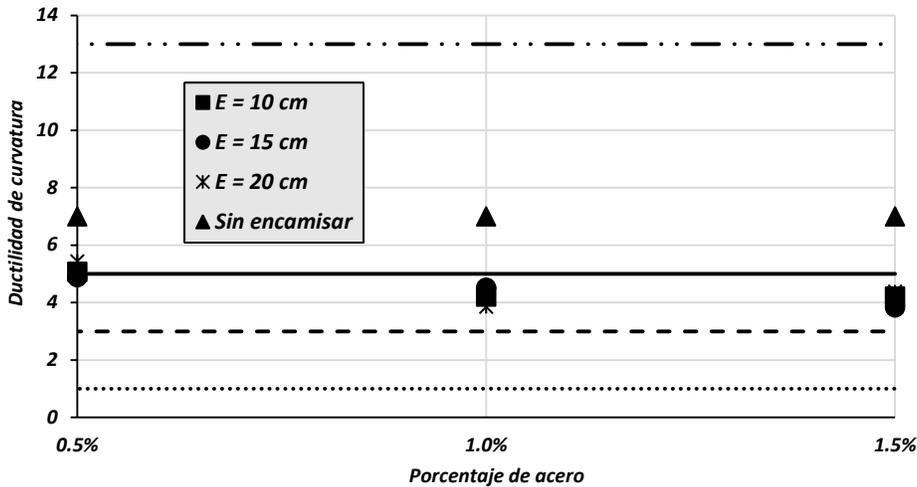


Figura 5.42 – Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección longitudinal para los modelos de 25 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994)

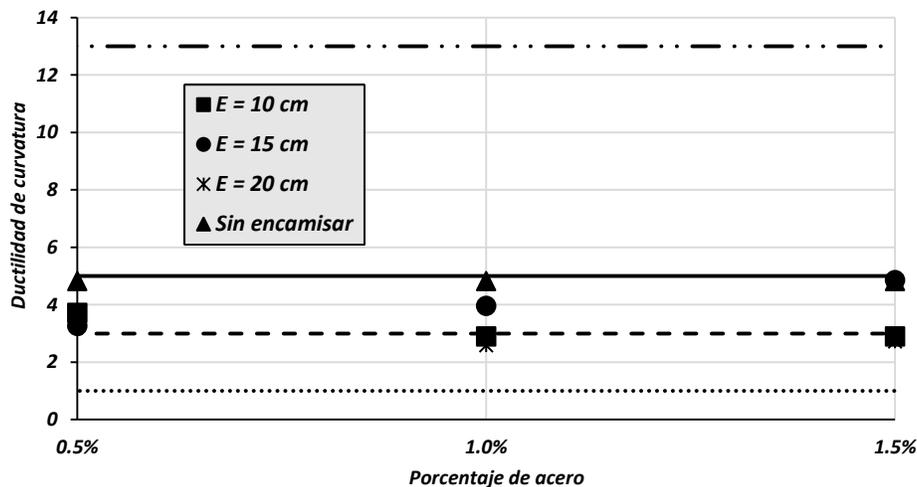


Figura 5.43 – Resultados de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} en dirección transversal para los modelos de 25 m de altura de pilas usando el estado de daño de Priestley (1994)



En la figura 5.42 aparecen los resultados de la demanda de ductilidad de curvatura en dirección longitudinal μ_{ϕ} . Se aprecia que el uso de un porcentaje de acero de 1.5% produce efectos más favorables que el uso de los otros porcentajes de acero propuestos. Incluso se presenta un cambio en el nivel de daño de moderado a ligero para los porcentajes de 1% y 1.5% de acero longitudinal. De lo anterior se puede decir que no existe diferencia apreciable entre los espesores de los encamisados para este caso.

En la dirección transversal (figura 5.43), se observa una disminución de la demanda para los modelos con encamisado de 10 cm y 20 cm con porcentajes de acero longitudinal de 1% y 1.5%. Incluso se aprecia disminución del nivel de daño para los modelos encamisados, de moderado a ligero.

5.4.6 Resultados del análisis para el modelo con degradación

Por lo general, cuando se realizan ADNL de estructuras de concreto reforzado con el objetivo de conocer la respuesta inelástica de dichas estructuras sometidas a cargas sísmicas laterales, se utilizan modelos hysteréticos elastoplásticos perfectos.

Aunque los modelos elastoplásticos perfectos no predicen adecuadamente el comportamiento de los elementos o estructuras que presentan degradación (degradación de resistencia, degradación de rigidez o el efecto del pinching), pueden predecir adecuadamente ciertos factores de interés en los ADNL.

La forma hysterética y el nivel de degradación estructural depende de muchos factores tales como la historia de cargas, el nivel de esfuerzo cortante actuando en el elemento, la longitud de anclaje de las barras, cantidad de refuerzo transversal, nivel de carga axial, etcétera (Ruiz 2005).

Lo anterior implica que se pueden crear modelos muy sofisticados que incluyan los factores mencionados o inclusive más. Algunos de los modelos más utilizados para caracterizar la respuesta de los elementos estructurales o estructuras con degradación se encuentran en el trabajo de Otani (1981) o bien modelos más recientes como el *modelo de tres parámetros* de Kunnath y colaboradores (1992); el modelo propuesto por Ibarra, Medina y Krawinkler (2005); o bien el modelo implementado como un *uniaxial Material* en la plataforma OpenSEES (PEER) y desarrollado por el profesor Michael Scott (OSU), el cual se utilizará en el modelo que incluye los efectos de la degradación.

El material utilizado para considerar los efectos de la degradación de las pilas de los modelos, se denomina HystereticMaterial en OpenSees y, además del diagrama Momento – Curvatura, es necesario proporcionarle los parámetros hysteréticos que se muestran en la figura 5.44

Los primeros doce parámetros que se muestran corresponden al diagrama Momento – Curvatura calibrado que arrojó el análisis pushover del modelo. Los parámetros hysteréticos se describen a continuación:



Pinching Factor for Strain (*pinchX*) = Factor de pinching para deformación = 0.5

Pinching Factor for Stress (*pinchY*) = Factor de pinching para esfuerzo = 0.5

Damage due to Ductility (*D1*) = Daño debido a Ductilidad = 0.0

Damage due to Energy (*D2*) = Daño debido a Energía = 0.2

Power Unloading Stiffness (*beta*) = Potencia de la Rigidez de Descarga = 0.0

Los parámetros anteriores son los utilizados en el modelo con degradación. Se utiliza para ejemplificar el modelo de 10 m de altura libre de pilas, con espesor de encamisado de 10 cm y porcentaje de acero longitudinal de 0.5%.

Define Hysteretic Material	
Material Name :	Externa
Strain at First Pos Point (e1p) :	0.003
Stress at First Pos Point (s1p) :	147.2989
Strain at Second Pos Point (e2p) :	0.017099
Stress at Second Pos Point (s2p) :	220.8268
Strain at Third Pos Point (e3p) :	0.12999
Stress at Third Pos Point (s3p) :	200.8044
Strain at First Neg Point (e1n) :	-0.003
Stress at First Neg Point (s1n) :	-147.2989
Strain at Second Neg Point (e2n) :	-0.017099
Stress at Second Neg Point (s2n) :	-220.8268
Strain at Third Neg Point (e3n) :	-0.12999
Stress at Third Neg Point (s3n) :	-200.8044
Hysteretic Parameters :	
Pinching Factor for Strain (pinchX) :	0.5
Pinching Factor for Stress (pinchY) :	0.5
Damage due to Ductility (D1) :	0
Damage due to Energy (D2) :	0.2
Power Unloading Stiffness (beta) :	0

Figura 5.44 – Parámetros proporcionados a HystereticMaterial para el modelo que incluye efectos de degradación

Para mayores detalles sobre los efectos que produce cada uno de los parámetros histeréticos, el lector puede referirse al sitio web:

www.opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/4052.htm



En las tablas 5.17 y 5.18 aparecen los resultados para el modelo en el que no se consideran los efectos de la degradación y para el modelo en donde se consideran los efectos de la degradación en dirección longitudinal y transversal.

Tabla 5.17 – Comparación de los resultados obtenidos del modelo con degradación respecto al modelo sin degradación en dirección longitudinal

<i>MODELO</i>	θ (rad)	D_{max} (m)	Δ	μ_{ϕ}
<i>P10_E10_R0.5%</i>	0.0322	0.3905	0.0390	13.6343
<i>P10_E10_R0.5%_D</i>	0.0379	0.4397	0.0440	16.0722
	17.56%	12.62%	12.75%	17.88%

Al final de las tablas que muestran los resultados aparece el porcentaje de aumento (si es positivo) de cada factor del modelo con degradación respecto al modelo sin degradación. Por ejemplo, se observa que la demanda de rotación del modelo en el que se considera la degradación aumenta en 17.56% respecto al modelo en el que no se consideraron los efectos de la degradación.

En la dirección transversal (tabla 5.18) se observa un incremento menor que los resultados obtenidos en dirección longitudinal. La demanda de desplazamiento máximo del modelo con degradación se reduce con respecto al modelo sin degradación.

Tabla 5.18 – Comparación de los resultados obtenidos del modelo con degradación respecto al modelo sin degradación en dirección transversal

<i>MODELO</i>	θ (rad)	D_{max} (m)	Δ	μ_{ϕ}
<i>P10_E10_R0.5%</i>	0.0160	0.1898	0.0190	9.0817
<i>P10_E10_R0.5%_D</i>	0.0161	0.1817	0.0182	9.6294
	0.92%	-4.24%	-4.36%	6.03%

En las figuras 5.45 a 5.48 se muestran los resultados de las tablas anteriores en forma gráfica, en donde S/D significa Sin Degradación y C/D significa Con Degradación.





Figura 5.45 – Resultados de la demanda de rotación θ (rad) para los modelos con degradación y sin degradación



Figura 5.46 – Resultados de la demanda de desplazamiento para los modelos con degradación y sin degradación

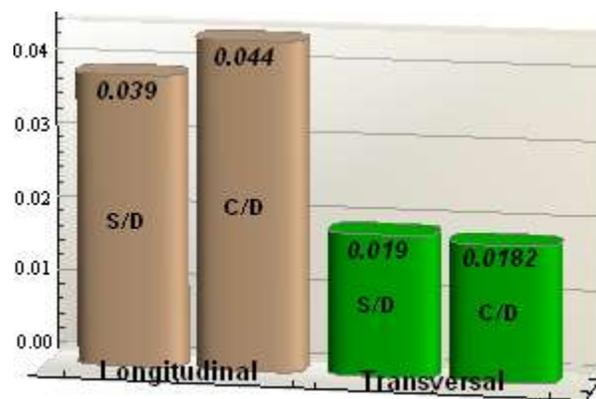


Figura 5.47 – Resultados de la demanda de distorsión angular Δ para los modelos con degradación y sin degradación





Figura 5.48 – Resultados de la demanda de ductilidad de curvatura μ_ϕ para los modelos con degradación y sin degradación

En las tablas 5.18 y 5.19 se observa que los efectos de la degradación tiene más influencia en la dirección longitudinal de los modelos ya que el porcentaje de cambio entre los modelos en dicha dirección oscila entre el 12 y el 18%.

