



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**

Facultad de Ingeniería Civil

Maestría en Ingeniería en el Área de Estructuras

*Influencia de encamisados de concreto en la probabilidad
de falla de puentes de concreto reforzado*

TESIS

Para Obtener el Título:

De Maestro en Ingeniería en el Área de Estructuras

Presenta:

Humberto Tirípiti Zacarías

Asesora:

Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete

Morelia, Michoacán, Agosto de 2012.



DEDICATORIA

A Dios.

Por haberme permitido llegar hasta este punto y brindarme salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mis padres.

Por su apoyo integro, sus consejos, sus valores, por su motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien y por haberme ayudado a concluir satisfactoriamente este proyecto a pesar de los momentos difíciles, pero más que nada por su amor.

¡Gracias por darme la vida!

A mi asesora

La Dra. Bertha A. Olmos por brindarme un poco de sus conocimientos para la elaboración total de este proyecto.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo en especial a la Facultad de Ingeniería Civil (FIC) por brindarme las instalaciones que me permitieron llegar hasta estos instantes.

Al CONACYT por su apoyo económico ya que sin este sería difícil estudiar la maestría.

A mis hermanos por su apoyo desinteresado, en especial a mis hermanas por estar conmigo en todo momento, también agradezco a Carmen Galván por su paciencia, amor y confianza que ha depositado en mí.

A todos los profesores de la Maestría en Ingeniería en el Área de Estructuras que sin duda alguna son los mejores profesores en la FIC y que fueron una motivación para estudiar en esta maestría. Mis agradecimientos muy especiales a la Dra. Bertha A. Olmos por ser una gran persona, que me brindó su valioso tiempo y apoyo incondicional para la culminación de este proyecto y sobre todo por su gran paciencia.

“El agradecimiento es la memoria del corazón.” – lao-tse

ÍNDICE DE CONTENIDO

Índice de tablas.....	Pág.vi
Índice de figuras	Pág.x
Lista de variables usadas en el proyecto.....	Pág.xviii
Objetivos.....	Pág.xx
CAPÍTULO 1.Introducción.....	Pág. 1
CAPÍTULO 2.- Estado del conocimiento de sistemas de refuerzo de subestructuras de puentes existentes.....	Pág.4
2.1 Encamisados de columnas.....	Pág.6
2.1.1 Encamisados de concreto.....	Pág.7
2.1.2 Encamisados metálicos.....	Pág.9
2.1.3 Materiales compuestos (carbono, vidrio y aramida).....	Pág. 11
2.1.3.1 Fibras de carbón	Pág. 11
2.1.3.2 Fibras de vidrio	Pág. 12
2.1.3.3 Fibras de aramida.....	Pág. 13
2.1.3.4 Resina epoxi.....	Pág. 15
2.1.3.5 Aplicaciones de los materiales compuestos dentro de la rehabilitación.....	Pág. 16
2.1.3.6 Investigaciones recientes sobre la implementación de materiales compuestos.....	Pág. 17
2.2 Aisladores.....	Pág.24
CAPÍTULO 3.- Daños típicos en subestructuras de puentes existentes.....	Pág.28
3.1 Mecanismos de fallas en pilas de puentes.....	Pág.30
a) Falla por flexión en pilas de puentes	Pág.30
b) Falla por cortante en pilas de puentes	Pág.32
3.2 Programa de rehabilitación de puentes en México.....	Pág.34
CAPÍTULO 4.- Descripción de los modelos de puentes en estudio	Pág.46
4.1 Puentes en estudio	Pág.47

4.2 Acciones de carga consideradas en el proceso de diseño.....	Pág.53
4.2.1 Cargas muertas.....	Pág.53
4.2.2 Cargas vivas.....	Pág.54
4.2.3 Carga accidental.....	Pág.55
4.2.3.1 Espectro de diseño	Pág.56
4.3 Parámetros considerados en el estudio.....	Pág.58
4.4 Diseño estructural de las pilas	Pág.59
CAPÍTULO 5.- Determinación de curvas de capacidad	Pág.66
5.1 Métodos de análisis no lineales.....	Pág.67
5.2 Determinación de la demanda.....	Pág.68
5.3 Determinación de la capacidad de los puentes en estudio.....	Pág.70
5.4 Desempeño sísmico de los puentes en estudio.....	Pág.76
CAPÍTULO 6.- Obtención de curvas de fragilidad y probabilidades de falla como función de la intensidad sísmica.....	Pág.81
6.1 Curvas de fragilidad.....	Pág.82
6.2 Estimación de los estados de daño.....	Pág.84
6.3 Curvas de fragilidad para los puentes en estudio	Pág.86
6.3.1 Curvas de fragilidad como función de la ductilidad de curvatura μ_{ϕ}	Pág.88
6.3.2 Curvas de fragilidad definidas como función de la distorsión angular θ	Pág.105
6.4 Análisis de tendencias.....	Pág.126
CAPÍTULO 7.- Conclusiones.....	Pág.135
REFERENCIAS.....	Pág.137
Apéndice A.....	Pág.141
Apéndice B	Pág.149

Índice de tablas

Tabla 2.1	Ventajas y desventajas del uso de las FRPC y FRPA en comparación con las placas de acero (Águila, 2010).....	Pág.14
Tabla 2.2	Propiedades de la fibra de carbono (Águila, 2010).....	Pág.14
Tabla 2.3	Propiedades de la fibra de vidrio (fuente: http://www.textil.org/extranet/inf/Revista18/pag19.pdf y Águila, 2010).....	Pág.14
Tabla 2.4	Propiedades de la fibra de aramida (Águila, 2010).	Pág.15
Tabla 2.5	Propiedades del material epoxi (Balaguru et al., 2008).	Pág.15
Tabla 4.1	Propiedades de los materiales usados en el modelado.	Pág.53
Tabla 4.2	Cargas muertas consideradas en los modelos.	Pág.53
Tabla 4.3	Parámetros que definen los espectros de diseño para estructuras clasificadas dentro del grupo B, MOC de la CFE (1993).	Pág.56
Tabla 4.4	Características de los modelos tipo.	Pág.59
Tabla 4.5	Parámetros consideradas para los casos de refuerzo.	Pág.60
Tabla 4.6	Parámetros de las curvas Momento-Rotación para los modelos Tipo 1 y 2.	Pág.63
Tabla 4.7	Parámetros de las curvas Momento-Rotación para los modelos Tipo 3 y 4.	Pág.64
Tabla 4.8	Armados de pilas obtenidas del diseño estructural.	Pág.64
Tabla 4.9	Detalles de los armados de las pilas de los puentes en estudio.	Pág.65

Tabla 5.1	Características de los acelerogramas utilizados para la demanda sísmica.	Pág.60
Tabla 5.2	Periodos de retorno (T_r) y aceleraciones máximas esperadas (Villanueva D. 2011).....	Pág.70
Tabla 5.3	Incrementos de capacidad por efecto de los encamisados de concreto reforzado.....	Pág.74
Tabla 5.4	Comparación de la capacidad entre los modelos tipo.	Pág.75
Tabla 5.5	Modelo óptimo como función de las variables en estudio.	Pág.75
Tabla 5.6	Base de datos para estimar el estado de daño, considerando el parámetro de distorsión angular (drift).....	Pág.79
Tabla 5.7	Base de datos para estimar el estado de daño, considerando el parámetro de ductilidad de curvatura (μ_ϕ).	Pág.80
Tabla 6.1	Descripción de los estados de daños en puentes (tomado de HAZUS 1997).	Pág.84
Tabla 6.2	Definición del estado de daño con el parámetro de la distorsión angular limite (Akbari R., 2010).	Pág.85
Tabla 6.3	Definición del estado de daño con el parámetro de la distorsión angular limite (Dutta y Mander, 1998).	Pág.85
Tabla 6.4	Definición del estado de daño por el parámetro de ductilidad de curvatura (Choi J., y Kim J., n.d.).	Pág.86
Tabla 6.5	Parámetros base para encontrar el daño por μ_ϕ , del modelo tipo 1, caso 1.	Pág.88
Tabla 6.6	Parámetros base para encontrar el daño por μ_ϕ , del modelo tipo 1, caso 7.	Pág.88
Tabla 6.7	Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 1, casos 1 y 2.	Pág.89

Tabla 6.8	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 1, casos 3 y 4.	Pág.90
Tabla 6.9	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 1, casos 5 y 6.	Pág.90
Tabla 6.10	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 1, caso 7.	Pág.91
Tabla 6.11	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 2, casos 1 y 2.	Pág.92
Tabla 6.12	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 2, casos 3 y 4.	Pág.93
Tabla 6.13	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 2, casos 5 y 6.	Pág.93
Tabla 6.14	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 2, caso 7.	Pág.94
Tabla 6.15	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 3, casos 1 y 2.	Pág.95
Tabla 6.16	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 3, casos 3 y 4.	Pág.96
Tabla 6.17	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 3, casos 5 y 6.	Pág.96
Tabla 6.18	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 3, caso 7.	Pág.97
Tabla 6.19	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 4, casos 1 y 2.	Pág.98
Tabla 6.20	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 4, casos 3 y 4.	Pág.99
Tabla 6.21	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 4, casos 5 y 6.	Pág.99
Tabla 6.22	Probabilidades de falla por μ_{φ} del modelo tipo 4, caso 7.	Pág.100
Tabla 6.23	Parámetros base para encontrar el daño por drift, del modelo tipo 1, caso 1....	Pág.105
Tabla 6.24	Parámetros base para encontrar el daño por drift, del modelo tipo 1, caso 7....	Pág.105
Tabla 6.25	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 1, casos 1 y 2.	Pág.106
Tabla 6.26	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 1, casos 3 y 4.	Pág.107
Tabla 6.27	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 1, casos 5 y 6.	Pág.108
Tabla 6.28	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 1, caso 7.	Pág.109

Tabla 6.29	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 2, casos 1 y 2.	Pág.110
Tabla 6.30	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 2, casos 3 y 4.	Pág.111
Tabla 6.31	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 2, casos 5 y 6.	Pág.112
Tabla 6.32	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 2, caso 7.	Pág.113
Tabla 6.33	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 3, casos 1 y 2.	Pág.114
Tabla 6.34	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 3, casos 3 y 4.	Pág.115
Tabla 6.35	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 3, casos 5 y 6.	Pág.116
Tabla 6.36	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 3, caso 7.	Pág.117
Tabla 6.37	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 4, casos 1 y 2.	Pág.118
Tabla 6.38	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 4, casos 3 y 4.	Pág.119
Tabla 6.39	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 4, casos 5 y 6.	Pág.120
Tabla 6.40	Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 4, caso 7.	Pág.121

Índice de figuras

Figura 2.1	Número de artículos publicados en función del tipo estructural y método de refuerzo (Giménez E., 2007).....	Pág. 6
Figura 2.2	Operación de vertido del concreto para el refuerzo de pilas (Espeche A., 2007).....	Pág. 7
Figura 2.3	a) Detalle de refuerzo transversal y b) revestimiento (Espeche et al., 2008).....	Pág. 8
Figura 2.4	Rehabilitación de pila de puente con encamisado de placas de metal (fuente: www.inco.gov.1010/.../FILE_COCOIMG1119JPG).....	Pág. 9
Figura 2.5	Rehabilitación de las pilas de un viaducto que fueron reforzadas con la técnica de encamisado metálico elíptico relleno con mortero. La Figura de la derecha muestra la sección antes de ser intervenida (Espeche A. 2007).....	Pág. 10
Figura 2.6	Sección de una columna reforzada con un encamisado metálico, relleno con mortero (Espeche A. 2007).....	Pág. 10
Figura 2.7	Aplicación del material compuesto (Espeche A., 2007).....	Pág. 11
Figura 2.8	a) fibra de carbono y b) tejido de fibra de carbono.....	Pág. 12
Figura 2.9	a) Fibra de vidrio cortado y b) Fibra de vidrio en hojuelas.....	Pág. 13
Figura 2.10	Microscopia de la fibra de aramida (Águila, 2010).....	Pág. 15
Figura 2.11	Puente reforzado con laminas inclinadas de fibra de carbón (Jara y Jara, 2010).....	Pág. 17
Figura 2.12	Opciones de refuerzo (Yan et al., 2008).....	Pág. 19
Figura 2.13	Instalación de las varillas y camisa de FRP (Sarafray y Danesh, 2008).....	Pág. 21

Figura 2.14	Procedimiento típico de encamisado (Untiveros, 2002).....	Pág.24
Figura 2.15	Disipación de energía de un puente convencional y de un puente con aislamiento.....	Pág.25
Figura 2.16	Aislador elastomérico con o sin núcleo de plomo (Oviedo y Duque, 2006).....	Pág.26
Figura 2.17	Aislador FPS (Fuente: www.earthquakeprotection.com).....	Pág.26
Figura 3.1	Falla por flexión en pila de puente durante el temblor de Northridge, California del 17 de enero de 1994 (fuente: http://ace-mrl.engin.umich.edu/NewFiles/projects/recc.html).....	Pág.31
Figura 3.2	Detalle de pila dañada a flexión durante el sismo de 1995 en Kobe, Japón (fuente: http://mceer.buffalo.edu/research/Reconnaissance/kobe1-17-95/summary.asp).....	Pág.32
Figura 3.3	Falla por cortante en pila, durante el sismo de 1995 en Kobe, Japón (fuente: http://mceer.buffalo.edu/research/Reconnaissance/kobe1-17-95/summary.asp).....	Pág.33
Figura 3.4	Falla por cortante en pilas de puentes, durante el sismo de Northridge, California del 17 de enero de 1994 (Priestley et al., 1996).....	Pág.33
Figura 3.5	Apoyo metálico en nervaduras.	Pág.40
Figura 3.6	Parapeto tipo de la S.C.T.	Pág.40
Figura 3.7	Parapeto tipo de la S.C.T.	Pág.40
Figura 3.8	Nervadura de concreto reforzado.	Pág.41
Figura 3.9	Despostillamiento de nervadura y exposición del acero de refuerzo.	Pág.41
Figura 3.10	Exposición de estribos y acero de refuerzo en nervaduras.	Pág.41
Figura 3.11	Exposición acero de refuerzo en nervaduras.	Pág.42
Figura 3.12	Humedad en losa en las proximidades del dren.	Pág.42
Figura 3.13	Cauce del arrollo.	Pág.42

Figura 3.14	Humedad en proximidades del dren.	Pág.43
Figura 3.15	Señalamiento de puente.	Pág.43
Figura 3.16	Señalamiento de puente.	Pág.43
Figura 3.17	Vista general de sub y superestructura del puente (aguas abajo del cauce).	Pág.44
Figura 3.18	Vista general de sub y superestructura del puente (aguas arriba del cauce). ...	Pág.44
Figura 4.1	Sección transversal de los puentes en estudio.....	Pág.48
Figura 4.2	Pila de sección circular de CR (Aguiar, 2010).....	Pág.48
Figura 4.3	Puente ubicado en la carretera Maravatío-Atzacomulco (López, 2011).	Pág.49
Figura 4.4	Puente ubicado en la carretera Maravatío-Atzacomulco (López, 2011).....	Pág.49
Figura 4.5	Puente ubicado en el kilometro 24 de la carretera Atzacomulco-Toluca (López, 2011).....	Pág.50
Figura 4.6	Puente ubicado en la carretera Maravatío-Atzacomulco (López, 2011)	Pág.51
Figura 4.7 a)	Apoyo fijo de acero, b) Apoyo móvil de neopreno.	Pág.51
Figura 4.8	Localización de apoyos y juntas de dilatación en el puente.	Pág.52
Figura 4.9	Cargas muertas consideradas en los modelos.	Pág.53
Figura 4.10	Peso y dimensiones de vehículos tipo HS-20.	Pág.54
Figura 4.11	Pesos y dimensiones de vehículos tipo T3-S3.	Pág.54
Figura 4.12	Pesos y dimensiones de vehículos T3-S2-R4.	Pág.55
Figura 4.13	Regionalización sísmica de la República Mexicana (MOC de la CFE, 1993).....	Pág.55
Figura 4.14	Espectro de diseño para la zona A, terrenos I, II y III.	Pág.57
Figura 4.15	Espectro de diseño para la zona B, terrenos I, II y III.	Pág.57
Figura 4.16	Espectro de diseño para la zona C, terrenos I, II y III.	Pág.58
Figura 4.17	Espectro de diseño para la zona D, terrenos I, II y III.	Pág.58

Figura 4.18	Curvas de capacidad para el modelo prototipo 1, con armado reglamentario...	Pág.61
Figura 4.19	Curvas de capacidad para el modelo prototipo 1, con armado deficiente de $0.01A_g$	Pág.61
Figura 4.20	Curvas de capacidad para el modelo prototipo 1, con armado deficiente de $0.005A_g$	Pág.62
Figura 4.21	Curvas Momento-Rotación para el modelo prototipo 1 y 2, con armado deficiente de $0.005A_g$	Pág.63
Figura 4.22	Curvas Momento-Rotación para el modelo prototipo 3 y 4, con armado deficiente de $0.005A_g$	Pág.63
Figura 5.1	Espectro de capacidad y demanda.	Pág.67
Figura 5.2	Ubicación de estaciones acelerográficas.	Pág.68
Figura 5.3	Ubicación de los epicentros fuente de la demanda sísmica.	Pág.68
Figura 5.4	Demanda sísmica utilizada en el estudio.	Pág.70
Figura 5.5	Localización de cargas y articulaciones plásticas (a) dirección longitudinal, (b) dirección transversal.	Pág.72
Figura 5.6	Curvas de capacidad para los modelos de estudio.	Pág.73
Figura 5.7	Espectro de capacidad superpuesto con cada una de las condiciones de demanda del registro sísmico el Suchil.	Pág.77
Figura 6.1	Intersección de la curva de capacidad con la curva de demanda sísmica (modificada de Mander J., 1999).	Pág.83
Figura 6.2	Definición de la distorsión angular en pilas.	Pág.85
Figura 6.3	(a) función de densidad de probabilidad (FDP) y (b) función de densidad acumulada (FDA) para una distribución log-normal.	Pág.87
Figura 6.4	Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 1, casos 1 y 2.....	Pág.89
Figura 6.5	Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 1, casos 3 y 4.....	Pág.89

Figura 6.6	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 1, casos 5 y 6.....	Pág.90
Figura 6.7	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 1, caso 7.	Pág.91
Figura 6.8	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 2, casos 1 y 2.....	Pág.92
Figura 6.9	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 2, casos 3 y 4.	Pág.92
Figura 6.10	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 2, casos 5 y 6.....	Pág.93
Figura 6.11	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 2, caso 7.	Pág.94
Figura 6.12	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 3, casos 1 y 2.....	Pág.95
Figura 6.13	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 3, casos 3 y 4.....	Pág.95
Figura 6.14	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 3, casos 5 y 6.	Pág.96
Figura 6.15	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 3, caso 7.	Pág.97
Figura 6.16	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 4, casos 1 y 2.....	Pág.98
Figura 6.17	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 4, casos 3 y 4.....	Pág.98
Figura 6.18	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 4, casos 5 y 6.....	Pág.99
Figura 6.19	Curvas de fragilidad por μ_{φ} , correspondientes al modelo tipo 4, caso 7.	Pág.100
Figura 6.20	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_{\varphi} = 2$, para el modelo tipo 1.....	Pág.102
Figura 6.21	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_{\varphi} = 13$, para el modelo tipo 1.....	Pág.102
Figura 6.22	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_{\varphi} = 2$, para el modelo tipo 2.....	Pág.102
Figura 6.23	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_{\varphi} = 13$, para el modelo tipo 2.....	Pág.103

Figura 6.24	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_{\varphi} = 2$, para el modelo tipo3.....	Pág.103
Figura 6.25	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_{\varphi} = 13$, para el modelo tipo3.....	Pág.103
Figura 6.26	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_{\varphi} = 2$, para el modelo tipo4.....	Pág.104
Figura 6.27	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_{\varphi} = 13$, para el modelo tipo4.....	Pág.104
Figura 6.28	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 1, casos 1 y 2.	Pág.106
Figura 6.29	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 1, casos 3 y 4.	Pág.107
Figura 6.30	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 1, casos 5 y 6.	Pág.108
Figura 6.31	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 1, caso 7.	Pág.109
Figura 6.32	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 2, casos 1 y 2.	Pág.110
Figura 6.33	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 2, casos 3 y 4.	Pág.111
Figura 6.34	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 2, casos 5 y 6.	Pág.112
Figura 6.35	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 2, caso 7.	Pág.113
Figura 6.36	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 3, casos 1 y 2.	Pág.114
Figura 6.37	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 3, casos 3 y 4.	Pág.115
Figura 6.38	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 3, casos 5 y 6.	Pág.116
Figura 6.39	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 3, caso 7.	Pág.117
Figura 6.40	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 4, casos 1 y 2.	Pág.118
Figura 6.41	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 4, casos 3 y 4.	Pág.119
Figura 6.42	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 4, casos 5 y 6.	Pág.120

Figura 6.43	Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 4, caso 7.	Pág.121
Figura 6.44	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.007$, para el modelo tipo 1.....	Pág.123
Figura 6.45	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.025$, para el modelo tipo 1.....	Pág.123
Figura 6.46	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.007$, para el modelo tipo 2.....	Pág.124
Figura 6.47	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.025$, para el modelo tipo 2.....	Pág.124
Figura 6.48	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.007$, para el modelo tipo 3.....	Pág.124
Figura 6.49	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.025$, para el modelo tipo 3.....	Pág.125
Figura 6.50	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.007$, para el modelo tipo 4.....	Pág.125
Figura 6.51	Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.025$, para el modelo tipo 4.....	Pág.125
Figura 6.52	Relación $A_e/A_c - \theta$, para el modelo tipo 1.	Pág.127
Figura 6.53	Relación $A_e/A_c - \mu_\varphi$, para el modelo tipo 1.	Pág.127
Figura 6.54	Relación $A_e/A_c - S_a$, para el modelo tipo 1.	Pág.127
Figura 6.55	Relación $A_e/A_c - \theta$, para el modelo tipo 2.	Pág.128
Figura 6.56	Relación $A_e/A_c - \mu_\varphi$, para el modelo tipo 2.	Pág.128
Figura 6.57	Relación $A_e/A_c - S_a$, para el modelo tipo 2.	Pág.128
Figura 6.58	Relación $A_e/A_c - \theta$, para el modelo tipo 3.	Pág.129
Figura 6.59	Relación $A_e/A_c - \mu_\varphi$, para el modelo tipo 3.	Pág.129

Figura 6.60	Relación $A_e/A_c - S_a$, para el modelo tipo 3.	Pág.129
Figura 6.61	Relación $A_e/A_c - \theta$, para el modelo tipo 4.....	Pág.130
Figura 6.62	Relación $A_e/A_c - \mu_\varphi$, para el modelo tipo 4.	Pág.130
Figura 6.63	Relación $A_e/A_c - S_a$, para el modelo tipo 4.	Pág.130
Figura 6.64	Relación $(\rho - t - R)$ para $\mu_\varphi=2$, modelo tipo 1, a) $T_r = 1000$ años y b) $T_r = 2500$ años.....	Pág.131
Figura 6.65	Relación $(\rho - t - R)$ para $\mu_\varphi=13$, modelo tipo 1. a) $T_r = 1000$ años y b) $T_r = 2500$ años.....	Pág.132
Figura 6.66	Relación $(\rho - t - R)$ para $\mu_\varphi=2$, modelo tipo 2. a) $T_r = 1000$ años y b) $T_r = 2500$ años	Pág.132
Figura 6.67	Relación $(\rho - t - R)$ para $\mu_\varphi=13$, modelo tipo 2. a) $T_r = 1000$ años y b) $T_r = 2500$ años	Pág.132
Figura 6.68	Relación $(\rho - t - R)$ para $\mu_\varphi=2$, modelo tipo 3. a) $T_r = 1000$ años y b) $T_r = 2500$ años	Pág.133
Figura 6.69	Relación $(\rho - t - R)$ para $\mu_\varphi=13$, modelo tipo 3. a) $T_r = 1000$ años y b) $T_r = 2500$ años	Pág.133
Figura 6.70	Relación $(\rho - t - R)$ para $\mu_\varphi=2$, modelo tipo 4. a) $T_r = 1000$ años y b) $T_r = 2500$ años	Pág.133
Figura 6.71	Relación $(\rho - t - R)$ para $\mu_\varphi=13$, modelo tipo 4. a) $T_r = 1000$ años y b) $T_r = 2500$ años	Pág.134

Listado de variables usadas en el proyecto

a_0 : Coeficiente de aceleración del terreno.

a : Corresponde a la ordenada del espectro de pseudoaceleraciones para el diseño sísmico

A_c : Área de concreto.

A_g : Área de la sección gruesa.

A_i : Aceleración espectral media necesaria para causar el estado de daño i a ocurrir.

ATC: Consejo Aplicado de Tecnología.

α_1 : Masa efectiva del primer modo de vibrar.

c : Ordenada espectral máxima del espectro de diseño (coeficiente sísmico).

$^{\circ}\text{C}$: Grados centígrados.

D: Desplazamiento en el nivel superior de la estructura.

$d_b = \varphi$: Diámetro de la barra de acero.

Δ_{roof} : Desplazamiento en el nivel superior de la estructura.

E: Modulo de elasticidad.

$f'c$: Resistencia a compresión del concreto.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

Φ : función de distribución log-normal estándar acumulada.

φ_m : Curvatura máxima estimada para la sección transversal.

φ_u : Curvatura ultima.

φ_y : Curvatura de cedencia.

Φ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel i .

Φ_{roof} : Desplazamiento modal en el nivel superior de la estructura.

Gpa: Giga pascal.

GDL: Grado de libertad del elemento.

GTM: Tiempo Medio de Greenwich.

γ_s : Peso específico o densidad (g/cm^3).

H: Altura de pila.

Hz: Medida de frecuencia (hertzio o hertz).

I_c : Inercia agrietada de la sección.

L: Longitud de claro de la estructura.

L_p : Es la longitud de la articulación plástica.

λ : Valor medio de la densidad de probabilidad.

Mpa: Mega pascal.

Mu: Momento último.

My: Momento de cedencia.

μ : Relación de poisson.

μ_φ : Ductilidad de curvatura.

N: Latitud Norte.

N/tex: Medida para las fibras e hilos textiles.

N: Nivel de N, correspondiente al nivel más superior en la porción principal de la estructura.

Ohm: Medida de intensidad eléctrica (Ohmio).

PF_1 : Factor de participación modal para el primer modo natural.

PGA: Aceleración máxima del terreno.

r : Correspondiente al exponente que define la forma de la caída del espectro de diseño.

R: Distancia epicentral.

R_3 : Rotación.

ρ : Porcentaje de acero.

S_a : Seudoaceleración.

S_d : Seudodesplazamiento.

σ^2 : Varianza de la densidad de probabilidad log-normal.

t: Espesor de la camisa de refuerzo.

T: Periodo de un sistema de 1 GDL.

T_r : Periodo de retorno.

T_a y T_b : Son los periodos característicos que limitan la meseta del espectro de diseño.

θ : Distorsión angular o drift.

V: Cortante basal.

W : Peso total de la estructura.

W: Longitud Oeste.

W/m °K: Capacidad de un material para transferir calor.

W_i/g : Masa que se le asigna al nivel i.

ζ : Desviación estándar de la densidad de probabilidad log-normal.

Objetivos

Objetivo general

El objetivo principal del proyecto es evaluar la probabilidad de falla de subestructuras de puentes formadas por columnas circulares, encamisadas de concreto reforzado.

Objetivos particulares

Los objetivos particulares que componen este trabajo son los siguientes

- Definir los sistemas de refuerzo
- Definir la demanda esperada en puentes localizados en la costa del pacifico de México
- Desarrollar modelos analíticos de subestructuras de puentes seleccionadas y los parámetros del sistema de refuerzo propuesto
- Cuantificar la probabilidad de falla mediante la obtención de curvas de fragilidad

Capítulo 1

Introducción

Los puentes y todas las estructuras de concreto reforzado (CR) tienen un periodo de vida útil determinado y a lo largo de esta pueden presentar daños en alguno de sus componentes estructurales. Existen otras razones por las que una estructura de CR puede presentar daños, las cuales pueden ser causadas por una mala ejecución durante el proceso de construcción de la obra, o por la presencia de eventos naturales como son los sismos y el viento, con mayor probabilidad de ocurrir en las zonas de alta sismicidad y en las costas de México. Por otro lado tenemos que los vehículos que circulan sobre su superficie de rodamiento, donde actualmente se registran aumentos considerables de su peso en relación a los pesos de los vehículos que fueron considerados durante el proceso de diseño original, lo que lleva a una enorme necesidad de reforzar muchas de las estructuras de este tipo. El estudio del comportamiento dinámico de puentes es particularmente importante debido a que estos forman parte de la infraestructura que debe de permanecer en pie sobre cualquier circunstancia, ya que permiten la comunicación entre dos puntos dando acceso a bienes y servicios aun después de la ocurrencia de alguna tragedia.

Para saber si una estructura necesita ser reforzada o no, primeramente debe ser evaluada con métodos que permitan identificar la importancia de los daños que esta presenta y a los que pueda presentar en un futuro contemplado dentro de su vida útil; para lo cual se han desarrollado diferentes metodologías. En nuestro país existen instituciones gubernamentales, como la secretaría de comunicaciones y transportes (SCT), que se encargan del monitoreo y mantenimiento de estructuras, en el caso de dicha secretaria le confieren exclusivamente aquellas que forman parte de las vías de comunicación, ya sean ferrocarriles, aeropuertos o carreteras, y en todas estas tenemos la presencia de los puentes.

En este trabajo se reportan los resultados del estudio de la influencia que tienen los encamisados de CR en la probabilidad de falla de pilas de CR, el estudio solamente se enfoca a pilas de concreto reforzado con sección transversal circular, ya que después de la ocurrencia de un evento natural, como puede ser el caso de sismos, estas pueden llegar a presentar fallas causadas generalmente por efectos de flexión y/o cortante, dado que estos elementos son la fuente principal para disipar energía sísmica, este problema se presenta a partir de la formación de articulaciones plásticas, ya que esta zona es la que concentra toda la energía disipada por las pilas. La implementación de encamisados de concreto reforzado como refuerzo de pilas es una de las técnicas más utilizadas a pesar de ser una de las más antiguas; sin embargo, no existen muchas investigaciones que expongan hasta qué punto es recomendable su implementación, resultados que muestren los intervalos de aplicación de las variables que más influyen en la eficiencia de esta técnica. Por lo cual es de interés determinar su aplicabilidad para futuros trabajos que relacionen el costo y el beneficio que se puede obtener con esta técnica de rehabilitación.

Para determinar la influencia del refuerzo mediante encamisados de CR, se utilizarán curvas de fragilidad, que suelen ser una buena alternativa para la evaluación de la probabilidad de que una estructura alcance cierto estado límite de comportamiento. Uno de los métodos más utilizados para desarrollar las curvas fragilidad, es el método del espectro de capacidad (ATC-40). El empleo de este tipo de análisis para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes es muy utilizado, ya que nos permite estimar el daño que presentan las estructuras, así como el desempeño que tienen los encamisados de

refuerzo ante diferentes escenarios sísmicos. El método del espectro de capacidad requiere conocer previamente espectros de demanda (elásticos o inelásticos) que se superponen a un espectro de capacidad (pushover). La intersección entre las curvas genera un punto de desempeño "Performance Point", que es posible definirlo como la demanda de desplazamiento espectral generada sobre la estructura, siendo este desplazamiento el parámetro fundamental para conocer el estado de daño presentado por las estructuras de interés. Las curvas de fragilidad obtenidas en este trabajo y que son definidas como la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño, estarán expresadas mediante la función de la densidad de probabilidad log-normal acumulada (FDA).

El análisis de los resultados obtenidos nos permitió identificar de manera general que el sistema de refuerzo mediante encamisados de concreto es eficiente para puentes de CR, donde se identifican tamaños de camisas de CR con cuantías de acero que conducen a resultados óptimos de comportamiento y economía; así como se identificó que la variable que más influencia tiene en el incremento de la resistencia corresponde al porcentaje de acero.

A lo largo del trabajo se presenta una gran variedad de curvas de fragilidad que permiten estimar la probabilidad de alcanzar un estado límite de daño de interés, así como la base de datos generada en esta investigación que es donde fundamentan los resultados y conclusiones alcanzadas por este trabajo.

Capítulo 2

Estado Del Conocimiento De Sistemas De Refuerzo De Subestructuras De Puentes Existentes

En la República Mexicana como en otras partes del mundo, existe un número importante de puentes de concreto reforzado (CR) que requieren de intervenciones que les permitan mejorar su capacidad de resistencia, por lo que es necesario realizar evaluaciones rápidas para obtener un diagnóstico que nos ayude a identificar de manera rápida el daño que tiene la estructura.

El diseño estructural tanto de puentes como de otro tipo de estructuras se realiza con el objetivo de que las obras de infraestructura brinden el servicio que se requiere cumpliendo con los estados límite de resistencia y de servicio. En general, es necesario realizar rehabilitaciones en elementos estructurales a lo largo de la vida útil, esto se debe a que el acero de refuerzo sufre daños por causa de los agentes corrosivos o bien la estructura presenta cambios de uso, viéndose así sometida a diferentes tipos de sollicitaciones que debieron ser consideradas durante el proceso de diseño.

Otra de las de las causas por las que un puente puede ser intervenido es debido a cambios en los códigos de diseño, donde la tendencia es que estos se vuelven más rigurosos debido al avance que se tiene en el entendimiento del comportamiento de las estructuras ante acciones accidentales, dando por resultado incrementos en las demandas esperadas, ocasionando así que los elementos actuales sean inadecuados para soportarlas.

La función principal de una rehabilitación en las pilas de puentes existentes es mejorar la resistencia a flexión y cortante, además de generar una mayor capacidad a ductilidad en la misma, ya que estos elementos son la fuente primaria para transmitir las cargas y disipar la energía impuesta por acciones dinámicas como las generadas por la acción de sismos.

Existen diferentes técnicas de refuerzo para estructuras de CR, ejemplos de estas son el refuerzo con secciones angulares de acero laminado, encamisados metálicos, encamisados de concreto vertido o proyectado, encamisado con polímeros reforzados de fibras, entre otros nuevos materiales compuestos (Espeche A., 2007). Aunque los procedimientos de ejecución y los materiales empleados han evolucionado con el tiempo, se detecta una carencia de metodologías que hayan sido desarrolladas para la selección óptima del sistema de refuerzo desde los puntos de vista de eficiencia y economía.

2.1 Encamisados de columnas

El refuerzo de estructuras de concreto reforzado, es un tema complejo y en este estudio intervienen un número extenso de variables que abarcan desde las relacionadas con las condiciones de la estructura a reforzar, hasta los distintos materiales y técnicas que se emplean para realizar la intervención (Giménez E., 2007).

Giménez E. (2007) Indica que el número de artículos publicados en todo el mundo desde 1945 hasta 2007, apoyándose de la Web of Science, relacionando los diferentes elementos estructurales y diferentes métodos de refuerzo, reporta que no se cuenta con un estudio muy amplio sobre pilas reforzadas en comparación con las investigaciones que se tiene para vigas, esto se puede observar en la figura 2.1. A demás de esto, el estudio de refuerzo mediante encamisados de concreto reforzado tampoco es muy abordado en comparación con la implementación de materiales compuestos.

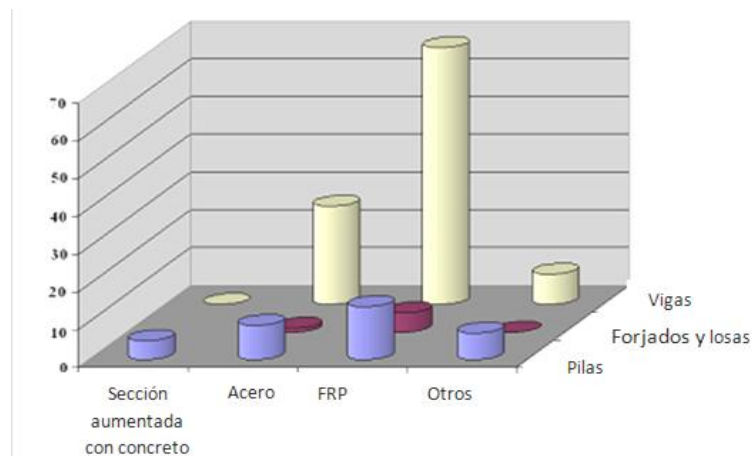


Figura 2.1 Número de artículos publicados en función del tipo estructural y método de refuerzo (Giménez E., 2007).

2.1.1 Encamisados de concreto

Este método consiste en colocar acero, tanto longitudinal como transversal, en el contorno del perímetro de la pila antigua, para ello es necesario previamente realizar una preparación que permita la adherencia entre el elemento existente y el nuevo, en ocasiones se coloca resina epoxi que favorece de manera enorme a la adherencia entre los dos concretos (concreto antiguo y concreto nuevo), para posteriormente realizar el recubrimiento mediante vertido de concreto dentro de un cimbrado (figura 2.2), o bien añadiendo el concreto mediante el proceso de concreto proyectado. Esta técnica de refuerzo es una de las más antiguas y también puede pensarse que la más económica, ya que la mano de obra y procedimientos constructivos requeridos no difieren en mucho respecto a la ejecución de una pila de concreto estructural nueva (Espeche A., 2007).



Figura 2.2 Operación de vertido del concreto para el refuerzo de pilas (Espeche A., 2007).

Este método de refuerzo tiene la ventaja de ser mucho más resistente al fuego y a las acciones medioambientales o ataques que afectan la durabilidad (como son la radiación solar directa, humedad y ácidos, entre otros agentes). Se trata de un sistema muy fiable en cuanto a la eficacia estructural se refiere, todo esto es posible si se ejecuta siguiendo paso a paso las especificaciones establecidas en el proyecto (Espeche A., 2007).

Recientes investigaciones han tenido como objetivo mejorar las características estructurales de las pilas de puentes existentes. Tomando como base esta idea Espeche et al. (2008) estudiaron el refuerzo con encamisados de micro-concreto, técnica que consiste en recubrir todo el perímetro de una pila existente obteniéndose como resultado un nuevo elemento que supera las características de durabilidad y resistencia del elemento original (figura 2.3). El micro-concreto es un material con retracción compensada, que tras el empleo de una dosificación adecuada de agua permite alcanzar la característica de autocompactibilidad y alta resistencia.