En la dirección transversal, los porcentajes de incremento o decremento son considerablemente menores que en la dirección longitudinal. Estos porcentajes varían entre 1 y 6%. Por ejemplo, el incremento de la demanda de rotación en dirección transversal es de sólo 1%, es decir que prácticamente se experimenta la misma rotación entre un modelo y otro.

Respecto a la demanda de ductilidad de curvatura, en la dirección longitudinal se observa un aumento significativo para el modelo con degradación, lo que hace pensar que entre mayor sea la demanda en el modelo sin degradación, mayor será la diferencia de la demanda en el modelo con degradación.

Sin embargo lo anterior sólo se corroborará realizando análisis de todos los modelos considerados y extendiendo estos análisis a otras tipologías de puentes, lo cual se desvía del propósito principal de esta investigación.

En la figura 5.49 se muestra una curva histerética Momento – Curvatura correspondiente al modelo con degradación para uno de los modelos analizados.

Se aprecia como la curva histerética comienza a experimentar el efecto del pinching, debido a la abertura y cierre de grietas, a partir del primer ciclo de carga y descarga. Posterior al primer ciclo se puede apreciar el efecto de la degradación de la columna hasta llegar, inclusive, a una degradación muy fuerte al término del ciclo histerético Momento – Curvatura.

Es importante mencionar que se pueden utilizar diferentes parámetros que producirán otros resultados, incluso parámetros que originan ciclos histeréticos con importantes y muy marcados efectos del fenómeno del pinching.



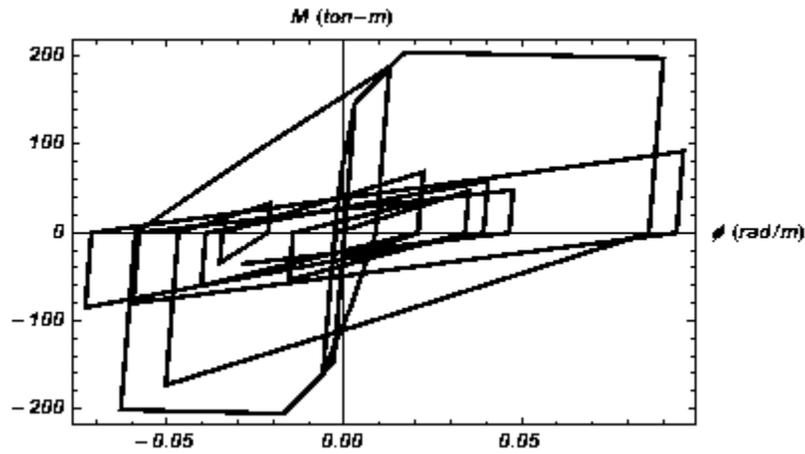


Figura 5.49 – Curva histerética de un análisis considerando los efectos de la degradación

5.4.7 Comentarios generales sobre los modelos

En las figuras 5.50 a 5.52 se muestran gráficas que incluyen todos los modelos usados en esta investigación para la demanda de rotación, distorsión angular y ductilidad de curvatura en la dirección longitudinal.

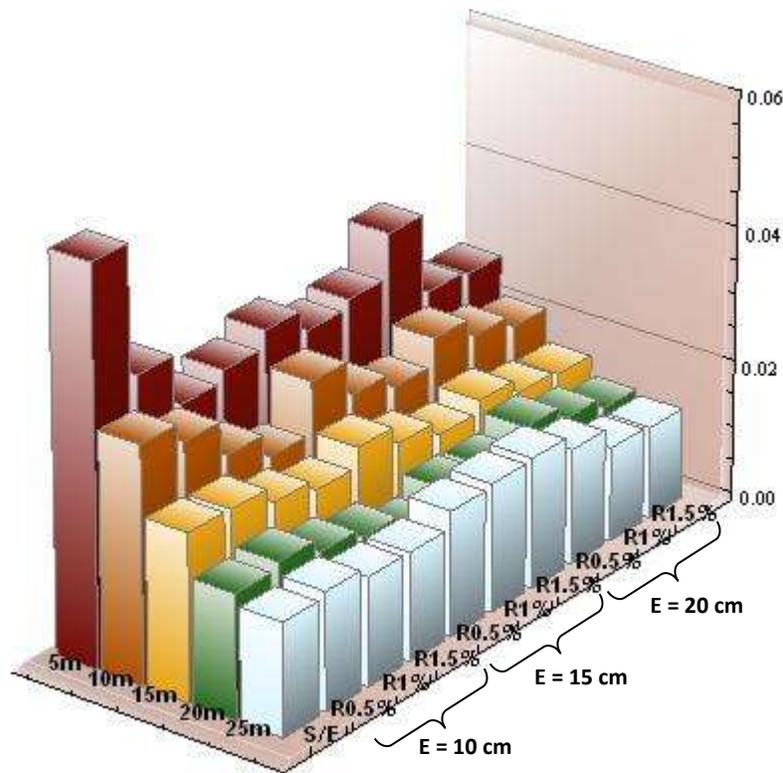


Figura 5.50 – Demanda de rotación (rad) para todos los modelos analizados en dirección longitudinal



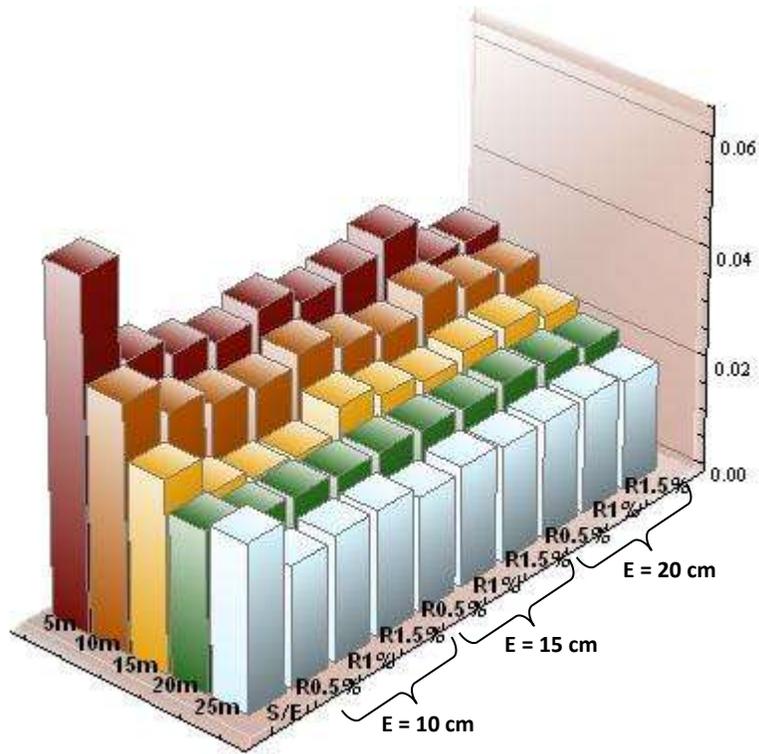


Figura 5.51 – Demanda de distorsión angular para todos los modelos analizados en dirección longitudinal

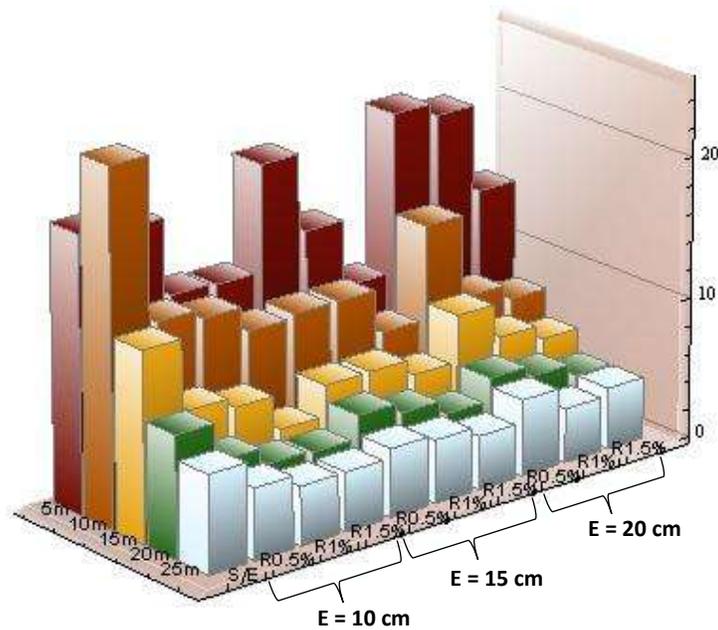


Figura 5.52 – Demanda de ductilidad de curvatura para todos los modelos analizados en dirección longitudinal



En las figuras 5.50 a 5.55 se muestran gráficas de barras para todos los modelos, para los tres parámetros de demanda considerados y para la dirección longitudinal y transversal. El primer bloque (S/E) corresponde a las 5 alturas diferentes de los modelos sin encamisar; el segundo, tercer y cuarto bloque corresponden al encamisado de 10 cm de espesor; el quinto, sexto y séptimo bloques corresponden al espesor de 15 cm; y finalmente el octavo, noveno y décimo bloques pertenecen al espesor de 20 cm. El porcentaje de acero de los modelos se muestra en uno de los ejes horizontales y esta precedido de la letra R.

En la figura 5.50 se observa que para los modelos encamisados la demanda de rotación disminuye como función de la altura. La demanda de rotación también disminuye conforme aumenta el espesor del encamisado y el porcentaje de acero longitudinal excepto en algunos casos que corresponden a la altura libre de pilas de 25 m, sin embargo esta diferencia en la demanda es poco significativa.

Respecto a la demanda de distorsión angular (figura 5.51) se aprecia una tendencia de disminución de dicha demanda conforme aumenta el espesor del encamisado y el porcentaje de acero de refuerzo longitudinal.

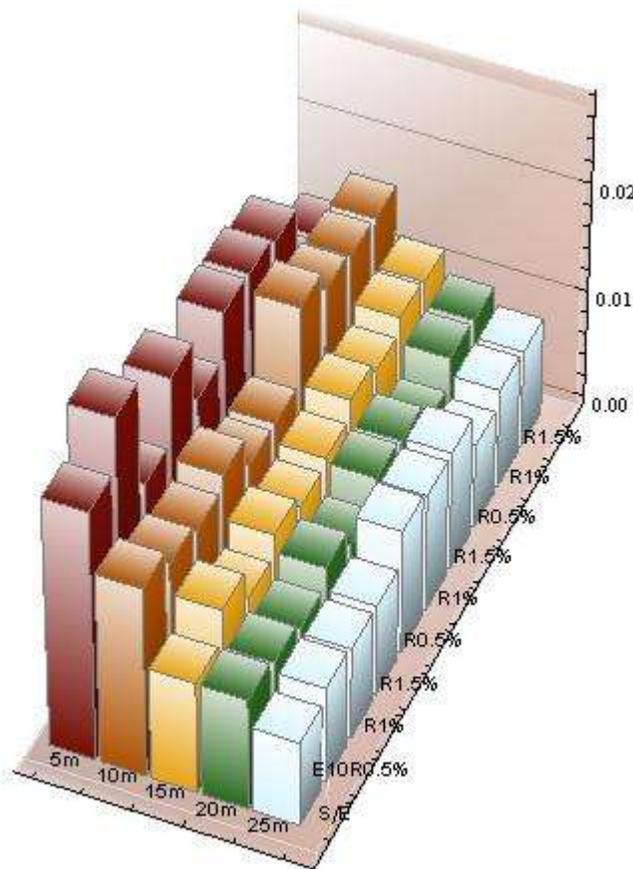


Figura 5.53 – Demanda de rotación (rad) para todos los modelos analizados en dirección transversal



En cuanto a la demanda de ductilidad de curvatura se observa la misma tendencia de disminución de los modelos encamisados respecto a los modelos no encamisados para los modelos de 10 hasta 25 m de altura de pilas, sin embargo los modelos de 5 m de altura de pilas no siguen este mismo patrón, lo anterior puede deberse a la baja altura de las pilas.

En las figuras 5.53 a 5.55 se muestran las demandas de rotación, distorsión angular y ductilidad de curvatura respectivamente para todos los modelos en dirección transversal.

La figura 5.53 muestra la demanda de rotación en la dirección transversal para todos los modelo. Se aprecia que algunas demandas de rotación son superiores a la demanda del puente sin encamisado, esto se debe principalmente a los problemas de convergencia ya que se notó que en los puentes con menor contenido de acero longitudinal se presentaban más problemas de este tipo.

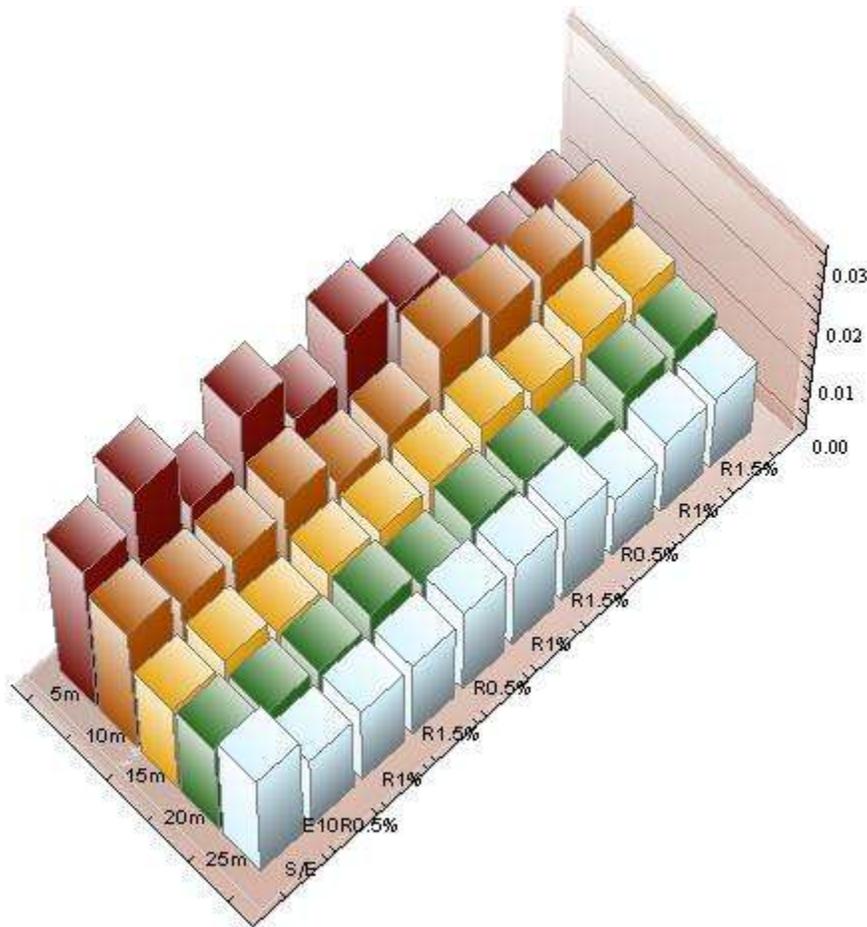


Figura 5.54 – Demanda de distorsión angular para todos los modelos analizados en dirección transversal

La demanda de distorsión angular en la dirección transversal se muestra en la figura 5.54. Se observa que existen algunos modelos en los que la distorsión angular es mayor que su respectivo



modelo sin encamisar, lo anterior sucede con mayor frecuencia en los puentes de 5 m de altura de pilas con porcentaje de acero longitudinal de 0.5% en los cuales los problemas de convergencia fueron más frecuentes.

Lo anterior se ve reflejado, de igual manera, en la demanda de ductilidad de curvatura (figura 5.55), ya que para el grupo de modelos de 5 m de altura las demandas de ductilidad de curvatura crecen en los modelos encamisados respecto al modelo sin encamisado. Esto no ocurre para los modelos de 10, 15, 20, y 25 m de altura en los cuales las demandas de ductilidad de curvatura son mayores en los puentes sin encamisado que en los modelos reforzados con el sistema de encamisado de concreto reforzado.

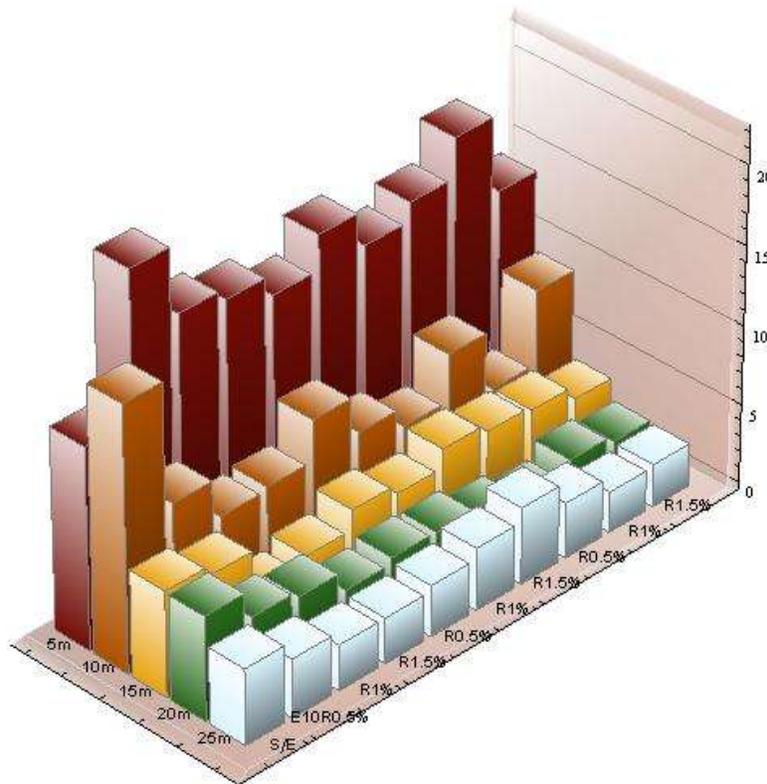


Figura 5.55 - Demanda de ductilidad de curvatura para todos los modelos analizados en dirección transversal

5.5 DESARROLLO DE CURVAS DE FRAGILIDAD

Como se mencionó en la sección 5.3, las curvas de fragilidad son una herramienta muy práctica e importante para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los puentes. Las curvas de fragilidad se desarrollaron ajustando una función de probabilidad lognormal a la demanda de ductilidad de curvatura. Para nuestro caso se desarrollaron curvas de fragilidad de no excedencia, las cuales muestran la probabilidad de que un valor específico de ductilidad de curvatura μ_{ϕ} no sea excedido para un modelo de los puentes analizados en particular.



Mander (1999) menciona que si la capacidad estructural y la demanda sísmica son variables aleatorias con distribución de probabilidad normal o log-normal, se puede demostrar que el resultado de desempeño combinado está distribuido logarítmicamente (distribuciones conjungadas). Es por esto que se utiliza la distribución de probabilidad lognormal (figura 5.56).

Por lo tanto, la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño dada una cierta demanda sísmica está definida por la función de densidad de probabilidad acumulada log-normal, la cual se muestra en la figura 5.57.

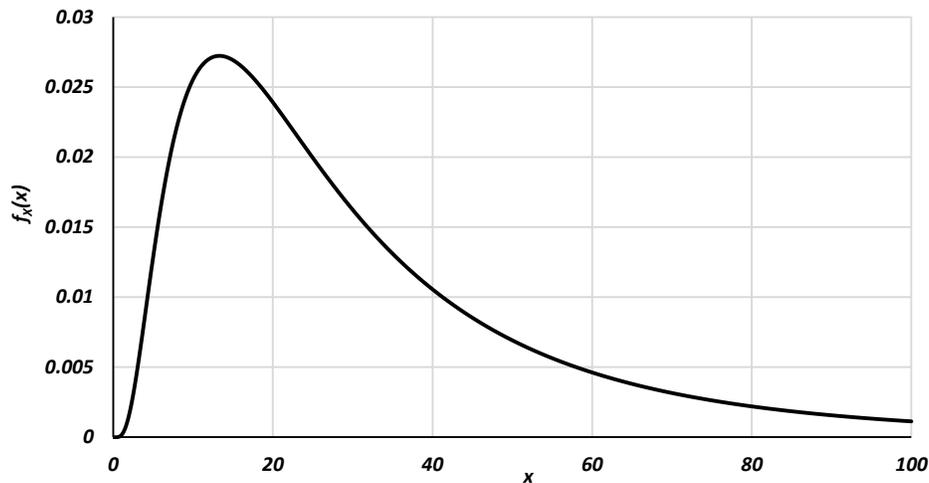


Figura 5.56 – Función de densidad de probabilidad lognormal

$$f_X(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta} \right)^2}$$

La ecuación anterior representa la distribución de probabilidad lognormal, en la cual λ la media y ζ es la desviación estándar de la distribución de probabilidad, las cuales se calculan como el logaritmo natural de la media de los datos y la desviación estándar varía entre 0.6 y 1 para este tipo de análisis (Mander, 1999). Para este trabajo se asumió que $\zeta = 0.8$.