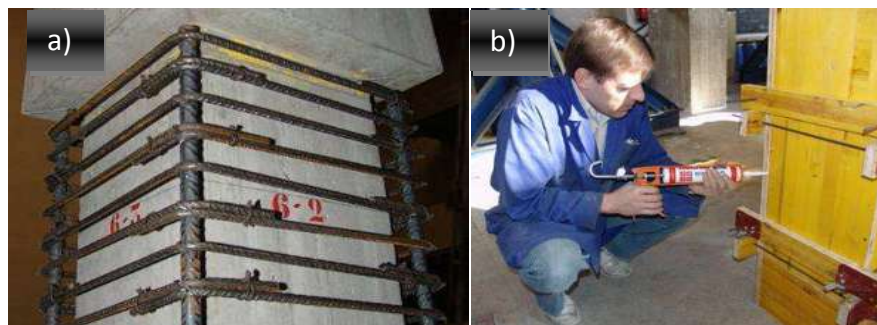


Figura 2.3 a) Detalle de refuerzo transversal y b) revestimiento (Espeche et al., 2008).

Su investigación consideró elementos con sección transversal cuadrada y rectangular; los resultados de este trabajo solamente son aplicables a elementos que tienen la posibilidad de ser reforzados en todo su perímetro. El revestimiento que se aplica a los elementos estructurales para la aplicación del micro-concreto debe tener una rigidez tal que las deformaciones transversales que se produzcan resulten aceptables. El uso de este micro-concreto permite aumentar la resistencia y ductilidad de la pila antigua en la zona de entrada de carga del refuerzo, esto es gracias al confinamiento proporcionado por una importante cantidad de refuerzo transversal brindada mediante la colocación de estribos diferenciados compuestos de dos ramas de tipo U y/o L.

Con la implementación de esta técnica se pretende disminuir el problema que se tiene con la técnica de vertido del concreto en estado fresco, donde es necesario contar con un espesor mínimo de 10 cm para su ejecución, esto hace que la técnica de vertido sea poco atractiva, ya que con ello se tiene la tendencia a disminuir considerablemente los espacios de trabajo.

2.1.2 Encamisados metálicos

Otra técnica de refuerzo para pilas de puentes de CR son los encamisados metálicos que generalmente se componen de placas de acero, estas son aplicadas como refuerzo externo y corresponden a la técnica utilizada tradicionalmente que tiene como objeto el incremento de capacidad de resistencia de subestructuras (figura 2.4). Este tipo de rehabilitación sirve para compensar errores de diseño y construcción, además de corregir los problemas que se presentan con el deterioro que van presentando este tipo de estructuras a lo largo de su vida.



Figura 2.4 Rehabilitación de pila de puente con encamisado de placas de metal (fuente: www.inco.gov.1010/./FILE_COCOIMG1119JPG).

La técnica de refuerzo con láminas de metal, consiste en colocar placas de acero delgadas que generalmente cubren todo el perímetro de la pila. En el caso de que la columna sea de sección cuadrada o rectangular y se use una hoja de sección circular se debe de rellenar el hueco con concreto o mortero (figura 2.5), también la aplicación de este concreto o mortero es necesaria cuando la placa de acero tiene la misma sección que la pila, todo esto tiene la finalidad de lograr una buena adherencia entre los elementos.

El método de aplicación de este concreto o mortero se realiza mediante un inyectado a presión, también en ocasiones el encamisado se realiza con ayuda de material epoxi (Espeche A. 2007).



Figura 2.5 Rehabilitación de las pilas de un viaducto que fueron reforzadas con la técnica de encamisado metálico elíptico relleno con mortero. La imagen de la derecha muestra la sección antes de ser intervenida (Espeche A. 2007).

La siguiente figura muestra las consideraciones que se tomaron para reforzar la pila del viaducto que se muestra en la figura 2.5, en donde se obtiene una sección elíptica a partir de modificar la sección que originalmente era rectangular, esto se logra haciendo uso de un encamisado con placas que forman una sección elíptica y se rellenan con mortero los espacios huecos que quedan entre la pila a reforzar y la placa de acero.

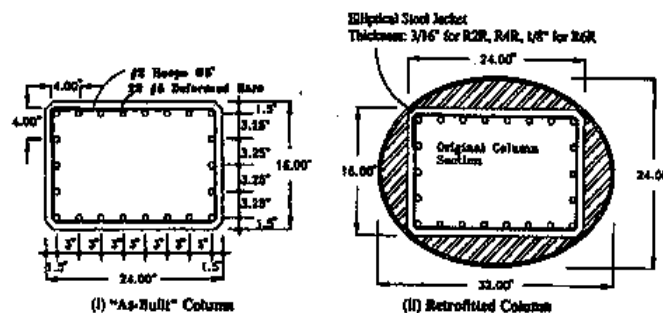


Figura 2.6 Sección de una columna reforzada con un encamisado metálico, relleno con mortero (Espeche A. 2007).

2.1.3 Materiales compuestos (carbono, vidrio y aramida)

La rehabilitación en estructuras de CR mediante encamisados de materiales compuestos es una técnica que se ha estudiado ampliamente en muchas partes del mundo, esto se debe a que los encamisados metálicos, que son bastante utilizados en el refuerzo de estructuras, presentan problemas en su aplicación ya que se requiere de maquinaria especializada para su instalación, adicionalmente a los tiempos constructivos y mano de obra requeridos para realizarlos (tabla 2.1), las fibras que se implementan con mayor frecuencia para reforzar elementos estructurales son las fibras de carbono, de vidrio y aramidadas.

2.1.3.1 Fibras de carbón

El problema que se tiene con la técnica de encamisados metálicos, mencionada anteriormente, se evita con el uso de materiales compuestos en donde es posible realizar la rehabilitación sin necesidad de usar maquinaria especializada. Entre las fibras más utilizadas en la industria de la construcción, la fibra de carbono contiene el más alto módulo de elasticidad (Tabla 2.2). En la figura 2.7 se muestra el proceso de encamisado mediante fibra de carbono.



Figura 2.7 Aplicación del material compuesto (Espeche A., 2007).

Para los trabajos de rehabilitación resulta atractivo utilizar fibras de vidrio o aramidas ya que estas tienen un precio más bajo; sin embargo, esos dos tipos de fibras presentan características mecánicas inferiores a las que se pueden alcanzar con las fibras de carbón, sin tomar en consideración que la fibra de carbón es la que mejor se combina con la matriz epoxi (Águila V., 2010). En la figura 2.8 se presentan fotografías de fibras y tejido de carbón.



Figura 2.8 a) fibra de carbono y b) tejido de fibra de carbono.

2.1.3.2 Fibras de vidrio

El uso de las fibras de vidrio (figura 2.9) en la masa de concreto da como resultado un nuevo material que reúne las características mecánicas adecuadas de resistencia a compresión y tensión; sin embargo, al paso del tiempo el material compuesto pierde sus características mecánicas por el fenómeno de envejecimiento; es decir, el elemento se vuelve frágil y su resistencia a la tensión es prácticamente nula tal como es el caso del concreto sin refuerzo. En la tabla 2.3 se presentan algunas de las propiedades mecánicas más importantes de la fibra de vidrio.

Estudios realizados por Águila (2010) para generar un nuevo material (concreto-fibra de vidrio) se realizaron utilizando cemento portland y fibras de vidrio tipo E. Este tipo de compuesto mostró que las fibras de vidrio perdían sus características mecánicas a causa del fenómeno de envejecimiento, lo cual se trato de combatir mediante la adición de un

nuevo tipo de fibra llamada álcali resistant (AR); la elección de estas fibras se baso en la hipótesis de que la pérdida de las características mecánicas en la fibra tipo E, eran causadas por la corrosión inducida en la fibra a causa del concreto. Se ha mostrado en trabajos experimentales que el envejecimiento en fibras AR también se presenta; sin embargo, el envejecimiento ocurre a una edad aproximada de 11 años, perdiendo sus características mecánicas al igual que la fibra de vidrio tipo E.

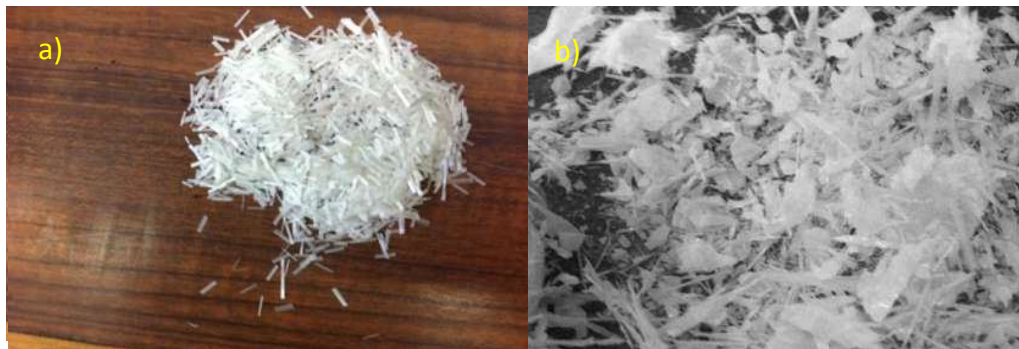


Figura 2.9 a) Fibra de vidrio cortado y b) Fibra de vidrio en hojuelas.

2.1.3.3 Fibra de aramida

La aplicación de la fibra de aramida en el refuerzo de elementos de CR pretende sustituir a las barras de acero por barras rectangulares de Fibras Reforzadas de Polímeros de Aramidas (FRPA). Su bajo peso, alta resistencia a la tensión y a la corrosión son algunas de las características que hacen atractiva la implementación de esta nueva alternativa. En la tabla 2.4 se muestran algunas propiedades mecánicas de la fibra de aramida, mientras que la figura 2.10 muestra una microscopia de este material.

El uso de estos nuevos materiales suele ser una opción bastante ventajosa al utilizarla en puentes, y resultando más atractiva su implementación en aquellos elementos que se encuentran localizados en las zonas costeras, debido a que estas estructuras tienen una mayor exposición a la acción de aguas salinas causantes de la corrosión de elementos estructurales, problema que se puede limitar utilizando este tipo de material.

Tabla 2.1 Ventajas y desventajas del uso de las FRPC y FRPA en comparación con las placas de acero (Águila, 2010).

Características de las fibras de carbono y aramidas Vs placas de acero										
Criterio	Peso propio	Resistencia a la tracción	Espesor	Corrosión	Longitud de las bandas	Manejo	Comportamiento a la fatiga	Costos de materiales	Costos de instalación	Aplicación
Refuerzo de FRPC-A	Bajo	Muy alta	Muy bajo	Ninguna	Cualquiera	Flexible, fácil	Muy bueno	Alto	Bajo	Sin herramienta
Refuerzo con bandas de acero	Alto	Alta	Bajo	Si presenta	Limitada	Difícil, rígido	Adecuado	Bajo	Alto	Equipos de elevación y fijación

Tabla 2.2 Propiedades de la fibra de carbono (Águila, 2010).

Tipo	Propiedades de la fibra de carbono											
	Tejido de fibra de carbono					Laminas de fibras de carbono						
	γ_s (g/cm ³)	Fza. de tensión (N/mm ²)	Espesor (mm)	Ancho (cm)	Módulo de elasticidad (N/mm ²)	Alargamiento (%)	Módulo de elasticidad (N/mm ²)	Resistencia a la tracción (N/mm ²)	Espesor (mm)	Ancho (mm)	Longitud (m)	Peso (g/m ²)
Bajo módulo de elasticidad	----	3.40	0.13 – 0.3	30 - 60	2.3×10^5	1.5	230	3.40	0.11-0.16	5 - 20	100 - 500	200 -300
Alto módulo de elasticidad	----	3.40	----		$4.4 \text{ y } 6.4 \times 10^5$	4 y 0.6	440	2.40	0.16	----	----	300

Tabla 2.3 Propiedades de la fibra de vidrio (fuente: <http://www.textil.org/extranet/inf/Revista18/pag19.pdf> y Águila, 2010).

Tipo	Propiedades de las fibras de vidrio										
	Propiedades										Resistencia a los disolventes
	γ_s (g/cm ³)	Elasticidad a 25°C (Gpa)	Resistencia a la tensión (Mpa)	Mecánicas			Térmicas	Eléctricas		Absorción de humedad a 20°C y 60 % de humedad relativa	
Tenacidad (N/tex)				Fza. de tracción (Mpa)	Elongación a la ruptura (%)	Conductividad (W/m °K)	Resistividad (ohm x cm)	Factor de disipación dieléctrica (Hz)			
E	2.6	75.5	3600	1.3	3400	4.5	1.0	1014-1015	0.001-0.0018 a 106	0.1	Alta
C	2.5	----	----	1.24	3100	4.0	----	----	0.005 a 106	0.1	Alta
D	2.14	----	2500	1.17	2500	4.5	0.8	----	0.0005 a 106	0.1	----
R	2.53	86.0	4400	1.74	4400	5.2	1.0	1014-1015	0.0019 a 105	0.1	Alta

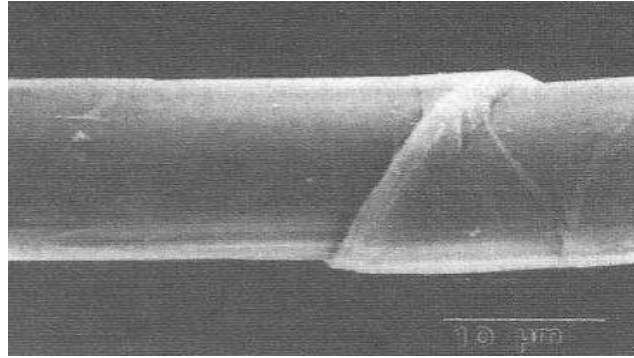


Figura 2.10 Microscopia de la fibra de aramida (Águila, 2010).

Tabla 2.4 Propiedades de la fibra de aramida (Águila, 2010).

Propiedades de la fibra de aramida		
Tipo	Módulo de elasticidad (Gpa)	Capacidad de elongación
Fibras de bajo módulo	70	----
Fibras de alto módulo	130	baja

2.1.3.4 Resinas epoxi

Una resina epoxi es un polímero termoestable que se endurece cuando es mezclado con el catalizador. La función principal de la matriz es la de transmitir los esfuerzos entre el material compuesto y el elemento en rehabilitación.

Las resinas epoxi representan una familia grande de materiales que proporcionan un mejor rendimiento en comparación con otras resinas orgánicas. Generalmente este tipo de resinas proporcionan mejores resultados, esto es en términos de propiedades mecánicas y resistencia a la degradación ante el medio ambiente (Balaguru et al., 2008). La matriz epoxi es la que mejor compatibilidad tiene con la fibra de carbón, proporcionando buenas características de adherencia, como se reporta en la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Propiedades del material epoxi (Balaguru et al., 2008).

Propiedades del material epoxi					
Tiempo máximo de endurecimiento	Tensiones de rotura (N/mm ²)	Resistencia a la compresión (N/mm ²)	Resistencia a la tensión (N/mm ²)	Resistencia a la flexión (N/mm ²)	Resistencia al corte (N/mm ²)
7 días	> 2.5	> 80	> 30	> 40	> 7.5

2.1.3.5 Aplicaciones de los materiales compuestos dentro de la rehabilitación

En las siguientes líneas se describen algunas de las aplicaciones más comunes de los materiales compuestos en la rehabilitación de elementos estructurales en la práctica profesional (Águila, 2010):

- En elementos sometidos a compresión simple o combinada se puede proveer de un confinamiento adecuado mediante este tipo de materiales. Al comprimirse el elemento estructural se acorta y se dilata transversalmente por el efecto de Poisson, de tal forma que el efecto del refuerzo es evitar esta dilatación transversal. La aplicación de confinamiento mediante materiales compuestos es muy común en pilas, donde se utiliza el sistema de tejidos, envolviendo la pieza completamente de abajo hacia arriba, y así mejorando sus características de resistencia.
- Es muy útil la implementación de fibra de carbón para el caso de vigas y viguetas sometidas a flexión. Su incorporación se hace con la técnica de pegado de laminados rectos, en ocasiones también es posible pegar los tejidos, en ambos casos se adhiere externamente el material compuesto al elemento que servirá para transmitir los esfuerzos cortantes entre el refuerzo y el concreto. El refuerzo de vigas con laminados de Fibras Reforzadas de Polímeros de Carbono (PRFC) y tejidos de fibras de carbono (FC) con resinas epoxidicas, puede incrementar la capacidad de la viga aproximadamente en un 200% con respecto a la viga sin refuerzo. No es recomendable la implementación de estos materiales en las zonas de compresión.

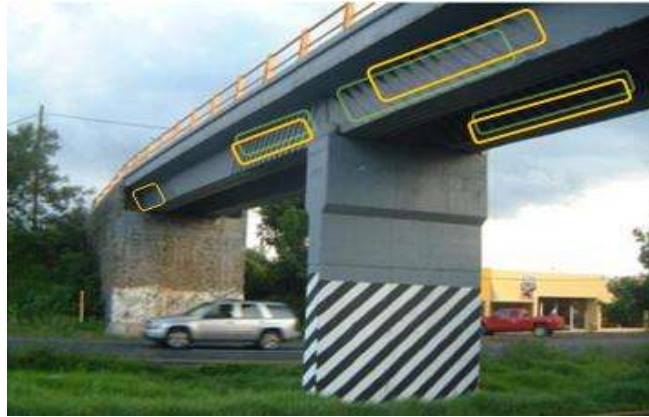


Figura 2.11 Puente reforzado con laminas inclinadas de fibra de carbón (Jara y Jara, 2010).

- Los elementos estructurales deben ser capaces de disipar la mayor cantidad de energía impuesta por la acción de cargas accidentales. Generalmente se colocan estribos a una cierta separación, con lo que se logra incrementar considerablemente la resistencia del elemento estructural como consecuencia del confinamiento que se da al núcleo de concreto generándose un área de disipación de energía. Cuando los estribos no son adecuados para disipar toda la energía a la que puede estar expuesto un elemento estructural durante un evento sísmico, es posible que estos elementos presenten la falla. Debido al importante papel que juega un buen confinamiento del núcleo de concreto ante cargas cíclicas, la técnica de rehabilitación consiste en colocar en los elementos estructurales láminas de fibra de carbón a manera de estribos externos. El refuerzo mediante fibras de carbón se une al elemento estructural de CR mediante material epoxi.

2.1.3.6 Investigaciones recientes sobre la implementación de materiales compuestos

Los materiales compuestos se han utilizado ampliamente en puentes de CR para proporcionar confinamiento a elementos estructurales, dando mayor resistencia y ductilidad. Gallardo et al. (2008), estudiaron el comportamiento histerético de columnas

sometidas tanto a fuerza axial como a carga cíclica, utilizando materiales compuestos de fibra de carbón por tener las mejores características entre las demás fibras.

Su trabajo experimental consistió en 6 muestras de CR que fueron sometidas a carga cíclica. Los especímenes de estudio se dividieron en dos series, A y B, cada una con 3 muestras. En ambos grupos las características de las muestras que se probaron fueron de la siguiente manera: una conforme a obra, y las otras dos se recubrieron con una y dos capas de láminas de Fibras de Carbón (CFS) en porcentajes del 0.111% y 0.222%, respectivamente. Se utilizó el mismo refuerzo longitudinal para los dos grupos que consistió de barras corrugadas de 16 mm de diámetro, con relaciones de refuerzo transversal de 0.256% y 0.128% con respecto al acero longitudinal y con una separación de 150 y 300 mm, para el espécimen dos y tres respectivamente. Las pilas fueron sometidas a carga cíclica en la dirección lateral, generándose flexión uniaxial en la columna.

Su modelo analítico se basó en los requisitos para diseño sísmico especificados en las normas japonesas para puentes de autopistas (2002) para CR, y lazos histeréticos de CFS definidos con el modelo propuesto por Sakai y Kawashima, 2006.

La geometría de la columna prototipo para la prueba analítica está compuesta de una sección circular de 1.8 m de diámetro y 7.5 m de altura; además cuenta con una base de apoyo de 6 x 6 m, con espesor de 2 m. El diseño de la columna lo obtuvieron con base en el método de los coeficientes sísmicos (se emplearon coeficientes sísmicos de 0.23 y 0.1 en las direcciones horizontales y verticales, respectivamente) utilizado en la década de 1970 a 1980. El refuerzo transversal consistió en barras corrugadas de 13 mm de diámetro espaciadas a cada 300 mm a lo largo de toda la columna. La pila fue envuelta por CFS con una y tres capas, 0.027% y 0.082% respectivamente, el encamisado se aplicó a todo lo largo de la pila.

En los resultados correspondientes a la flexión y ductilidad de la columna reforzada con CFS. Se encontró que existe un verdadero beneficio debido al incremento de la sección transversal con la aplicación de capas de CFS, además cabe hacer mención que el refuerzo con dos capas de CFS (CFS=0.222%) no es muy eficiente, como podría llegar a pensarse.

Otros estudios realizados por Yan et al. (2008), indican que el uso de los materiales compuestos es muy benéfico, lamentablemente no es el mismo para todas las secciones transversales de pilas. El mayor beneficio se presenta en pilas de sección circular, a diferencia de las pilas de sección rectangular o cuadrada donde se presentan reducciones considerables en la resistencia debida a las caras planas y bordes afilados.

Estos autores en su trabajo tienen como objetivo principal mejorar el comportamiento de columnas con secciones cuadradas y rectangulares, que son reforzadas con materiales compuestos, todo esto se basa en proponer la modificación de estas secciones transversales a una sección elíptica, ovalo o circular, como se muestra en la figura 2.12, las cuales presentan una mayor eficiencia en cuanto al incremento de resistencia y ductilidad. La transformación de las secciones transversales se logra mediante el revestimiento de la sección original con FRP y un cemento con características expansivas, generando secciones transversales con nuevas características, y eliminándose así tanto los problemas de las caras planas como de esquinas que presentan las secciones originales.

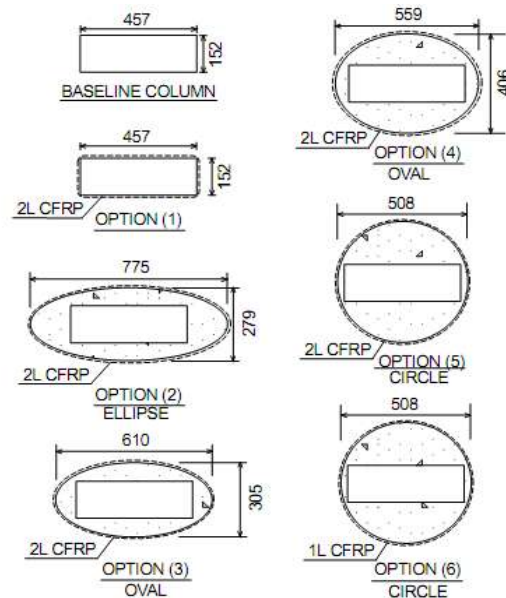


Figura 2.12 Opciones de refuerzo (Yan et al., 2008).

La fibra que utilizaron en este trabajo corresponde al tipo CFRP y fue colocada en todo el perímetro, este refuerzo tiene la función de ser el revestimiento permanente que permite verter el material expansivo generándose de esta manera la nueva sección transversal. En su trabajo estudiaron 7 muestras que tienen como base una columna de CR con altura de 914 mm y sección transversal rectangular de 152 x 457 mm, la cual fue modificada de la siguiente manera: con dos láminas de CFRP con 1.0 mm de espesor, una muestra con sección elíptica y dos capas de material polimérico, dos muestras con sección en ovalo construida en dos dimensiones, así como dos muestras de sección circular con una y dos capas de CFRP.

En los resultados de este trabajo se indica que todas las secciones modificadas presentaron incrementos significativos de resistencia a carga axial, además de mejorar su ductilidad. Se reportó que la sección transversal circular reforzada con una sola capa de CFRP presenta las características de resistencia y ductilidad más altas del conjunto de especímenes probados, al igual que la transformación a una sección oval. Sin embargo, se encontró que al pasar de una sección rectangular con relación de lados grandes a una sección circular no es muy eficiente en referencia al material que se requiere para lograr esta transformación, por lo tanto resulta más benéfico pasar de una sección rectangular a una oval.

Sarafraz y Danesh (2008) estudiaron la eficiencia del refuerzo con materiales compuestos mediante la técnica Near Surface Mounted Rods (NSM, por sus siglas en inglés) esta técnica consiste en colocar barras de FRP en los extremos de las columnas, por ser esta la zona en donde los momentos flexionantes alcanzan su máximo valor, y en consecuencia es necesario reforzar todo el perímetro (figura 2.13).

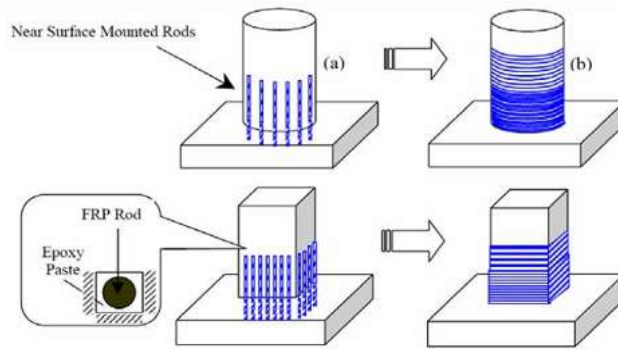


Figura 2.13 Instalación de las varillas y camisa de FRP (Sarafraz y Danesh, 2008).

Para proporcionar un refuerzo adecuado es necesario generar una continuidad entre la base y/o losa con la columna, lo cual es posible perforando la base y/o losa para introducir las barras de FRP, y la continuidad se logra mediante el ranurado de la superficie de la columna, lugar donde se coloca el refuerzo que se adhiere con ayuda del material epóxico; después de completar la fase de NSM, colocaron un encamisado de FRP para proporcionar confinamiento tanto a la columna de CR como en la varilla que se colocaron en las ranuras.

Su programa de análisis consistió en 2 columnas con altura de 1.5 m, el refuerzo longitudinal se realizó con acero D14 ($\phi = 14\text{mm.}$), el transversal con acero D10 ($\phi = 10\text{mm.}$) a cada 10 cm a manera de estribos para evitar la falla por cortante. Sarafraz y Danesh (2008) reportaron que el refuerzo de FRP no contribuye al aumento de la rigidez ni de la fuerza en el dominio elástico; sin embargo, después de la presencia de grietas, la rigidez a la flexión y la fuerza de los ejemplares aumentan hasta llegar a la falla. El uso de barras de FRP implementados mediante la técnica NSM aumenta la capacidad a flexión y la resistencia al corte de columnas deficientes. En su trabajo se reporta que el uso de este tipo de varillas de fibras es más eficiente que el refuerzo mediante el simple encamisado con láminas de CFRP; sin embargo, el refuerzo es aún más eficiente colocando la capa de CFRP adicionalmente a las varillas incrustadas, ya que este encamisado proporciona estabilidad en las barras.

En rehabilitaciones mediante materiales compuestos, existen fallas debidas a la falta de anclaje entre el elemento existente y el material polimérico, este problema no permite que el compuesto sea capaz de desarrollar su máxima resistencia al no tener un trabajo en conjunto. Kalfat y Al-Mahaidi (2010) propusieron una alternativa para evitar el problema de mala adherencia entre el CR y los CFRP. Este problema se disminuye haciendo uso del sistema de anclaje, garantizando el trabajo en conjunto de los elementos. Los resultados de su investigación muestran que cuando las láminas de FRP están bien ancladas, el refuerzo de CFRP puede alcanzar la tensión máxima de ruptura, además de que se requiere una cantidad menor de material para una rehabilitación que permita incrementos adecuados de resistencia a flexión y ductilidad del elemento. La dirección de los sistemas de anclaje es muy importante para su buen funcionamiento y uso práctico.

En la literatura del uso de materiales compuestos, se cuenta con un gran número de trabajos sobre la implementación de láminas de CFRP en elementos estructurales de CR de sección maciza; sin embargo, no se cuenta con mucha información del comportamiento en pilas de CR con sección transversal hueca. El recubrimiento de este tipo de secciones se realiza con CFRP, el trabajo de recubrimiento fue realizado a causa de la dilatación transversal que sufren los elementos de concreto, la aplicación de un buen confinamiento genera oposición a este fenómeno cuando se somete al elemento en un estado triaxial de esfuerzos.

En el trabajo se propone el uso FRP de tal manera que se forme un revestimiento permanente del elemento mediante varias capas de FRP, el material polimérico proporciona confinamiento a todo el núcleo de concreto a través de un tubo formado por múltiples capas de este material compuesto, siendo dos el número mínimo de capas que se colocan, una capa en sentido longitudinal y otra capa de forma circunferencial intercaladamente (Mirmiran, 1995). Las ventajas de este tipo de encamisado son que no se requiere de cimbra para poder verter el concreto, proporcionan un refuerzo circunferencial que confina de manera adecuada al núcleo de concreto proporcionando un aumento de su ductilidad y de su resistencia, ya que este tipo de encamisado evita el pandeo del acero de refuerzo longitudinal, además de que se mejora la resistencia al corte como efecto del confinamiento en espiral.

Su trabajo experimental consistió en una columna circular con diámetro de 1524 mm, y un área de acero longitudinal de 46464 mm², donde las hipótesis principales son: distribución lineal de la deformación a través de la profundidad total de la sección transversal, y compatibilidad con las deformaciones del acero-concreto y concreto-FRP, definidos mediante una curva esfuerzo-deformación.

En los resultados de su trabajo se reporta que no existe una presión de confinamiento constante a todo lo largo de la columna reforzada con FRP, por el contrario la presión incrementa como función de la expansión lateral debida a las deformaciones laterales producidas por las cargas axiales actuantes en la pila. El encamisado de CFRP alcanza su resistencia última antes de que el concreto desarrolle su máximo esfuerzo. La resistencia de la unión FRP-concreto depende del grado de interacción entre estos materiales, el cual varía a lo largo de la pila. La resistencia depende de muchos factores, entre ellos se tienen las propiedades y componentes del concreto (tamaño del agregado, uso de aditivos de expansión, etc.), por lo que algunos de los fabricantes de tubos de FRP recomiendan usar conectores mecánicos de cortante en la parte interior del tubo, para proporcionar un aumento de la acción compuesta entre el concreto y el encamisado de CFRP.

Untiveros (2002), estudió el comportamiento del concreto reforzado con fibras FRP (carbono y vidrio), mediante probetas cilíndricas confinadas con FRP, donde la variable que se desea conocer es la resistencia del concreto sin confinar, y el número de capas del material compuesto necesarias para obtener una mejor capacidad del elemento simple. Las dimensiones de las muestras que se ensayan para caracterizar el FRP son de 250 mm de largo y 150 mm de diámetro. Se preparan dos tipos de muestras una en sentido de la dirección del confinamiento y otra en sentido transversal, se ensayaron cuatro muestras en sentido del confinamiento.

Las probetas utilizadas para el ensayo fueron confinadas con láminas de FRP y con ayuda del material epoxi que se aplicó con un rodillo para la generación de una buena adherencia (figura 2.14). Las cargas a las que fueron sometidas las probetas se aplicaron directamente sobre el elemento de concreto reforzado. Se estudió el comportamiento mecánico del concreto sin confinar y confinado con FRP, para esto se hizo uso de

concreto de baja (HF79) y alta (HF30) resistencia, confinadas con múltiples capas de FRP, determinándose sus propiedades mecánicas y su comportamiento tensión-deformación.



Figura 2.14 Procedimiento típico de encamisado (Untiveros, 2002).

Los resultados reportan que para el confinamiento mediante FRP de carbón se tiene una mejor eficiencia en el incremento de la tensión para el concreto HF30, incremento del 100% para 6 capas de fibras de vidrio, para el mismo número de capas de láminas pero ahora de fibras de carbón se consigue un incremento de capacidad a tensión del 160%. Una comparativa similar se realiza para el concreto HF70, donde tanto el material compuesto de carbón como el de vidrio experimentan grandes incrementos en la tensión. Haciendo uso del mismo número de capas (6 capas) y de las láminas de FRP como en el caso anterior, se consigue un incremento del 50% usando fibra de vidrio, mientras que para el FRP de carbón es de 130%. La comparación de estos resultados permite establecer que la eficiencia del confinamiento es dependiente del tipo de FRP y del concreto, por lo que resulta más atractivo utilizar concreto HF30 con láminas de fibras de carbón.

2.2 Aisladores

El aislamiento sísmico es una de las técnicas de rehabilitación que se utiliza tanto en estructuras de puentes como en edificios, la característica básica de este sistema de refuerzo es la reducción de las fuerzas accidentales inducidas por la acción de los sismos, mediante un incremento del periodo y de la capacidad de disipación de energía. Los aisladores sísmicos son elementos de carácter reactivo cuya respuesta no es controlable y depende únicamente de las condiciones de trabajo a que se vean sometidas.

Los aisladores se colocan entre la superestructura y la subestructura, alterando las propiedades dinámicas de la estructura original, generalmente se presentan incrementos en su periodo y su amortiguamiento, dando como resultado una disminución de la respuesta estructural. Con ayuda de estos dispositivos se pretende evitar el daño ocasionado por el comportamiento no lineal de los elementos que conforman el sistema estructural sin aislamiento, que al no incluir estos sistemas de disipación se acepta un daño concentrado en pilas principalmente en la zona de formación de articulaciones plásticas, de tal forma que se permita disipar la mayor cantidad de energía posible mediante la deformación de los mismos (figura 2.15).



Figura 2.15 Disipación de energía de un puente convencional y de un puente con aislamiento.

El aislamiento de base es una estrategia de diseño que se fundamenta en el desacoplamiento entre la estructura y el movimiento del suelo para protegerla de los efectos de los sismos. Las ventajas que tienen estos sistemas se concentran fundamentalmente en su confiabilidad y en su economía con respecto del sistema estructural requerido para sustentar el mismo nivel de demandas. Se debe tener en consideración que un sistema de aislamiento debe ser capaz de soportar la estructura mientras proporciona la capacidad de flexión y disipa energía.

Existen dos tipos de sistemas de aislamiento que frecuentemente se utilizan en la protección y rehabilitación de puentes, entre ellos están: los apoyos elastoméricos y los apoyos deslizantes. Los primeros como su nombre lo dice son apoyos que emplean un elastómero de caucho natural o neopreno reforzado con láminas finas de acero unidas entre sí por un proceso de vulcanización, estos apoyos pueden contar o no con un núcleo de plomo. Los apoyos de elastómero con núcleo de plomo se caracterizan por

disponer en su interior un núcleo de plomo, que posee la capacidad de soportar cargas verticales, proveer de flexibilidad horizontal, así como la restauración de fuerzas de amortiguamiento, mientras que en los apoyos elastoméricos sin núcleo de plomo, la rigidez es controlada por las capas de neopreno, es decir que entre más grande sea el espesor de estas placas de neopreno el sistema será más flexible en el sentido horizontal (figura 2.16).

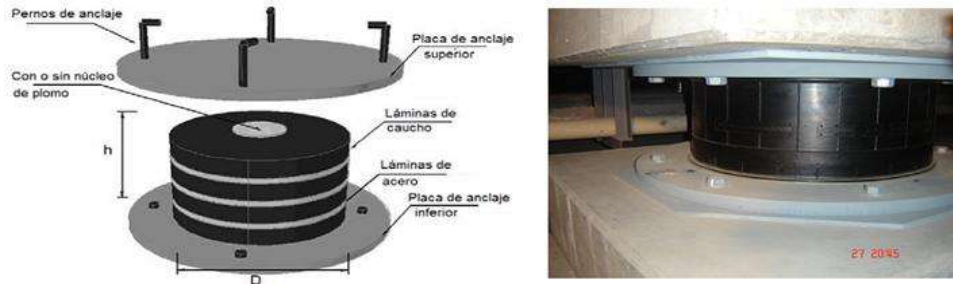


Figura 2.16 Aislador elastomérico con o sin núcleo de plomo (Oviedo y Duque, 2006).

El segundo sistema de aislamiento es un sistema tal que el aislamiento es proporcionado por la fuerza de fricción que se genera en el dispositivo. El uso de estos es una de las técnicas más efectiva para el aislamiento sísmico de puentes. Este tipo de sistema de aislamiento hace que una estructura se comporte como una estructura con base fija mientras las fuerzas que ejerce el sismo no son significativas, de lo contrario cuando la fuerza del sismo vence a la fuerza de fricción del aislador el sistema responderá en su periodo de aislamiento (figura 2.17). La capacidad de estos elementos para disipar energía depende fundamentalmente del peso de la estructura así como del tamaño del dispositivo.

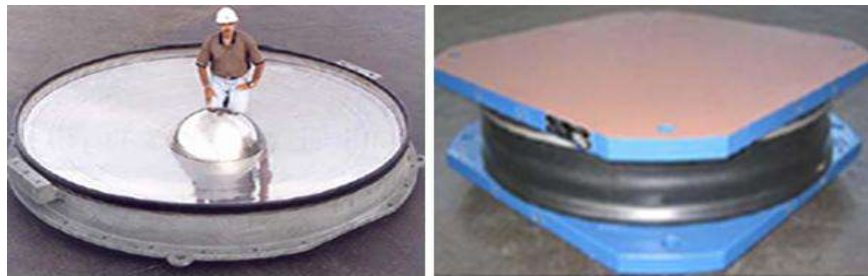


Figura 2.17 Aislador FPS (Fuente: www.earthquakeprotection.com).

En el presente capítulo se realizó una revisión bibliográfica de las diferentes técnicas de refuerzo para pilas de concreto reforzado, tales como: encamisados metálicos, encamisados con polímeros reforzados con fibras, encamisados de concreto reforzado, que son las técnicas de refuerzo más utilizadas según los estudios realizados por Giménez E. (2007). Estos refuerzos están enfocados a reducir daños que pueden producirse en subestructuras de puentes ubicados en zonas de alto riesgo sísmico.

En la bibliografía sobre el refuerzo de elementos de concreto reforzado se pudo apreciar que el estudio de vigas es más amplio, al parecer esto se debe a que los elementos sujetos a flexión, como es el caso de vigas, sufren el mayor de los daños, no considerando que las columnas son quizás los elementos más críticos para la estabilidad de una estructura (Giménez E., 2007), a demás es la fuente principal para la disipación de energía sísmica.