A continuación se muestran las curvas de fragilidad (figuras 5.58 a 5.66) para los modelos de 5 m en dirección longitudinal; 10, 15, 20 y 25 m en las direcciones longitudinal y transversal. Las curvas de fragilidad para los modelos de 5 m en dirección transversal no se muestra ya que no se observa ningún beneficio importante al encamisar por lo mencionado con anterioridad. En la figura 5.58, por ejemplo, la probabilidad de que NO se exceda una demanda de ductilidad de curvatura de 10, es del 20% en el modelo sin encamisar y de alrededor de 48% para el modelo de 15 cm de camisa y 1.5% de refuerzo. Esto muestra la gran diferencia del comportamiento esperado en la pila con y sin encamisar.



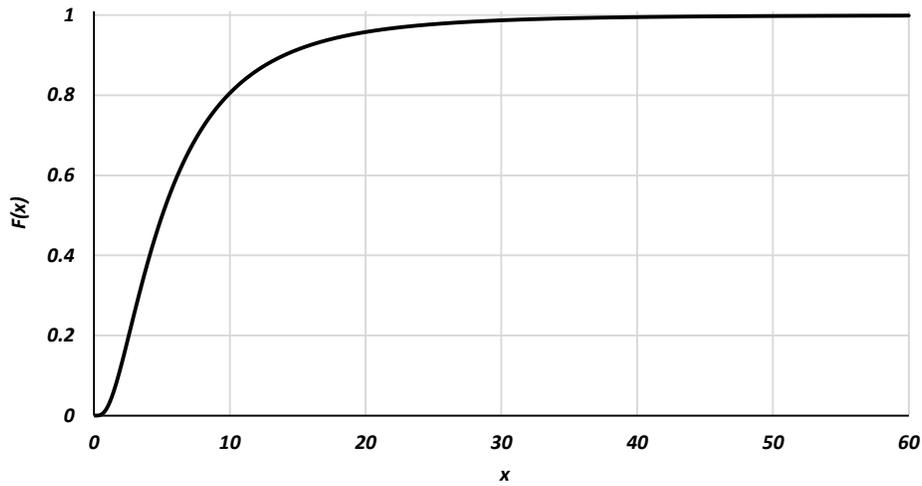


Figura 5.57 – Función de densidad acumulada lognormal

$$F(x) = \Phi\left(\frac{\ln x}{\zeta}\right)$$

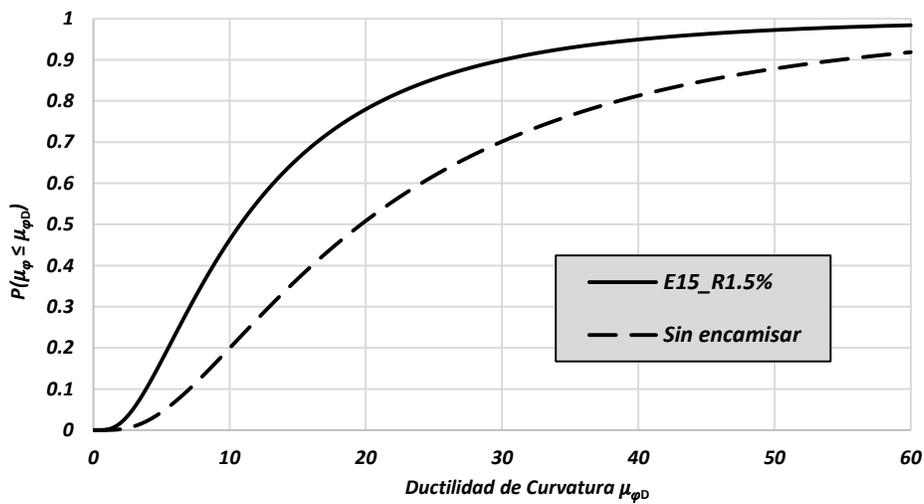


Figura 5.58 – Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 5 m en dirección longitudinal



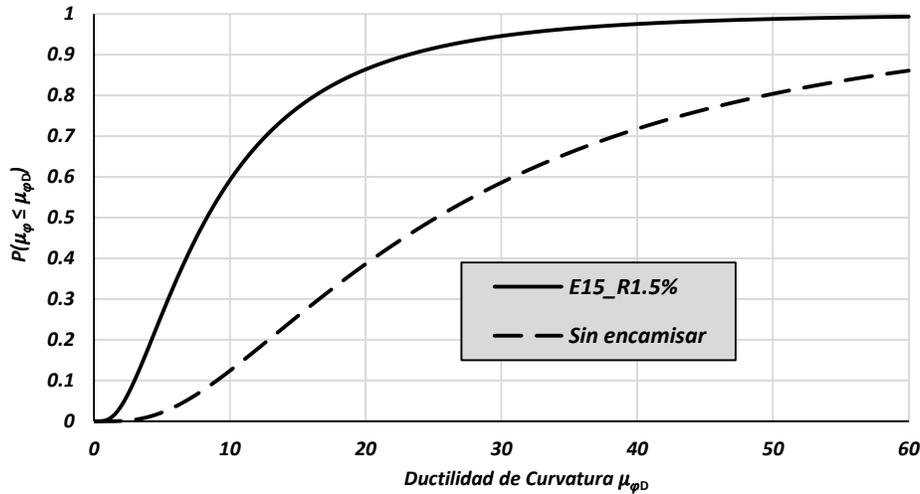


Figura 5.59 – Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 10 m en dirección longitudinal

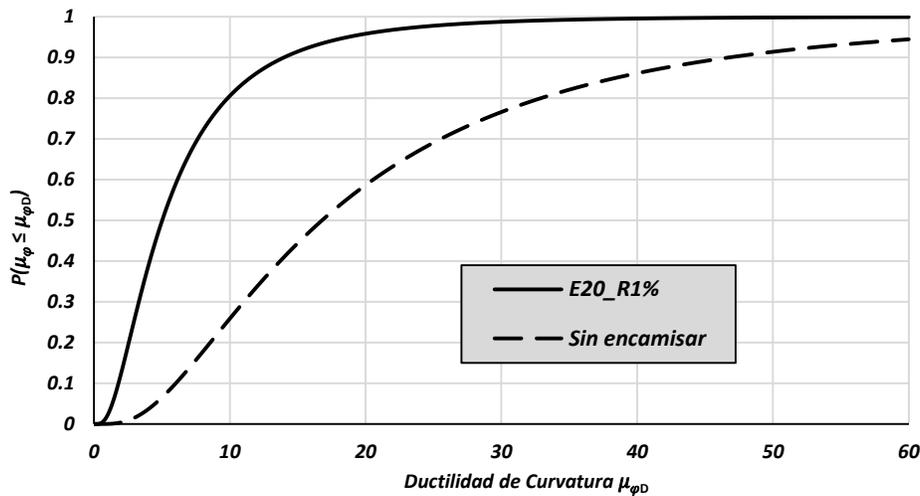


Figura 5.60 – Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 10 m en dirección transversal

Las curvas de fragilidad se construyeron tomando dos modelos extremos, es decir aquellos que alcanzan el estado de daño más desfavorable (sin encamisar) y aquellos cuyo comportamiento los ubico en el estado de daño más favorable.

Por ejemplo para el desarrollo de las curvas de fragilidad para la dirección longitudinal del modelo de 10 m de altura de pilas, refiriéndonos a la tabla 5.9 se observa que la demanda de ductilidad de curvatura para el modelo sin encamisado es de



25.2234

Por lo tanto este valor corresponde al valor medio de los datos, si calculamos su logaritmo natural:

$$\lambda = \ln(25.2234) = 3.2278$$

Del mismo modo, para este caso:

$$\zeta = 0.8$$

Para el cálculo de las curvas de fragilidad se utilizó el programa Excel, para el cual basta con proporcionar los dos datos anteriores y obtener así las mencionadas curvas de fragilidad.

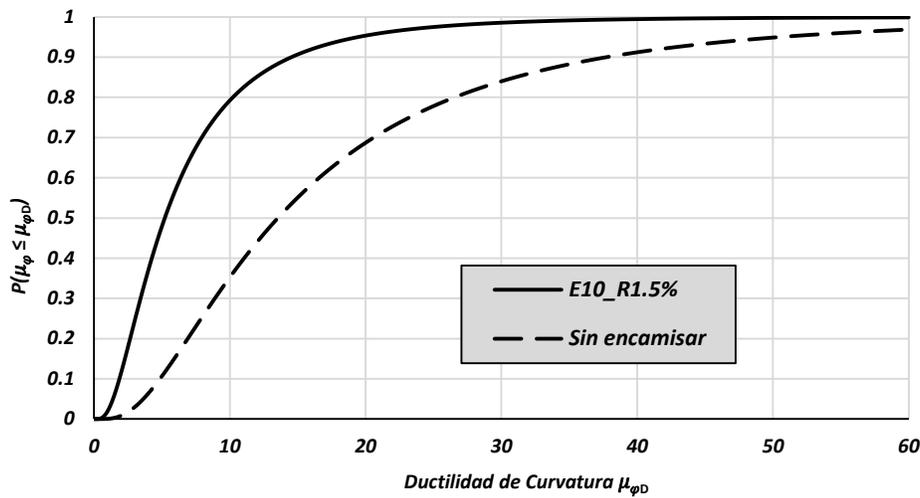


Figura 5.61 – Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 15 m en dirección longitudinal

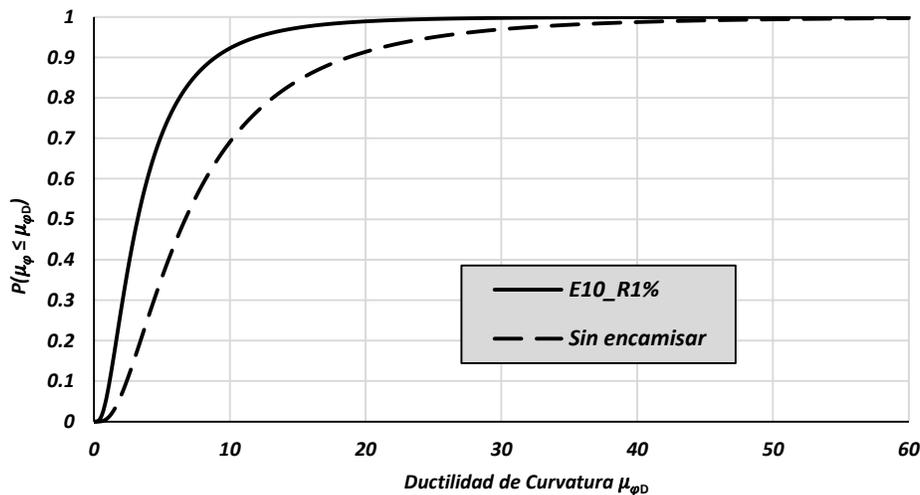


Figura 5.62 – Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 15 m en dirección transversal



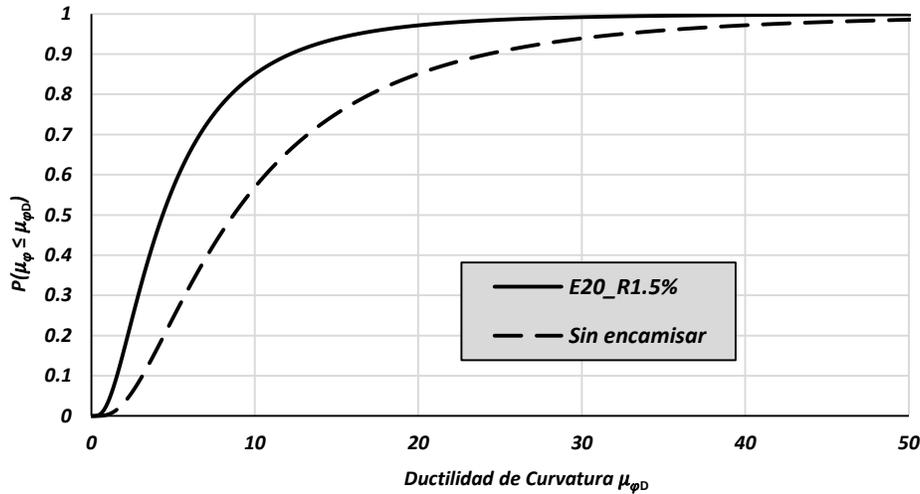


Figura 5.63 – Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 20 m en dirección longitudinal

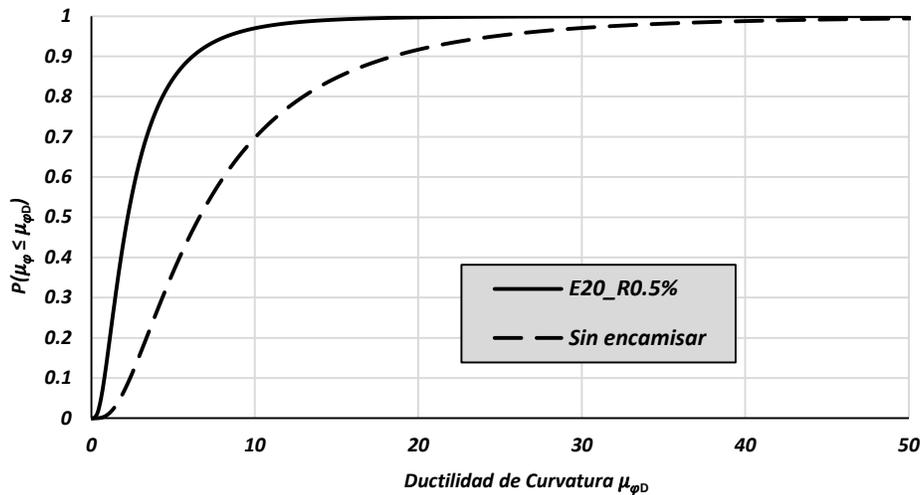


Figura 5.64 – Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 20 m en dirección transversal

En la figura 5.58 se observar que efectivamente el encamisado tiene influencia en la disminución de la demanda de ductilidad de curvatura para puentes de 5 metros de altura en la dirección longitudinal. Sin embargo, esta disminución es más notoria para los modelos de 10 m de altura en ambas direcciones. En cambio para los modelos de 15 m de altura de pilas en la dirección longitudinal se aprecia un beneficio pero no de la importancia que se presenta para los modelos de 10 m de altura de pilas; respecto a la dirección transversal de los modelos de 15 m de altura comienza a notarse poca influencia benéfica de los encamisados. Por su parte en los modelos de 20 y 25 m de altura de pilas el encamisado produce muy pocos efectos benéficos. Es importante



notar en la figura 5.66 que corresponde a la dirección transversal de los modelos de 25 m de altura de pilas la influencia del encamisado prácticamente es despreciable.

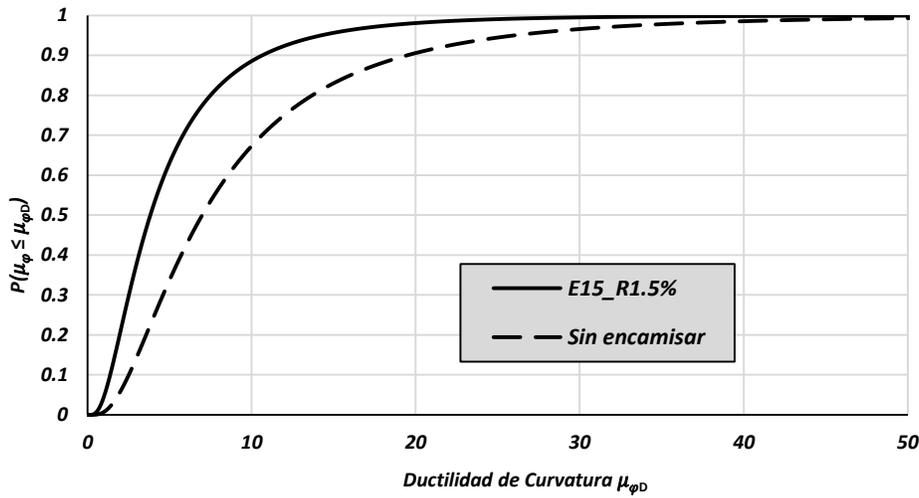


Figura 5.65 – Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 25 m en dirección longitudinal

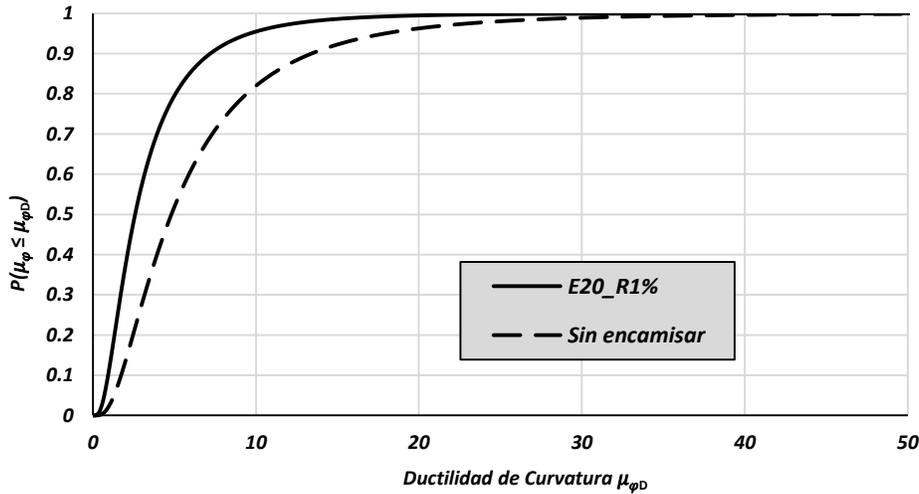


Figura 5.66 – Curvas de fragilidad para la altura de pilas de 25 m en dirección transversal

Por lo anterior se nota que la altura de las pilas de los modelos es una variable importante en la influencia que tienen los encamisados en la respuesta de los puentes en estudio. Entre mayor sea la altura de la pila menor beneficio tiene el encamisado.



CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES

En esta investigación se analizó el refuerzo de una tipología de puentes carreteros de mediana longitud con pilas tipo marco compuestas por cuatro columnas con diferentes alturas (5 a 25 m), de cinco claros simplemente apoyados y cuya longitud es de 30 m cada claro.

Para cada una de las diferentes alturas se estudiaron tres distintos espesores del encamisado (10, 15 y 20 cm) y tres diferentes porcentajes de acero longitudinal (0.5%, 1% y 1.5%), además del modelo sin encamisar.

Como resultado de los análisis no lineales se estudiaron tres demandas estructurales: la rotación de las articulaciones plásticas θ , la distorsión angular Δ y la ductilidad de curvatura de las pilas μ_{φ} . Estas demandas se relacionaron con estados de daño de acuerdo con las propuestas de distorsión angular Δ [Dutta y Mander (1998) y Akbari (2010)] y las asociadas a la ductilidad de curvatura μ_{φ} [Priestley (1994)].

Finalmente se desarrollaron curvas de fragilidad para los modelos que alcanzan los estados de daño más favorable y desfavorable tomando como variable aleatoria la ductilidad de curvatura μ_{φ} .

Por lo tanto, del análisis de los resultados obtenidos se llega a las siguientes conclusiones:

- Para los tres tipos de demandas analizadas se observa una disminución de dicha demanda en los modelos estudiados. Respecto a las demandas en la dirección transversal de los modelos de 5 m de altura se nota un aumento de dicha demanda para algunos casos de puentes encamisados, lo anterior se debe a la pequeña altura de las pilas y a los problemas de convergencia presentados en esta dirección; sin embargo en la dirección longitudinal se aprecia un beneficio de los modelos encamisados respecto al modelo sin encamisar.
- Se aprecia un efecto más favorable en los modelos con altura libre de pilas de 10 m, lo anterior además de notarse en las gráficas de barras en tres dimensiones se puede notar en las curvas de fragilidad desarrolladas.
- En los modelos con altura libre de pilas de 25 m el efecto del encamisado es menos importante, ya que para las tres demandas consideradas no se percibió un beneficio importante en la reducción de dicha demanda. Lo anterior también se puede corroborar en las gráficas de barras o curvas de fragilidad desarrolladas para la altura de pilas de 25 m.