También se realizó una investigación de técnicas de refuerzo con carácter reactivo que se fundamentan en el desacoplamiento entre la estructura y el movimiento del suelo para protegerla de los efectos sísmicos, aunque el interés de esta investigación es otra, es importante mencionar que existen otras técnicas que pueden ser aplicables para reducir este tipo de fallas, y cuando se hace uso de este de sistemas de aislamientos, es posible evitar daños importantes en las subestructuras de puentes que pueden presentarse cuando las pilas se encuentren sometidas a un comportamiento no lineal, el daño se hace evidente en la zona de formación de articulaciones plásticas, por ser esta la zona donde se disipa la energía impuesta por la demanda sísmica.

Capítulo 3

Daños Típicos En Subestructuras De Puentes Existentes

Los puentes pueden ser vulnerables a la acción de eventos naturales de gran magnitud, cuyos efectos pueden generar desde un daño ligero hasta su colapso. A diferencia de los edificios los puentes generalmente presentan graves problemas a causa de la poca o nula redundancia que presentan en su sistema estructural, por lo que resulta crítica la falla de cualquier elemento que compone el puente, ya que esta puede ser la causa del colapso de la estructura.

Para estar preparado en realizar de manera adecuada una evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un puente y plantear estrategias de refuerzo, es necesario poder entender de manera clara los tipos de mecanismos que se presentan con mayor frecuencia en las estructuras de puentes que han sufrido de daños.

La infraestructura es dividida acorde a la importancia estructural, el MOC de la CFE-93 hace su clasificación como función de tres grupos: Grupo A, para aquellas estructuras en que se requiere un grado de seguridad elevado; Grupo B, para estructuras que requieren de un grado de seguridad intermedio y por último se tiene al Grupo C, donde se concentran estructuras donde se admite un grado de seguridad bajo. Los puentes se encuentran clasificados dentro de las estructuras de gran importancia (Grupo A), debido

a que las vías principales de comunicación deben de seguir siendo operables después de la ocurrencia de acciones accidentales como es el caso de sismos.

Las estructuras localizadas en zonas de alta sismicidad, como la costa del Pacífico de México, están sometidas a eventos de magnitud importante cuya ocurrencia deja grandes pérdidas económicas y de vidas humanas. El daño que pueden percibir las estructuras ante la ocurrencia de estos eventos dinámicos es función de la distancia que hay entre la ubicación de la estructura y el epicentro del terremoto, la fuente que da origen al evento, el tipo de suelo donde se desplanta la estructura, así como de la capacidad de las estructuras para resistir las demandas ocasionadas por dicho evento.

Se sabe que las sollicitaciones de cargas a que se pueden ver sometidos algunos de los puentes existentes difieren de aquellas consideradas durante su proceso de análisis y diseño estructural, esto es debido a los pasos agigantados que ha dado la tecnología, permitiendo que se tengan grandes avances en el conocimiento tanto del comportamiento de las estructuras ante acciones dinámicas como de su comportamiento no lineal. Adicionalmente, a lo largo de su vida útil las estructuras pueden sufrir daños causados por su interacción con la intemperie.

Una solución alternativa que permitiría evitar el daño en estas estructuras podría ser que la resistencia de los puentes evolucionará al mismo ritmo que lo hacen las cargas de tránsito que circulan sobre la estructura; sin embargo, esto no es posible debido a que un proceso continuo de rehabilitación y/o refuerzo de las estructuras genera inversiones económicas bastante elevadas, lo cual resulta casi imposible de proveer para países del tercer mundo (Negrete, 2009).

3.1 Mecanismos de falla en pilas de puentes

En la mayor parte de los puentes sometidos a acciones dinámicas, la flexión que se genera en las pilas puede generar daño en sus extremos, siempre que se cumplan las condiciones adecuadas de acero de refuerzo longitudinal y transversal para permitir la formación de articulaciones plásticas, lugar donde se disipa un importante porcentaje de la energía impuesta en la estructura durante la acción de un sismo. La baja capacidad que pueden presentar estos elementos para disipar energía, así como la pérdida o carencia de resistencia de otros elementos ha dado origen a daños severos en las estructuras, que en algunos casos han provocado el derrumbe parcial o total de algún puente.

Los principales problemas de diseño que se han observado en pilas que han sufrido daños importantes a consecuencia de un sismo son:

- Traslapes ubicados en las zonas de formación de articulaciones plásticas
- Longitudes de traslapes insuficientes
- Confinamiento inadecuado
- Baja resistencia a cortante

Se ha demostrado en varias investigaciones que la magnitud de la falla que se ha observado en las pilas pudo haber sido disminuida con un diseño y detalle estructural apropiado, por esta razón los códigos de construcción recientes han puesto especial énfasis en reducir los defectos de diseño y construcción que se han encontrado, así como incrementar la capacidad de deformación inelástica de estos (Jara y Olmos, 2010).

a) Falla por flexión en pilas de puentes

Para que una estructura pueda resistir sismos fuertes debe ser capaz de desarrollar un comportamiento dúctil adecuado para resistir las acciones dinámicas generadas por este, es decir debe ser capaz de deformarse ante varios ciclos de carga y descarga, sin

presentar pérdida en su resistencia. Cuando la capacidad a ductilidad en una estructura no es la adecuada las deformaciones a compresión del concreto en zonas de articulaciones plásticas pueden exceder la capacidad de deformación del concreto, ocasionando la presencia de agrietamiento en el recubrimiento.

Aunque el núcleo de concreto esté bien confinado por hélices, el agrietamiento puede ser capaz de llegar hasta el núcleo, provocando el pandeo del acero longitudinal, como se puede observar en la figura 3.1. Esto puede provocar una degradación grande de la resistencia, e inclusive, puede llegar al grado de que la pila sea deficiente para sostener las cargas gravitacionales.

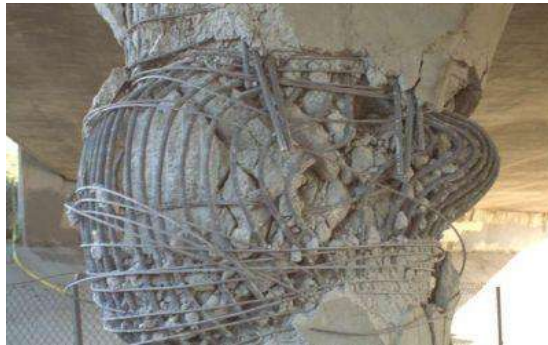


Figura 3.1 Falla por flexión en pila de puente durante el temblor de Northridge, California del 17 de enero de 1994 (fuente: <http://ace-mrl.engin.umich.edu/NewFiles/projects/recc.html>)

La distribución de acero de refuerzo en el elemento es de vital importancia para que pueda responder de manera adecuada ante la demanda sísmica. Si por alguna razón el acero longitudinal de la columna se traslapa por encima de la cimentación y se usa una longitud de traslape inadecuada, el refuerzo no va a poder desarrollar su resistencia.

Durante el terremoto de Kobe, Japón, de 1995 alrededor de 50 columnas de la autopista Hanshin Expressway fallaron a causa de las deficiencias en la soldadura del refuerzo longitudinal en puntos críticos como donde se forma la articulación plástica, como se observa en la figura 3.2.



Figura 3.2 Detalle de pila dañada a flexión durante el sismo de 1995 en Kobe, Japón (fuente: <http://mceer.buffalo.edu/research/Reconnaissance/kobe1-17-95/summary.asp>).

b) Falla por cortante en pilas de puentes

Durante los terremotos de San Fernando, California, en 1971, Kobe, Japón, en 1995 y Northridge California, en 1994, se presentaron cantidades importantes de elementos estructurales dañados por efectos de la fuerza cortante. Muchas de las fallas ocurridas durante el sismo de San Fernando han permitido llegar a la conclusión de que la resistencia a cortante en regiones de las articulaciones plásticas es menor al resto del elemento.

La resistencia a cortante de una columna de concreto reforzado resulta de considerar la combinación de varios mecanismos, entre los que se encuentran la transferencia del cortante por compresión del concreto, el efecto de trabazón entre los agregados y por la magnitud de las cargas axiales. En general, la falla por cortante es frágil e implica una degradación muy rápida de su resistencia, por lo que las deformaciones inelásticas inmediatas por cortante no son apropiadas para garantizar una respuesta dúctil de la estructura ante la acción de un sismo. Las figuras 3.3 y 3.4 son ejemplos de columnas que presentaron una falla de este tipo.



Figura 3.3 Falla por cortante en pila, durante el sismo de 1995 en Kobe, Japón (fuente: <http://mceer.buffalo.edu/research/Reconnaissance/kobe1-17-95/summary.asp>).

En columnas cortas, la relación que existe entre cortante y el momento es demasiado grande, por esta razón este tipo de columnas es más vulnerable a sufrir daño.

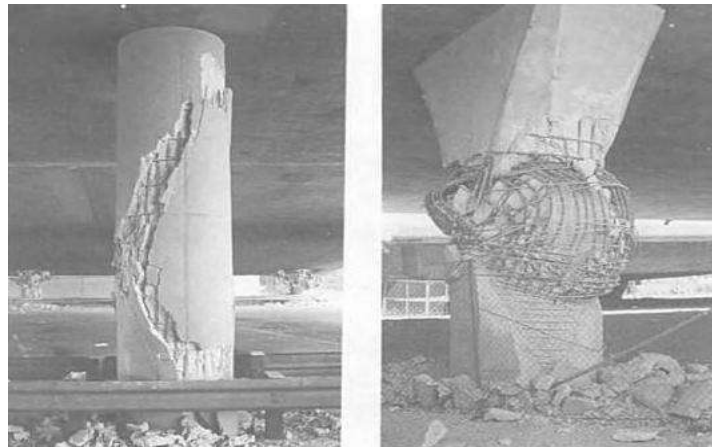


Figura 3.4 Falla por cortante en pilas de puentes, durante el sismo de Northridge, California del 17 de enero de 1994 (Priestley et al., 1996).

3.2 Programa de rehabilitación de puentes en México

En México el Gobierno Federal mediante la SCT ha desarrollado programas para el mantenimiento y la rehabilitación de puentes existentes en las carreteras federales para que estos continúen cumpliendo con su función. Los programas de rehabilitación de puentes dirigidos por la SCT se encargan de mantener los puentes en buen estado, de tal forma que sigan siendo funcionales sin necesidad de ser sustituidos. El criterio de evaluación de los puentes que se sigue, parte de la observación directa y detallada de la estructura, asignando un nivel de daño a los puentes como función del grado de deterioro observado (Negrete, 2009).

La única forma de conocer la condición exacta y evaluar cada uno de los elementos de un puente, es mediante un buen programa de inspección. La inspección es una actividad compleja, que debe realizarse en forma organizada y sistemática, ya que de ella dependen las recomendaciones para corregir los defectos, señalar restricciones de carga y velocidad para minimizar la posibilidad de pasar por alto algunas deficiencias que pueden convertirse en daños severos si no se reparan a tiempo.

Los problemas que presenta una estructura ante una primera inspección visual, nos permiten determinar el agrietamiento, deformaciones y flechas que se presentan en la estructura. Una inspección visual debe de involucrar diferentes elementos estructurales como son: cimientos, subestructura, superestructura y equipamientos (Pérez, 2007).

El Sistema de Puentes de México (SIPUMEX) es uno de los programas de inspección que existen en nuestro país, y se compone de tres partes fundamentales: reporte de inspección, reporte fotográfico y reporte de fallas. A continuación se muestra un formato tipo, para el trabajo de inspección del estado físico del puente "PARACHO".

Puente "PARACHO"

INSPECCIÓN DEL ESTADO FÍSICO DE LOS PUENTES

JEFE DE BRIGADA:

Ing. Manuel Alejandro Briones Posada

FECHA:

3 de Octubre de 2009

1.- CARRETERA:

La piedad - Uruapan

COLINEAL A LA CARRETERA
TRANSVERSAL A LA CARRETERA

X

2.- TRAMO: Carapan - Uruapan
 3.- SUBTRAMO: Libramiento Paracho
 4.- KILOMETRO: 1+450.00
 5.- ORIGEN: Paracho, Michoacán
 6.- NOMBRE: Puente "Paracho"

No. SIPUMEX: 15-012-01.0-0-01.0

7.- TIPO DE SUPERESTRUCTURA

CONCRETO REFORZADO	<input checked="" type="checkbox"/>	CONCRETO PRESFORZADO	<input type="checkbox"/>
METÁLICO	<input type="checkbox"/>	METÁLICO-CONCRETO	<input type="checkbox"/>

OTRO,
ESPECIFICAR _____

8.- TIPO DE SUBESTRUCTURA

PILA CONCRETO	<input type="checkbox"/>	ESTRIBO CONCRETO	<input type="checkbox"/>
MAMPOSTERIA	<input type="checkbox"/>	MAMPOSTERIA	<input checked="" type="checkbox"/>

9.- TRAZO GEOMÉTRICO

EN PLANTA	TANGENTE	<input checked="" type="checkbox"/>	EN ELEVACIÓN	TANGENTE	<input checked="" type="checkbox"/>
	CURVA DER.	<input type="checkbox"/>		CRESTA	<input type="checkbox"/>
	CURVA IZQ.	<input type="checkbox"/>		COLUMPIO	<input type="checkbox"/>

10.- TABLERO

NORMAL
 ESVAJADO
 GRADOS DER., ESVAJADO _____
 GRADOS IZQ., ESVAJADO 40.79°

11.- JUNTAS DE DILATACIÓN

EXISTE NO EXISTE

DESCRIPCIÓN: No se pudieron apreciar debido a la gruesa capa de pavimento sobre la superestructura

ESTADO: No se pudieron apreciar

12.- APOYOS

METÁLICO	<input type="checkbox"/>	PLOMO	<input type="checkbox"/>	NEOPRENO	<input type="checkbox"/>
OTRO	<input type="checkbox"/>	DESCRIPCIÓN: <u>Se pudieron apreciar ángulos de 2"x2" de 1/4" de espesor y 50 cm de longitud en uno de los estribos</u>			

DESCRIPCIÓN: Se pudieron apreciar ángulos de 2"x2" de 1/4" de espesor y 50 cm de longitud en uno de los estribos del puente

VER FIGURA 3.5

ESTADO: Estado regular

13.- BARANDAL:

DESCRIPCIÓN: Parapeto de concreto reforzado, basado en proyecto de Parapeto de Concreto para calzada, del proyecto T-9.1.1 del libro "PUENTES PARA CAMINOS: PROYECTOS TIPO DE SUS ELEMENTOS" editado por el Departamento de Puentes a cargo de la Dirección General de Proyecto y Laboratorios de la Secretaría de Obra Pública del año 1966

ESTADO: Buenas condiciones
FIGURAS 3.6 y 3.7

14.- TABLERO DE CONCRETO REFORZADO:

DIAFRAGMAS

x

NÚMEROS

2

DESCRIPCIÓN: Diafragmas de concreto reforzado en los estribos del puente

ESTADO: Buen estado

DIAFRAGMAS

x

NÚMEROS

5

DESCRIPCIÓN: Nervaduras de concreto reforzado de 65 cm de peralte

ESTADO: Las nervaduras presentan buen estado, salvo a los defectos en el proceso constructivo dado que hay despostillamiento en algunas, esto debido a que no se respetó el recubrimiento marcado en el proyecto. Las nervaduras no presentan agrietamientos por flexión o cortante
VER FIGURAS 3.8, 3.9, 3.10 y 3.11

LOSAS

DESCRIPCIÓN: Losa de concreto reforzado, de 8.75 m de ancho y 35 cm de espesor

ESTADO: El estado de la losa del puente se encuentra en buenas condiciones, dado que no presenta agrietamientos de ningún tipo, salvo que en las proximidades de los drenes hay presencia de humedad.

VER FIGURA 3.12

FLECHAS:

SE APRECIAN
MANDAR MEDIR

NO SE APRECIAN

x

15.- ESTUDIO DEL CAUCE

A LOS LADOS DE LA ESTRUCTURA,

EXISTE:

RÍO
OTRO

x

CARRETERA
ESPECIFICAR:

--

FERROCARRIL

--

Arroyo

VER FIGURA 3.13

EFFECTOS DE SOCAVACIÓN

NO SE
APRECIAN
SE APRECIAN

x

DESCRIPCIÓN:

No aplica

ENCAUSAMIENTO

DEFINIDO
INDEFINIDO

x

TANGENTE

--

EN CURVA

--

VER CROQUIS

OBSTRUCCIÓN

NO SE APRECIA

x

SE APRECIA

--

DESCRIPCIÓN:

No aplica

16.- ESTADO DE LA SUBESTRUCTURA

SOCAVACIÓN
SE APRECIA

--

NO SE APRECIA

x

DESCRIPCIÓN (LUGAR Y TIPO):

No aplica

DAÑOS DE IMPACTO

SE APRECIA

--

NO SE APRECIA

x

DESCRIPCIÓN (LUGAR Y TIPO):

No aplica

HUNDIMIENTOS

SE APRECIA	<input type="checkbox"/>	NO SE APRECIA	<input checked="" type="checkbox"/>
MANDAR MEDIR	<input type="checkbox"/>		

DESCRIPCIÓN (LUGAR Y TIPO): No aplica

DESPLOMES

SE APRECIA	<input type="checkbox"/>	NO SE APRECIA	<input checked="" type="checkbox"/>
MANDAR MEDIR	<input type="checkbox"/>		

DESCRIPCIÓN (LUGAR Y TIPO): No aplica

AGRIETAMIENTOS

SE APRECIA	<input type="checkbox"/>	NO SE APRECIA	<input checked="" type="checkbox"/>
------------	--------------------------	---------------	-------------------------------------

DESCRIPCIÓN (LUGAR Y TIPO): No aplica

17.- REVISIÓN DE ACCESOS Y CONOS DE DERRAME

ACCESO

ENTRADA	EN TALUD	<input type="checkbox"/>	SALIDA	TALUD	<input type="checkbox"/>
	EN CORTE	<input type="checkbox"/>		EN CORTE	<input type="checkbox"/>
	A NIVEL	<input checked="" type="checkbox"/>		A NIVEL	<input checked="" type="checkbox"/>

ESTADO DE ACCESO Y CONOS, DESCRIPCIÓN (REVISAR HUNDIMIENTOS Y DETERIOROS)
Buen estado

18.- DRENAJE

SUPERESTRUCTURA

EXISTE	<input checked="" type="checkbox"/>	NO EXISTE	<input type="checkbox"/>
--------	-------------------------------------	-----------	--------------------------

ESTADO: El drenaje de la subestructura no se encuentra funcionando correctamente, existen 4 drenes pero únicamente se encuentra en funcionamiento uno de ellos, los demás se encuentran obstruidos por la capa de mezcla asfáltica existente. El dren que se encuentra en funcionamiento presenta humedad en sus proximidades

VER FIGURA 3.14

SUBESTRUCTURA

ESCURRE	<input type="checkbox"/>	NO ESCURRE	<input checked="" type="checkbox"/>
---------	--------------------------	------------	-------------------------------------

19.- SEÑALAMIENTO

INDICA LA EXISTENCIA DE UN PUNTE Y/O REDUCCIÓN DEL ACOTAMIENTO

ENTRADA	EXISTE	<input checked="" type="checkbox"/>	SALIDA	EXISTE	<input checked="" type="checkbox"/>
	NO EXISTE	<input type="checkbox"/>		NO EXISTE	<input type="checkbox"/>

FIGURAS 3.15 Y 3.16

20.- ALUMBRADO

ESTADO:	ESCURRE	<input checked="" type="checkbox"/>	NO ESCURRE	<input type="checkbox"/>
---------	---------	-------------------------------------	------------	--------------------------

Buenas condiciones

21.- MANTENIMIENTO

ESTADO: El mantenimiento del puente únicamente es el rutinario, aunque no se han atendido oportunamente los despostillamientos que presentan las nervaduras, trayendo como consecuencia exposición del acero de refuerzo

22.- REPARACIÓN

DESCRIPCIÓN: _____

22.- OTRAS PARTICULARIDADES

DESCRIPCIÓN: Analizar la capacidad de cargas de superestructura, haciendo énfasis en la losa y en las nervadura. En general deberá realizarse un estudio de capacidad de carga tanto de superestructura como de subestructura, extrayendo núcleos de concreto de estribos, nervaduras y losa, esto con la finalidad de plantear diferentes alternativas de reforzamiento en caso de que fuera necesario.

24.- DICTAMEN

	CALIFICACIÓN	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
GRADO A	ESTRUCTURAS QUE PRESENTAN UNA O MÁS DEFICIENCIAS GRAVES QUE IMPLIQUEN UN RIESGO INMINENTE PARA LA SEGURIDAD DEL TRÁNSITO EN LA ZONA DE LA ESTRUCTURA. ESTAS ESTRUCTURAS REQUIEREN ATENCIÓN INMEDIATA			
GRADO B	AQUELLAS QUE PRESENTAN UNA O VARIAS DEFICIENCIAS IMPORTANTES QUE DE NO ATENDERSE PUEDEN EVOLUCIONAR HACIA DEFICIENCIAS GRAVES. ESTAS ESTRUCTURAS REQUIEREN ATENCIÓN A MEDIANO PLAZO			
GRADO C	LAS QUE SOLO PRESENTAN DEFICIENCIAS MENORES CON EVOLUCIÓN LENTA Y ÚNICAMENTE REQUIEREN TRABAJOS RUTINARIOS DE CONSERVACIÓN			

Reporte fotográfico



Figura 3.5 Apoyo metálico en nervaduras.



Figura 3.6 Parapeto tipo de la S.C.T.



Figura 3.7 Parapeto tipo de la S.C.T.



Figura 3.8 Nervadura de concreto reforzado.



Figura 3.9 Despillamiento de nervadura y exposición del acero de refuerzo.



Figura 3.10 Exposición de estribos y acero de refuerzo en nervaduras.



Figura 3.11 Exposición acero de refuerzo en nervaduras.



Figura 3.12 Humedad en losa en las proximidades del dren.



Figura 3.13 Cauce del arrollo.



Figura 3.14 Humedad en proximidades del dren.



Figura 3.15 Señalamiento de puente.



Figura 3.16 Señalamiento de puente.



Figura 3.17 Vista general de sub y superestructura del puente (aguas abajo del cauce).



Figura 3.18 Vista general de sub y superestructura del puente (aguas arriba del cauce).

En el presente capítulo se estudian los daños típicos que se presentan con más frecuencia en subestructuras de puentes de CR, por ser las pilas la fuente primordial para disipar energía sísmica y que durante un evento sísmico estos elementos se vuelven vulnerables sufriendo daños que pueden llegar a generar el colapso parcial o total de toda la estructura.

Los daños por flexión y cortante son presentados con mayor frecuencia en pilas de puentes. La falla por flexión se presenta en la zona de articulaciones plásticas, por ser este el sitio en donde se disipa la energía impuesta por las pilas, esta falla se hace evidente cuando la capacidad de deformación de la pila no es la adecuada, presentando pérdidas de resistencia cuando esta se somete a varios ciclos de carga y descarga, exhibiendo agrietamiento y desconche del recubrimiento. La falla por cortante también se presenta en la zona de articulación plástica por ser la zona más vulnerable ante el mecanismo de cortante esta se genera al aumentar las grietas originadas por flexión, que propician el rompimiento de la transferencia entre agregados que propician la resistencia a cortante.

Los daños de una pila son conocidos mediante un proceso de inspección tal como lo hace la SIPUMEX, en base a este proceso de inspección se recurrirá a buscar una alternativa de refuerzo que mejore las características de resistencia y ductilidad que la subestructura dañada puede llegar a perder. Los encamisados de concreto reforzado que son el caso de estudio, favorecen el incremento de ductilidad y resistencia, disminuyendo los daños por flexión y cortante que son los daños típicos en subestructuras de puentes.

Capítulo 4

Descripción De Los Modelos De Puentes En Estudio

Para realizar los modelos analíticos de los puentes tipo considerados en este trabajo se utilizó el software SAP2000, este programa es una herramienta que sirve para realizar el análisis y el diseño estructural, que además tiene la capacidad de desarrollar análisis lineales y no lineales. En el desarrollo de un modelo estructural primeramente necesitamos conocer las propiedades mecánicas de los materiales con los que se desea construir, o en el caso de estructuras existentes conocer las propiedades actuales del material con el que fueron construidas. Para los puentes en estudio se asumieron ciertos valores de las propiedades del CR que se utilizan con mayor frecuencia en los puentes que se construyen y forman parte de la red carretera del país, así como de la geometría de los mismos.

4.1 Puentes en estudio

Los modelos seleccionados para este trabajo corresponden a puentes con geometría típica a los que se tienen construidos en la red carretera mexicana. Estos tienen geometría regular en planta y elevación, formados por dos claros simplemente apoyados con longitudes de 20 y 40 m, obteniéndose así puentes con longitud total de 40 y 80 m, respectivamente. La superestructura de los puentes está constituida por vigas AASHTO tipo IV, rigidizados transversalmente por diafragmas de sección transversal rectangular de CR, y una superficie de rodamiento de asfalto soportada por una losa de CR con un ancho de calzada de 10.85 m para todos los modelos. Por otro lado, la subestructura está constituida por pilas formadas por una sola columna de sección transversal circular constante en toda su longitud con altura de 6 y 10 m, rigidizadas transversalmente por cabezales de CR con sección transversal rectangular, donde se colocan placas de neopreno y acero intercaladas con el objeto de apoyar a las vigas.

En el modelo analítico se asumió un comportamiento elástico en todos los elementos estructurales que forman los puentes, así mismo se utilizaron diferentes tipos de elementos predefinidos en el programa (elementos tipo barra, links, elementos finitos tipo Shell) para cada una de las partes que forman a los puentes buscando que estos sean representativos del comportamiento real que podría presentarse en la estructura. En la figura 4.1 se muestran esquemáticamente los elementos estructurales más importantes que forman a un puente con la geometría de los casos de estudio y en los párrafos posteriores se describe el modelo analítico de cada uno de estos elementos.

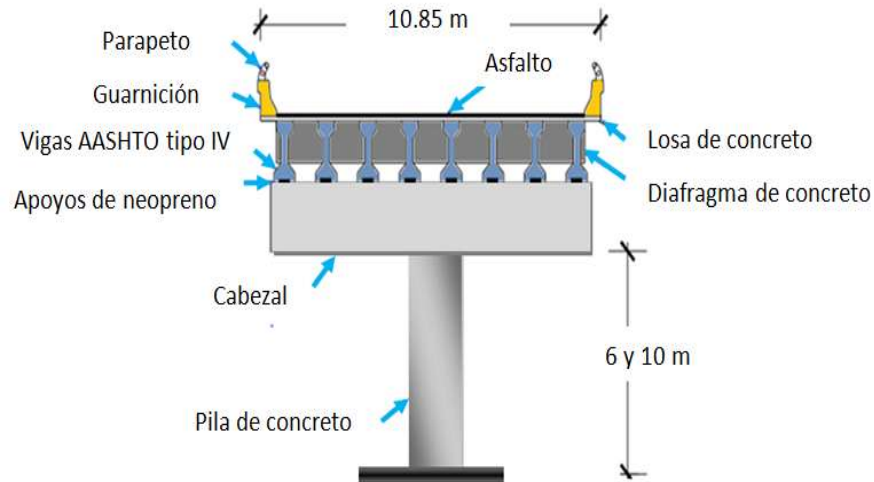


Figura 4.1 Sección transversal de los puentes en estudio.

Las pilas son elementos estructurales cuya función primordial es la de transmitir las cargas horizontales y verticales actuantes en la superestructura hacia la cimentación (figura 4.2), y estas a su vez las transmitan al suelo de soporte. Las pilas están sometidas a la acción de cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes, y de desplazamientos de traslación y rotación, por lo que la sección transversal que las conforma debe ser capaz de resistir estas sollicitaciones mediante un comportamiento dúctil. Las deformaciones y esfuerzos que se generan en estos elementos pueden modelarse en el programa SAP2000 mediante elementos tipo barra, los cuales están predefinidos como elementos que tienen 6 grados de libertad (GDL) por cada uno de sus nodos.



Figura 4.2 Pila de sección circular de CR (Aguilar, 2010).

Con elementos tipo barra se representa el comportamiento estructural de los cabezales (figura 4.3), diafragmas y vigas de puentes, de igual forma que se describió para las pilas.

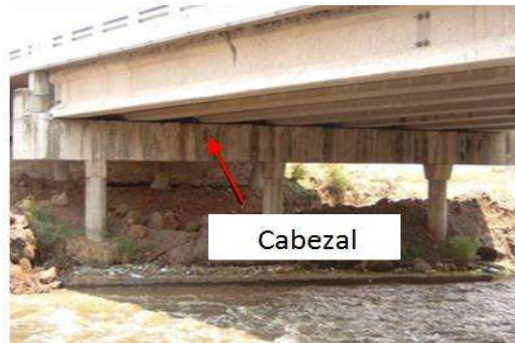


Figura 4.3 Puente ubicado en la carretera Maravatio-Atlacomulco (López, 2011).

Los puentes utilizan vigas como elementos estructurales ubicados a lo largo del claro, estas soportan las cargas verticales generadas principalmente por la acción de cargas vivas y muertas, que son transmitidas a la subestructura por medio de apoyos de neopreno. El software utilizado cuenta con secciones predefinidas tipo AASHTO (figura 4.4), lo cual nos permite representar en forma fácil y sencilla la forma y propiedades geométricas exactas de la sección transversal, basta con asignarlas a los elementos tipo barra que representaran a la sección transversal. Para los casos de estudio se utilizaron las vigas AASHTO tipo IV. Este tipo de vigas son precoladas y presforzadas, construidas con una calidad superior al $f'c$ utilizado comúnmente en el resto de los elementos de CR estructurales del puente.

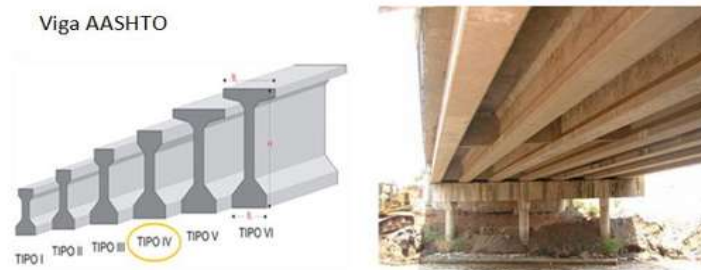


Figura 4.4 Puente ubicado en la carretera Maravatio-Atlacomulco (López, 2011).

Los diafragmas (Figura 4.5) sirven para dar rigidez transversal al puente, se ubican principalmente en los extremos de los claros, la localización de los diafragmas intermedios es función de la longitud del claro. La geometría de los puentes de estudio se definió de tal forma que se tienen 4 diafragmas por claro, de los cuales dos corresponden a los apoyos extremos y los otros se ubican equiespaciados a lo largo de los claros de los puentes (a un tercio de la longitud del claro).



Figura 4.5 Puente ubicado en el kilómetro 24 de la carretera Atlacomulco-Toluca

(López, 2011)

Los apoyos son elementos estructurales que se utilizan para transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura, y están formados por placas alternadas de neopreno y acero, donde el neopreno es un material flexible que permite su movilidad y el acero se utiliza para proporcionar estabilidad vertical de estos elementos. Mediante estos elementos se logra que la superestructura no sea continua con la subestructura, logrando así el apoyo teórico conocido como simplemente apoyado (figura 4.6). La rigidez de estos elementos, y su posibilidad de desplazarse o no, depende básicamente de su altura, definida por el número de placas de hule y acero que las formen. Adicionalmente, estos elementos deben ser diseñados para soportar deformaciones térmicas, elásticas y de otra índole.



Figura 4.6 Puente ubicado en la carretera Maravatío-Atzacmulco (López, 2011).

Los apoyos se clasifican en apoyos fijos y móviles; los apoyos fijos (figura 4.7 a) permiten únicamente deflexiones angulares restringiendo los desplazamientos horizontales. Los apoyos móviles (figura 4.7 b) permiten el movimiento de traslación en el punto donde estos se colocan debidos a la expansión y/o contracción que son ocasionados por los cambios de temperatura o por cualquier otro fenómeno.



Figura 4.7 a) Apoyo fijo de acero, b) Apoyo móvil de neopreno.

En el software que se utilizó es posible modelar el comportamiento de estos elementos con ayuda de los elementos definidos como tipo "link", para lo que se deben definir que grados de libertad (GDL) son restringidos y cuales libres con los valores apropiados de su rigidez y amortiguamiento representativos a cada GDL, esto de acuerdo con cada tipo de apoyo que se tenga construido en el puente. En este caso se consideran apoyos formados por placas alternadas de acero y neopreno con sección transversal simétrica con rigidez en los 3 GDL de traslación (longitudinal, transversal y vertical), con rigideces de traslación iguales en dos direcciones ortogonales de 200 t/m y 125 t/m, respectivamente para apoyo fijo y móvil, mientras que para la rigidez en dirección vertical se asignó un valor lo suficiente grande representativo de la rigidez de las placas de acero, por ser estas las que proporcionan la rigidez en esta dirección.

En el modelado de los puentes fue necesario considerar juntas de dilatación, aunque estas no son propiamente elementos estructurales son extraordinariamente importantes para la buena funcionalidad del puente, ya que son capaces de absorber las deformaciones generadas por efectos de temperatura. Estos elementos también se pueden modelar mediante elementos tipo “gap-link”; sin embargo en este trabajo las juntas de dilatación se consideraron dejando un espacio libre de 5 cm entre cada uno de los claros. En la figura 4.8 se muestra la disposición de los apoyos para los puentes en estudio, así como también se indica la ubicación de la junta de dilatación.

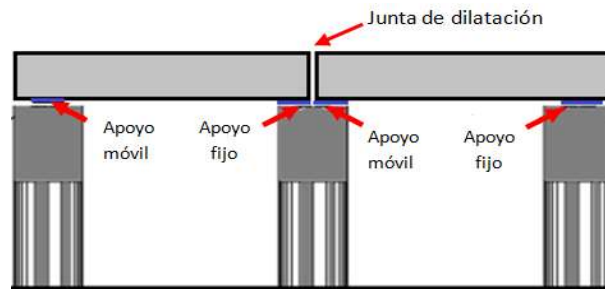


Figura 4.8 Localización de apoyos y juntas de dilatación en el puente.

La losa se modeló con elementos finitos cuadriláteros tipo “Shell” que representan el comportamiento de placas donde es más importante el efecto de flexión. Cada uno de los nodos que constituye a los elementos finitos se define con 6 GDL teniéndose así 24 GDL por cada uno de los elementos tipo Shell.

Las propiedades de los materiales son muy importantes para que la respuesta estimada de los puentes en estudio sea muy aproximada a la realidad, en este caso se asumieron las siguientes propiedades para los materiales que constituyen los casos de estudio y se reportan en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Propiedades de los materiales usados en el modelado

Material	Propiedades mecánicas				
	Resistencia a compresión (Kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (Kg/cm ²)	Relación de Poisson	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	Peso (t/m ³)
Concreto reforzado (CR)	$f'c = 250$	$E = 221359.43$	$\mu = 0.2$		$\gamma = 2.40$
Acero de refuerzo Longitudinal y transversal		$E = 2.100E^{+06}$	$\mu = 0.0$	$fy = 4200$	$\gamma = 7.85$

4.2 Acciones de carga consideradas en el proceso de diseño

4.2.1 Cargas muertas

Las cargas muertas que se consideran en los modelos analíticos corresponden a los elementos que se muestran en la figura 4.9, y sus valores numéricos se presentan en la tabla 4.2.

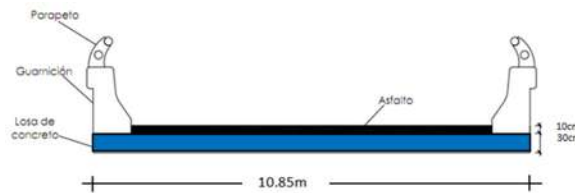


Figura 4.9 Cargas muertas consideradas en los modelos.

Tabla 4.2 Cargas muertas consideradas en los modelos.

Elemento	Espesor (m)	γ (t/m ³)	Carga (t/m ²)
Losa	0.3	2.4	0.72
Asfalto	0.1	2.2	0.22
Parapeto y guarnición			0.01

4.2.2 Cargas vivas

Para realizar el análisis estructural es necesario considerar la carga viva a la que estará sometido el puente, la cual corresponde a la carga vehicular. En el programa SAP2000 se puede realizar el análisis de estas cargas mediante líneas de influencia, para realizar este tipo de análisis primeramente se deben definir las características del tránsito vehicular, camiones tipo de diseño, localización de los ejes y el peso que descargan cada uno de estos, además de definir las líneas por donde pueden circular los vehículos, después se define el tipo de análisis a realizar con el número de líneas de vehículos que pueden circular sobre la superficie de rodamiento del puente.

Los tipos de cargas vehiculares consideradas en este trabajo corresponden a los vehículos que circulan actualmente por las carreteras del país, su representación gráfica se muestra en las figuras 4.10 a 4.12.

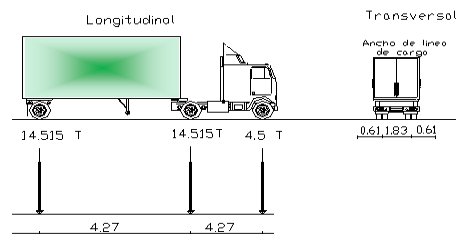


Figura 4.10 Peso y dimensiones de vehículos tipo HS-20.

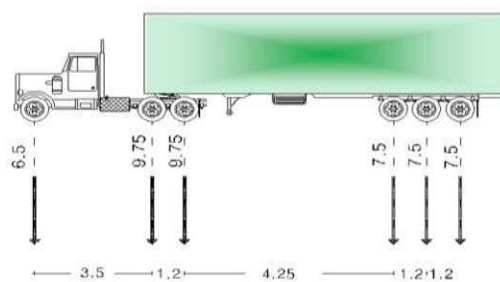


Figura 4.11 Pesos y dimensiones de vehículos tipo T3-S3.

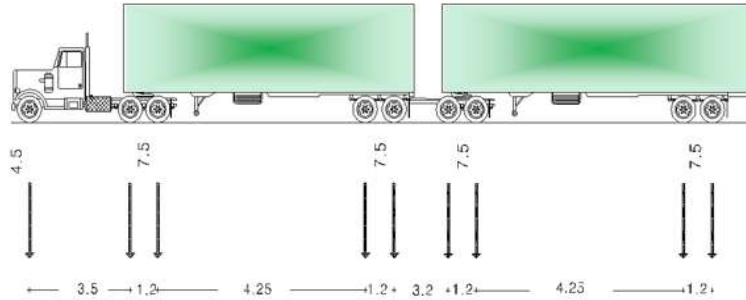


Figura 4.12 Pesos y dimensiones de vehículos T3-S2-R4.

4.2.3 Carga accidental

Para considerar la carga accidental se toma como base lo estipulado por el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC de la CFE) en su libro correspondiente al análisis estructural por sismo, edición de 1993. En este reglamento se consideran cuatro zonas sísmicas para fines de diseño por sismo en la República Mexicana (Figura 4.13), la zonificación que se propone en este reglamento corresponde al resultado de estudios de riesgo sísmico.



Figura 4.13 Regionalización sísmica de la República Mexicana (MOC de la CFE, 1993).

Las zonas sísmicas se clasifican de acuerdo a la frecuencia con que un sismo puede ocurrir en un área determinada. Las zonas se clasifican con las letras A, B, C y D, donde la intensidad sísmica va creciendo en orden ascendente, esto significa que la zona D es caracterizada por presentar el mayor riesgo sísmico. En esta zona se han reportado sismos con magnitud histórica caracterizados por frecuencias altas.

A demás de la zonificación sísmica que presenta el MOC de la CFE (1993), se muestra una clasificación adicional definida como función del tipo de suelo, el cual se clasifica en terreno firme (tipo I), terreno medio (tipo II) y terreno blando (tipo III). En este trabajo se consideró que los casos de estudio de los puentes tipo se localizan en la zona sísmica B y están desplantados en terreno tipo I.

4.2.3.1 Espectro de diseño

Para la construcción del espectro de diseño de acuerdo con el MOC de la CFE (1993), se obtienen las aceleraciones máximas esperadas mediante las expresiones 4.1 a 4.3, utilizando los parámetros definidos en la tabla 4.3 correspondientes a estructuras localizadas en zona sísmica B con sus tres tipos de terrenos.

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \text{ Si } T < T_a \quad (4.1)$$

$$a = c; \text{ Si } T_a \leq T \leq T_b \quad (4.2)$$

$$a = c \frac{T_b}{T}^r; \text{ Si } T > T_b \quad (4.3)$$

Tabla 4.3 Parámetros que definen los espectros de diseño para estructuras clasificadas dentro del grupo B, MOC de la CFE (1993).

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.80	0.20	0.60	0.05
	II	0.04	0.16	0.30	1.50	0.67
	III	0.05	0.20	0.60	2.90	1.00
B	I	0.04	0.14	0.20	0.60	0.05
	II	0.08	0.30	0.30	1.50	0.67
	III	0.10	0.36	0.60	2.90	1.00
C	I	0.36	0.36	0.00	0.60	0.05
	II	0.64	0.64	0.00	1.50	0.67
	III	0.64	0.64	0.00	1.90	1.00
D	I	0.50	0.50	0.00	0.60	0.05
	II	0.86	0.86	0.00	1.20	0.67
	III	0.86	0.86	0.00	1.70	1.00

donde a corresponde a la ordenada del espectro de pseudoaceleraciones para el diseño sísmico, expresada en fracción de la aceleración de la gravedad, a_0 coeficiente de aceleración del terreno, c ordenada espectral máxima del espectro de diseño (coeficiente sísmico), T período natural de interés, T_a y T_b son los periodos característicos que limitan la meseta del espectro de diseño, y r = correspondiente al exponente que define la forma de la caída del espectro de diseño.

Los espectros de diseño resultantes para zonas sísmicas A, B, C y D, correspondientes a los tres tipos de suelo se presentan gráficamente en las figuras 4.14 a 4.17, respectivamente para cada una de las zonas sísmicas.

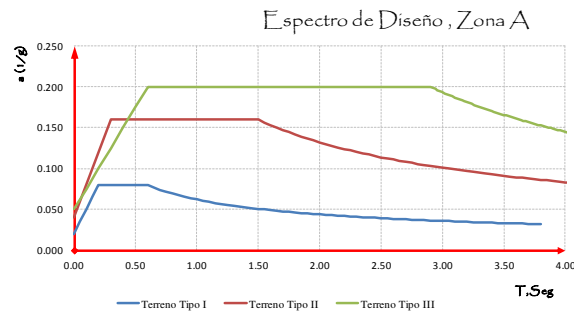


Figura 4.14 Espectro de diseño para la zona A, terrenos I, II y III.

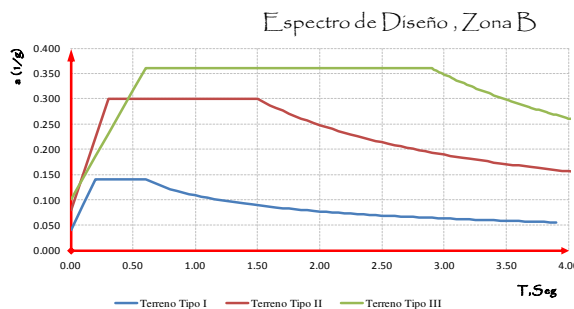


Figura 4.15 Espectro de diseño para la zona B, terrenos I, II y III.

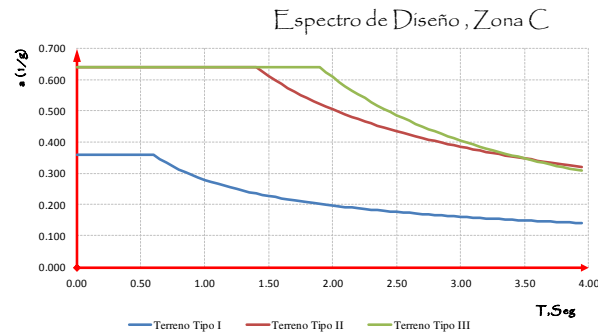


Figura 4.16 Espectro de diseño para la zona C, terrenos I, II y III.

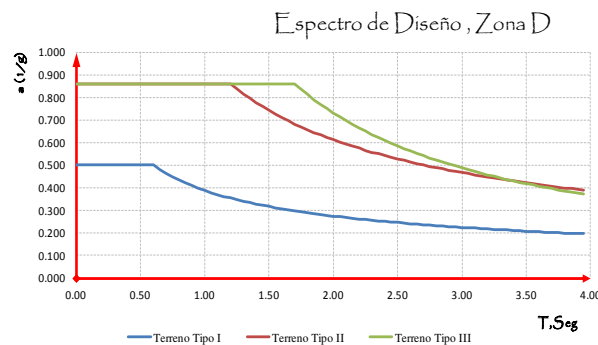


Figura 4.17 Espectro de diseño para la zona D, terrenos I, II y III.

4.3 Parámetros considerados en el estudio

Debido a que el objetivo principal de este trabajo es evaluar la influencia que tienen los encamisados de CR en la probabilidad de falla de puentes de CR, es necesario investigar el comportamiento de un número importante de casos que puedan ser representativos para las diversas posibilidades de refuerzo.

Los casos de estudio surgen de la combinación de parámetros relacionados con la geometría de los puentes y las diferentes alternativas de encamisados de CR. La primera consideración es con respecto a la longitud del claro con 20 y 40 m, la segunda variante es la altura de las pilas con 6 y 10 m, resultando 4 puentes tipo. La tabla 4.4 muestra las características de los modelos que se tomaron como base para después aplicar el refuerzo mediante encamisados de concreto reforzado.

Con respecto a la segunda consideración, se varió el espesor de la camisa con valores de 10 y 20 cm, y el porcentaje de acero de refuerzo contenido en la camisa con valores de 5, 10 y 15% del área gruesa de la sección transversal ($0.005A_g$, $0.01A_g$ y $0.15A_g$), al combinar el espesor de la camisa de CR con cada uno de los valores de acero se obtienen 6 casos de refuerzo, como se muestra en la tabla 4.5, resultando un total de 7 casos de estudio por cada uno de los modelos tipo descritos en el párrafo anterior en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Características de los modelos tipo.

Modelo	Longitud de claro (m)	Longitud total del puente (m)	Ancho de calzada (m)	Altura de pilas (m)
Prototipo 1	20.0	40.0	10.85	6.0
Prototipo 2	20.0	40.0		10.0
Prototipo 3	40.0	80.0		6.0
Prototipo 4	40.0	80.0		10.0

4.4 Diseño estructural de las pilas

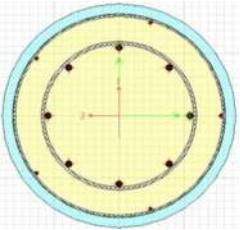
Primeramente se obtiene el diseño para las cargas muerta, viva y una demanda sísmica determinada de acuerdo con el MOC de la CFE (1993), correspondiente a la zona sísmica B con terreno tipo I. La elección de esta zona sísmica se hizo esperando obtener un puente cuya resistencia no sea suficiente para resistir la demanda máxima esperada en la zona sísmica D. El diseño estructural del concreto reforzado se realiza con base a lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento del Distrito Federal (RDF) en lo referente al Capítulo de Diseño y Construcción de Estructuras de concreto (2001), tomándose como hipótesis que estos puentes fueron construidos por lo menos hace 10 años.

Tanto para el proceso de análisis como para el de diseño se utilizó el software SAP2000. El acero de refuerzo considerado corresponde a barras corrugadas con esfuerzo de fluencia (f_y) de 4200 Kg/cm^2 . El refuerzo transversal de acero se asumió en forma de

estribos distribuidos con la separación máxima reglamentaria, y con las mismas propiedades mecánicas del acero longitudinal. Con ayuda de la herramienta Section Designer del software, es posible considerar la distribución de acero que se tiene tanto en dirección longitudinal como transversal, es decir separación de estribos y paquetes de barras permisibles.

Los armados de las pilas de los puentes de estudio se muestran en la tabla 4.8 y corresponden al resultado del proceso de diseño realizado para cada uno de los puentes tipo considerados. Como el objetivo de este trabajo es estudiar la influencia de los encamisados de concreto reforzado en la probabilidad de falla de pilas de puentes, primeramente se estimó la capacidad a flexión de las pilas armadas de acuerdo al proceso de diseño antes descrito. En la figura 4.18 se muestran los resultados para los casos previamente detallados, donde se observan pequeñas variaciones en la capacidad que al evaluar su comportamiento ante las acciones sísmicas se encontró que esta condición de armados no resulta ser crítica, ya que su comportamiento se mantiene elástico ante la demanda asignada. Debido al resultado obtenido se decidió explorar el comportamiento de pilas armadas con cuantías de acero insuficientes, considerándose áreas de acero equivalentes al $0.005A_g$ y $0.01A_g$.

Tabla 4.5 Parámetros consideradas para los casos de refuerzo.

Modelo de pila con refuerzo	Caso de refuerzo	Espesor del encamisado (cm)	Porcentaje de acero (con respecto a la sección gruesa)
	Caso 2	10.0	0.005
	Caso 3		0.010
	Caso 4		0.015
	Caso 5		20.0
	Caso 6	0.010	
	Caso 7	0.015	

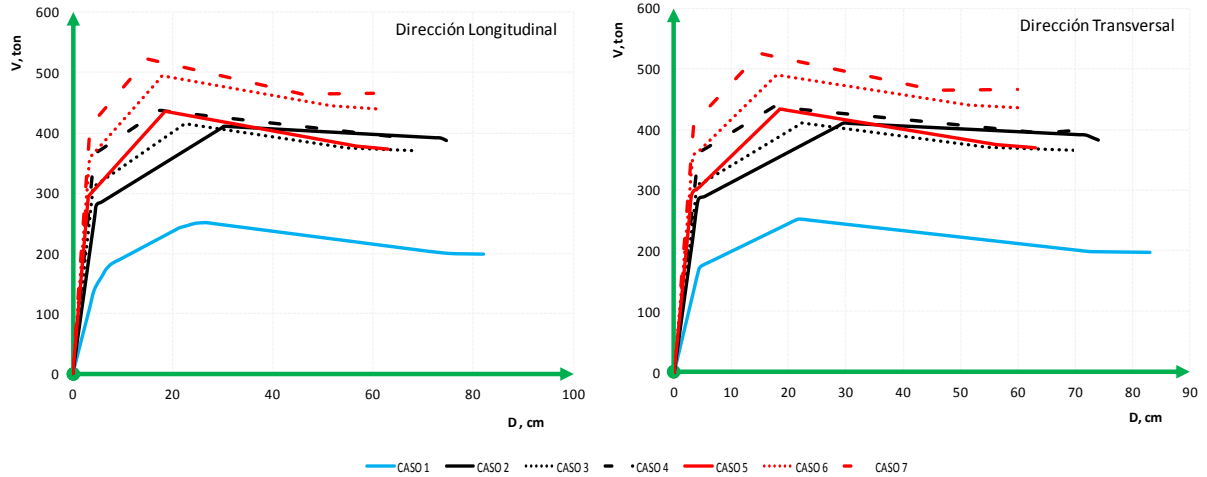


Figura 4.18 Curvas de capacidad para el modelo prototipo 1, con armado reglamentario.

Para seleccionar la cuantía de acero con la que se considerarán armados los puentes existentes, casos de estudio, se desarrollaron las curvas de capacidad que se presentan en las figuras 4.19 y 4.20, de donde se elige la cuantía de acero que proporciona las pilas más deficientes, porcentaje de acero que se asumirá como el refuerzo existente en esas pilas.

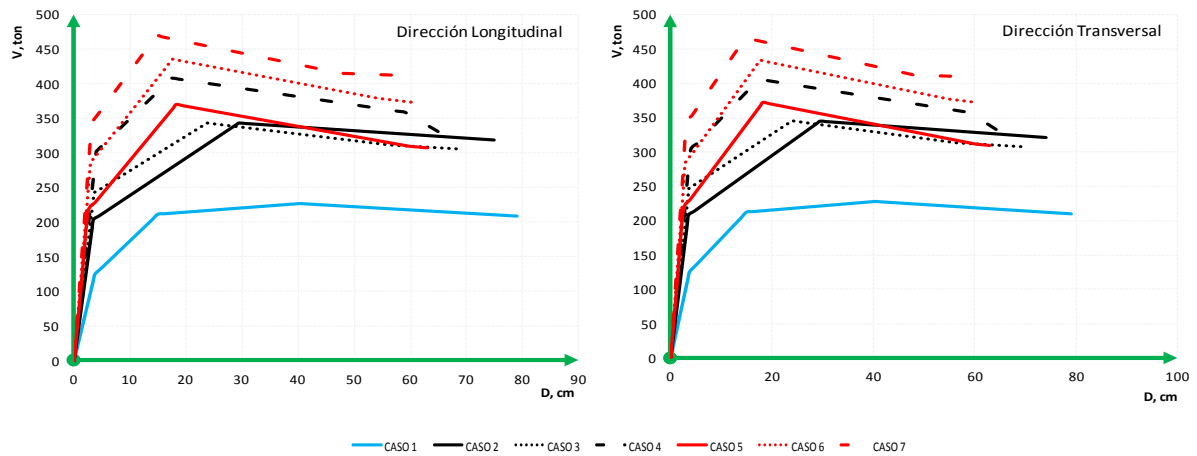


Figura 4.19 Curvas de capacidad para el modelo prototipo 1, con armado deficiente de $0.01A_g$.

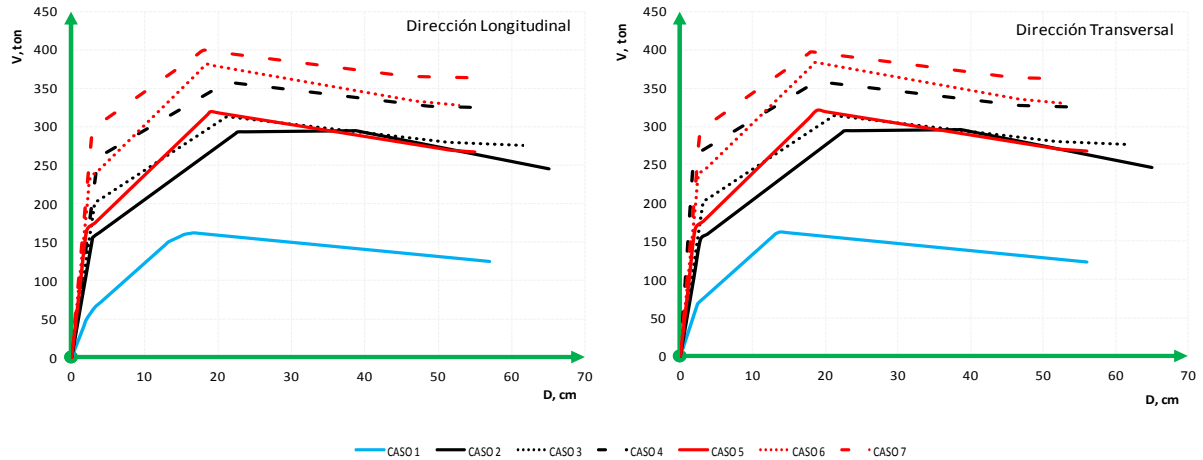


Figura 4.20 Curvas de capacidad para el modelo prototipo 1, con armado deficiente de $0.005A_g$.

Del análisis de los resultados se opta por el armado deficiente de $0.005A_g$, debido a que con esta cuantía de acero el refuerzo incrementa considerablemente la capacidad de resistencia a flexión, si esta es comparada con lo que se tiene para el armado requerido reglamentariamente, así como para cuando se considera un armado deficiente del $0.01A_g$. Lo antes descrito se puede observar con claridad en las figuras 4.18 a 4.22, donde además se puede apreciar que el incremento del espesor de la camisa no representa un incremento importante de la resistencia a flexión, así como que la capacidad de los puentes es igual para las direcciones longitudinal y transversal de los puentes (figuras 4.18 a 4.20) debido a la geometría de los mismos, por lo que en lo que resta del trabajo solamente se considerará la respuesta en la dirección longitudinal. En las figuras 4.21 y 4.22 se muestran las curvas Momento-Rotación y en las tablas 4.6 y 4.7 se muestran sus parámetros que las definen.

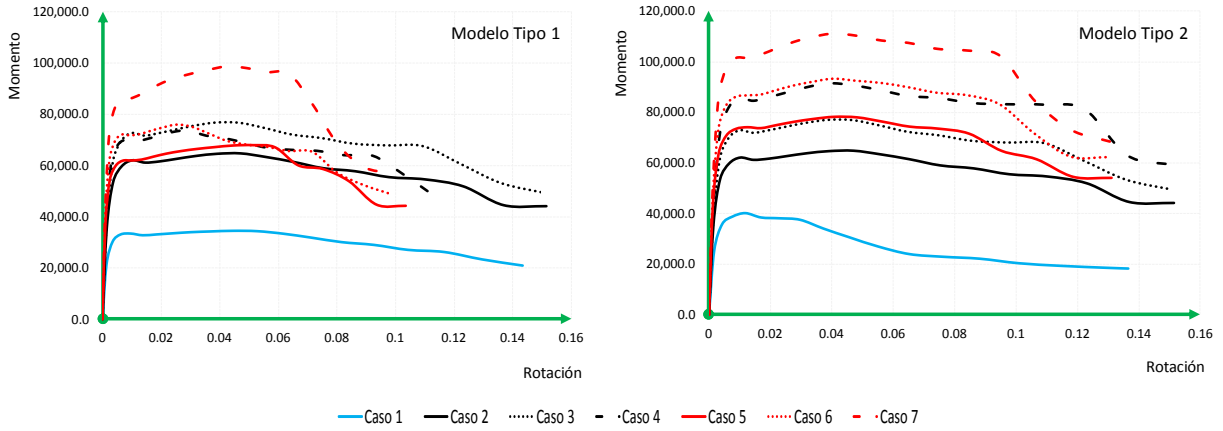


Figura 4.21 Curvas Momento-Rotación para el modelo prototipo 1 y 2, con armado deficiente de $0.005A_g$.

Tabla 4.6 Parámetros de las curvas Momento-Rotación para los modelos Tipo 1 y 2.

Modelo Tipo 1					Modelo Tipo 2			
CASO	M_y	M_u	ϕ_y	ϕ_u	M_y	M_u	ϕ_y	ϕ_u
1	13731	20828	0.0000399	0.1433181	16807	18235	0.0000337	0.1365156
2	28878	44102	0.0000305	0.1514911	35887	44102	0.0000270	0.1514911
3	40959	49562	0.0000297	0.1502974	48777	49562	0.0000271	0.1502974
4	53592	48091	0.0000300	0.1133996	63756	59171	0.0000275	0.1505144
5	34456	44384	0.0000246	0.1035288	42154	54000	0.0000221	0.1311982
6	49113	48951	0.0000241	0.0984021	58282	62376	0.0000222	0.1303301
7	64045	56923	0.0000244	0.0985551	75128	68379	0.0000226	0.1304386

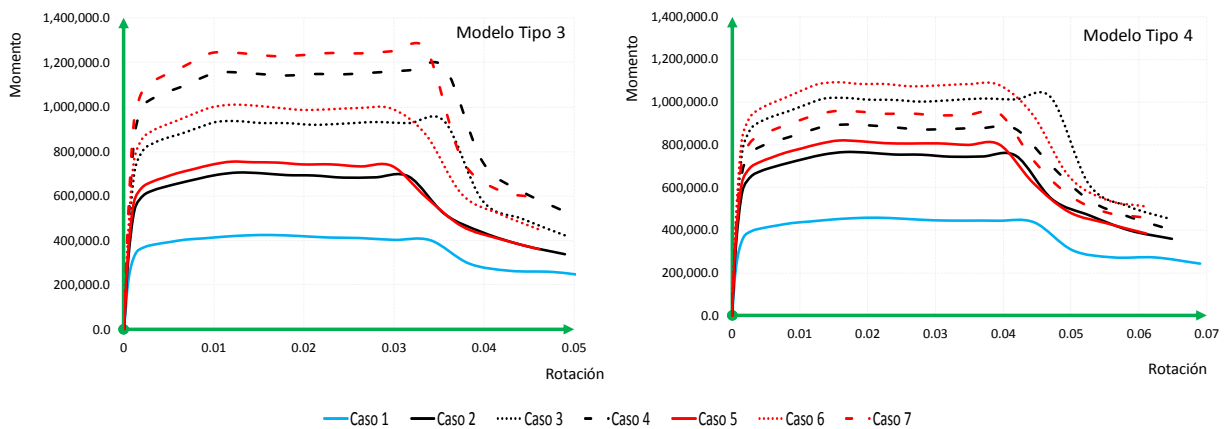






Figura 4.22 Curvas Momento-Rotación para el modelo prototipo 3 y 4, con armado deficiente de $0.005A_g$.

Tabla 4.7 Parámetros de las curvas Momento-Rotación para los modelos Tipo 3 y 4.

Modelo Tipo 3					Modelo Tipo 4			
CASO	M_y	M_u	φ_y	φ_u	M_y	M_u	φ_y	φ_u
1	255627	232461	0.0000098	0.0527023	282694	244676	0.0000094	0.0690769
2	510473	335955	0.0000094	0.0489303	565176	359595	0.0000090	0.0648195
3	738129	421029	0.0000096	0.0489216	808291	452017	0.0000093	0.0647836
4	949868	528047	0.0000099	0.0489128	692518	403021	0.0000092	0.0647236
5	548472	359093	0.0000087	0.0460816	600231	384450	0.0000084	0.0611498
6	795404	447770	0.0000089	0.0460728	869401	511634	0.0000086	0.0611258
7	1019412	592193	0.0000091	0.0460640	736185	459776	0.0000085	0.0610539

Tabla 4.8 Armados de pilas obtenidas del diseño estructural.

Armado de diseño para los modelos tipo							
Modelo	Sección transv. (cm)	Área de la sección transv. (cm ²)	Área de acero long. (cm ²)	ρ (%)	Cantidad de barras	# de la barra (1/8)"	Área de acero long. real (cm ²)
Prototipo 1 	115.0	10386.8	189.1	1.8	12.0	14.0	186.21
Prototipo 2 	125.0	12271.8	224.9	1.8	15.0	14.0	232.77
Prototipo 3 	320.0	80424.7	1981.2	2.4	128.0	14.0	1986.29
Prototipo 4 	330.0	85529.8	1954.8	2.2	126.0	14.0	1955.26

En la tabla 4.9 se presentan los armados deficientes que servirán para el estudio de encamisados de CR, así como también se muestran las condiciones del refuerzo que se aplicará en cada caso de estudio.

Tabla 4.9 Detalles de los armados de las pilas de los puentes en estudio.

Modelo	Caso	Acero longitudinal principal deficiente de $0.005 A_g$		Refuerzo			
		Cantidad de barras	Diámetro de la barra (1/8)"	Espesor de encamisado (cm)	Sec. Transv. (cm)	Cantidad de barras	Diámetro de la barra (1/8)"
Modelo Tipo 1	1	7.0	10.0	—	115.0	—	—
	2			10.0	135.0	10.0	8.0
	3					20.0	8.0
	4					31.0	8.0
	5			20.0	155.0	10.0	8.0
	6					20.0	8.0
	7					31.0	8.0
Modelo Tipo 2	1	8.0	10.0	—	125.0	—	—
	2			10.0	145.0	13.0	8.0
	3					24.0	8.0
	4					37.0	8.0
	5			20.0	165.0	13.0	8.0
	6					24.0	8.0
	7					37.0	8.0
Modelo Tipo 3	1	26.0	14.0	—	320.0	—	—
	2			10.0	340.0	51.0	10.0
	3					102.0	10.0
	4					152.0	10.0
	5			20.0	360.0	51.0	10.0
	6					102.0	10.0
	7					152.0	10.0
Modelo Tipo 4	1	28.0	14.0	—	330.0	—	—
	2			10.0	350.0	54.0	10.0
	3					108.0	10.0
	4					162.0	10.0
	5			20.0	370.0	54.0	10.0
	6					108.0	10.0
	7					162.0	10.0

Capítulo 5

Determinación De Curvas De Capacidad

Para determinar el comportamiento inelástico de una estructura existen métodos de análisis dinámicos y estáticos no lineales, dentro de los métodos no lineales estáticos el más utilizado es el pushover que es un método que nos permite determinar la resistencia de la estructura mediante una curva de capacidad, donde se representa la relación que existe entre el cortante basal en el eje de las ordenadas (V) y el desplazamiento lateral máximo de la estructura (D) en el eje de las abscisas.

5.1 Métodos de análisis no lineales

Actualmente existen fundamentalmente tres métodos para realizar análisis del tipo pushover: el método del espectro de capacidad que utiliza la intersección de la curva de capacidad con el espectro de respuesta reducido para estimar el desplazamiento máximo (ATC-40); el método del coeficiente de desplazamiento (FEMA-273), y por último el método de la secante (Ciudad de los Ángeles, División 95). A pesar de ser procesos distintos, se considera en términos generales que los resultados obtenidos son muy parecidos (López J. I., 2010).

El método del espectro de capacidad (ATC-40) constituye una herramienta que se puede utilizar para la generación de estados de daños debidos a acciones sísmicas, así como para la rehabilitación de edificios (Crioiu L., et al, 2001). En este proceso la demanda sísmica se define por medio de eventos sísmicos y es caracterizada por espectros de respuesta, mientras que la estructura genera un espectro de capacidad que define la aceleración espectral como función del desplazamiento ($S_a - S_d$). El punto de intersección entre el espectro de demanda y el de capacidad generan lo que se conoce como punto de desempeño (Performance Point), que define la demanda de desplazamiento espectral producida sobre la estructura, estas definiciones se muestran en la figura 5.1.

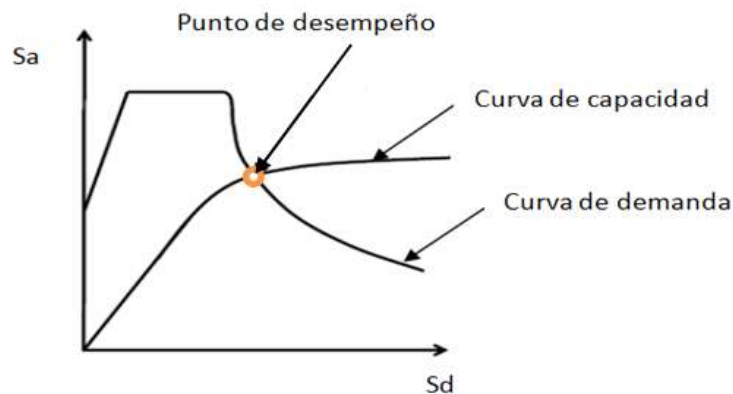


Figura 5.1 Espectro de capacidad y demanda.

5.2 Determinación de la demanda

La demanda está definida por el conocimiento que se tenga de las acciones sísmicas que han ocurrido y pueden ocurrir cerca del sitio de interés, y constituye uno de los elementos fundamentales para la caracterización de la vulnerabilidad sísmica. Los acelerogramas que se utilizan en este trabajo fueron seleccionados de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF), tomando como criterio su origen, es decir se buscó que estos estuviesen registrados en la costa del pacífico de México. En las figuras 5.2 y 5.3 se muestra la ubicación de las estaciones y del sitio donde se reportaron los epicentros de cada uno de los registros seleccionados para este trabajo.



Figura 5.2 Ubicación de estaciones acelerográficas.



Figura 5.3 Ubicación de los epicentros fuente de la demanda sísmica.

En la tabla 5.1 se muestran algunas de las características que definen los registros sísmicos que componen la demanda sísmica seleccionada para este trabajo.

Tabla 5.1 Características de los acelerogramas utilizados para la demanda sísmica.

Estación	Localización de la estación	Coordenadas de la estación		Coordenadas del epicentro		Clave de la estación	Tipo de suelo	Fecha del sismo (GTM)	PGA (cm/s ²)	Duración (S)	Dist. epicentral R (km)
		Latitud (N)	Longitud (W)	Latitud (N)	Longitud (W)						
Aeropuerto Zihuatanejo	Aeropuerto internacional de Zihuatanejo, ladera derecha.	17.603	101.455	18.021	101.479	AZIH	Roca	21-SEP-85	158.23	33.86	46.5936
Papanao	Escuela Primaria "Sor Juana Ines Cruz", Papanao, Gro.	17.328	101.040	18.021	101.479	PAPN	Roca	21-SEP-85	242.69	63.79	90.0929
El Súchil	Taller mecánico en el Suchil, Gro.	17.226	100.642	18.021	101.479	SUCH	Roca	21-SEP-85	85.98	41.47	125.350
Caleta de Campos	Escuela secundaria técnica 68 de pesca. Caleta de campos	18.073	102.755	18.024	103.057	CALE	Roca	30-ABR-86	97.17	25.2	32.4212
El ocotito	Escuela "CREPE" carretera Chilpancingo-Acapulco, Ocotito, Gro.	17.250 0	99.5110	16.310	98.880	OCTT	Roca	14-SEP-95	59.34	61.00	124.367
Las Vigas	Instalaciones SARH, en las Vigas, Gro.	16.757 0	99.2360	16.310	98.880	VIGA	Roca	14-SEP-95	100.35	40.97	62.5949
Manzanillo				19.25	104.19				387.10		
Zacatula	Escuela primaria Zacatula, 10 Km. de Lazaro Cárdenas, Michoacán.	18.009	102.178	18.024	103.057	ZACA	Arcilla compactada	30-ABR-86	220.0	36.3	93.0522
Zacatula	Escuela primaria Zacatula, 10 Km. de Lazaro Cárdenas, Michoacán.	18.009	102.178	18.081	102.942	ZACA2	Arcilla compactada	19-SEP-85	262.23	146.38	81.2482
Cayuca	Escuela primaria "Ignacio Zaragoza", cerca de la estación CAYR (en roca), Cayuca, Gro.	17.045	100.266	18.021	101.479	CAYA	Terreno Blando	21-SEP-85	40.87	25.6	168.443

Con la finalidad de inducir fuerzas sísmicas intensas en los puentes para que generen en estas estructuras la mayor cantidad de daño que pudiese esperarse, los registros sísmicos originales se escalan a tres diferentes periodos de retorno ($T_r = 100, 1000$ y 2500 años), cuya aceleración máxima esperada del terreno se obtienen a partir de un estudio de peligro sísmico del sitio. Las aceleraciones máximas esperadas para los periodos de retorno de interés se reportan en la tabla 5.2. En la figura 5.4 se muestran los espectros de respuesta de pseudoaceleración de la demanda escalada a las diferentes aceleraciones máximas esperadas en el Pacífico de México.

Tabla 5.2 Periodos de retorno (T_r) y aceleraciones máximas esperadas (Villanueva D. 2011).

T_r (años)	Aceleración (cm/s^2)
100	220
1000	500
2500	672

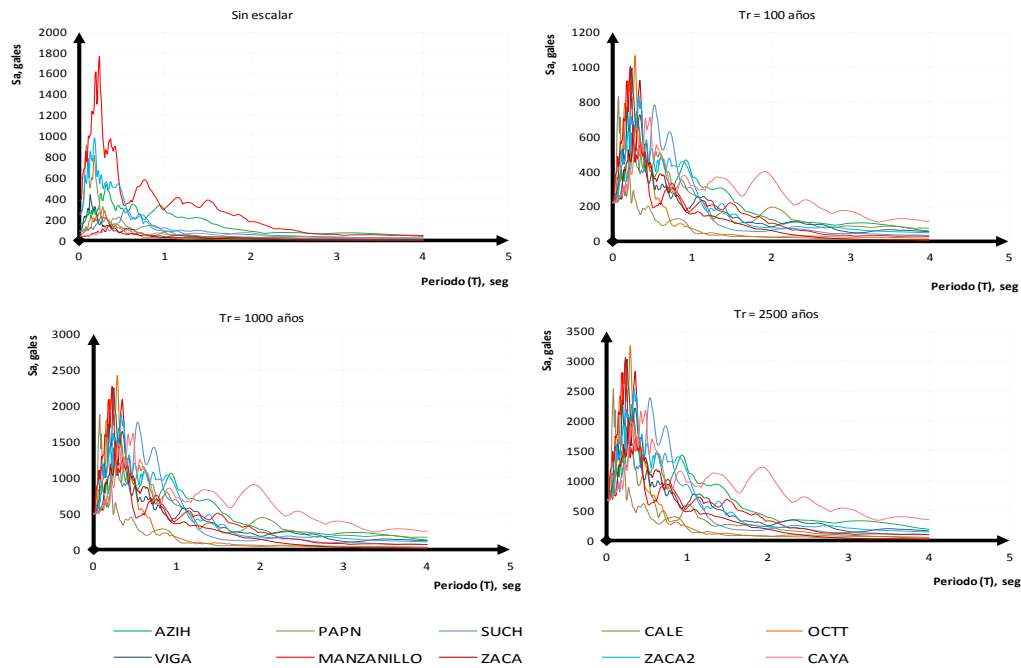


Figura 5.4 Demanda sísmica utilizada en el estudio.

5.3 Determinación de la capacidad de los puentes en estudio

Una vez que se tienen definidas las secciones transversales con su armado longitudinal y la distribución de acero transversal adecuado en cada uno de los elementos estructurales que forman los puentes tipo, se procedió a evaluar su capacidad ante cargas laterales, lo cual se realizó mediante un análisis estático no lineal “Pushover”, con ayuda del software SAP2000.

Para realizar el análisis estático no lineal es necesario definir articulaciones plásticas en sus posibles puntos de formación, en el caso de subestructuras formadas por una sola

columna que trabajan de manera similar a un cantiléver estas solamente se pueden presentar en la base de las columnas y desarrollarse en una longitud definida por la expresión 5.1. La definición de articulaciones plásticas es necesaria para poder estimar la capacidad de la estructura implementando el software SAP2000. Para el estudio se coloca una sola articulación plástica en la base de la columna, como se explico antes, y su falla a flexión se alcanzará cuando se presente un mecanismo de colapso.

$$L_p = 0.08H + 0.015f_y d_b > 0.3f_y d_b \quad (5.1)$$

donde: L_p es la longitud de la articulación plástica, H es la altura de la pila en pulgadas, f_y corresponde al esfuerzo de fluencia del acero en Ksi, y d_b es el diámetro de la barra de acero de refuerzo longitudinal también en pulgadas.

La implementación de la técnica Pushover nos permite obtener la respuesta no lineal de la estructura que se representa por la “Curva de Capacidad”, la cual podemos describir como una característica propia de la estructura que depende de factores tales como la geometría de los elementos en su conjunto, la cantidad de refuerzo, y las propiedades de los materiales entre otros factores.

En el análisis estático no lineal primeramente actúan las cargas gravitacionales sobre la estructura que producen deformaciones sobre la misma, posteriormente se aplican las cargas laterales, que para el caso de estudio se definieron cargas unitarias (1 ton) ubicadas en la parte superior de las pilas, tanto en dirección longitudinal como transversal, lo cual se ilustra en la figura 5.5; éstas cargas se incrementan en forma gradual hasta lograr que la estructura alcance su estado límite de resistencia, colapso del puente. Como resultado de este proceso se obtienen las curvas de capacidad que muestran la relación que existe entre el cortante basal y el desplazamiento.

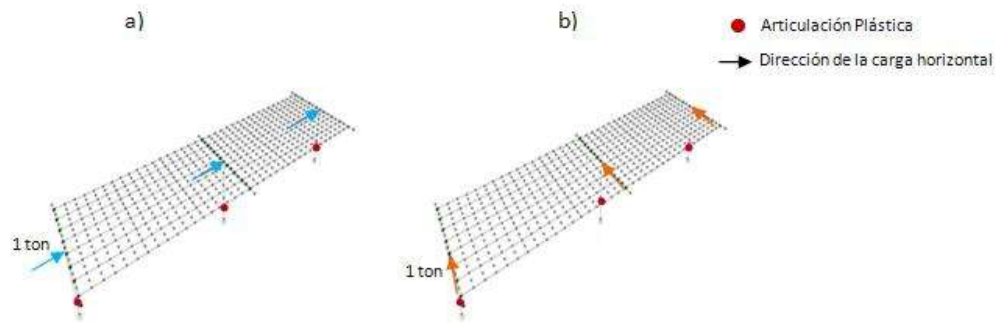


Figura 5.5 Localización de cargas y articulaciones plásticas (a) dirección longitudinal, (b) dirección transversal.