- En las gráficas de barras en tres dimensiones se aprecia que para todas las alturas uno de los casos que produce mejores beneficios en la reducción de la demanda es el modelo con encamisado de 15 cm de espesor y porcentaje de acero de 1.5%, aunque también son atractivos los casos con espesor de 20 cm y porcentajes de refuerzo longitudinal de 1% y 1.5%.
- Respecto a los estados de daño que se estudiaron en esta investigación se menciona que la demanda de ductilidad de curvatura es un mejor indicador que la demanda de distorsión angular, sin embargo si se usa la demanda de distorsión angular como factor para definir los estados de daño, es importante mencionar que se debe utilizar aquel que más se apegue a la realidad. La propuesta de Dutta y Mander (1998) toma en consideración el caso de puentes diseñados sísmicamente y puentes no diseñados sísmicamente. Para nuestro caso, debido a la tipología elegida para la investigación, quizá la mejor propuesta es la de Dutta y Mander (1998) para puentes no diseñados sísmicamente.
- Respecto a la plataforma OpenSEES Navigator se recomienda que se utilice con discreción, ya que al ser un programa de código abierto y sin un entorno gráfico tan amigable, se pueden cometer errores importantes que causen que el comportamiento del modelo sea muy alejado de la realidad.
- Respecto al material utilizado en el programa OpenSEES (*HystereticMaterial*) se concluye que es un buen material que puede representar muy bien la respuesta histerética del concreto reforzado. Desde luego, existen otros tipos de materiales como el denominado *Pinching4* o bien el modelo de *Ibarra-Medina-Krawinkler* que pueden representar la respuesta histerética del concreto, sin embargo para estos materiales se necesitan más parámetros que para *HystereticMaterial* que se utilizó en esta investigación.
- Respecto al modelo con degradación se concluye que, a mayor demanda en el modelo sin degradación, mayor es la diferencia de la demanda con el modelo que considera degradación. Para corroborar lo anterior es necesario extender los análisis que consideran los efectos de la degradación a toda la tipología usada en esta investigación y a otras tipologías posibles.



REFERENCIAS

- AASHTO. (2010). **LRFD Bridge Design Specifications**. 5th Edition. Washington D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Akbari R. (2010). **Seismic Fragility analysis of reinforced concrete continuous span bridges with irregular configuration**. Structure and Infrastructure Engineering, Taylor & Francis, Vol. 8, No. 9, pp. 873-889
- Alcocer, S. M., Reyes, C., Flores, L., Duran, R., López, O., Domínguez, L., Echevarría, A., Pacheco, M. A. (2003). **El Sismo de Tecomán del 21 de enero de 2003. Daños en el Estado de Jalisco**. Reporte Interno, Dirección de Investigación. Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Arias, A. (1970). **A Measure of Earthquake Intensity**. In Seismic Design of Nuclear Power Plants. MIT Press, Cambridge, Mass., pp. 438-469.
- Aviram, A., Mackie, K. R., & Stojadinovic, B. (2008). **Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California**. Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Beck, J. L., Skinner, R. I., (1974). **Seismic Response of a Reinforced Concrete Bridge Pier Designed to Step**. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 2, No. 4, pp. 343-358.
- Bonett R. L. (2003). **Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada**. Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartografía y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
- Bozzo, L., Mahins, A., Zayas, V. (1990). **Design of Friction Base Isolation Systems**. Memorias del Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp. 549-557.
- CENAPRED. Centro Nacional de Prevención de Desastres. (2001). **Diagnóstico de Peligros e Identificación de Riesgos de Desastres en México, Atlas Nacional de Riesgos de la República Mexicana**. México: Secretaría de Gobernación, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Sistema Nacional de Protección Civil.
- CFE Comisión Federal de Electricidad. (2008). **Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo**. México: Instituto de Investigaciones Eléctricas.



- Chai, Y. H., Priestley, M. J. N., Seible, F. (1991). **Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance**. ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 5, September/October 1991, pp. 572-584.
- Chhabra, Y. **Bridge Rehabilitation Techniques**. Brown Company. www.dsbrown.com
- Choi J. S., y Kim J. K. **Development of Failure Probability Analysis Method for Concrete Pier of Multi-Span Continuous Bridges Using the Probabilistic Capacity Spectrum Method**. (http://mceer.buffalo.edu/research/international_research/ancer/activities/2004/choi_js_keerc.pdf)
- Clemente, A. (2010). **Ley de Atenuación (PGA) y Escalamiento de Forma Espectral Sísmica para Querétaro, Deducidos por Análisis de Trayectorias: Aplicada a Guerrero-Querétaro**. Querétaro, México: Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UAQ.
- Conejo, W. M. (2014). **Capacidad y Demanda de Pilas Encamisadas con Concreto Reforzado**. Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH. Morelia, Michoacán.
- Cowell, A. D., Popov, E. P., Bertero, V. V. (1980). **Repair of Bond in RC Structures by Epoxy Injection. 1st Seminar on Repair and Retrofit of Structures**. US/Japan Cooperative Earthquake Engineering Research Program, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, Vol. 1, pp. 234-240.
- CSI. (2010). **SAP2000. Integrated Software for Structural Analysis & Design**. Berkeley, California: Computers and Structures, Inc.
- Daudey, X., Filiatrault, A. (2000). **Seismic Evaluation and Retrofit with Steel Jackets of Reinforced Concrete Bridge Piers detailed with Lap-Splices**. Can Journal Civil Engineering, Vol. 27, pp. 1-16.
- Dutta, A., Mander J.B. (1998). **Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges**. INCGDE-MCEER Center-to-Center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems, Tokio, Japon.
- Fardis, M. N. (1998). **Seismic Assessment and Retrofit of RC Structures**. Bisch, Ph., Labbé, P., Pecker, A. (eds.). 11th ECEE, Paris, France. Invited lecture, ISBN 90 5809 027 2. A. A. Balkema, Rotterdam, 6th-11th September.
- Fardis, M. N., Khalili, H. H. (1981). **Concrete Encased in Fiber Glass Reinforced Plastic**. ACI Journal, Vol. 78, No. 6, pp. 440-446
- Frías, R (2010). **SIPUMEX para Administrar la Red Federal Carretera**. Revista Vías Terrestres, (6) (Asociación Mexicana de Ingeniería en Vías Terrestres), 10-12.



- García, D. (2006). **Estimación de Parámetros del Movimiento Fuerte del Suelo para Terremotos Interplaca e Intraslab en México Central**. Madrid, España: Tesis Doctoral. Universidad Complutense de Madrid.
- González, E. (2008). **Comportamiento Sísmico de Puentes Irregulares con Dispositivos Elastoplásticos**. Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán.
- Google. (2014). **Google Earth**. Recuperado el 3 de junio de 2014.
- Haroun, M. A., Elsanadedy, H. M. (2005). **Fiber-Reinforced Plastic Jackets for Ductility Enhancement of Reinforced Concrete Bridge Columns with Poor Lap-Splice Detailing**. Journal Bridge Engineering, Vol. 10, No. 6, pp. 749-757.
- HAZUS (1997). **Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical Manual**. Washington, DC: National Institute of Building for the Federal Emergency Management Agency.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., Krawinkler, H. (2005). **Hysteretic Models that Incorporate Strength and Stiffness Deterioration**. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. John Wiley & Sons, Vol. 34, pp. 1489-1511
- Iglesias, J., Aguilar, J. (1996). **Rehabilitation of buildings after the 1985 Mexico City Earthquake**. 11th WCEE, Acapulco, Mexico, Paper No. 2091.
- Jara, J. M., Jara, M. (2007). **Peligro Sísmico**. Morelia, Mexico: Fondo Editorial Morevallado.
- Jara, J. M., Jara, M. y Olmos, B. A. (2011). **Rehabilitación y Refuerzo Sísmico de Puentes**. Memorias del XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Aguascalientes, México.
- Jara, J. M., Olmos, B. A., Aguilar, I. (2003). **Applicability of Base Isolation System for Bridges in Mexico**. Memorias del 8th World Seminar on Seismic Isolation. Energy Dissipation and Active Control of Structures. Yerevan, Armenia.
- Jara, M., Jara, J. M., (2006). **A Seismic Energy Dissipation System for Short and Medium Span Bridges**. Memorias de la First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Génova, Suiza.
- Kanamori, H. (1977). **The Energy Release in Great Earthquake**. Journal of Geophysical Research, Vol. 82, No. 20, 2981- 2987.
- Karayannis, C. G., Chalioris, C. E., Sideris, K. K. (1998). **Effectiveness of RC Beam-Column Connection Repair Using Epoxy Resin Injections**. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 2, pp. 217-240.



- Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M., R. Lobo, R. F. (1992). **IDARC Version 3.0: a Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures**. Report National Center for Earthquake Engineering Research, Aug. 31, 1992.
- López, M. G. (2013). **Funciones de Demanda Estructural de Puentes Carreteros Típicos en México**. Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH. Morelia, Michoacán.
- Mander J. (1999). **Fragility curves development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges**. University at Buffalo, State University of New York. 10 pp.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park R. (1988). **Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete**. Journal of Structural Engineering. ASCE. Vol. 114, 8, pp. 1804-1826.
- McKenna, F., Fenves, G. L. (2002). <http://opensees.berkeley.edu>. **The OpenSees Command Language Primer**. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H. (2002). **Open System for Earthquake Engineering Simulation**, <http://opensees.berkeley.edu>. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Montes, O. (2012). **Efecto de la Interacción Suelo-Estructura en las Propiedades Dinámicas de Puentes**. Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH. Morelia, Michoacán.
- N-CMT-2-08/04. (2004). 2. MATERIALES PARA ESTRUCTURAS, 08. Placas y Apoyos Integrales de Neopreno. En CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.
- Nishenko, S. P., & Singh, S. K. (1987). **The Acapulco-Ometepec, México earthquake of 1907-1982: Evidence for a Variable Recurrence History**. Bulletin of the Seismological Society of America, 77(4), 1359-1367.
- NTCC-2004. (2004). **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto**. México, D.F.: Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- Ordaz, M., & Montoya, C. (2002). **Programa de cómputo DEGTRA A4 (Versión 4.06)**. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Otani, S. (1981). **Hysteretic Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis**. Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo, Vol XXXVI, No. 2, pp. 125-159.
- Park, Y. J., & Ang, A. H. (1985). **Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete**. Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. 4, pp. 722-739.



- Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). **Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings**. New York: John Wiley and Sons, Inc.
- Pinho, R. (2000). **Selective Retrofitting of RC Structures in Seismic Areas**. PhD Thesis. Imperial College, London, UK.
- Pinho, R., Elnashai, A. S. (1999). **Analitical Assessment of Multi-Storey RC frame before and after Repair**. ICONS, Topic 2 Report, Imperial College, London, UK.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., y Calvi, G. M. (1996). **Seismic Design and Retrofit of Bridges**. A Wiley-Interscience Publication. John Wiley & Sons, Inc.
- Priestley, M. J. N., Verma, R., Xiao, Y., (1994). **Seismic Shear Strenght of Reinforced Concrete Columns**. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 8, August 1994, pp. 2310-2329.
- Priestley, M. N. J., Seible, F., Xiao, Y., Verma, R. (1994a). **Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear Strength – Part 1: Theoretical Considerations and Test Design**. ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 4, pp. 394-405.
- Priestley, M. N. J., Seible, F., Xiao, Y., Verma, R. (1994b). **Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear Strength – Part 2: Test Results and Comparison with Theory**. ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 5, pp. 537-551.
- Rodriguez, M., Park, R. (1991). **Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Buildings for Seismic Resistance**. Earthquake Spectra, Vol. 7, No. 3, pp. 439-459.
- Ruiz, J. (2005). **Performance-Based Assessment of Existing Structures Accounting for Residual Displacements**. PhD. Dissertation. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- Saadatmanesh, H., Ehsani, M. R., Li, M. V. (1994). **Strength and Ductility of Concrete Columns Externally Reinforced with Fiber Composite Sheets**. ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 4, pp. 434-447.
- Salama, A. I. (1993). **Repair of Earthquake-Damage RC Structures**. PhD Thesis. Imperial College, University of London, London, UK.
- Schellenberg, A., Yang, T., Kohama, E. (2011). **OpenSees Navigator**. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- SCT Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2006). **Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal**. México.



- Shin, M. (2012). **Seismic Retrofit and Repair of Reinforced Concrete Bridge Columns Using Shape Memory Alloy Spirals**. PhD. Dissertation, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Singh, S. K., Pacheco, J. F., Mikumo, T., Kostoglodov, V. (2001). **Inslab Earthquakes in the Subducted Cocos Plate below Central Mexico**.
- SIPUMEX; **Sistema de Puentes de México**. (2010).
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C. (1999). **Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes**.
- Toutanji H. A. (1999). **Stress-Strain Characteristics of Concrete Columns Externally Confined with Advanced Fiber Composite Sheets**. ACI Materials Journal, Vol. 96, No. 3, pp. 397-404.
- Varum, H. (2003). **Seismic Assessment, Strengthening and Repair of Existing Buildings**. PhD. Dissertation, Universidade de Aveiro, Aveiro Portugal.
- Villanueva, D. (2011). **Parámetros de aislamiento para mejorar el desempeño sísmico de puentes irregulares**. Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH. Morelia, Michoacán.
- Zayas, V. A., Low, S. S., Mahin, S. A. (1990). **A simple Pendulum Technique for Achieving Seismic Isolation**. Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 2, pp. 317-333.



APÉNDICE A

DIAGRAMAS MOMENTO – CURVATURA

Tabla A.1 – Diagramas Momento – Curvatura de los modelos de 5 m

MODELO	LONGITUDINAL EXTERIOR		LONGITUDINAL INTERIOR		TRANSVERSAL EXTERIOR		TRANSVERSAL INTERIOR	
	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)
P05	0.0050	83.2326	0.0050	67.1906	0.0055	83.2326	0.0055	67.1906
	0.0199	97.5500	0.0199	81.7919	0.0128	96.5364	0.0199	81.7919
	0.2162	58.2444	0.1479	69.1892	0.2162	58.2444	0.1479	69.1892
P05_E10_R0.5%	0.0027	127.2313	0.0040	127.1698	0.0043	162.7855	0.0040	131.9221
	0.0190	194.4121	0.0190	173.7131	0.0190	194.4121	0.0190	173.7131
	0.1446	172.7911	0.1284	165.7920	0.1446	172.7911	0.1132	167.6751
P05_E10_R1%	0.0040	195.4475	0.0044	195.2770	0.0075	243.3049	0.0048	199.1483
	0.0136	258.7463	0.0195	238.7267	0.0136	258.7463	0.0195	238.7267
	0.1653	242.7513	0.1478	243.7535	0.1653	242.7513	0.1478	243.7535
P05_E10_R1.5%	0.0050	248.5557	0.0046	248.1681	0.0090	304.5650	0.0050	254.1224
	0.0135	314.4063	0.0193	292.7067	0.0135	314.4063	0.0193	292.7067
	0.1640	310.0156	0.1467	304.8029	0.1640	310.0156	0.1467	304.8029
P05_E15_R0.5%	0.0026	156.5297	0.0035	156.4603	0.0043	206.6536	0.0040	163.4360
	0.0378	237.3430	0.0464	216.0162	0.0378	237.3430	0.0464	216.0162
	0.1306	214.0470	0.1160	209.0786	0.1306	214.0470	0.1160	209.0786
P05_E15_R1%	0.0039	245.2781	0.0040	245.0877	0.0080	310.8973	0.0044	250.3721
	0.0380	326.0077	0.0467	307.5400	0.0380	326.0077	0.0467	307.5400
	0.1469	306.2626	0.1314	302.7764	0.1469	306.2626	0.1314	302.7764
P05_E15_R1.5%	0.0060	320.2527	0.0078	320.0935	0.0070	391.4196	0.0090	332.3516
	0.0382	364.1038	0.0469	349.2429	0.0382	364.1038	0.0469	349.2429
	0.1476	353.6700	0.1320	348.6206	0.1476	353.6700	0.1320	348.6206
P05_E20_R0.5%	0.0026	156.5297	0.0035	156.4603	0.0025	281.2944	0.0030	253.7949
	0.0378	237.3430	0.0464	216.0162	0.0157	394.6296	0.0424	383.9076
	0.1306	214.0470	0.1160	209.0786	0.1193	391.1287	0.1193	383.5436
P05_E20_R1%	0.0025	281.2944	0.0027	282.2124	0.0025	281.2944	0.0030	253.7949
	0.0157	394.6296	0.0424	383.9076	0.0157	394.6296	0.0424	383.9076
	0.1193	391.1287	0.1193	383.5436	0.1193	391.1287	0.1193	383.5436
P05_E20_R1.5%	0.0039	413.2914	0.0042	411.1783	0.0090	506.8157	0.0043	409.6214
	0.0157	492.7038	0.0423	496.9414	0.0157	492.7038	0.0423	496.9414
	0.1333	511.9164	0.1192	507.2510	0.1333	511.9164	0.1192	507.2510



Tabla A.2 – Diagramas Momento – Curvatura de los modelos de 10 m

MODELO	LONGITUDINAL EXTERIOR		LONGITUDINAL INTERIOR		TRANSVERSAL EXTERIOR		TRANSVERSAL INTERIOR	
	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)
P10	0.0015	54.0036	0.0015	54.0051	0.0020	67.7316	0.0015	56.5595
	0.0236	108.8106	0.0236	100.4013	0.0236	108.8106	0.0236	100.4013
	0.1226	89.8270	0.1592	86.5555	0.1226	89.8270	0.1592	86.5555
P10_E10_R0.5%	0.0030	147.2990	0.0030	147.2818	0.0042	183.3648	0.0039	154.6686
	0.0171	220.8268	0.0171	205.1693	0.0181	220.8268	0.0181	205.1693
	0.1300	200.8044	0.1300	194.3424	0.1376	200.8044	0.1376	194.3424
P10_E10_R1%	0.0030	222.5593	0.0030	222.5220	0.0055	267.9936	0.0055	228.1170
	0.0182	288.0390	0.0182	276.6437	0.0115	288.0390	0.0182	276.6437
	0.1384	284.5008	0.1384	280.2168	0.1384	284.5008	0.1384	280.2168
P10_E10_R1.5%	0.0030	295.5248	0.0033	294.6796	0.0070	352.5502	0.0055	302.2425
	0.0082	351.2838	0.0318	358.4717	0.0400	368.9161	0.0400	361.4493
	0.1545	369.7375	0.1381	363.7182	0.1545	369.7375	0.1381	363.7182
P10_E15_R0.5%	0.0037	178.9814	0.0036	178.9513	0.0041	227.7037	0.0034	185.3392
	0.0163	265.9955	0.0163	244.7202	0.0163	265.9955	0.0163	244.7202
	0.1240	241.9057	0.1101	241.4005	0.1240	241.9057	0.1101	241.4005
P10_E15_R1%	0.0033	260.4011	0.0030	244.6519	0.0045	348.6689	0.0026	290.7512
	0.0165	362.0967	0.0165	346.7669	0.0165	362.0967	0.0165	346.7669
	0.1251	359.2436	0.1251	353.5350	0.1251	359.2436	0.1251	353.5350
P10_E15_R1.5%	0.0040	373.4687	0.0045	373.5933	0.0100	455.3618	0.0050	388.1724
	0.0363	465.5852	0.0165	433.4715	0.0363	465.5852	0.0363	454.5671
	0.1401	463.7735	0.1253	463.7612	0.1401	463.7735	0.1253	463.7612
P10_E20_R0.5%	0.0027	219.8904	0.0027	219.8159	0.0049	285.9367	0.0032	230.1617
	0.0149	320.3700	0.0402	309.1309	0.0149	320.3700	0.0402	309.1309
	0.1133	289.0761	0.1006	296.8547	0.1133	289.0761	0.1006	296.8547
P10_E20_R1%	0.0038	358.3544	0.0038	358.2189	0.0100	445.2611	0.0047	367.9826
	0.0150	446.0251	0.0150	425.6580	0.0330	462.3756	0.0330	445.5343
	0.1141	446.2734	0.1141	439.2458	0.1141	446.2734	0.1141	439.2458
P10_E20_R1.5%	0.0040	466.6317	0.0040	466.4521	0.0060	572.7223	0.0050	483.7400
	0.0150	557.3200	0.0150	540.9467	0.0330	582.7664	0.0330	571.0984
	0.1139	587.3574	0.1139	579.4306	0.1139	587.3574	0.1139	579.4306