Las curvas de capacidad que se obtuvieron para cada uno de los modelos tipo se muestran en la figura 5.6, y son el resultado del análisis estático no lineal. Cada una de las gráficas muestra las curvas de capacidad obtenidas para los 7 casos de estudio, correspondientes al caso sin refuerzo (caso 1) y con los diferentes porcentajes refuerzo y espesores de la camisa de concreto reforzado (casos 2 a 7). Además es importante mencionar que solamente se presentan las curvas de capacidad para el sentido longitudinal debido a la gran similitud que existe entre la capacidad obtenida en ambas direcciones de la estructura, como se pudo apreciar y explicó en el capítulo anterior (figuras 4.18 a 4.20).

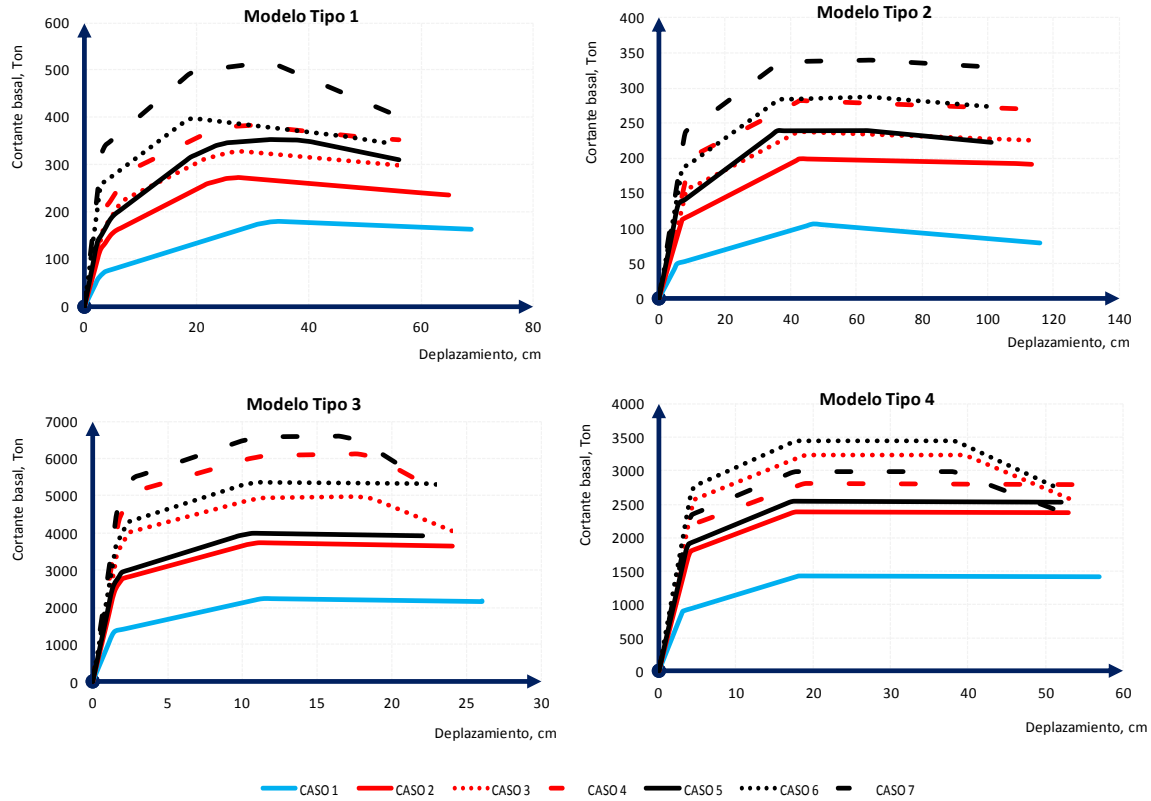


Figura 5.6 Curvas de capacidad para los modelos de estudio.

Con base en las curvas de capacidad mostradas en la figura anterior podemos decir que el refuerzo mediante encamisados de CR contribuye al incremento en la capacidad de resistencia de las estructuras, pero lamentablemente al incrementarse demasiado el espesor de la camisa y el porcentaje de refuerzo longitudinal para el refuerzo de las pilas no presenta incrementos importantes en su capacidad de resistencia con respecto de los resultados obtenidos con un espesor de camisa de 10 cm y porcentaje de acero de 0.01 y 0.015 como se explica a continuación.

Tabla 5.3 Incrementos de capacidad por efecto de los encamisados de concreto reforzado.

Caso	Incrementos de capacidad por efecto del refuerzo			
	Modelo Tipo 1	Modelo Tipo 2	Modelo Tipo 3	Modelo Tipo 4
2	150.97 %	186.64 %	167.28 %	167.91 %
3	181.61 %	221.85 %	222.89 %	227.51 %
4	212.49 %	263.70 %	274.92 %	198.00 %
5	195.59 %	223.54 %	178.69 %	179.66 %
6	219.99 %	268.51 %	240.12 %	242.77 %
7	284.91 %	316.99 %	296.30 %	210.50 %

En los resultados que se presentan en la tabla 5.3 se observa que para los encamisados correspondientes al espesor ($t=10$ cm) y la cantidad de acero longitudinal correspondiente al $0.015A_g$ (caso 4), se alcanzan incrementos en la capacidad aproximados al 212, 264, 274 y 198 %, respectivamente para los modelos tipo 1, 2, 3 y 4. Estos porcentajes se obtuvieron con respecto al caso sin refuerzo (caso 1). Mientras que los incrementos de capacidad que se alcanzan cuando se utilizan espesores de 20 cm combinados con un porcentaje de acero longitudinal igual a $0.015A_g$ (caso 7) fueron de 285, 316, 296 y 210 %, respectivamente para los modelos tipo 1, 2, 3 y 4, de donde se observa que resulta más atractivo utilizar la cantidad de refuerzo correspondiente a los encamisados representados por el caso 4, ya que se aprecia un beneficio claro en su implementación, que se vería reflejado directamente en una reducción del costo de refuerzo al comparar la cantidad de concreto y acero necesario para alcanzar un porcentaje específico en el incremento de su capacidad.

Otro análisis de resultado que sería conveniente realizar es el incremento de capacidad como función de la altura de las pilas y de la longitud del claro que soportan. Este proceso se realiza comparando los resultados de cada uno de los casos que componen a los modelos tipo, para de esta manera determinar la influencia que puedan tener estas en el incremento de resistencia. El beneficio se determina en función del modelo tipo que genere la capacidad de resistencia más alta y también con base de la influencia que tienen los diferentes espesores de refuerzo en el incremento de la capacidad.

Tabla 5.4 Comparación de la capacidad entre los modelos tipo.

Caso	H = 6m y 10 m (L = 20m)	H = 6m y 10 m (L = 40m)	L = 20m y 40m (H = 6m)	L = 20m y 40m (H = 10m)
	Modelo 1 con respecto al Modelo 2	Modelo 3 con respecto al Modelo 4	Modelo 1 con respecto al Modelo 3	Modelo 2 con respecto al Modelo 4
1	169 %	157 %	8 %	8 %
2	137 %	156 %	7 %	8 %
3	138 %	154 %	7 %	7 %
4	136 %	218 %	6 %	10 %
5	148 %	156 %	9 %	9 %
6	138 %	155 %	7 %	8 %
7	152 %	221 %	8 %	11 %

En la tabla 5.5 se realiza la selección de los modelos más adecuados en función al incremento de la capacidad que tienen las estructuras y también en función de la influencia que tienen los encamisados de refuerzo, esto se realiza en base a los resultados obtenidos en las tablas 5.3 y 5.4.

Tabla 5.5 Modelo óptimo como función de las variables en estudio.

Modelo	Parámetro		Modelo	Parámetro	
	Capacidad	Refuerzo		Capacidad	Refuerzo
Tipo 1 (H = 6 m y L = 20 m)	Modelo 1	Modelo 2	Tipo 1 (H = 6 m y L = 20 m)	Modelo 3	Modelo 3
Tipo 2 (H = 10 m y L = 20 m)			Tipo 3 (H = 6 m y L = 40 m)		
Tipo 3 (H = 6 m y L = 40 m)	Modelo 3	Modelo 3	Tipo 2 (H = 10 m y L = 20 m)	Modelo 4	Modelo 2
Tipo 4 (H = 10 m y L = 40 m)			Tipo 4 (H = 10 m y L = 40 m)		

En general, de los resultados mostrados en la tabla 5.5 se puede apreciar que el modelo tipo 3 es el más óptimo en cuanto al beneficio de refuerzo y capacidad se refiere, esto se fundamenta al realizar la comparación con los modelos que tienen pilas con altura mayor (H=10m) y longitudes de claro cortas (L=20 m).

5.4 Desempeño sísmico de los puentes en estudio.

Para determinar el desempeño sísmico de los puentes es necesario superponer el espectro de capacidad con el espectro de demanda reducido por efecto de un amortiguamiento viscoso que es inherente a la estructura y al amortiguamiento hysterético, esta demanda se representa por los espectros de respuesta elásticos calculados a partir de los acelerogramas registrados de los sismos de interés. El espectro de capacidad es el resultado de un análisis estático no lineal que provee una representación grafica del desempeño sísmico de una estructura, que sufre una transformación de las coordenadas de la relación Cortante basal-Desplazamiento (V-D), por una representación de la curva de capacidad en formato Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento (ADRS), es decir en coordenadas ($S_a - S_d$). Para poder realizar esta conversión es necesario hacer uso de las siguientes ecuaciones:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1} / g}{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}^2 / g} \quad (5.2)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i / g)]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g] [\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad (5.3)$$

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1} \quad (5.4)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof}} \quad (5.5)$$

PF_1 = Factor de participación modal para el primer modo natural; α_1 = Masa efectiva del primer modo de vibrar; S_a = Seudoaceleración; S_d = Desplazamiento espectral; Δ_{roof} = Desplazamiento en el nivel superior de la estructura; V = Cortante basal; W = Peso total de la estructura; W_i/g = Masa que se le asigna al nivel i ; ϕ_{i1} = Amplitud del modo 1 en el nivel i ; ϕ_{roof} = Desplazamiento modal en el nivel superior de la estructura; N = Nivel de N , correspondiente al nivel más superior en la porción principal de la estructura.

En las figuras 5.7 se muestra el proceso que se sigue para obtener la capacidad por demanda o punto de desempeño, en donde se superpone el espectro de capacidad del puente tipo 1 correspondiente al caso 1 con el espectro de la demanda del registro sísmico Súchil para los tres periodos de retorno considerados y su registro original.

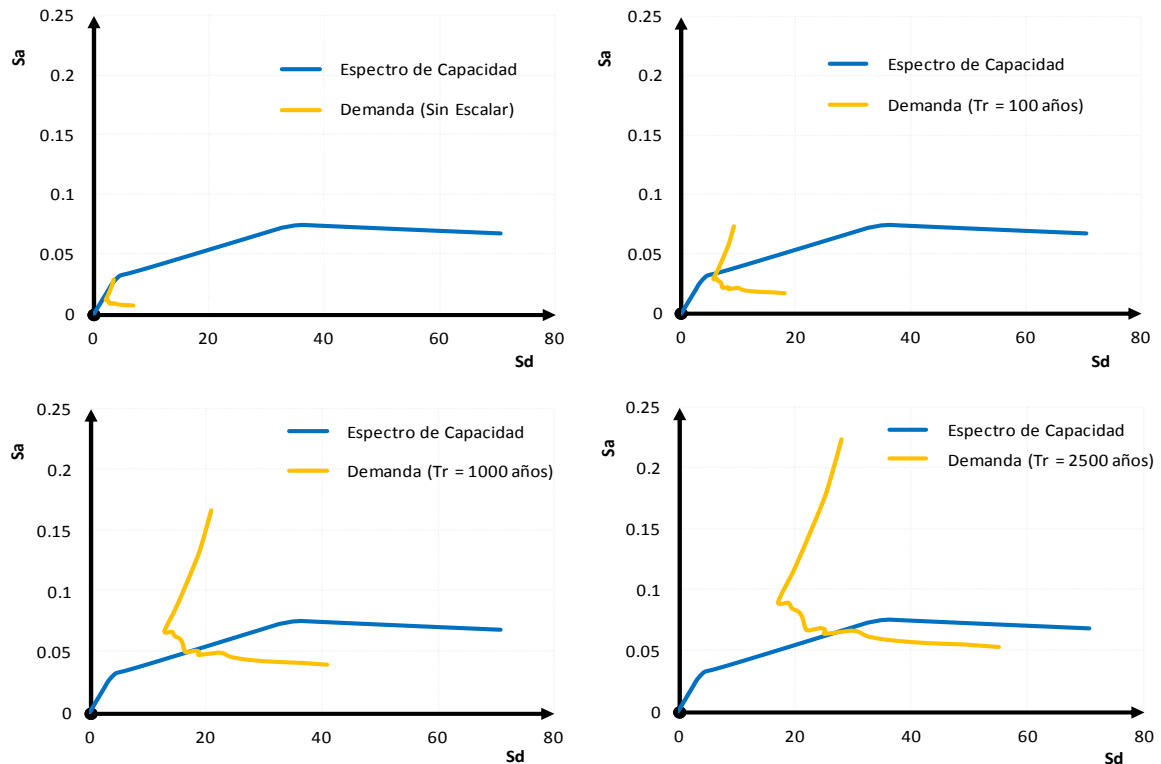


Figura 5.7 Espectro de capacidad superpuesto con cada una de las condiciones de demanda del registro sísmico el Suchil.

Se determinó la capacidad por demanda o punto de desempeño de todos los casos de estudio los cuales fueron sometidos a todos los espectros de respuesta seleccionados y amplificados a las aceleraciones máximas esperadas para los tres periodos de interés. Es importante hacer notar que el utilizar diferentes periodos de retorno tiene el objetivo de inducir diferentes niveles de daño que pueden ser alcanzados por cada uno de los puentes considerados, por lo que se evaluó el valor medio correspondiente a cada caso, generándose una base de datos que servirá para el cálculo de las curvas de fragilidad.

Los resultados numéricos que se presentan en la tabla 5.6 corresponden a los valores medios del cortante en la base (V) y el desplazamiento (D), valores propios de la curva de capacidad, mientras que los datos que se presentan en la tabla 5.7 corresponden al desplazamiento (D), la rotación (R_3) y la curvatura máxima estimada para la sección transversal (φ_m), los valores de estas dos tablas son obtenidos del programa SAP2000 para los 280 casos de estudio.

Los valores que aquí se reportan corresponden a la media de una distribución de probabilidad normal, valor medio que resulta del desempeño sísmico que tienen las estructuras al ser sometidas a las diferentes condiciones de demanda que fueron utilizadas. El desplazamiento espectral obtenido del punto de desempeño, es un parámetro que sirve para encontrar las condiciones de daño presentadas en las estructuras, así como también servirá para conocer la influencia de los encamisados de concreto en la reducción de la probabilidad de falla de las subestructuras de puentes de CR.

Los valores medios de desplazamiento espectral obtenidos y presentados en las tablas 5.6 y 5.7 muestran que conforme la demanda se amplifica los valores del parámetro base (D) aumentan, para cada uno de los escenarios de estudio, en algunos casos cuando se tiene el $T_r = 2500$ años los valores promedios no siguen la secuencia del incremento, debido a que no se registra un punto de desempeño a causa de falta de capacidad de la estructura para resistir la demanda impuesta por el sismo, esto se exhibe generalmente en el caso 1 que corresponde a los puentes sin refuerzo, esto hace que el valor promedio del desplazamiento obtenido de los análisis disminuya.

En general los valores de desplazamiento disminuyen por el efecto del encamisado, lo que representa un menor daño al disponer de una camisa como refuerzo, sin embargo no se observa una tendencia bien definida debido a que el incremento de la capacidad no es proporcional al incremento del material requerido para el refuerzo.

Tabla 5.6 Base de datos para estimar el estado de daño, considerando el parámetro de distorsión angular (drift, θ).

Casos	T_r	MODELO TIPO 1		MODELO TIPO 2		MODELO TIPO 3		MODELO TIPO 4	
		V (t)	D (cm)	V (t)	D (cm)	V (t)	D (cm)	V (t)	D (cm)
1	Sin escalar	62.83	4.03	39.22	7.48	869.00	0.99	520.58	2.49
	$T_r = 100$	92.56	7.85	57.59	15.00	1360.39	2.27	876.50	4.20
	$T_r = 1000$	120.93	19.40	65.56	19.35	1881.67	7.61	1165.52	12.72
	$T_r = 2500$	121.05	13.47	61.71	14.14	1849.96	8.97	1215.64	16.43
2	Sin escalar	90.59	2.90	68.71	5.00	1154.76	0.76	777.67	1.90
	$T_r = 100$	146.83	6.58	112.45	11.82	2258.47	1.44	1512.21	3.62
	$T_r = 1000$	202.03	15.72	145.15	22.71	2952.97	4.25	1921.07	8.27
	$T_r = 2500$	207.03	15.81	131.94	14.89	3171.09	6.49	2022.64	11.86
3	Sin escalar	103.71	2.73	80.55	4.77	1293.05	0.65	829.97	1.45
	$T_r = 100$	176.04	5.95	135.07	9.49	2546.44	1.23	1832.42	3.23
	$T_r = 1000$	244.22	13.59	172.81	17.24	3835.53	2.82	2504.17	6.51
	$T_r = 2500$	260.73	16.75	183.64	25.20	4072.69	4.38	2670.46	9.07
4	Sin escalar	111.86	2.62	93.16	4.70	1400.47	0.58	823.74	1.69
	$T_r = 100$	202.82	5.69	165.82	9.78	2662.39	1.08	1720.38	3.58
	$T_r = 1000$	285.41	13.72	212.88	18.63	4611.49	2.42	2227.34	7.63
	$T_r = 2500$	304.54	16.36	222.71	19.33	4916.05	3.49	2347.68	10.07
5	Sin escalar	99.13	2.38	85.73	4.33	1184.70	0.69	810.50	1.74
	$T_r = 100$	171.69	5.71	130.53	8.62	2278.05	1.25	1598.79	3.42
	$T_r = 1000$	248.85	12.45	171.40	16.66	3100.13	3.90	2031.59	7.99
	$T_r = 2500$	267.51	17.15	180.03	22.77	3366.83	5.79	2143.06	11.86
6	Sin escalar	108.47	2.27	103.05	4.39	1349.14	0.60	869.69	1.35
	$T_r = 100$	195.61	4.59	164.14	8.77	2625.85	1.14	1861.53	2.93
	$T_r = 1000$	292.04	13.36	212.04	17.97	4067.95	2.70	2694.10	6.40
	$T_r = 2500$	304.84	15.34	212.88	16.66	4243.26	3.45	2853.18	8.03
7	Sin escalar	120.58	2.21	115.85	4.32	1428.15	0.51	841.65	1.46
	$T_r = 100$	224.51	4.45	190.21	8.21	2743.14	0.98	1790.34	3.22
	$T_r = 1000$	338.25	12.43	252.10	17.56	4819.88	2.23	2346.73	6.60
	$T_r = 2500$	365.08	14.68	264.91	19.20	5242.76	3.28	2540.75	9.91

Tabla 5.7 Base de datos para estimar el estado de daño, considerando el parámetro de ductilidad de curvatura (μ_{φ}).

Caso	T_r	MODELO TIPO 1			MODELO TIPO 2			MODELO TIPO 3			MODELO TIPO 4		
		D (cm)	R_3	φ_m	D (cm)	R_3	φ_m	D (cm)	R_3	φ_m	D (cm)	R_3	φ_m
1	Sin escalar	4.03	0.0037	0.000088	7.48	0.0021	0.000053	0.99	0.0000	0.000010	2.49	0.0000	0.000009
	$T_r = 100$	7.85	0.0098	0.000168	15.00	0.0083	0.000110	2.27	0.0021	0.000034	4.20	0.0012	0.000019
	$T_r = 1000$	19.40	0.0266	0.000388	19.35	0.0124	0.000148	7.61	0.0106	0.000131	12.72	0.0097	0.000091
	$T_r = 2500$	13.47	0.0175	0.000268	14.14	0.0083	0.000110	8.97	0.0132	0.000160	16.43	0.0130	0.000117
2	Sin escalar	2.90	0.0015	0.000050	5.00	0.0000	0.000027	0.76	0.0000	0.000009	1.90	0.0000	0.000009
	$T_r = 100$	6.58	0.0058	0.000107	11.82	0.0041	0.000065	1.44	0.0008	0.000018	3.62	0.0000	0.000009
	$T_r = 1000$	15.72	0.0204	0.000297	22.71	0.0144	0.000160	4.25	0.0051	0.000067	8.27	0.0045	0.000046
	$T_r = 2500$	15.81	0.0219	0.000316	14.89	0.0082	0.000103	6.49	0.0092	0.000114	11.86	0.0075	0.000072
3	Sin escalar	2.73	0.0000	0.000030	4.77	0.0000	0.000027	0.65	0.0000	0.000010	1.45	0.0000	0.000009
	$T_r = 100$	5.95	0.0045	0.000088	9.49	0.0021	0.000046	1.23	0.0000	0.000010	3.23	0.0000	0.000009
	$T_r = 1000$	13.59	0.0168	0.000250	17.24	0.0084	0.000105	2.82	0.0000	0.000010	6.51	0.0027	0.000031
	$T_r = 2500$	16.75	0.0220	0.000317	25.20	0.0168	0.000182	4.38	0.0048	0.000064	9.07	0.0048	0.000049
4	Sin escalar	2.62	0.0000	0.000030	4.70	0.0000	0.000028	0.58	0.0000	0.000010	1.69	0.0000	0.000009
	$T_r = 100$	5.69	0.0039	0.000081	9.78	0.0021	0.000047	1.08	0.0000	0.000010	3.58	0.0000	0.000009
	$T_r = 1000$	13.72	0.0163	0.000244	18.63	0.0086	0.000107	2.42	0.0015	0.000026	7.63	0.0036	0.000039
	$T_r = 2500$	16.36	0.0216	0.000312	19.33	0.0107	0.000126	3.49	0.0035	0.000049	10.07	0.0057	0.000057
5	Sin escalar	2.38	0.0013	0.000041	4.33	0.0000	0.000022	0.69	0.0000	0.000009	1.74	0.0000	0.000008
	$T_r = 100$	5.71	0.0061	0.000104	8.62	0.0036	0.000055	1.25	0.0000	0.000009	3.42	0.0000	0.000008
	$T_r = 1000$	12.45	0.0161	0.000235	16.66	0.0109	0.000122	3.90	0.0049	0.000064	7.99	0.0044	0.000045
	$T_r = 2500$	17.15	0.0236	0.000333	22.77	0.0145	0.000155	5.79	0.0079	0.000098	11.86	0.0085	0.000079
6	Sin escalar	2.27	0.0000	0.000024	4.39	0.0000	0.000022	0.60	0.0000	0.000009	1.35	0.0000	0.000009
	$T_r = 100$	4.59	0.0033	0.000068	8.77	0.0018	0.000039	1.14	0.0000	0.000009	2.93	0.0000	0.000009
	$T_r = 1000$	13.36	0.0172	0.000249	17.97	0.0092	0.000107	2.70	0.0023	0.000036	6.40	0.0026	0.000031
	$T_r = 2500$	15.34	0.0210	0.000299	16.66	0.0074	0.000090	3.45	0.0039	0.000054	8.03	0.0047	0.000048
7	Sin escalar	2.21	0.0000	0.000024	4.32	0.0000	0.000023	0.51	0.0000	0.000009	1.46	0.0000	0.000009
	$T_r = 100$	4.45	0.0022	0.000054	8.21	0.0000	0.000023	0.98	0.0000	0.000009	3.22	0.0000	0.000009
	$T_r = 1000$	12.43	0.0162	0.000236	17.56	0.0093	0.000108	2.23	0.0015	0.000026	6.60	0.0035	0.000038
	$T_r = 2500$	14.68	0.0187	0.000269	19.20	0.0112	0.000126	3.28	0.0035	0.000049	9.91	0.0066	0.000064

Capítulo 6

Obtención De Curvas De Fragilidad Y Probabilidades De Falla Como Función De La Intensidad Sísmica

Las curvas de fragilidad también conocidas como curvas de vulnerabilidad, representan la probabilidad de que una estructura alcance o exceda un determinado estado de daño. Estas curvas pueden ser generadas mediante observaciones de campo, basándose en la opinión de los expertos y utilizando métodos analíticos (Velásquez J., 2006).

Las curvas de fragilidad son funciones que representan la vulnerabilidad de la estructura cuando ésta es sometida a diversos niveles de intensidades sísmicas. Con ayuda de esta herramienta es posible estimar el desempeño que tienen los sistemas de refuerzo, tal como el utilizado en este proyecto, así como también es posible estimar los costos de reparación de una o de un grupo de estructuras (Velásquez J., 2006).

6.1 Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad se definen 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 (FEMA, 1999).

El procedimiento para generar curvas de fragilidad consiste en calcular la respuesta de un grupo significativo de estructuras ante diversos niveles de demanda sísmica y diferentes características de refuerzo. Para generar la muestra se toman en cuenta las variaciones en las propiedades estructurales, en la demanda sísmica y en los estados de daño, los cuales son representados por un parámetro indicador de daño. En este proyecto se utilizará el método analítico para generar curvas de fragilidad, ya que esta técnica es empleada en zonas donde no se dispone de suficiente información de daños producidos por los sismos, ni de suficientes ensayos de laboratorio (Velásquez J., 2006).

La naturaleza probabilística de los parámetros que intervienen en la determinación de la capacidad y de la demanda sísmica hace que se adopten en varios estudios densidades de probabilidad para definir el desempeño (Mander, J., 1999).

En el análisis determinista la intersección de las dos curvas (capacidad y demanda) generan el nivel esperado de desempeño. Sin embargo, las distribuciones de probabilidad son dibujadas sobre ambas figuras de la capacidad y demanda como se muestra en la figura 6.1, esto se realiza con el propósito de indicar la incertidumbre y aleatoriedad en el desempeño. Con lo mostrado en la figura es evidente que hay un amplio intervalo de posibles resultados de desempeño, por lo tanto se puede decir que no existe una respuesta única o respuesta exacta (Mander, J., 1999).

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 estará distribuido logarítmicamente (Mander, J., 1999).

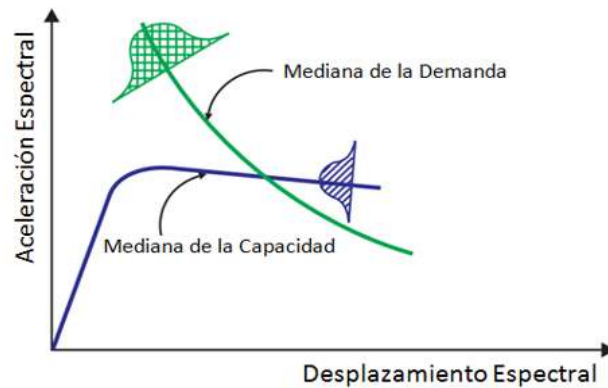


Figura 6.1 Intersección de la curva de capacidad con la curva de demanda sísmica (modificada de Mander J., 1999).

La función de probabilidad log-normal acumulada está definida por:

$$F S_a = \Phi \frac{1}{\beta_c} \ln \frac{S_a}{A_i} \quad (6.1)$$

Donde Φ es la función de distribución log-normal estándar acumulada; S_a es la amplitud de la aceleración espectral; A_i es la aceleración espectral media necesaria para causar el estado de daño i a ocurrir, y β_c es la desviación estándar log-normal combinada normalizada la cual incorpora aspectos de incertidumbre y aleatoriedad en la demanda y capacidad. Este último parámetro ha sido calibrado por Dutta y Mander (1998) experimentalmente y por Peckcan (1998) desde una perspectiva teórica. Esta investigación teórica fue validada por Bazös y Mander (1999). Los resultados del análisis teórico son comparados con las curvas de fragilidad experimentales que se obtuvieron de datos reunidos de los sismos de Northridge 1994 y Loma Prieta 1989 realizadas por Bazös y Kiremidjian (1998). Tomando como base estas investigaciones se decide asumir para las densidades de probabilidad una varianza de $\beta_c = 0.6$.

6.2 Estimación de los estados de daño

Existe una diversidad de escalas de estados de daño utilizadas por diferentes autores que intentan describir de la mejor manera posible la naturaleza y la extensión del daño que sufren los componentes estructurales; sin embargo, la mayoría de los trabajos han utilizado cinco estados de daño básicos, identificados a través de los siguientes denominadores: ninguno, menor, moderado, severo y colapso (Bonett R. L., 2003).

Algunas descripciones de los estados de daño se presentan en la tabla 6.1, estas condiciones son asignadas con base de las recomendaciones de estudios reportados previamente y descripciones cualitativas en el estado de los daños conforme a lo dispuesto por el HAZUS (1997).

Tabla 6.1 Descripción de los estados de daños en puentes (tomado de HAZUS 1997).

Estado de daño	Descripción
Sin daño	No existen daños en el puente
Daños ligeros/menores	Menor formación de grietas y desprendimiento en los pilares, las grietas en la pila en la zona de cortante, desconchamientos y grietas menores en las articulaciones, desprendimientos de menor importancia en la columna (daño no requiere más que la reparación cosmética) o menor formación de grietas en la cubierta
Daño moderado	Cualquier columna experimenta grietas y desprendimiento moderado (la columna sigue entera estructuralmente), cualquier conexión después de haber fallado por cortante o por pernos doblados, o resolución moderada del enfoque
Daño extensivo	Cualquier columna se degrada sin colapsarse (columna estructuralmente insegura), cualquier conexión pierde soporte de apoyo, y asentamiento importante del enfoque
Daño completo	Cualquier columna colapsa y la conexión pierde todo el apoyo del cojinete, esto lo lleva a un colapso inminente

En este trabajo se consideran dos parámetros que permiten estimar el estado de daño en el que se encuentran los puentes de estudio, el primero es definido mediante el drift o la distorsión angular (θ); el segundo parámetro está basado en la ductilidad de curvatura de la pila (μ_ϕ). Para el primer índice de daño θ , su representación gráfica se muestra en la figura 6.2, y en las tablas 6.2 y 6.3 se muestran los valores de distorsión angular límite que definen a los estados de daño que pueden presentarse en la estructura.

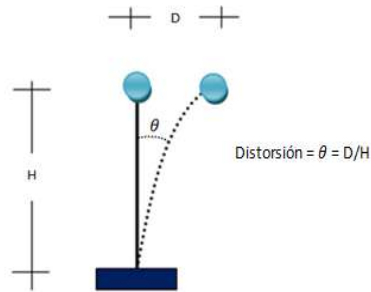


Figura 6.2 Definición de la distorsión angular en pilas.

Tabla 6.2 Definición del estado de daño con el parámetro de la distorsión angular límite (Akbari R., 2010).

Estado de daño	Descripción	Limites de distorsión angular
Casi ningún daño	Primera fluencia	$\theta < 0.005$
Daños ligeros	Grietas y desprendimientos	$0.005 < \theta < 0.007$
Daño moderado	Perdida de sección	$0.007 < \theta < 0.015$
Daño extensivo	Colapso incipiente de la columna	$0.015 < \theta < 0.050$
Daño completo	Colapso de la columna	$\theta > 0.050$

Dutta y Mander (1998) definen el estado de daño por distorsión mostrado en la tabla 6.3, donde el rango límite de distorsión angular es más amplio que el considerado por Akbari R. (2010).

Tabla 6.3 Definición del estado de daño con el parámetro de la distorsión angular límite (Dutta y Mander, 1998)

Estado de daño	Descripción	Limites de distorsión angular
Sin daño	Primera fluencia	$\theta < \text{Fluencia}$
Menor	Agrietamiento y desprendimiento	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$
Moderado	Perdida de sección	$0.010 < \theta < 0.025$
Mayor	Colapso incipiente de la columna	$0.025 < \theta < 0.075$
Completo	Colapso de la columna	$\theta > 0.075$

El segundo índice de daño utilizado en el trabajo corresponde a la ductilidad de curvatura (μ_{ϕ}), este parámetro está definido por la expresión 6.2 y se presenta en la tabla

6.4, donde se definen los intervalos a que corresponden cada uno de los estados de daño por μ_φ , así como también se describen las características del daño.

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_m}{\varphi_y} \quad (6.2)$$

En donde μ_φ es la ductilidad de curvatura, φ_m curvatura máxima estimada para la sección transversal y φ_y es la curvatura de fluencia.

Tabla 6.4 Definición del estado de daño por el parámetro de ductilidad de curvatura (Choi J., y Kim J., http://mceer.buffalo.edu/research/international_research/ancer/activities/2004/choi_js_keerc.pdf)

Estado de daño	Descripción	Ductilidad de curvatura
Despreciable	No hay daño	$\mu_\varphi < 1.0$
Ligero	Grietas ligeras y desprendimiento parcial	$1.0 < \mu_\varphi < 3.0$
Moderado	Daño en los costados	$3.0 < \mu_\varphi < 5.0$
Severo	Daños principalmente en lados opuestos	$5.0 < \mu_\varphi < 13.0$
Colapso	Daños en toda la sección transversal	$13.0 < \mu_\varphi$

6.3 Curvas de fragilidad para los puentes en estudio

Las curvas de fragilidad son funciones que establecen la probabilidad de exceder o alcanzar un estado límite ante una demanda sísmica determinada, para estimar el valor de la probabilidad de que ocurra un evento de interés debe asignarse una densidad distribución de probabilidad que represente el comportamiento más aproximado ante este evento. Para el problema en cuestión es posible utilizar una densidad de probabilidad log-normal para representar adecuadamente el caso de estudio mediante los dos parámetros que son necesarios para definir esta densidad de probabilidad, la media y la desviación estándar que sean representativos del caso de estudio; por lo tanto, la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño dada una cierta demanda sísmica estará definida por la función de densidad de probabilidad acumulada log-normal (FDA), como se muestra en la figura 6.3.

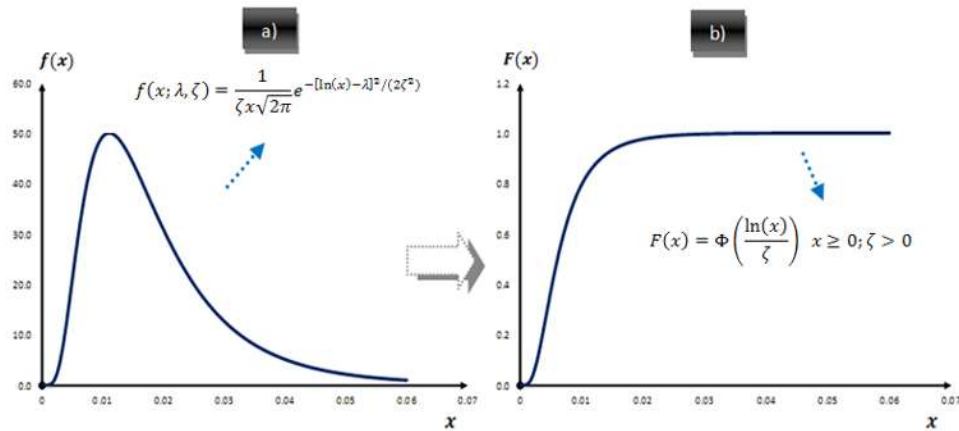


Figura 6.3 (a) función de densidad de probabilidad (FDP) y (b) función de densidad acumulada (FDA) para una distribución log-normal.

En las expresiones que se muestran dentro de las gráficas de la figura 6.3, x es una variable aleatoria que representa tanto el valor de la distorsión angular (θ) como la ductilidad de curvatura (μ_ϕ). La obtención del valor medio de la densidad de probabilidad, λ , se estima aplicando el método de máxima verosimilitud al conjunto de datos provenientes de los resultados obtenidos del análisis realizado a los modelos de estudio (Apéndice A y B), mientras que el parámetro correspondiente a la desviación estándar de la densidad de probabilidad log-normal, valor de ζ , se asumió igual al valor recomendado en el trabajo de Mander J. de 1999, el cual corresponde a $\zeta = 0.6$. Se decidió tomar este valor porque el resultado proviene de estudios experimentales y analíticos para determinar la densidad de probabilidad de la capacidad de columnas de concreto reforzado, donde se estimó con un importante grado de confianza la variabilidad de este parámetro, y de esta forma complementar la información obtenida en este trabajo proveniente solamente de estudios analíticos. Una vez estimados estos parámetros se procedió a evaluar las curvas de fragilidad correspondientes a cada uno de los casos de estudio.

6.3.1 Curvas de fragilidad como función de la ductilidad de curvatura μ_ϕ

En las tablas 6.5 y 6.6 se muestran los datos de ductilidad de curvatura (μ_ϕ) correspondientes al modelo tipo 1, casos 1 y 7, estos son presentados únicamente para tener una idea de la base de datos que se considero para la obtención de las curvas de fragilidad, mientras que para los casos de estudio restantes se pueden consultar los valores en el apéndice A. La condición de daño medio reportada en estas tablas corresponde a los valores de los estados limite de daños propuestos por Choi J., y Kim J. (http://mceer.buffalo.edu/research/international_research/ancer/activities/2004/choi_js_keerc.pdf).

Tabla 6.5 Parámetros base para encontrar el daño por μ_ϕ , del modelo tipo 1, caso 1.

Modelo Tipo 1, Caso 1							
T_r	Desplazamiento	R_3	ϕ_m	μ_ϕ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalar	4.03	0.0037	0.000088	2.2174	0.6163	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	7.85	0.0098	0.000168	4.2167	1.2590	0.6	Daño Moderado
$T_r = 1000$	19.40	0.0266	0.000388	9.7149	2.0936	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	13.47	0.0175	0.000268	6.7161	1.7245	0.6	Daño severo

Tabla 6.6 Parámetros base para encontrar el daño por μ_ϕ , del modelo tipo 1, caso 7.

Modelo Tipo 1, Caso 7							
T_r	Desplazamiento	R_3	ϕ_m	μ_ϕ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalar	2.21	0.0000	0.000024	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	4.45	0.0022	0.000054	2.2029	0.6097	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	12.43	0.0162	0.000236	9.6729	2.0893	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	14.68	0.0187	0.000269	11.0306	2.2206	0.6	Daño severo

En el siguiente apartado se presentan las curvas de fragilidad obtenidas para todos los casos de estudio, así como su probabilidad de no exceder cada uno de los estados límite definidos previamente, teniendo como indicador de daño la μ_ϕ .

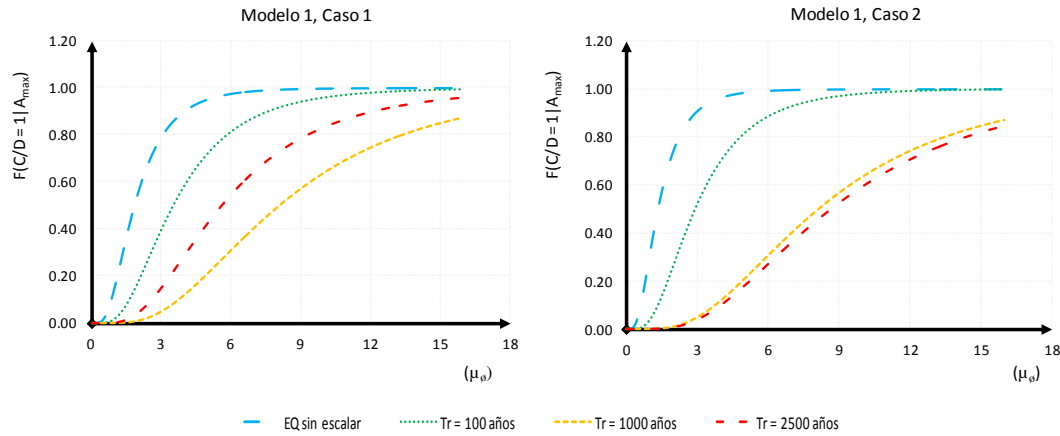


Figura 6.4 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 1, casos 1 y 2.

Tabla 6.7 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 1, casos 1 y 2.

Probabilidades de falla del modelo tipo 1									
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 1				Caso 2			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años	Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1.0$	0.15215	0.01793	0.00024	0.00203	0.30512	0.03679	0.00024	0.00016
Ligero	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$	0.63708	0.37665	0.04837	0.14641	0.60168	0.47990	0.04764	0.03825
Moderado	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$	0.16182	0.32580	0.16120	0.27552	0.07830	0.29744	0.15981	0.14089
Severo	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$	0.04837	0.26486	0.57409	0.49540	0.01482	0.17940	0.57404	0.57070
Colapso	$13.0 < \mu_\phi$	0.00058	0.01476	0.21609	0.08065	0.00008	0.00646	0.21827	0.25000

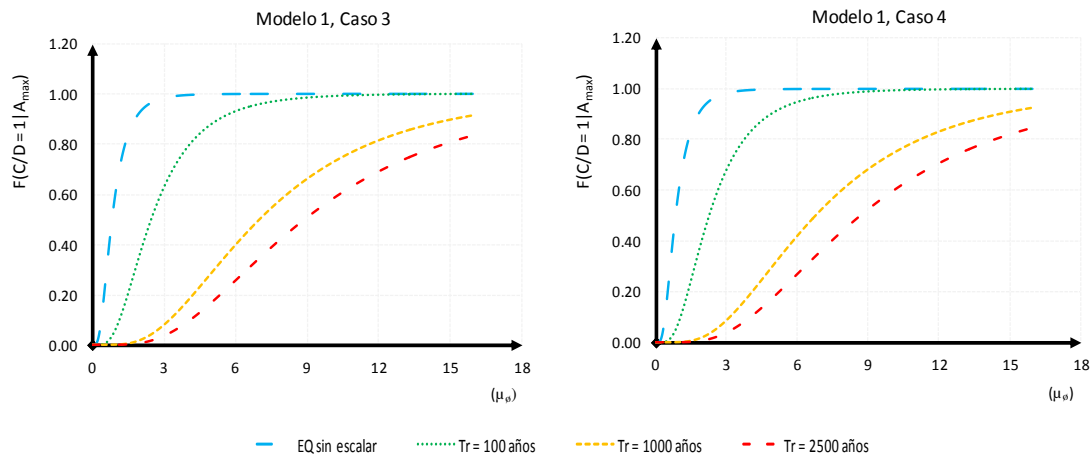


Figura 6.5 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 1, casos 3 y 4.

Tabla 6.8 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 1, casos 3 y 4.

Probabilidades de falla del modelo tipo 1									
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 3				Caso 4			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años	Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1.0$	0.61791	0.06545	0.00059	0.00014	0.61791	0.08707	0.00071	0.00016
Ligero	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$	0.36554	0.56025	0.07809	0.03494	0.36554	0.59446	0.08630	0.03813
Moderado	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$	0.01511	0.25367	0.20816	0.13355	0.01511	0.22561	0.21871	0.14061
Severo	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$	0.00143	0.11777	0.56163	0.56798	0.00143	0.09109	0.55521	0.57061
Colapso	$13.0 < \mu_\phi$	0.00000	0.00285	0.15153	0.26340	0.00000	0.00177	0.13907	0.25050

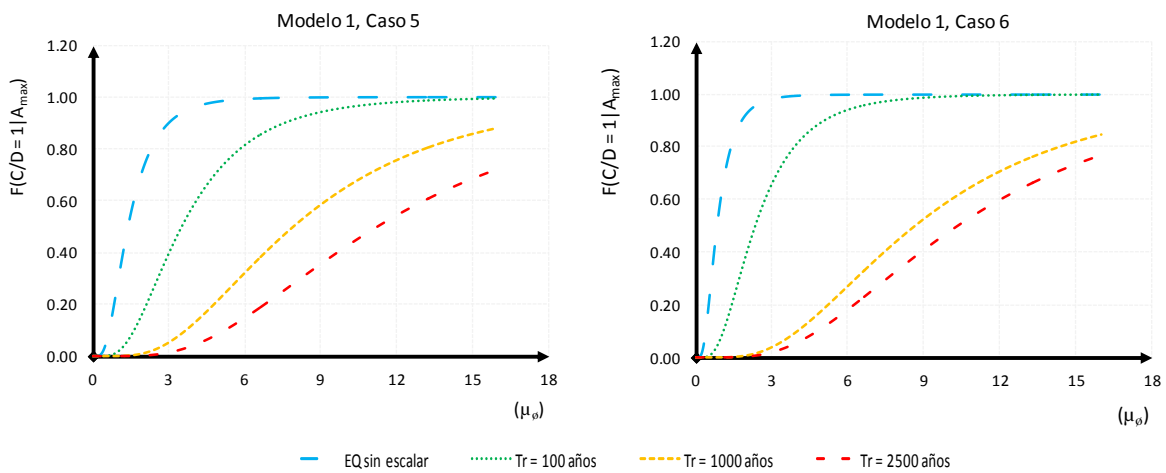


Figura 6.6 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 1, casos 5 y 6.

Tabla 6.9 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 1, casos 5 y 6.

Probabilidades de falla del modelo tipo 1									
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 5				Caso 6			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años	Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1.0$	0.29168	0.01802	0.00027	0.00003	0.61791	0.07814	0.00016	0.00005
Ligero	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$	0.60849	0.37732	0.05182	0.01362	0.36554	0.58217	0.03874	0.01937
Moderado	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$	0.08340	0.32570	0.16752	0.07392	0.01511	0.23670	0.14194	0.09287
Severo	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$	0.01633	0.26427	0.57400	0.50596	0.00143	0.10085	0.57102	0.53503
Colapso	$13.0 < \mu_\phi$	0.00010	0.01469	0.20638	0.40648	0.00000	0.00214	0.24814	0.35268

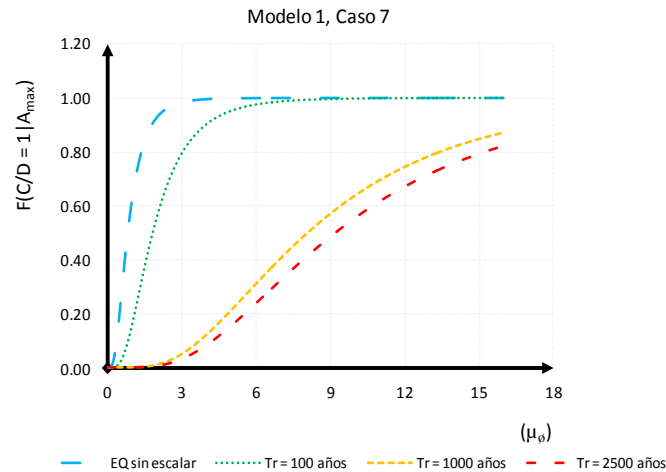


Figura 6.7 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 1, caso 7.

Tabla 6.10 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 1, caso 7.

Probabilidades de falla del modelo tipo 1					
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 7			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1.0$	0.61791	0.15474	0.00025	0.00011
Ligero	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$	0.36554	0.63764	0.04910	0.03063
Moderado	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$	0.01511	0.15977	0.16256	0.12343
Severo	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$	0.00143	0.04729	0.57412	0.56278
Colapso	$13.0 < \mu_\phi$	0.00000	0.00056	0.21397	0.28305

Con respecto al modelo tipo 1 se observa que conforme se incrementa el nivel de refuerzo, casos 2 a 7, reduce la probabilidad de alcanzar un estado límite de falla, esto es más notorio para una demanda correspondiente a T_r de 1000 y 2500 años. También se observa que la pendiente de la curva de fragilidad se suaviza, tendiendo a respuestas similares para los casos de refuerzo 2, 3 y 7 ante periodos de retorno de 1000 y 2500 años. A pesar de que las mayores reducciones se alcanzan para el caso 7, las probabilidades no exceder los diferentes estados de daño preestablecidos son muy similares a las alcanzadas con el nivel de refuerzo correspondiente al caso 3, misma cuantía de acero pero menor espesor de la camisa, por lo cual se puede pensar que este correspondería a un armado de camisa más económico, y por lo tanto óptimo.

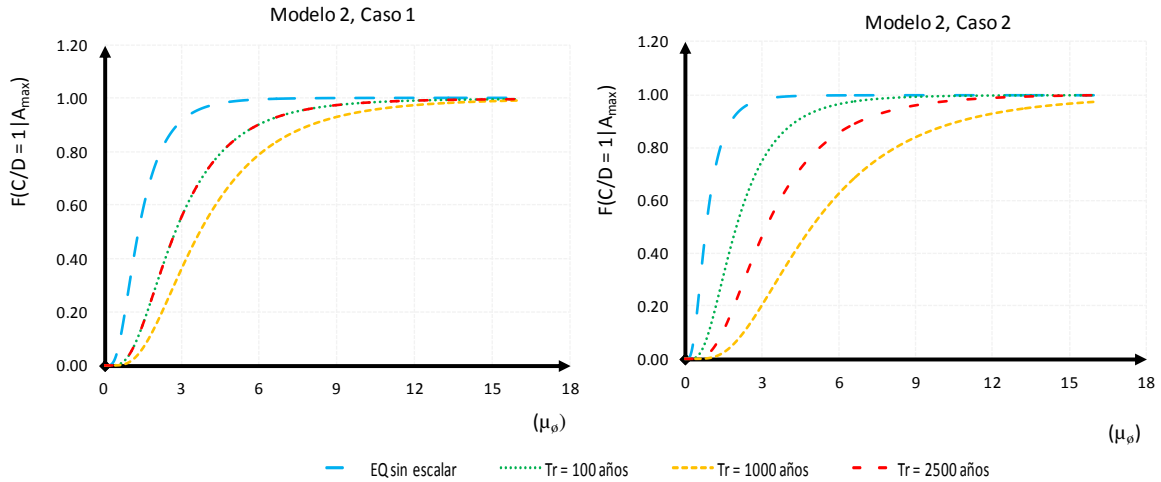


Figura 6.8 Curvas de fragilidad por μ_ϕ correspondientes al modelo tipo 2, casos 1 y 2.

Tabla 6.11 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 2, casos 1 y 2.

Probabilidades de falla del modelo tipo 2									
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 1				Caso 2			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años	Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1.0$	0.32669	0.04703	0.01497	0.04703	0.61791	0.12200	0.00383	0.02665
Ligero	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$	0.58982	0.51520	0.35197	0.51520	0.36554	0.62529	0.19783	0.43294
Moderado	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$	0.07073	0.28104	0.32853	0.28104	0.01511	0.18812	0.30459	0.31376
Severo	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$	0.01270	0.15208	0.28685	0.15208	0.00143	0.06365	0.43985	0.21708
Colapso	$13.0 < \mu_\phi$	0.00007	0.00465	0.01769	0.00465	0.00000	0.00094	0.05390	0.00958

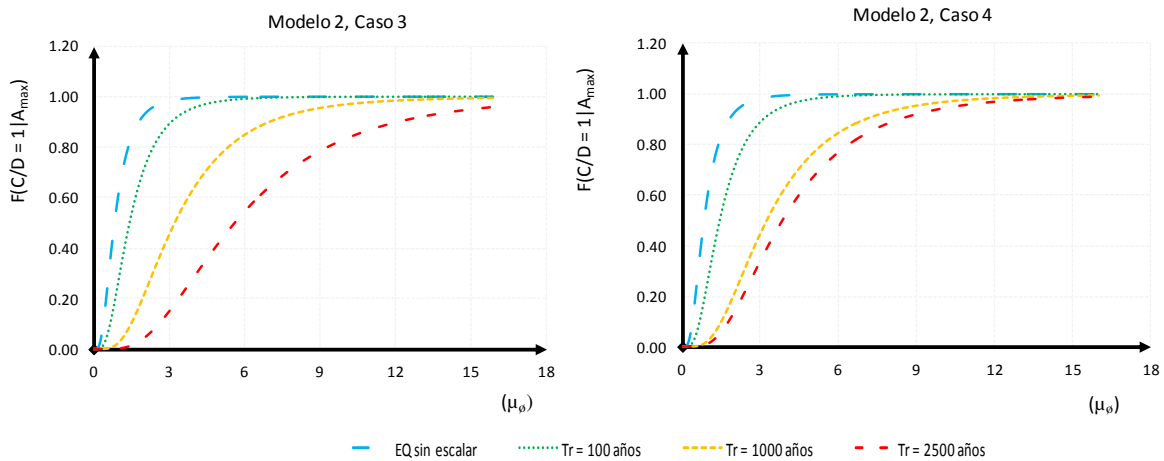


Figura 6.9 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 2, casos 3 y 4.

Tabla 6.12 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 2, casos 3 y 4.

Probabilidades de falla del modelo tipo 2									
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 3				Caso 4			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años	Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1.0$	0.61791	0.27455	0.02550	0.00202	0.61791	0.27304	0.02503	0.01244
Ligero	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$	0.36554	0.61646	0.42658	0.14612	0.36554	0.61712	0.42387	0.32769
Moderado	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$	0.01511	0.09038	0.31552	0.27531	0.01511	0.09102	0.31624	0.32964
Severo	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$	0.00143	0.01849	0.22232	0.49572	0.00143	0.01870	0.22457	0.30915
Colapso	$13.0 < \mu_\phi$	0.00000	0.00012	0.01008	0.08084	0.00000	0.00012	0.01029	0.02109

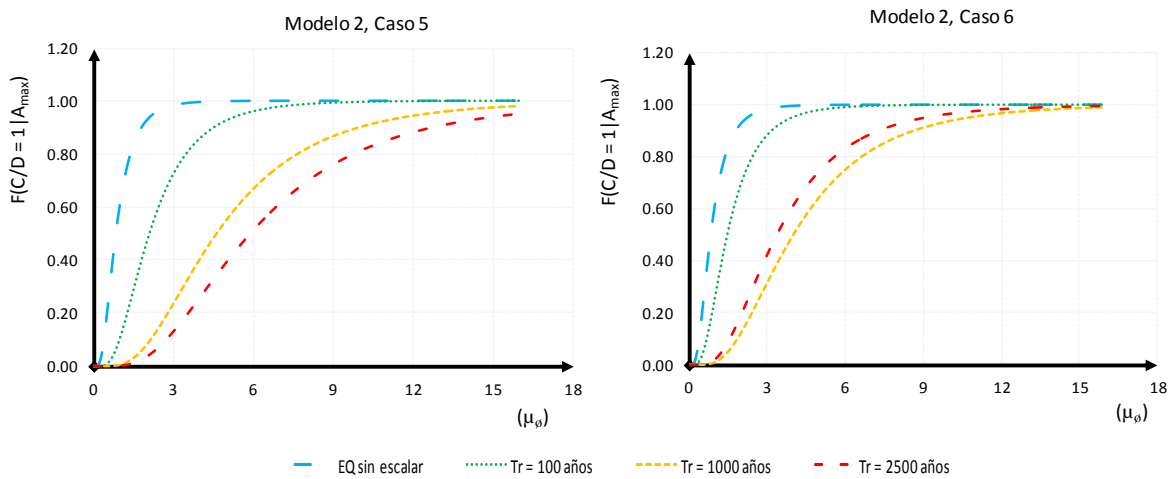


Figura 6.10 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 2, casos 5 y 6.

Tabla 6.13 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 2, casos 5 y 6.

Probabilidades de falla del modelo tipo 2									
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 5				Caso 6			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años	Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1.0$	0.61791	0.10861	0.00538	0.00157	0.61791	0.25977	0.01024	0.02118
Ligero	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$	0.36554	0.61616	0.23051	0.12937	0.36554	0.62261	0.30308	0.39997
Moderado	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$	0.01511	0.20148	0.31653	0.26242	0.01511	0.09686	0.32909	0.32179
Severo	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$	0.00143	0.07257	0.40526	0.51355	0.00143	0.02062	0.33244	0.24468
Colapso	$13.0 < \mu_\phi$	0.00000	0.00118	0.04233	0.09309	0.00000	0.00014	0.02515	0.01239

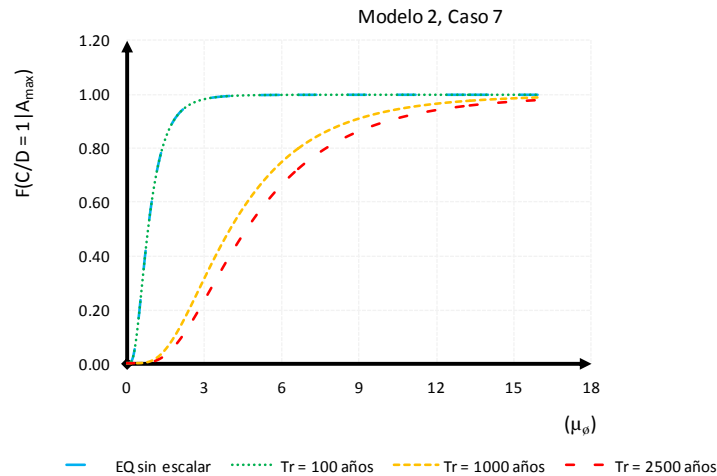


Figura 6.11 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 2, caso 7.

Tabla 6.14 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 2, caso 7.

Probabilidades de falla del modelo tipo 2					
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 7			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1.0$	0.61791	0.15474	0.00025	0.00011
Ligero	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$	0.36554	0.63764	0.04910	0.03063
Moderado	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$	0.01511	0.15977	0.16256	0.12343
Severo	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$	0.00143	0.04729	0.57412	0.56278
Colapso	$13.0 < \mu_\phi$	0.00000	0.00056	0.21397	0.28305

En el caso del modelo tipo 2 no se observa una tendencia muy marcada del beneficio del refuerzo a pesar de que si hay beneficios en cuanto a disminuir la probabilidad de alcanzar un estado límite, ya que el porcentaje de incremento o reducción es variables con cada uno de los casos dependiendo del nivel de demanda, al igual que la forma de las curvas de fragilidad cambian para cada uno de los casos.

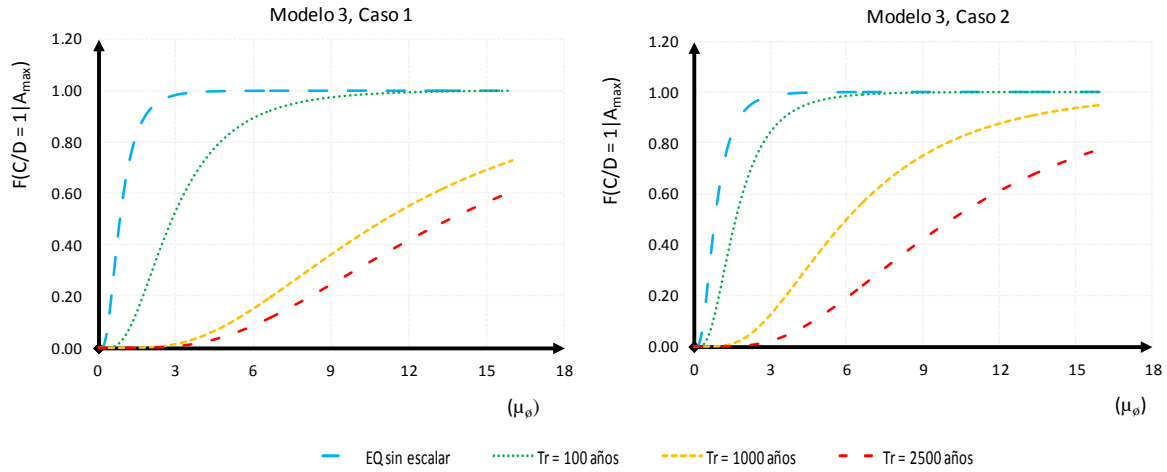


Figura 6.12 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 3, casos 1 y 2.

Tabla 6.15 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 3, casos 1 y 2.

Probabilidades de falla del modelo tipo 3									
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 1				Caso 2			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años	Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1.0$	0.61791	0.04033	0.00003	0.00001	0.61791	0.20260	0.00140	0.00006
Ligero	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$	0.36554	0.49320	0.01461	0.00594	0.36554	0.63842	0.12192	0.02114
Moderado	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$	0.01511	0.29171	0.07740	0.04214	0.01511	0.12683	0.25603	0.09816
Severo	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$	0.00143	0.16902	0.51216	0.42356	0.00143	0.03187	0.52131	0.54133
Colapso	$13.0 < \mu_\phi$	0.00000	0.00573	0.39580	0.52834	0.00000	0.00029	0.09934	0.33931

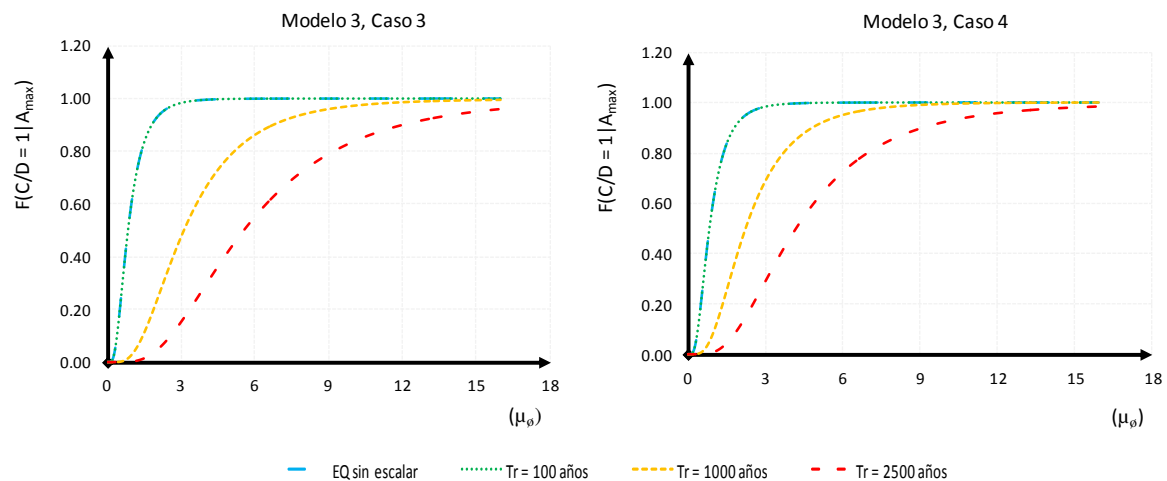


Figura 6.13 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 3, casos 3 y 4.

Tabla 6.16 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 3, casos 3 y 4.

Probabilidades de falla del modelo tipo 3									
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 3				Caso 4			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años	Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1.0$	0.61791	0.61791	0.02943	0.00215	0.61791	0.61791	0.08951	0.00852
Ligero	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$	0.36554	0.36554	0.44734	0.15075	0.36554	0.36554	0.59745	0.28093
Moderado	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$	0.01511	0.01511	0.30937	0.27854	0.01511	0.01511	0.22270	0.32708
Severo	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$	0.00143	0.00143	0.20533	0.49073	0.00143	0.00143	0.08866	0.35402
Colapso	$13.0 < \mu_\phi$	0.00000	0.00000	0.00852	0.07783	0.00000	0.00000	0.00169	0.02945

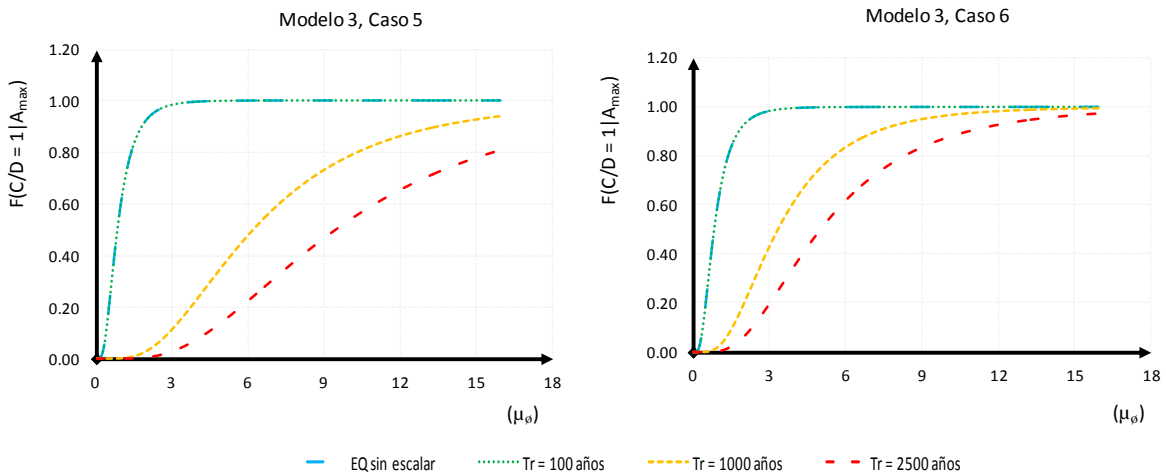


Figura 6.14 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 3, casos 5 y 6.

Tabla 6.17 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 3, casos 5 y 6.

Probabilidades de falla del Modelo Tipo 3									
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 5				Caso 6			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años	Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1.0$	0.61791	0.61791	0.00120	0.00009	0.61791	0.61791	0.02228	0.00360
Ligero	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$	0.36554	0.36554	0.11307	0.02786	0.36554	0.36554	0.40720	0.19224
Moderado	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$	0.01511	0.01511	0.24787	0.11654	0.01511	0.01511	0.32026	0.30209
Severo	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$	0.00143	0.00143	0.53033	0.55820	0.00143	0.00143	0.23853	0.44585
Colapso	$13.0 < \mu_\phi$	0.00000	0.00000	0.10753	0.29731	0.00000	0.00000	0.01172	0.05622

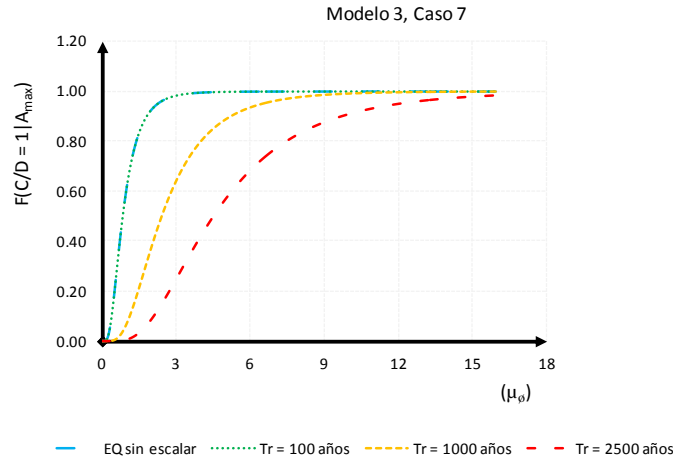


Figura 6.15 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 3, caso 7.

Tabla 6.18 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 3, caso 7.

Probabilidades de falla del modelo tipo 3					
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 7			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1,0$	0.61791	0.61791	0.07095	0.00601
Ligero	$1,0 < \mu_\phi < 3,0$	0.36554	0.36554	0.57047	0.24214
Moderado	$3,0 < \mu_\phi < 5,0$	0.01511	0.01511	0.24614	0.31976
Severo	$5,0 < \mu_\phi < 13,0$	0.00143	0.00143	0.10994	0.39319
Colapso	$13,0 < \mu_\phi$	0.00000	0.00000	0.00251	0.03890

Las curvas de fragilidad correspondientes al modelo 3 y todos los casos de refuerzo muestran en general que la pendiente de estas curvas crece para todos los casos de refuerzo, indicándonos que disminuye la probabilidad de alcanzar la falla, incrementándose así la probabilidad de no exceder el estado límite de daño moderado, lo cual es muy favorable para el buen comportamiento de un puente. A partir del caso de refuerzo 3 en adelante, las probabilidades de no exceder cualquier estado límite de daño para un periodo de retorno de 100 años son iguales a las demandadas por el nivel de aceleración correspondiente a los registros sísmicos fuente, indicador del incremento de la capacidad de las pilas gracias al refuerzo propiciado por las camisas de CR. Para este modelo el caso de refuerzo 7 es que muestra la mayor reducción en la probabilidad de falla; sin embargo, los casos 3 y 4 presentan probabilidades muy similares, particularmente para los estados de daño despreciable, ligero y moderado, donde al

elegir el sistema de refuerzo sería conveniente pensar en el costo de estos 3 niveles de refuerzo antes de su elección.

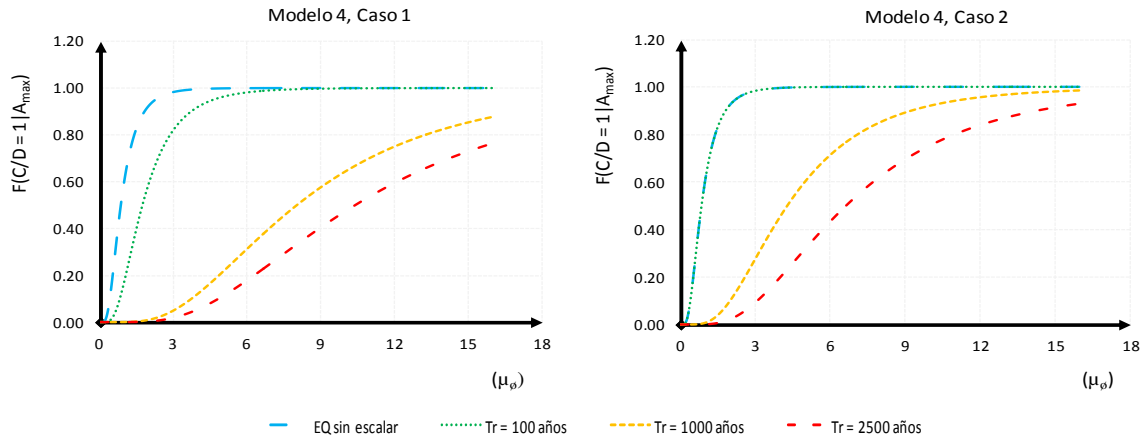


Figura 6.16 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 4, casos 1 y 2.

Tabla 6.19 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 4, casos 1 y 2.

Probabilidades de falla del modelo tipo 4									
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 1				Caso 2			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años	Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1.0$	0.61791	0.18390	0.00026	0.00005	0.61791	0.61791	0.00777	0.00081
Ligero	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$	0.36554	0.64002	0.05019	0.01912	0.36554	0.36554	0.27036	0.09223
Moderado	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$	0.01511	0.13869	0.16457	0.09209	0.01511	0.01511	0.32558	0.22582
Severo	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$	0.00143	0.03702	0.57411	0.53405	0.00143	0.00143	0.36452	0.55013
Colapso	$13.0 < \mu_\phi$	0.00000	0.00037	0.21088	0.35469	0.00000	0.00000	0.03176	0.13101

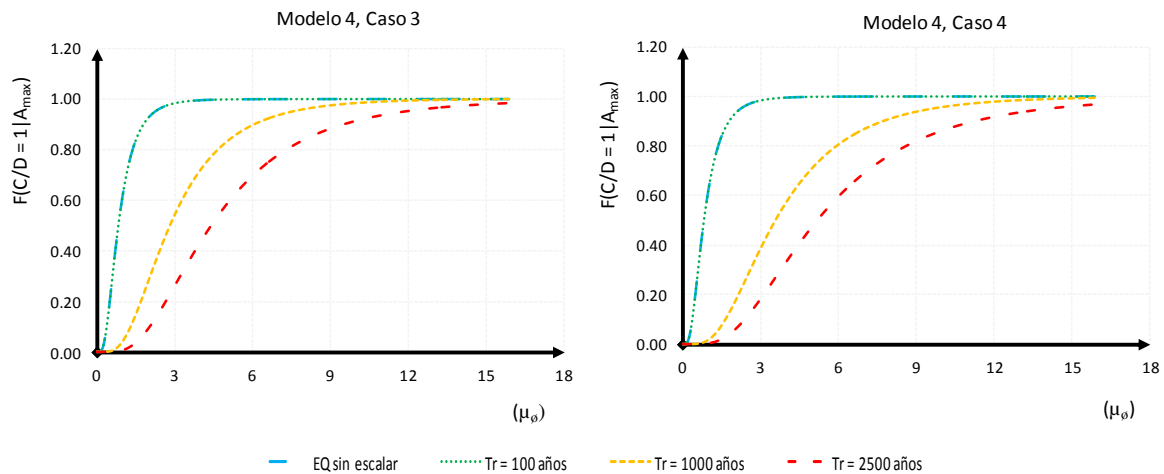


Figura 6.17 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 4, casos 3 y 4.

Tabla 6.20 Probabilidades de falla por μ_φ del modelo tipo 4, casos 3 y 4.

Probabilidades de falla del modelo tipo 4									
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 3				Caso 4			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años	Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\varphi < 1.0$	0.61791	0.61791	0.04176	0.00669	0.61791	0.61791	0.01658	0.00302
Ligero	$1.0 < \mu_\varphi < 3.0$	0.36554	0.36554	0.49821	0.25359	0.36554	0.36554	0.36584	0.17719
Moderado	$3.0 < \mu_\varphi < 5.0$	0.01511	0.01511	0.28941	0.32245	0.01511	0.01511	0.32719	0.29460
Severo	$5.0 < \mu_\varphi < 13.0$	0.00143	0.00143	0.16514	0.38145	0.00143	0.00143	0.27441	0.46210
Colapso	$13.0 < \mu_\varphi$	0.00000	0.00000	0.00548	0.03582	0.00000	0.00000	0.01599	0.06309

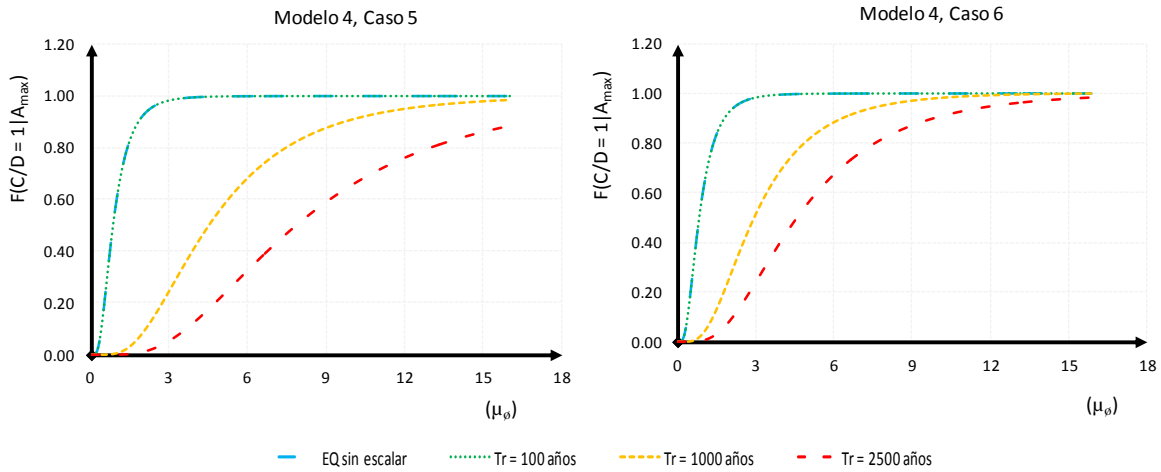


Figura 6.18 Curvas de fragilidad por μ_φ , correspondientes al modelo tipo 4, casos 5 y 6.

Tabla 6.21 Probabilidades de falla por μ_φ del modelo tipo 4, casos 5 y 6.

Probabilidades de falla del modelo tipo 4									
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 5				Caso 6			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años	Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\varphi < 1.0$	0.61791	0.61791	0.00605	0.00030	0.61791	0.61791	0.03574	0.00551
Ligero	$1.0 < \mu_\varphi < 3.0$	0.36554	0.36554	0.24278	0.05413	0.36554	0.36554	0.47569	0.23297
Moderado	$3.0 < \mu_\varphi < 5.0$	0.01511	0.01511	0.31992	0.17160	0.01511	0.01511	0.29915	0.31726
Severo	$5.0 < \mu_\varphi < 13.0$	0.00143	0.00143	0.39253	0.57367	0.00143	0.00143	0.18271	0.40269
Colapso	$13.0 < \mu_\varphi$	0.00000	0.00000	0.03872	0.20031	0.00000	0.00000	0.00671	0.04158

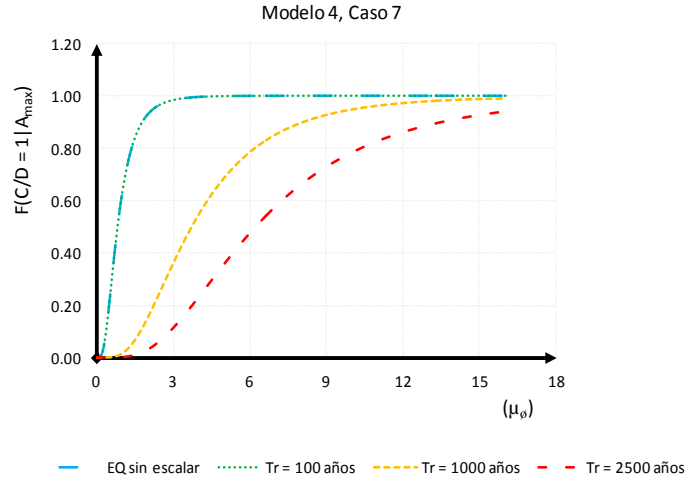


Figura 6.19 Curvas de fragilidad por μ_ϕ , correspondientes al modelo tipo 4, caso 7.