Tabla A.3 – Diagramas Momento – Curvatura de los modelos de 15 m

MODELO	LONGITUDINAL EXTERIOR		LONGITUDINAL INTERIOR		TRANSVERSAL EXTERIOR		TRANSVERSAL INTERIOR	
	Curvatura	Momento	Curvatura	Momento	Curvatura	Momento	Curvatura	Momento
	(rad/m)	(ton - m)	(rad/m)	(ton - m)	(rad/m)	(ton - m)	(rad/m)	(ton - m)
P15	0.0016	95.8551	0.0015	95.8387	0.0025	121.1570	0.0020	100.6301
	0.0191	179.3631	0.0191	165.1748	0.0191	179.3631	0.0191	165.1748
	0.1288	167.0555	0.1135	162.0064	0.1288	167.0555	0.1135	162.0064
P15_E10_R0.5%	0.0026	248.7224	0.0026	248.7112	0.0048	320.1943	0.0038	285.0202
	0.0402	370.7347	0.0402	357.0179	0.0402	370.7347	0.0402	357.0179
	0.1006	357.5861	0.1006	345.8930	0.1006	357.5861	0.1006	345.8930
P15_E10_R1%	0.0028	347.0371	0.0026	325.7726	0.0070	465.4449	0.0040	393.5680
	0.0330	503.8143	0.0405	491.3102	0.0330	503.8143	0.0405	491.3102
	0.1141	496.6050	0.1141	490.6520	0.1141	496.6050	0.1141	490.6520
P15_E10_R1.5%	0.0036	493.0586	0.0040	493.0282	0.0090	598.1585	0.0048	513.7556
	0.0405	627.5057	0.0405	616.9811	0.0405	627.5057	0.0405	616.9811
	0.1139	636.0615	0.1139	630.1199	0.1139	636.0615	0.1139	630.1199
P15_E15_R0.5%	0.0030	294.8743	0.0030	294.8566	0.0050	380.0938	0.0030	306.6831
	0.0370	442.1964	0.0370	422.2600	0.0370	442.1964	0.0370	422.2600
	0.0926	418.0951	0.0926	404.9080	0.0926	418.0951	0.0926	404.9080
P15_E15_R1%	0.0033	458.9377	0.0033	458.9115	0.0060	568.5414	0.0040	474.1056
	0.0373	605.3111	0.0373	594.1007	0.0373	605.3111	0.0373	594.1007
	0.1049	597.0327	0.0932	586.0186	0.1049	597.0327	0.0932	586.0186
P15_E15_R1.5%	0.0035	599.7267	0.0036	599.6839	0.0070	735.4019	0.0045	624.4773
	0.0373	762.5655	0.0373	749.3372	0.0373	762.5655	0.0373	749.3372
	0.1050	769.8504	0.1050	764.8421	0.1050	769.8504	0.1050	764.8421
P15_E20_R0.5%	0.0020	341.3015	0.0020	341.2581	0.0050	448.9804	0.0030	366.5181
	0.0343	518.0020	0.0413	498.0793	0.0343	518.0020	0.0413	498.0793
	0.0858	489.6694	0.0858	478.7838	0.0858	489.6694	0.0858	478.7838
P15_E20_R1%	0.0030	545.7569	0.0031	545.7396	0.0060	679.5979	0.0037	563.7715
	0.0345	720.7548	0.0345	706.3157	0.0345	720.7548	0.0345	706.3157
	0.0971	709.1016	0.0863	699.8989	0.0971	709.1016	0.0863	699.8989
P15_E20_R1.5%	0.0034	728.6846	0.0034	728.6311	0.0080	902.2096	0.0043	759.3277
	0.0345	924.8431	0.0345	910.2503	0.0345	924.8431	0.0345	910.2503
	0.0971	936.4260	0.0971	929.5379	0.0971	936.4260	0.0971	929.5379



Tabla A4 – Diagramas Momento – Curvatura de los modelos de 20 m

MODELO	LONGITUDINAL EXTERIOR		LONGITUDINAL INTERIOR		TRANSVERSAL EXTERIOR		TRANSVERSAL INTERIOR	
	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)
P20	0.0016	141.6386	0.0017	141.6399	0.0028	176.8782	0.0020	149.4028
	0.0158	245.2960	0.0158	240.6679	0.0158	245.2960	0.0158	240.6679
	0.1066	242.8483	0.1066	240.9581	0.1066	242.8483	0.1066	240.9581
P20_E10_R0.5%	0.0027	348.3032	0.0027	348.3011	0.0045	433.9031	0.0030	360.6678
	0.0429	516.9230	0.0429	513.7669	0.0429	516.9230	0.0429	513.7669
	0.0892	499.0353	0.0892	497.4577	0.0892	499.0353	0.0892	497.4577
P20_E10_R1%	0.0033	534.4466	0.0034	534.4410	0.0060	637.9619	0.0034	547.1831
	0.0358	710.7313	0.0358	708.0412	0.0431	709.0196	0.0358	708.0412
	0.1009	702.8798	0.1009	701.3073	0.1009	702.8798	0.1009	701.3073
P20_E10_R1.5%	0.0034	690.3234	0.0034	690.3178	0.0068	822.4214	0.0040	711.1800
	0.0358	885.5049	0.0358	883.3467	0.0292	878.8704	0.0358	883.3467
	0.1008	897.0642	0.1008	896.1538	0.1008	897.0642	0.1008	896.1538
P20_E15_R0.5%	0.0016	412.3158	0.0017	412.3147	0.0055	524.3094	0.0030	428.1597
	0.0431	879.6768	0.0431	877.8318	0.0400	606.9340	0.0400	602.1158
	0.1008	897.0642	0.1008	896.1538	0.0831	587.8904	0.0831	584.3991
P20_E15_R1%	0.0029	636.6649	0.0029	636.2997	0.0070	768.7022	0.0035	651.5537
	0.0334	844.6260	0.0401	840.2072	0.0334	844.6260	0.0334	840.0537
	0.0939	831.4015	0.0834	825.1171	0.0939	831.4015	0.0834	825.1171
P20_E15_R1.5%	0.0035	825.1743	0.0036	825.1618	0.0080	993.7299	0.0040	850.5099
	0.0332	1059.0742	0.0332	1054.3491	0.0332	1059.0742	0.0332	1054.3491
	0.0936	1072.5198	0.0936	1070.6553	0.0936	1072.5198	0.0936	1070.6553
P20_E20_R0.5%	0.0025	471.1406	0.0025	470.6364	0.0080	610.2977	0.0025	488.6744
	0.0373	697.2625	0.0373	690.8962	0.0373	697.2625	0.0373	690.8962
	0.0775	672.1265	0.0775	667.6729	0.0775	672.1265	0.0775	667.6729
P20_E20_R1%	0.0030	749.5711	0.0030	749.0858	0.0070	916.6945	0.0032	767.5117
	0.0374	992.7804	0.0374	988.4893	0.0374	992.7804	0.0374	988.4893
	0.0776	986.0934	0.0776	983.0643	0.0776	986.0934	0.0776	983.0643
P20_E20_R1.5%	0.0032	985.5628	0.0032	985.5622	0.0080	1200.1992	0.0040	1015.8510
	0.0310	1263.1243	0.0310	1262.9139	0.0310	1263.1243	0.0310	1262.9139
	0.0873	1277.6861	0.0873	1276.0222	0.0873	1277.6861	0.0873	1276.0222



Tabla A.5 – Diagramas Momento – Curvatura de los modelos de 25 m

MODELO	LONGITUDINAL EXTERIOR		LONGITUDINAL INTERIOR		TRANSVERSAL EXTERIOR		TRANSVERSAL INTERIOR	
	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)	Curvatura (rad/m)	Momento (ton - m)
P25	0.0016	240.8054	0.0017	240.7959	0.0028	317.7765	0.0019	254.4596
	0.0130	395.1501	0.0130	388.7336	0.0130	395.1501	0.0130	388.7336
	0.0771	411.4362	0.0771	407.8726	0.0770	411.4362	0.0771	407.8726
P25_E10_R0.5%	0.0025	569.6079	0.0025	569.6031	0.0040	740.9547	0.0025	594.1316
	0.0299	827.9825	0.0299	821.8719	0.0299	827.9825	0.0299	821.8719
	0.0747	808.6253	0.0747	805.2270	0.0747	808.6253	0.0747	805.2270
P25_E10_R1%	0.0033	871.1928	0.0033	871.1853	0.0040	1135.3975	0.0040	961.4314
	0.0299	827.9825	0.0299	821.8719	0.0300	1136.5163	0.0299	821.8719
	0.0747	808.6253	0.0747	805.2270	0.0846	1131.4629	0.0747	805.2270
P25_E10_R1.5%	0.0040	1138.1859	0.0040	1138.1756	0.0060	1399.7122	0.0040	1162.3679
	0.0300	1136.5163	0.0300	1131.5334	0.0300	1136.5163	0.0300	1131.5334
	0.0846	1131.4629	0.0846	1129.6479	0.0846	1131.4629	0.0846	1129.6479
P25_E15_R0.5%	0.0025	645.2237	0.0024	645.2182	0.0080	850.3728	0.0021	672.0540
	0.0281	940.8610	0.0281	934.0858	0.0281	940.8610	0.0281	934.0858
	0.0703	919.3951	0.0703	915.5140	0.0703	919.3951	0.0703	915.5140
P25_E15_R1%	0.0040	1011.3627	0.0040	1011.0702	0.0050	1278.3696	0.0030	1039.0301
	0.0281	940.8610	0.0104	856.0378	0.0282	1324.8316	0.0282	1319.7831
	0.0703	919.3951	0.0703	915.5140	0.0794	1314.5171	0.0794	1312.2664
P25_E15_R1.5%	0.0033	1315.3384	0.0033	1315.3272	0.0040	1633.3595	0.0033	1370.8964
	0.0282	1669.3237	0.0282	1665.1561	0.0282	1669.3237	0.0282	1665.1561
	0.0794	1700.8981	0.0794	1698.5968	0.0794	1700.8981	0.0794	1698.5968
P25_E20_R0.5%	0.0020	718.9998	0.0020	718.9952	0.0090	978.1444	0.0020	758.7015
	0.0320	1068.8467	0.0320	1062.3970	0.0320	1068.8467	0.0320	1062.3970
	0.0664	1034.1031	0.0664	1029.0887	0.0664	1034.1031	0.0664	1029.0887
P25_E20_R1%	0.0025	1148.4048	0.0025	1148.3983	0.0075	1470.5709	0.0030	1182.1508
	0.0266	1510.4495	0.0266	1504.6041	0.0266	1510.4495	0.0266	1504.6041
	0.0665	1488.7978	0.0665	1486.2254	0.0665	1488.7978	0.0665	1486.2254
P25_E20_R1.5%	0.0027	1500.6072	0.0027	1501.4615	0.0065	1885.5542	0.0033	1569.9412
	0.0266	1921.9330	0.0098	1770.4725	0.0266	1921.9330	0.0266	1917.4252
	0.0748	1957.0809	0.0748	1955.1155	0.0748	1957.0809	0.0748	1955.1155