Tabla 6.22 Probabilidades de falla por μ_ϕ del modelo tipo 4, caso 7.

Probabilidades de falla del modelo tipo 4					
Condición de daño	Ductilidad de curvatura	Caso 7			
		Sin escalar	$T_r = 100$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años
Despreciable	$\mu_\phi < 1.0$	0.61791	0.61791	0.01412	0.00115
Ligero	$1.0 < \mu_\phi < 3.0$	0.36554	0.36554	0.34423	0.11071
Moderado	$3.0 < \mu_\phi < 5.0$	0.01511	0.01511	0.32905	0.24558
Severo	$5.0 < \mu_\phi < 13.0$	0.00143	0.00143	0.29388	0.53269
Colapso	$13.0 < \mu_\phi$	0.00000	0.00000	0.01872	0.10987

Al igual que en los casos previos, la pendiente de las curvas de fragilidad incrementa conforme incrementa el nivel del refuerzo, observándose que el estado límite de daño con mayor probabilidad de alcanzarse es el moderado, y presentándose disminuciones en la probabilidad de colapso, las cuales son mayores para los casos de refuerzo 3, 4 y 7.

Del análisis de los resultados referentes a la clasificación de los estados de daño como función de la ductilidad por curvatura, es evidente que la probabilidad de falla de las estructuras aumenta en función al incremento de la demanda sísmica, es decir que generalmente cuando tenemos demandas amplificadas con $T_r=2500$ años la probabilidad de que el daño sea completo es grande a diferencia de lo que se tiene cuando la demanda es más pequeña (sin escalar) en donde la mayor probabilidad se concentra en un estado de daño nulo. Así podemos llegar a las siguientes observaciones generales:

- ✚ Para el modelo tipo 1 la mayor probabilidad de falla se concentra entre los estados de daño ligero y severo con un mayor porcentaje de daño severo, y el caso de refuerzo mas óptimo es el caso 3.
- ✚ Para el modelo tipo 2 la mayor probabilidad de falla se concentra en un estado de daño ligero, y el caso de refuerzo óptimo es el caso 3.
- ✚ Para el modelo tipo 3 la mayor probabilidad de falla se concentra en un estado de daño despreciable y ligero, con una mayor probabilidad para un daño ligero, mientras que la probabilidad de que la estructura sufra el colapso es muy pequeña, y el caso de refuerzo que mejor funciona en este modelo es el caso 4.
- ✚ Para el modelo tipo 4 la mayor probabilidad de falla se concentra entre un estado de daño despreciable y ligero, y la probabilidad de que se presente un estado de daño completo es pequeño, el caso de refuerzo mas óptimo para este modelo tipo es el caso 3.
- ✚ Los intervalos de daño para este indicador son amplios, por esta razón los estados de daño se concentran en despreciable y severo, mientras que la probabilidad para que una estructura presente estado de daño completo es mínima.

Con la finalidad de comprender mejor la influencia de los encamisados en la probabilidad de falla se estima el porcentaje de reducción de la probabilidad de exceder un valor dado de μ_{ϕ} (R), porcentaje definido como la relación entre la probabilidad de alcanzar un valor dado de μ_{ϕ} para un caso i ($i=2, 3, 4, 5, 6$ y 7) dividido por el valor de la probabilidad de alcanzar ese mismo estado en el caso 1 (pila sin refuerzo). El porcentaje R se evaluó para dos valores extremos de la ductilidad de curvatura, $\mu_{\phi} = 2$ y 13 , representativos respectivamente de los estados límite de daño ligero y severo. Las gráficas que se presentan en las figuras 6.20 a 6.27 muestran los resultados obtenidos para estos estados de daño.

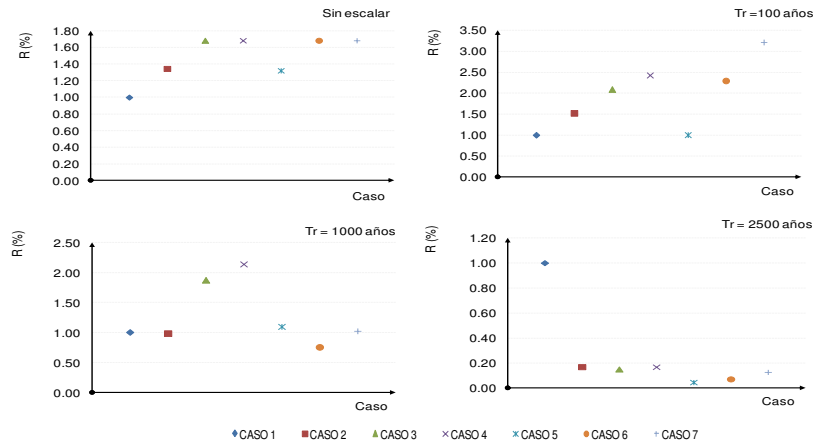


Figura 6.20 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_\phi = 2$, para el modelo tipo 1.

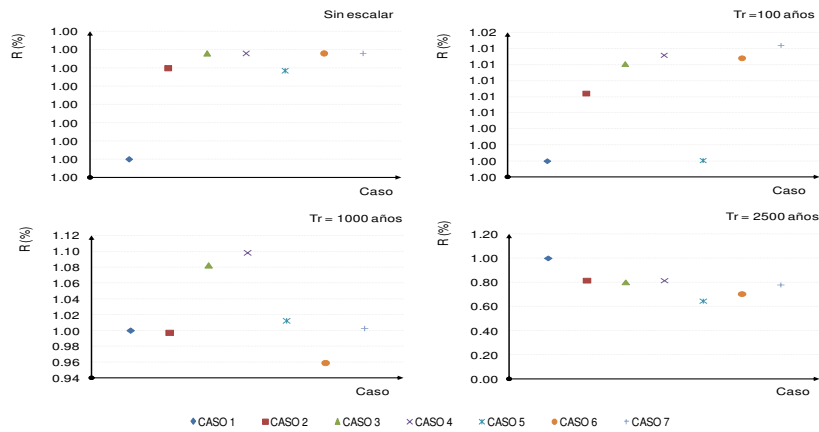


Figura 6.21 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_\phi = 13$, para el modelo tipo 1.

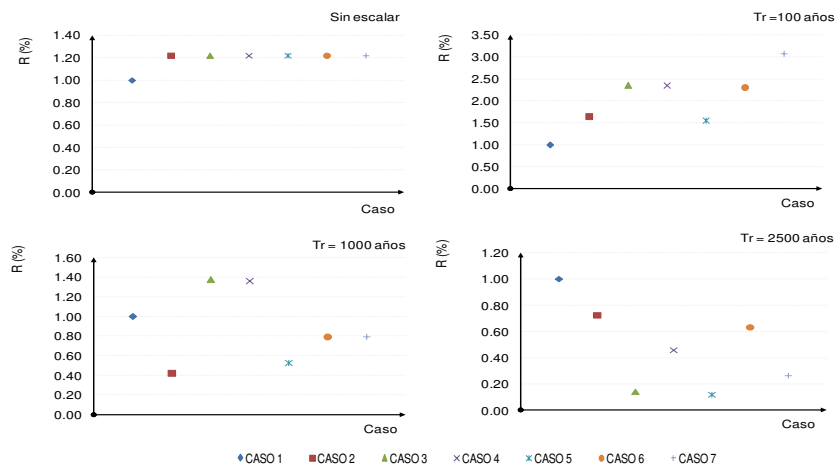


Figura 6.22 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_\phi = 2$, para el modelo tipo 2.

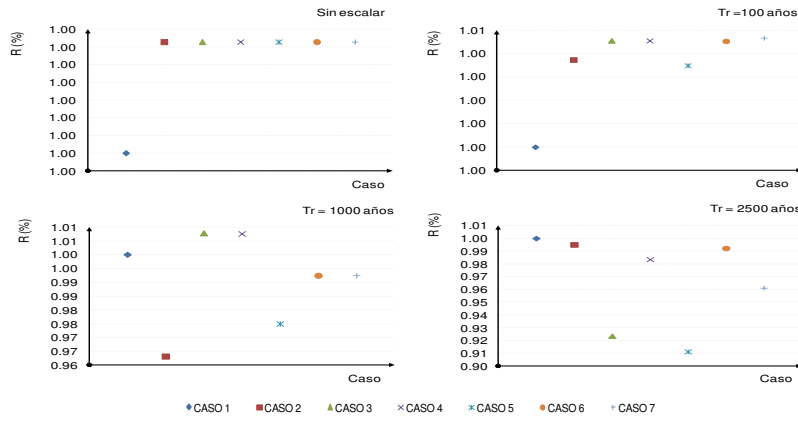


Figura 6.23 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_\phi = 13$, para el modelo tipo 2.

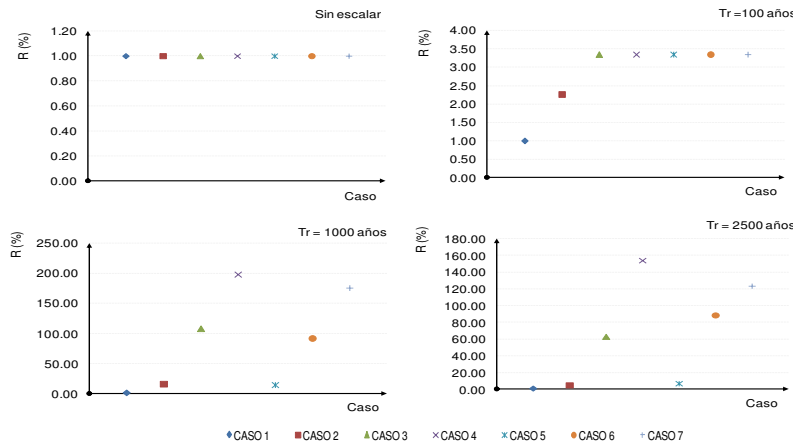


Figura 6.24 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_\phi = 2$, para el modelo tipo 3.

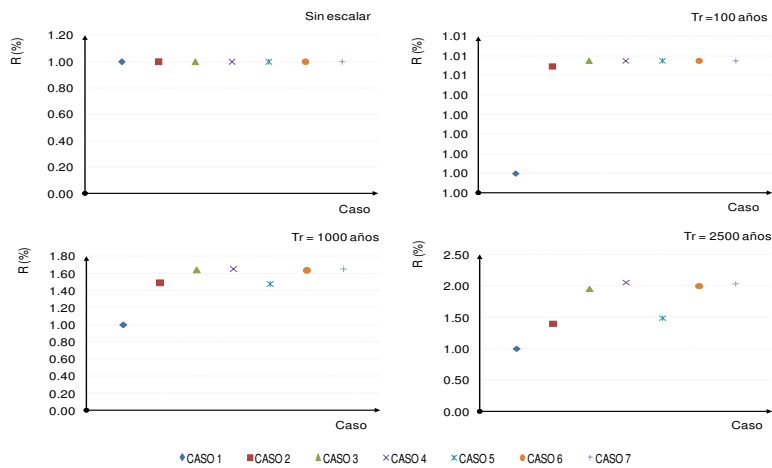


Figura 6.25 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_\phi = 13$, para el modelo tipo 3.

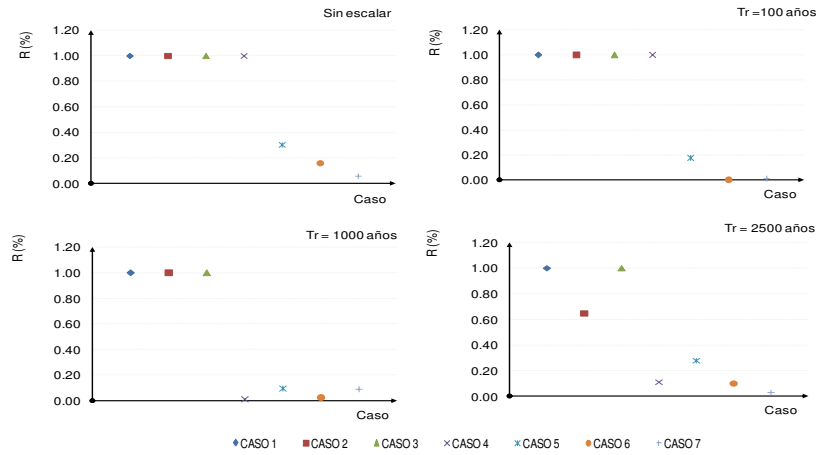


Figura 6.26 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_{\phi} = 2$, para el modelo tipo 4.

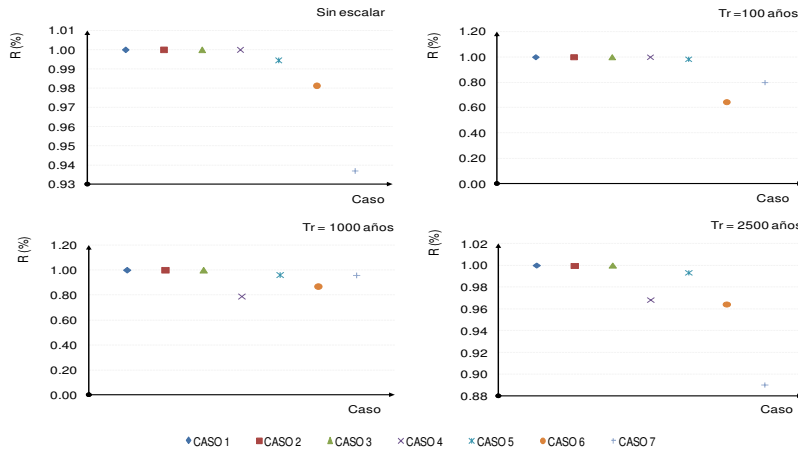


Figura 6.27 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\mu_{\phi} = 13$, para el modelo tipo 4.

En general los resultados muestran una tendencia para los puentes con longitud de claro de 20 m a que el caso de refuerzo 3 es el que presenta una mayor reducción de alcanzar los estados límites correspondientes al daño ligero y al colapso, en algunos casos los resultados son muy similares para los casos 4 y 7 para las demandas sísmicas correspondientes a T_r de 100 y 1000 años, mientras que para 2500 años no se presentan diferencias apreciables entre todos los casos, más bien el porcentaje tiende a un valor constante. En el caso de los puentes con longitud de claro de 40 m no se observan tendencias muy bien definidas, sin embargo para ante un T_r de 2500 se nota un pequeño beneficio al utilizar el caso de refuerzo 3 y 4.

6.3.2 Curvas de fragilidad definidas como función de la distorsión angular θ

De igual forma que en el inciso anterior, se determinaron las curvas de fragilidad y las probabilidades de alcanzar diferentes estados límite como función de la base de datos obtenida de los estudios de los puentes en estudio para el parámetro de la distorsión angular (Drift), los valores límites considerados para estimar el estado de daño se basan en las propuestas de Akbari R. (2010) y Dutta y Mander (1998). Debido a la extensión de los resultados se presentan únicamente los datos correspondientes al Modelo Tipo 1, para los casos 1 y 7 en las tablas 6.23 y 6.24, los resultados correspondientes al resto de los casos de estudio se presentan en el Anexo B.

Tabla 6.23 Parámetros base para encontrar el daño por drift, del modelo tipo 1, caso 1.

Modelo tipo 1, Caso 1							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	4.030	0.007	0.36	-5.18324	0.60	Daño ligero	Daño Menor
Tr = 100	7.847	0.013	0.36	-4.51680	0.60	Daño moderado	Daño Moderado
Tr =1000	19.396	0.032	0.36	-3.61188	0.60	Daño extenso	Daño Mayor
Tr =2500	13.467	0.022	0.36	-3.97671	0.60	Daño extenso	Daño Moderado

Tabla 6.24 Parámetros base para encontrar el daño por drift, del modelo tipo 1, caso 7.

Modelo tipo 1, Caso 7							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	2.211	0.004	0.36	-5.78353	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	4.446	0.007	0.36	-5.08495	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =1000	12.425	0.021	0.36	-4.05718	0.60	Daño extenso	Daño Moderado
Tr =2500	14.679	0.024	0.36	-3.89052	0.60	Daño extenso	Daño Moderado

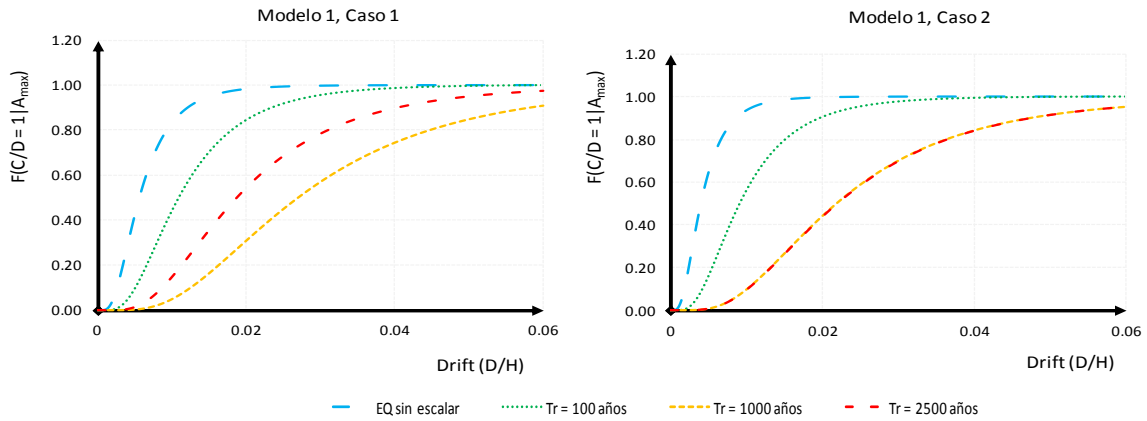


Figura 6.28 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 1, casos 1 y 2.

Tabla 6.25 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 1, casos 1 y 2.

Probabilidades de falla del modelo tipo 1									
Propuesta de Akbari R. (2010)									
Condición de daño	Límites de drift	Caso 1				Caso 2			
		Sin escaler	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años	Sin escaler	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.42395	0.09637	0.00247	0.01381	0.63955	0.15672	0.00693	0.00676
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.21998	0.13275	0.00975	0.03650	0.18115	0.17063	0.02179	0.02138
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.30548	0.47230	0.15139	0.30477	0.16497	0.46739	0.23575	0.23339
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.04421	0.21477	0.28533	0.32921	0.01314	0.15823	0.32328	0.32271
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00638	0.08381	0.55106	0.31571	0.00118	0.04703	0.41225	0.41576
Propuesta de Dutta y Mander (1998)									
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.42395	0.09637	0.00247	0.01381	0.63955	0.15672	0.00693	0.00676
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.40839	0.34509	0.04644	0.13364	0.29525	0.40180	0.08894	0.08759
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.16129	0.47473	0.40003	0.53684	0.06402	0.39446	0.49187	0.48988
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00624	0.07819	0.39883	0.26468	0.00117	0.04470	0.32800	0.33011
Completo	$\theta > 0.075$	0.00013	0.00562	0.15223	0.05103	0.00001	0.00233	0.08426	0.08566

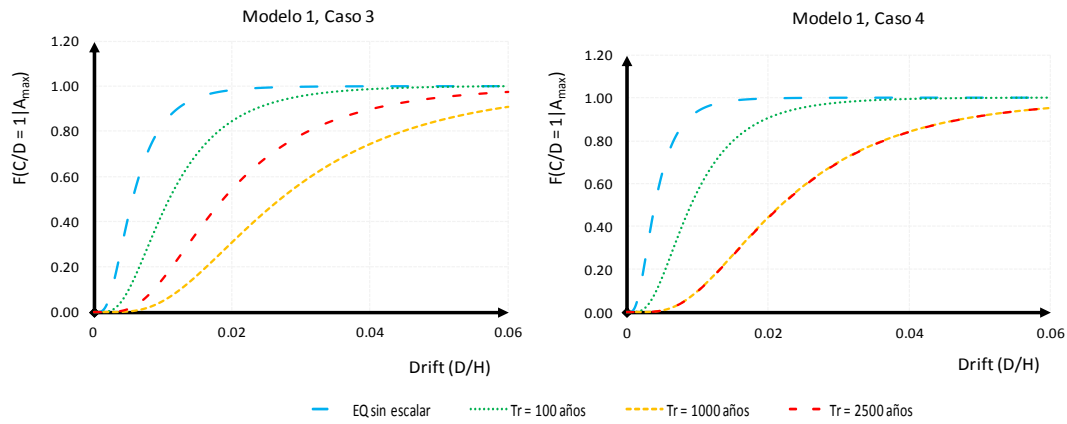


Figura 6.29 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 1, casos 3 y 4.

Tabla 6.26 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 1, casos 3 y 4.

Probabilidades de falla del modelo tipo 1									
Propuesta de Akbari R. (2010)									
Condición de daño	Límites de drift	Caso 3				Caso 4			
		Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años	Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.67557	0.19990	0.01327	0.00514	0.70117	0.22131	0.01274	0.00575
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.16965	0.18938	0.03544	0.01732	0.16066	0.19670	0.03439	0.01888
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.14366	0.44940	0.30058	0.20870	0.12901	0.43815	0.29631	0.21858
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.01026	0.12847	0.32944	0.31515	0.00850	0.11606	0.32959	0.31852
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00085	0.03285	0.32128	0.45368	0.00066	0.02777	0.32698	0.43825
Propuesta de Dutta y Mander (1998)									
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.67557	0.19990	0.01327	0.00514	0.70117	0.22131	0.01274	0.00575
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.27079	0.42306	0.13062	0.07401	0.25264	0.42949	0.12758	0.07932
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.05278	0.34418	0.53484	0.46716	0.04552	0.32143	0.53270	0.47668
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00084	0.03148	0.26859	0.35193	0.00066	0.02670	0.27257	0.34326
Completo	$\theta > 0.075$	0.00001	0.00137	0.05268	0.10176	0.00001	0.00107	0.05441	0.09499

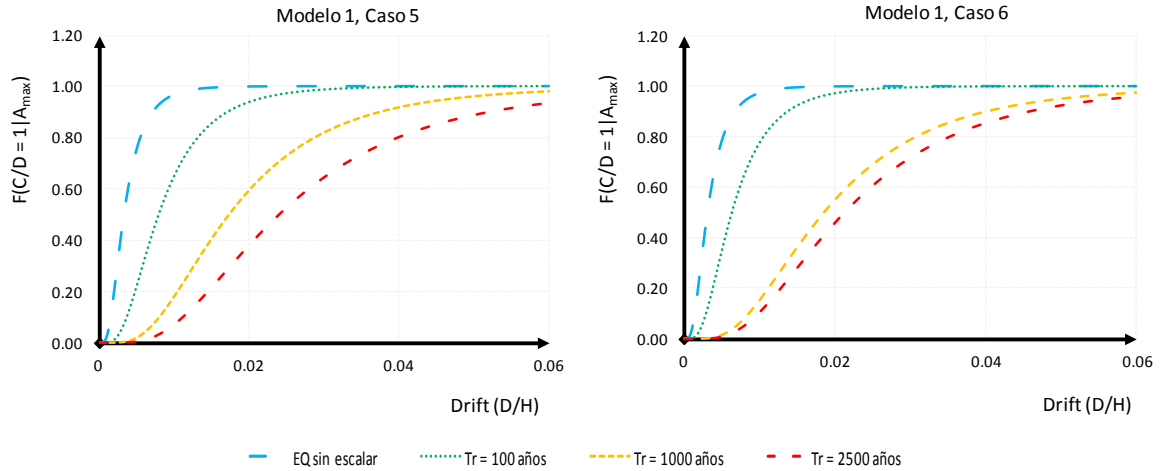


Figura 6.30 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 1, casos 5 y 6.

Tabla 6.27 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 1, casos 5 y 6.

Probabilidades de falla del modelo tipo 1									
Propuesta de Akbari R. (2010)									
Condición de daño	Límites de drift	Caso 5				Caso 6			
		Sin escalera	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años	Sin escalera	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.75298	0.21959	0.01915	0.00459	0.77872	0.34186	0.01428	0.00776
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.14040	0.19615	0.04626	0.01585	0.12930	0.21910	0.03740	0.02374
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.10067	0.43910	0.33951	0.19886	0.08730	0.36177	0.30827	0.24644
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.00557	0.11701	0.32440	0.31131	0.00440	0.06583	0.32897	0.32555
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00038	0.02814	0.27068	0.46939	0.00028	0.01145	0.31109	0.39651
Propuesta de Dutta y Mander (1998)									
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.75298	0.21959	0.01915	0.00459	0.77872	0.34186	0.01428	0.00776
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.21407	0.42906	0.16058	0.06890	0.19405	0.43087	0.13620	0.09522
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.03257	0.32321	0.54959	0.45713	0.02695	0.21582	0.53843	0.50051
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00038	0.02705	0.23199	0.36042	0.00028	0.01115	0.26141	0.31836
Completo	$\theta > 0.075$	0.00000	0.00109	0.03870	0.10896	0.00000	0.00030	0.04968	0.07815

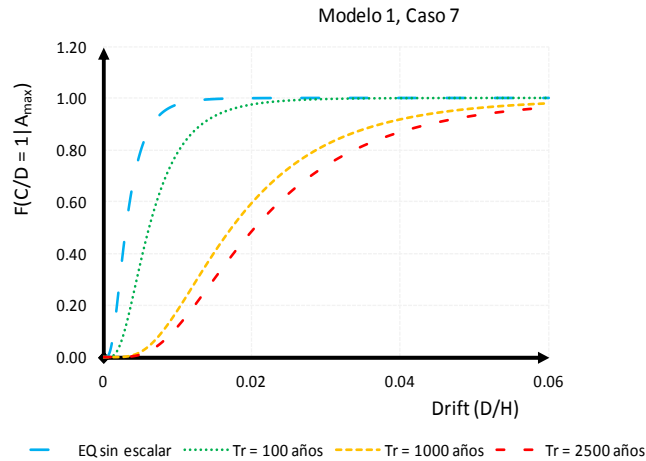


Figura 6.31 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 1, caso 7.

Tabla 6.28 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 1, caso 7.

Probabilidades de falla del modelo tipo 1					
Propuesta de Akbari R. (2010)					
Condición de daño	Límites de drift	Caso 7			
		Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.79065	0.36106	0.01929	0.00948
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.12392	0.22022	0.04651	0.02761
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.08128	0.34867	0.34031	0.26608
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.00391	0.06006	0.32422	0.32842
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00024	0.00999	0.26966	0.36841
Propuesta de Dutta y Mander (1998)					
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.79065	0.36106	0.01929	0.00948
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.18458	0.42697	0.16124	0.10733
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.02453	0.20197	0.54980	0.51478
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00024	0.00974	0.23122	0.30047
Completo	$\theta > 0.075$	0.00000	0.00025	0.03844	0.06794

Los resultados referentes a la definición del estado de daño mediante el drift correspondientes al modelo 1 muestran en general que la probabilidad de no exceder el estado límite de falla es mucho menor de acuerdo con la clasificación de Dutta y Mander que con la de Akbari, esto se debe a la definición de los estados límite de daño, pues el primero tiene rangos muy amplios quedando definido el daño completo de Akbari

dentro del estado de daño mayor. Con respecto a las curvas de fragilidad sus pendientes tienden a disminuir conforme incrementa el porcentaje de acero de refuerzo, presentándose el mejor comportamiento de refuerzo en el caso de refuerzo 3. El estado de daño que tiene mayor probabilidad de no ser excedido es el moderado para ambas clasificaciones.

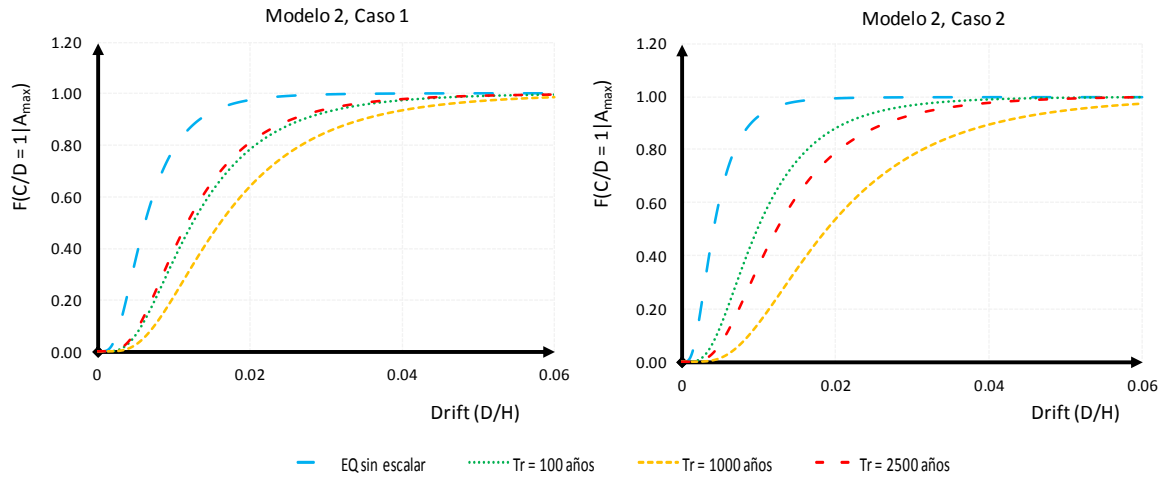


Figura 6.32 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 2, casos 1 y 2.

Tabla 6.29 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 2, casos 1 y 2.

Probabilidades de falla del modelo tipo 2									
Propuesta de Akbari R. (2010)									
Condición de daño	Límites de drift	Caso 1				Caso 2			
		Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años	Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.35529	0.06293	0.02524	0.07605	0.61786	0.12833	0.01314	0.06436
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.21994	0.10313	0.05626	0.11573	0.18743	0.15481	0.03519	0.10457
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.35262	0.45200	0.36884	0.46323	0.17817	0.47386	0.29955	0.45349
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.06175	0.25723	0.31592	0.23939	0.01512	0.18220	0.32948	0.25521
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.01041	0.12471	0.23374	0.10560	0.00143	0.06080	0.32264	0.12237
Propuesta de Dutta y Mander (1998)									
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.35529	0.06293	0.02524	0.07605	0.61786	0.12833	0.01314	0.06436
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.42824	0.29075	0.18645	0.31488	0.30932	0.38001	0.12988	0.29360
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.20606	0.52161	0.55457	0.50347	0.07139	0.43085	0.53433	0.51968
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.01014	0.11418	0.20381	0.09753	0.00141	0.05737	0.26955	0.11216
Completo	$\theta > 0.075$	0.00026	0.01053	0.02993	0.00808	0.00002	0.00343	0.05309	0.01021

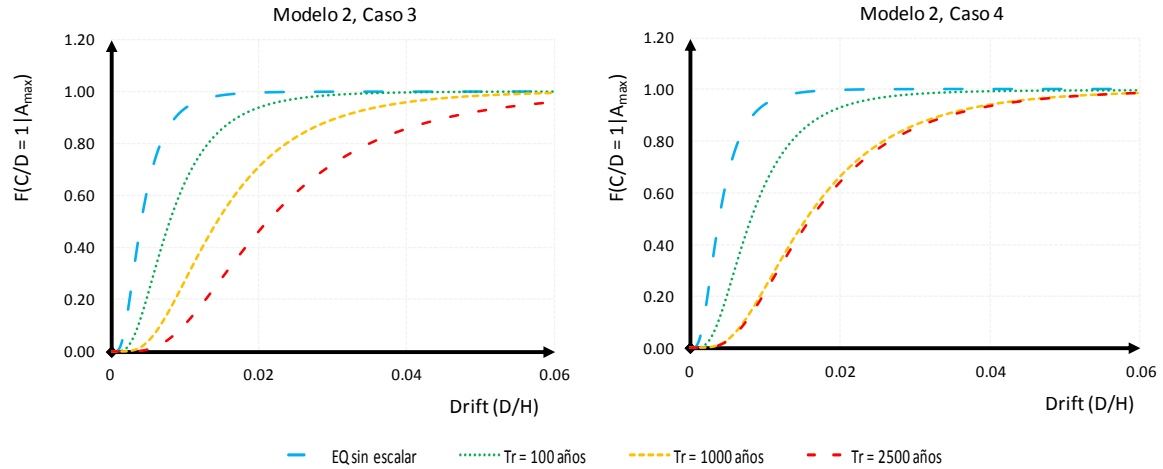


Figura 6.33 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 2, casos 3 y 4.

Tabla 6.30 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 2, casos 3 y 4.

Probabilidades de falla del modelo tipo 2									
Propuesta de Akbari R. (2010)									
Condición de daño	Límites de drift	Caso 3				Caso 4			
		Sin escalera	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años	Sin escalera	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.64753	0.22110	0.03897	0.00829	0.65707	0.20681	0.02923	0.02536
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.17872	0.19663	0.07572	0.02496	0.17573	0.19187	0.06229	0.05644
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.16019	0.43827	0.41253	0.25287	0.15451	0.44590	0.38407	0.36931
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.01246	0.11618	0.29390	0.32668	0.01168	0.12431	0.30969	0.31574
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00110	0.02782	0.17887	0.38719	0.00101	0.03110	0.21473	0.23316
Propuesta de Dutta y Mander (1998)									
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.64753	0.22110	0.03897	0.00829	0.65707	0.20681	0.02923	0.02536
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.28994	0.42943	0.23280	0.09910	0.28352	0.42540	0.20133	0.18689
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.06142	0.32165	0.54936	0.50541	0.05840	0.33669	0.55472	0.55460
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00109	0.02674	0.15987	0.31253	0.00100	0.02984	0.18886	0.20336
Completo	$\theta > 0.075$	0.00001	0.00107	0.01900	0.07467	0.00001	0.00126	0.02586	0.02980

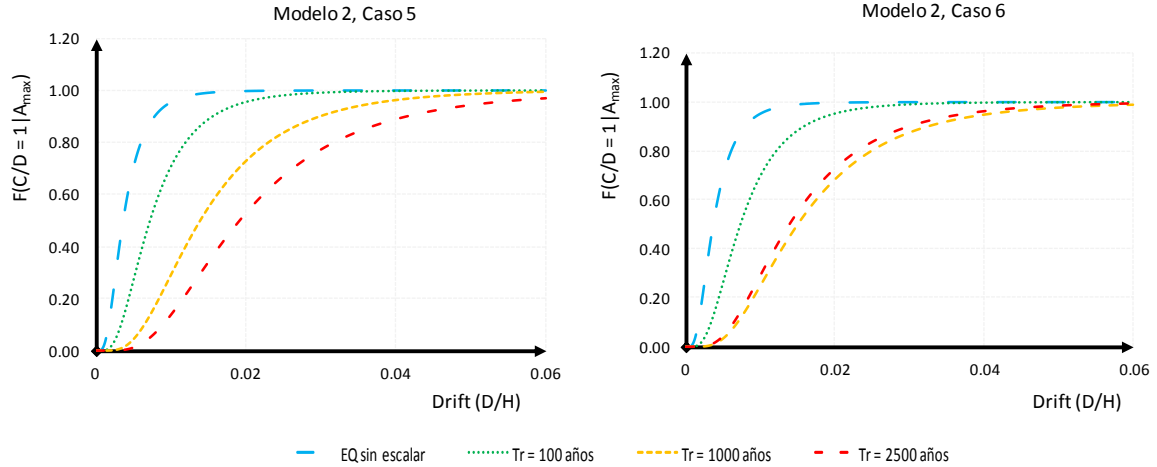


Figura 6.34 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 2, casos 5 y 6.

Tabla 6.31 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 2, casos 5 y 6.

Probabilidades de falla del modelo tipo 2									
Propuesta de Akbari R. (2010)									
Condición de daño	Límites de drift	Caso 5				Caso 6			
		Sin escalera	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años	Sin escalera	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.70582	0.27190	0.04399	0.01298	0.69708	0.26232	0.03347	0.04397
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.15895	0.20964	0.08204	0.03487	0.16214	0.20762	0.06834	0.08201
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.12639	0.40798	0.42366	0.29825	0.13132	0.41398	0.39776	0.42362
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.00821	0.09151	0.28584	0.32953	0.00877	0.09571	0.30285	0.28587
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00063	0.01898	0.16447	0.32438	0.00069	0.02037	0.19759	0.16452
Propuesta de Dutta y Mander (1998)									
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.70582	0.27190	0.04399	0.01298	0.69708	0.26232	0.03347	0.04397
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.24928	0.43631	0.24686	0.12896	0.25559	0.43581	0.21578	0.24681
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.04427	0.27281	0.54468	0.53369	0.04664	0.28149	0.55317	0.54470
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00063	0.01836	0.14794	0.27076	0.00068	0.01968	0.17513	0.14799
Completo	$\theta > 0.075$	0.00001	0.00062	0.01652	0.05362	0.00001	0.00068	0.02245	0.01653

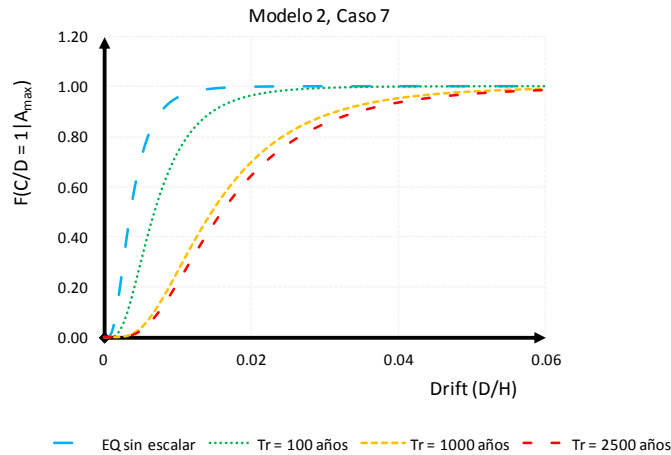


Figura 6.35 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 2, caso 7.

Tabla 6.32 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 2, caso 7.

Probabilidades de falla del modelo tipo 2					
Propuesta de Akbari R. (2010)					
Condición de daño	Límites de drift	Caso 7			
		Sin escalas	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.70667	0.29904	0.03646	0.02606
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.15864	0.21437	0.07241	0.05753
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.12591	0.39045	0.40616	0.37218
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.00815	0.08057	0.29798	0.31466
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00063	0.01557	0.18699	0.22957
Propuesta de Dutta y Mander (1998)					
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.70667	0.29904	0.03646	0.02606
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.24867	0.43598	0.22525	0.18962
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.04404	0.24940	0.55131	0.55476
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00062	0.01511	0.16652	0.20055
Completo	$\theta > 0.075$	0.00001	0.00047	0.02046	0.02901

Los resultados correspondientes al modelo 2 son muy similares a los descritos en el modelo 1, es decir, el estado de daño con mayor probabilidad de ocurrencia es el moderado, y la probabilidad de alcanzar el estado límite de falla disminuye con la clasificación de Dutta y Mander considerablemente con respecto a la clasificación de Akbari.

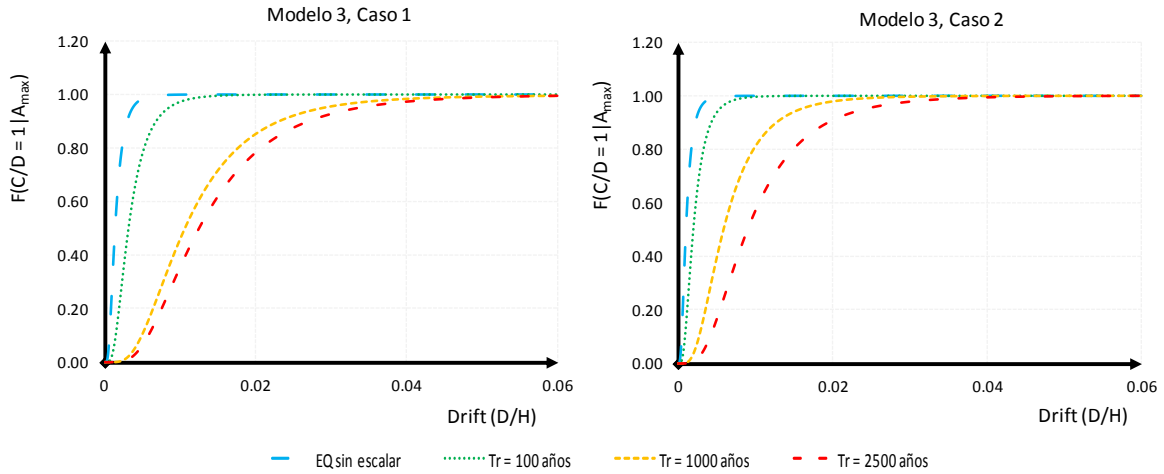


Figura 6.36 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 3, casos 1 y 2.

Tabla 6.33 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 3, casos 1 y 2.

Probabilidades de falla del modelo tipo 3									
Propuesta de Akbari R. (2010)									
Condición de daño	Límites de drift	Caso 1				Caso 2			
		Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años	Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.98401	0.77876	0.10530	0.06352	0.99530	0.93614	0.39001	0.16226
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.01258	0.12928	0.13944	0.10373	0.00390	0.04528	0.22082	0.17337
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.00337	0.08728	0.47400	0.45263	0.00079	0.01818	0.32880	0.46554
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.00003	0.00439	0.20497	0.25639	0.00000	0.00038	0.05224	0.15400
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00000	0.00028	0.07629	0.12373	0.00000	0.00001	0.00813	0.04483
Propuesta de Dutta y Mander (1998)									
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.98401	0.77876	0.10530	0.06352	0.99530	0.93614	0.39001	0.16226
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.01550	0.19401	0.35620	0.29194	0.00461	0.06016	0.41946	0.40525
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.00048	0.02694	0.46221	0.52080	0.00009	0.00369	0.18240	0.38766
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00000	0.00028	0.07143	0.11333	0.00000	0.00001	0.00794	0.04266
Completo	$\theta > 0.075$	0.00000	0.00000	0.00486	0.01039	0.00000	0.00000	0.00019	0.00217

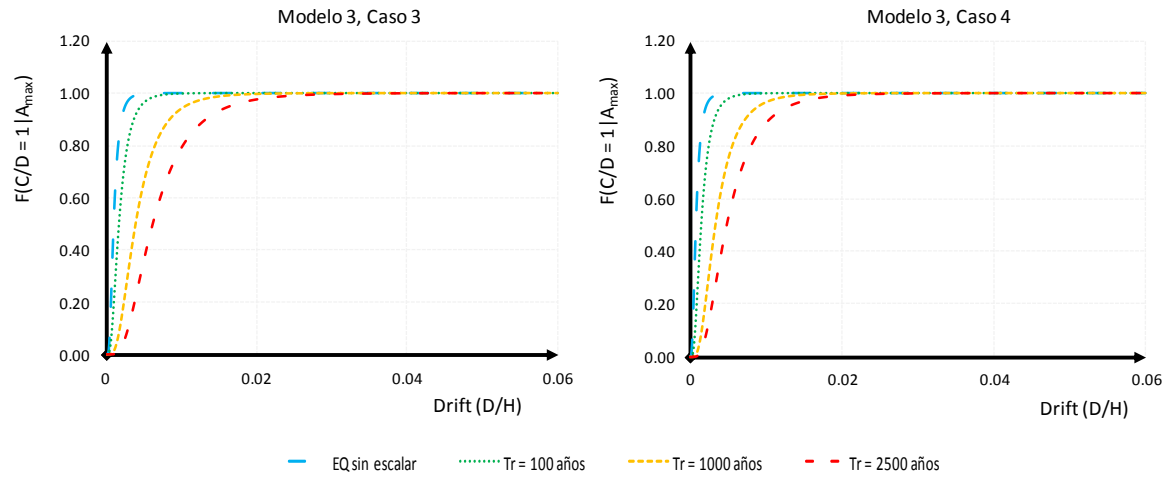


Figura 6.37 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 3, casos 3 y 4.

Tabla 6.34 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 3, casos 3 y 4.

Probabilidades de falla del modelo tipo 3									
Propuesta de Akbari R. (2010)									
Condición de daño	Límites de drift	Caso 3				Caso 4			
		Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años	Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.99781	0.96310	0.65738	0.37021	0.99887	0.97765	0.74438	0.51868
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.00186	0.02748	0.17563	0.22055	0.00098	0.01724	0.14395	0.20960
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.00032	0.00927	0.15433	0.34240	0.00015	0.00505	0.10525	0.24152
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.00000	0.00014	0.01166	0.05748	0.00000	0.00006	0.00600	0.02703
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00000	0.00000	0.00101	0.00936	0.00000	0.00000	0.00042	0.00317
Propuesta de Dutta y Mander (1998)									
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.99781	0.96310	0.65738	0.37021	0.99887	0.97765	0.74438	0.51868
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.00215	0.03527	0.28331	0.42481	0.00112	0.02157	0.22064	0.36665
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.00003	0.00162	0.05831	0.19563	0.00001	0.00078	0.03456	0.11149
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00000	0.00000	0.00100	0.00913	0.00000	0.00000	0.00042	0.00312
Completo	$\theta > 0.075$	0.00000	0.00000	0.00001	0.00023	0.00000	0.00000	0.00000	0.00005

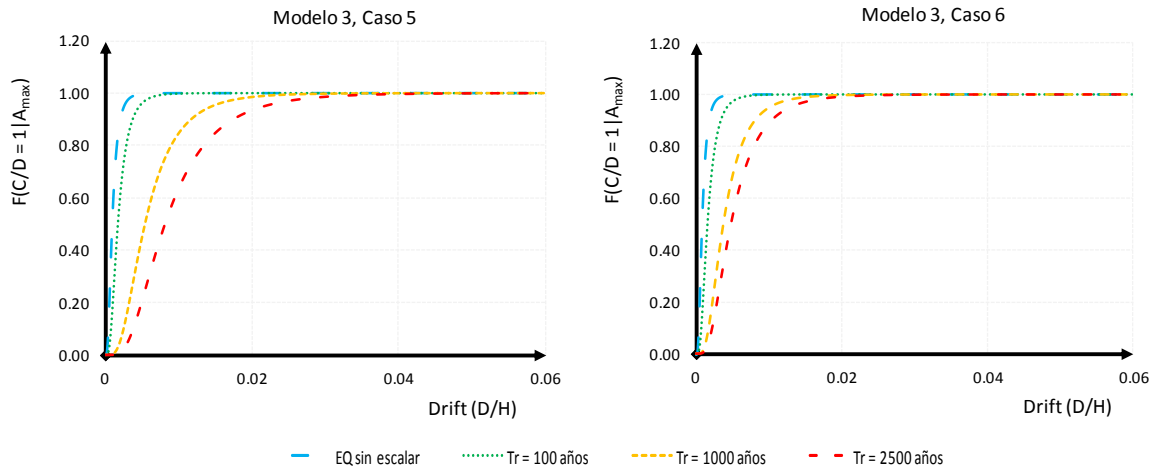


Figura 6.38 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 3, casos 5 y 6.

Tabla 6.35 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 3, casos 5 y 6.

Probabilidades de falla del modelo tipo 3									
Propuesta de Akbari R. (2010)									
Condición de daño	Límites de drift	Caso 5				Caso 6			
		Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años	Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.99695	0.96078	0.44573	0.21341	0.99853	0.97239	0.68319	0.52625
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.00257	0.02907	0.21861	0.19414	0.00126	0.02100	0.16704	0.20830
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.00048	0.00999	0.29058	0.44244	0.00020	0.00652	0.13926	0.23652
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.00000	0.00016	0.03963	0.12048	0.00000	0.00009	0.00972	0.02593
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00000	0.00000	0.00545	0.02953	0.00000	0.00000	0.00079	0.00300
Propuesta de Dutta y Mander (1998)									
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.99695	0.96078	0.44573	0.21341	0.99853	0.97239	0.68319	0.52625
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.00300	0.03744	0.40012	0.42739	0.00145	0.02655	0.26545	0.36272
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.00005	0.00177	0.14870	0.32966	0.00002	0.00106	0.05056	0.10803
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00000	0.00000	0.00534	0.02836	0.00000	0.00000	0.00078	0.00295
Completo	$\theta > 0.075$	0.00000	0.00000	0.00011	0.00117	0.00000	0.00000	0.00001	0.00005

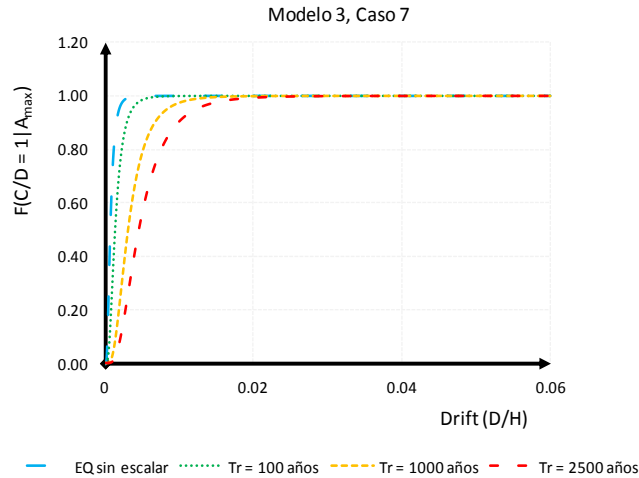


Figura 6.39 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 3, caso 7.

Tabla 6.36 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 3, caso 7.

Probabilidades de falla del modelo tipo 2					
Propuesta de Akbari R. (2010)					
Condición de daño	Límites de drift	Caso 7			
		Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.99944	0.98503	0.78624	0.56032
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.00049	0.01182	0.12593	0.20162
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.00007	0.00312	0.08349	0.21436
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.00000	0.00003	0.00408	0.02140
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00000	0.00000	0.00025	0.00230
Propuesta de Dutta y Mander (1998)					
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.99944	0.98503	0.78624	0.56032
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.00055	0.01453	0.18809	0.34408
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.00001	0.00044	0.02541	0.09330
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00000	0.00000	0.00025	0.00226
Completo	$\theta > 0.075$	0.00000	0.00000	0.00000	0.00003

Las curvas de fragilidad correspondientes a los modelos 3 y 4 muestran un incremento en su pendiente conforme se incrementa el nivel de refuerzo, disminuyéndose la probabilidad de alcanzar el estado límite de falla conforme incrementa el nivel de refuerzo, casos 2 a 7. En general el estado de daño con mayor probabilidad de que no sea excedido corresponde al de daño moderado. En los resultados se observa la misma conclusión que los modelos anteriores donde se explica lo conservador de la clasificación de Dutta y Mander.

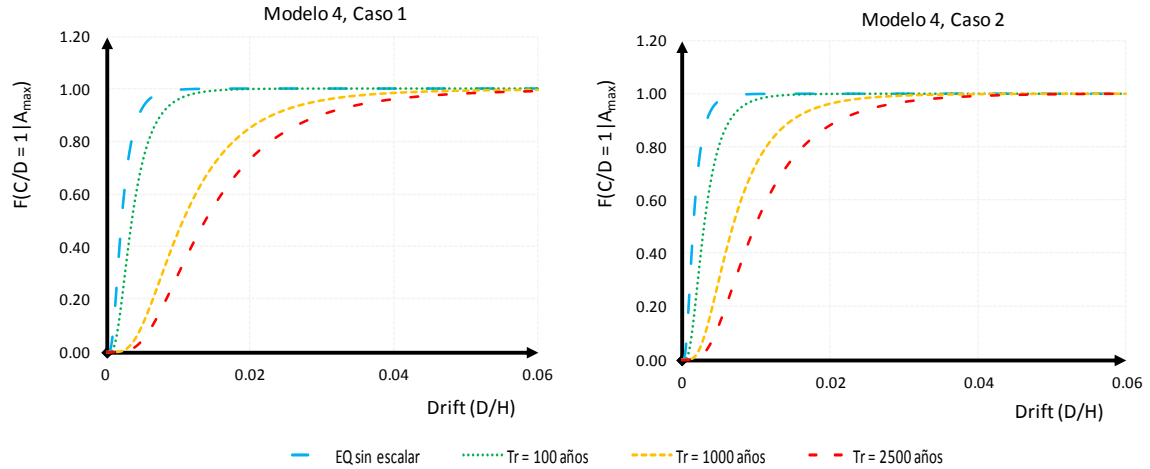


Figura 6.40 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 4, casos 1 y 2.

Tabla 6.37 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 4, casos 1 y 2.

Probabilidades de falla del modelo tipo 4									
Propuesta de Akbari R. (2010)									
Condición de daño	Límites de drift	Caso 1				Caso 2			
		Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años	Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.92772	0.72212	0.10459	0.04625	0.97234	0.79858	0.29504	0.12721
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.05058	0.15279	0.13893	0.08477	0.02104	0.12026	0.21376	0.15412
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.02120	0.11733	0.47391	0.42806	0.00653	0.07733	0.39307	0.47399
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.00048	0.00722	0.20572	0.28227	0.00009	0.00360	0.08210	0.18323
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00002	0.00053	0.07685	0.15865	0.00000	0.00022	0.01603	0.06145
Propuesta de Dutta y Mander (1998)									
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.92772	0.72212	0.10459	0.04625	0.97234	0.79858	0.29504	0.12721
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.06781	0.23733	0.35536	0.25280	0.02659	0.17822	0.43619	0.37900
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.00445	0.04001	0.46320	0.54230	0.00106	0.02298	0.25274	0.43234
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00002	0.00053	0.07193	0.14308	0.00000	0.00022	0.01554	0.05796
Completo	$\theta > 0.075$	0.00000	0.00000	0.00491	0.01557	0.00000	0.00000	0.00049	0.00349

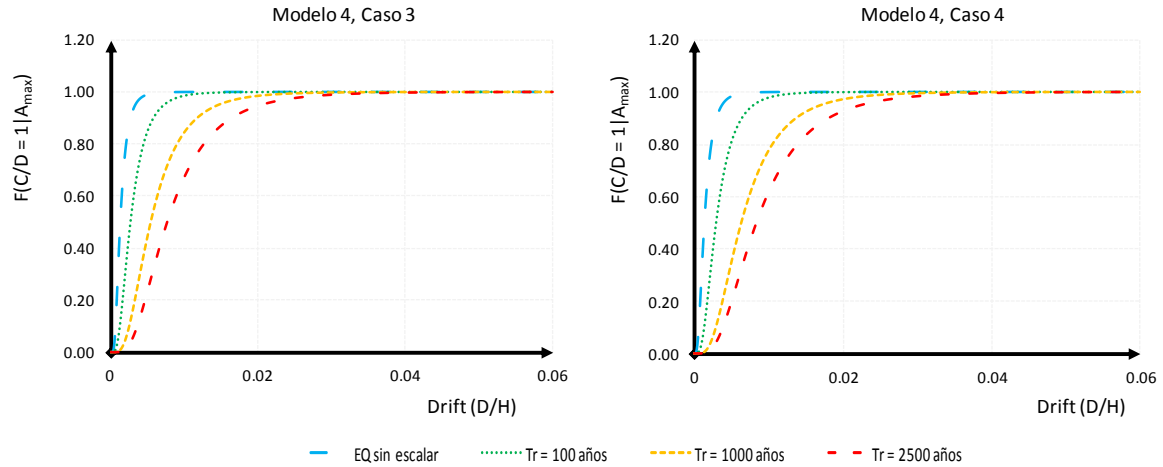


Figura 6.41 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 4, casos 3 y 4.

Tabla 6.38 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 4, casos 3 y 4.

Probabilidades de falla del modelo tipo 4									
Propuesta de Akbari R. (2010)									
Condición de daño	Límites de drift	Caso 3				Caso 4			
		Sin escalera	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años	Sin escalera	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.99105	0.84856	0.44391	0.24414	0.98245	0.80383	0.34269	0.19285
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.00725	0.09564	0.21875	0.20325	0.01374	0.11781	0.21916	0.18670
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.00169	0.05369	0.29183	0.42504	0.00377	0.07475	0.36120	0.45282
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.00001	0.00201	0.04000	0.10423	0.00004	0.00341	0.06557	0.13286
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00000	0.00010	0.00552	0.02333	0.00000	0.00020	0.01139	0.03476
Propuesta de Dutta y Mander (1998)									
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.99105	0.84856	0.44391	0.24414	0.98245	0.80383	0.34269	0.19285
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.00874	0.13702	0.40084	0.43389	0.01700	0.17398	0.43072	0.42040
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.00021	0.01432	0.14973	0.29863	0.00055	0.02198	0.21521	0.35198
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00000	0.00010	0.00541	0.02250	0.00000	0.00020	0.01109	0.03328
Completo	$\theta > 0.075$	0.00000	0.00000	0.00011	0.00083	0.00000	0.00000	0.00030	0.00149

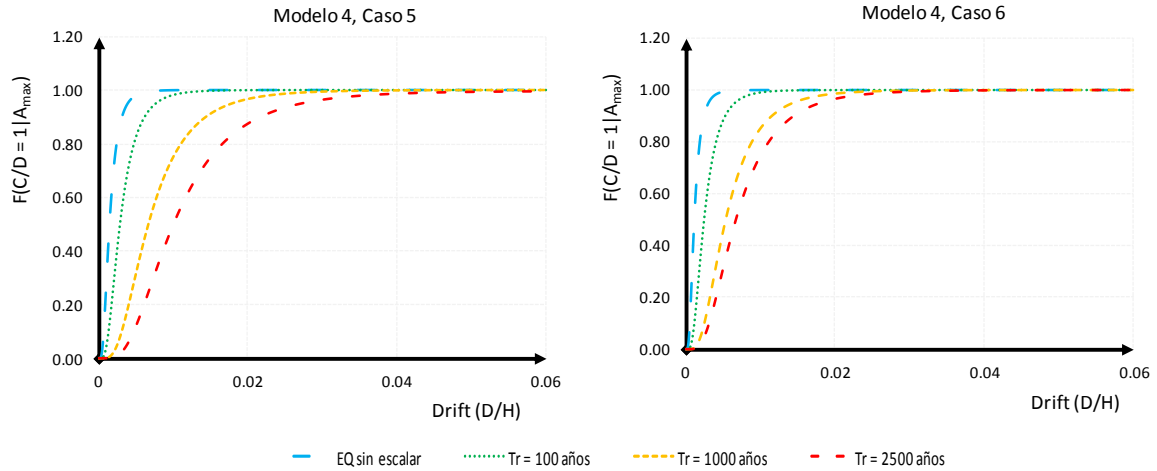


Figura 6.42 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 4, casos 5 y 6.

Tabla 6.39 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 4, casos 5 y 6.

Probabilidades de falla del modelo tipo 4									
Propuesta de Akbari R. (2010)									
Condición de daño	Límites de drift	Caso 5				Caso 6			
		Sin escalera	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años	Sin escalera	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.98037	0.82446	0.31546	0.12712	0.99346	0.88334	0.45569	0.31192
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.01526	0.10786	0.21656	0.15406	0.00537	0.07683	0.21777	0.21613
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.00432	0.06482	0.37957	0.47400	0.00117	0.03858	0.28380	0.38192
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.00005	0.00271	0.07458	0.18331	0.00001	0.00120	0.03767	0.07583
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00000	0.00015	0.01383	0.06150	0.00000	0.00005	0.00507	0.01419
Propuesta de Dutta y Mander (1998)									
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.98037	0.82446	0.31546	0.12712	0.99346	0.88334	0.45569	0.31192
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.01898	0.15713	0.43464	0.37892	0.00641	0.10720	0.39606	0.43500
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.00065	0.01826	0.23607	0.43246	0.00014	0.00941	0.14319	0.23889
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00000	0.00015	0.01344	0.05801	0.00000	0.00005	0.00497	0.01378
Completo	$\theta > 0.075$	0.00000	0.00000	0.00039	0.00349	0.00000	0.00000	0.00010	0.00041

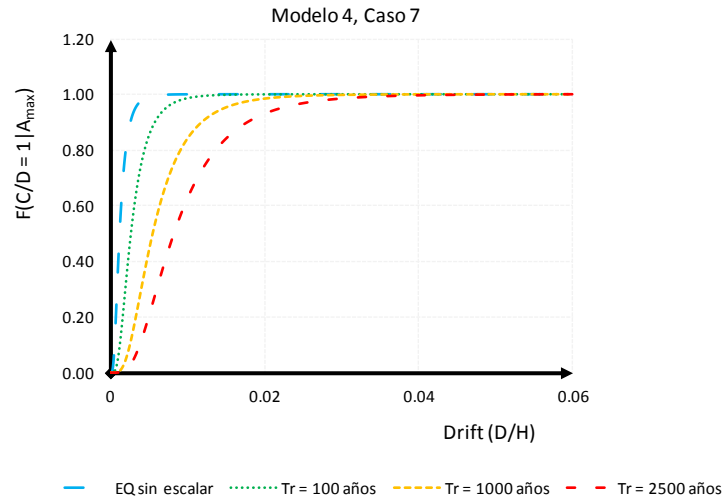


Figura 6.43 Curvas de fragilidad por θ correspondientes al modelo tipo 4, caso 7.

Tabla 6.40 Probabilidades de falla por θ del modelo tipo 4, caso 7.

Probabilidades de falla del modelo tipo 2					
Propuesta de Akbari R. (2010)					
Condición de daño	Límites de drift	Caso 7			
		Sin escalar	Tr = 100 años	Tr = 1000 años	Tr = 2500 años
Casi ningún daño	$\theta < 0.005$	0.99078	0.84966	0.43561	0.20053
Daños ligeros	$0.005 < \theta < 0.007$	0.00746	0.09507	0.21932	0.18961
Daño moderado	$0.007 < \theta < 0.015$	0.00175	0.05319	0.29750	0.44909
Daño extensivo	$0.015 < \theta < 0.050$	0.00001	0.00198	0.04170	0.12808
Daño completo	$\theta > 0.050$	0.00000	0.00010	0.00586	0.03269
Propuesta de Dutta y Mander (1998)					
Sin daño	$\theta < \text{Fluencia}$	0.99078	0.84966	0.43561	0.20053
Menor	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$	0.00900	0.13608	0.40407	0.42328
Moderado	$0.010 < \theta < 0.025$	0.00022	0.01415	0.15446	0.34350
Mayor	$0.025 < \theta < 0.075$	0.00000	0.00010	0.00574	0.03133
Completo	$\theta > 0.075$	0.00000	0.00000	0.00012	0.00136

Con respecto a los resultados observados en las curvas de fragilidad donde se considera como parámetro a la distorsión angular, drift, podemos decir en general que:

- Cuando se considera la propuesta realizada por Akbari R. (2010), los daños que se presentan en la estructura son mayores debido a que el intervalo de valores es más corto, a diferencia de lo propuesto por Dutta y Mander (1998) en donde los

daños que presenta la estructura son menores por la amplitud del rango definido para pasar de un estado de daño a otro mayor. Lo que significa que utilizando la propuesta Dutta y Mander (1998) las estructuras difícilmente presentaran un estado de daño completo.

- ✚ Cuando se considera la distorsión como indicador de daño, es muy claro que la probabilidad de falla de las estructuras aumenta en función del incremento de la demanda sísmica al igual que se observó con el indicador de μ_{ϕ} , es decir que generalmente cuando tenemos estructuras sometidas a demandas amplificadas para una aceleración máxima esperada a un $T_r=2500$ años, la probabilidad de que el daño sea completo es grande a diferencia de lo que se tiene cuando la demanda es más pequeña (sin escalar, registro original) en donde la mayor probabilidad se concentra en un estado de daño nulo, es decir sin daño.
- ✚ Para el modelo tipo 1 la mayor probabilidad de falla se concentra en un estado de daño moderado, y el caso de refuerzo más óptimo corresponde al caso 3.
- ✚ Para el modelo tipo 2 la mayor probabilidad de falla se concentra en un estado de daño moderado, y el caso de refuerzo óptimo es el caso 3.
- ✚ Para el modelo tipo 3 la mayor probabilidad de falla se concentra en un estado de daño nulo, mientras que la probabilidad de que la estructura sufra el colapso es muy pequeña, y el caso de refuerzo que mejor funciona en este modelo es el caso 4.
- ✚ Para el modelo tipo 4 la mayor probabilidad de falla se concentra entre un estado de daño nulo y moderado, y la probabilidad de que se presente un estado de daño completo es demasiado pequeña, el caso de refuerzo más óptimo para este modelo tipo es el caso 3.

Al igual que con el parámetro de la ductilidad por curvatura, se estima el porcentaje de reducción (R) de la probabilidad de exceder un valor dado una distorsión angular (θ) de interés, con la finalidad de comprender mejor la influencia que tienen los encamisados en la probabilidad de alcanzar un estado límite, para lo cual se estima el porcentaje de reducción de la probabilidad de exceder un valor dado de θ (R), porcentaje definido como la relación entre la probabilidad de alcanzar un valor dado de (θ) para un caso i (i=2, 3, 4, 5, 6 y 7) dividido por el valor de la probabilidad de alcanzar ese mismo estado en el caso 1 (pila sin refuerzo). El porcentaje R se evaluó para dos valores extremos de la

ductilidad de curvatura, $\theta = 0.007$ y 0.025 , representativos respectivamente de los estados límite de daño ligero y extenso de acuerdo a la propuesta de Akbari R., (2010). Las gráficas que se presentan en las figuras 6.44 a 6.51 muestran los resultados obtenidos para estos estados de daño.

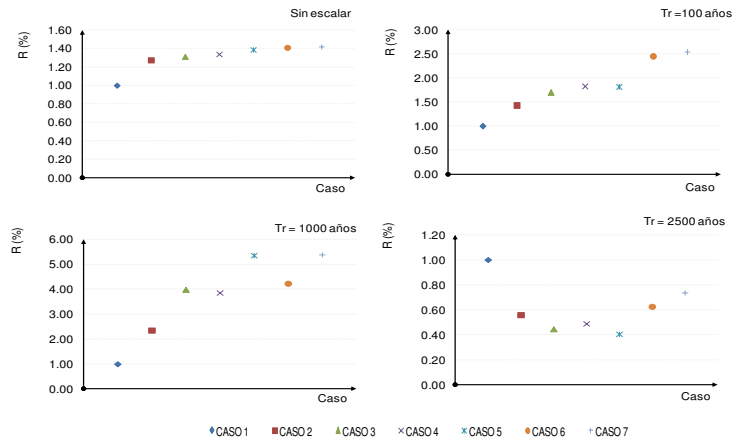


Figura 6.44 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.007$, para el modelo tipo 1.

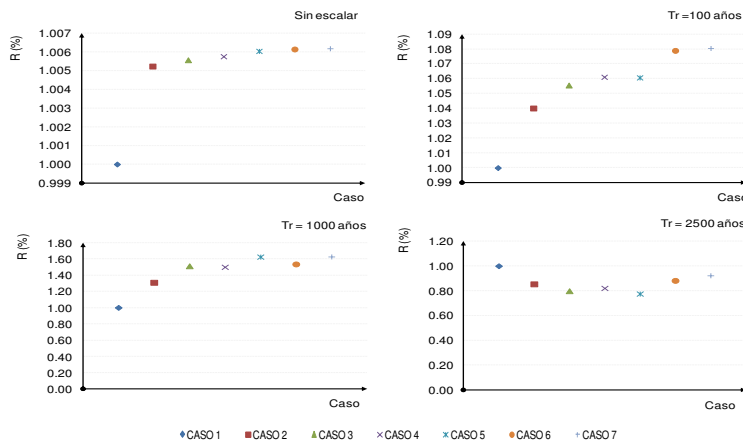


Figura 6.45 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.025$, para el modelo tipo 1.

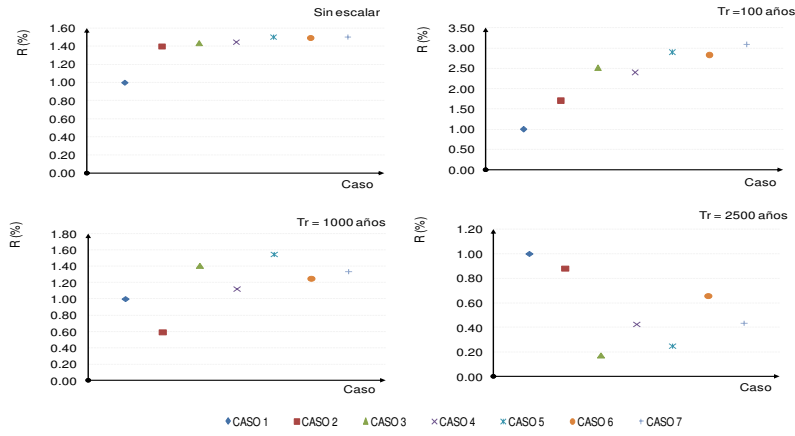


Figura 6.46 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.007$, para el modelo tipo 2.

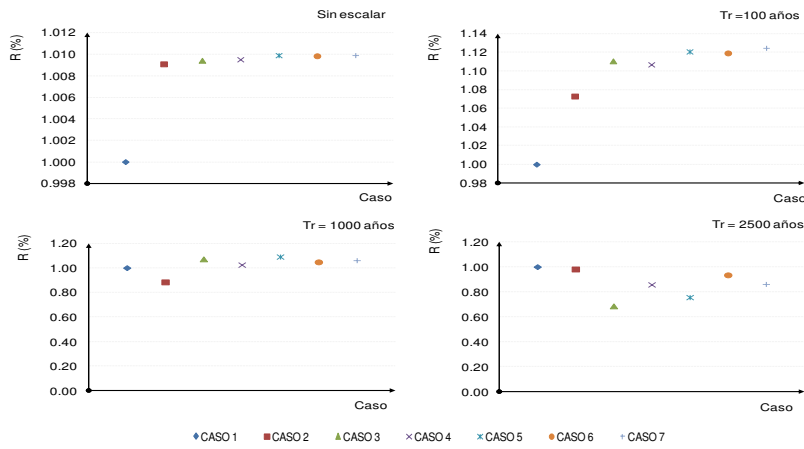


Figura 6.47 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.025$, para el modelo tipo 2.

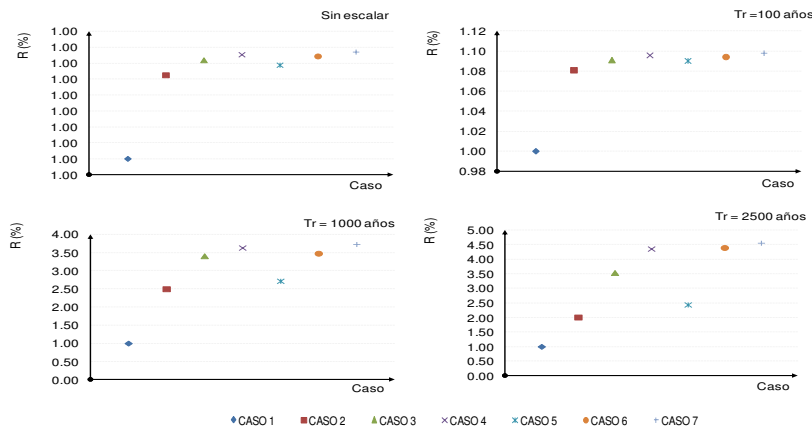


Figura 6.48 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.007$, para el modelo tipo 3.

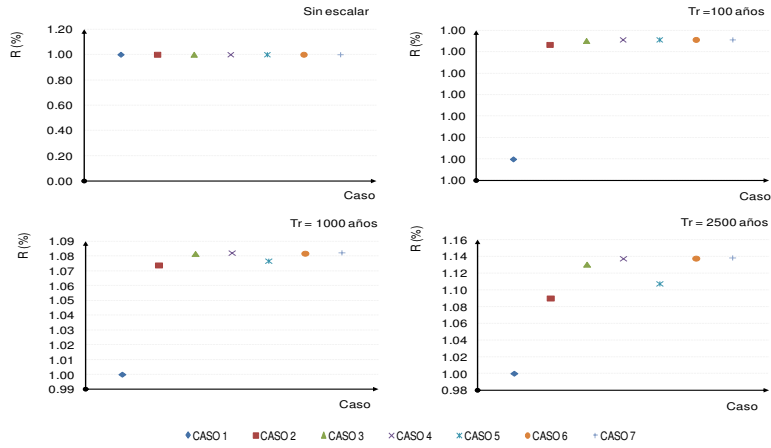


Figura 6.49 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.025$, para el modelo tipo 3.

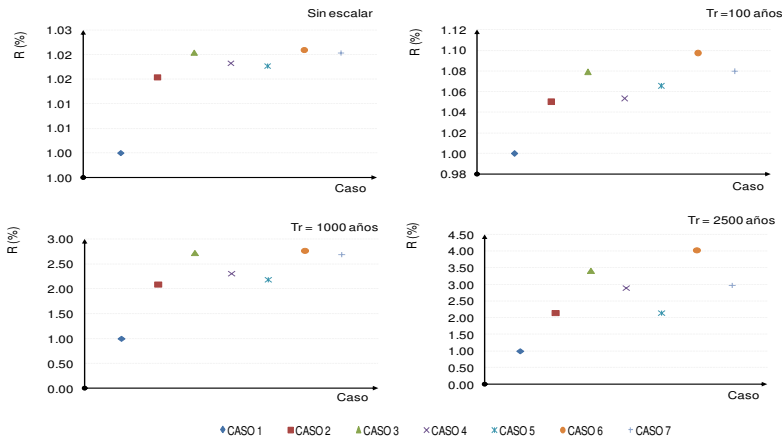


Figura 6.50 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.007$, para el modelo tipo 4.

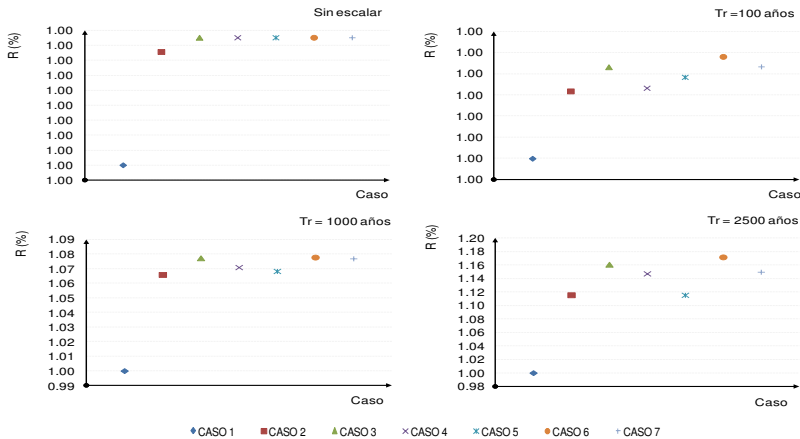


Figura 6.51 Porcentaje de reducción en la probabilidad de falla con $\theta = 0.025$, para el modelo tipo 4.

En la evaluación de los porcentajes de reducción de los estados límite correspondientes a daño ligero y extenso se observa de manera general que los casos óptimos de refuerzo son el 4, 6 y 7, aunque para demandas sísmicas pequeñas las reducciones parecen ser constantes.

6.4 Análisis de tendencias

Con la finalidad de estudiar si existe alguna tendencia que permita definir cuál es el caso de refuerzo óptimo donde se relacionen las variables consideradas en el refuerzo mediante encamisados de CR, espesor de camisa y porcentaje de acero longitudinal, se realizaron graficas de dispersión donde se representa en el eje de las ordenadas la relación entre el área de acero/área de concreto (A_e/A_c) de las camisas de refuerzo, y en el eje de las abscisas se variaron los tres parámetros de interés conocidos como θ , μ_ϕ y S_a . El comportamiento de las variables antes descritas se grafican para los 4 modelos tipo y para periodos de retorno de $T_r = 1000$ y 2500 años, en las figuras 6.52 a 6.54 para modelo tipo 1, en las figuras 6.55 a 6.57 para el modelo tipo 2, en las figuras 6.58 a 6.60 para el modelo tipo 3, y por último en las figuras 6.61 a 6.63 los resultados correspondientes al modelo tipo 4.

Para todos los casos presentados en las figura 6.52 a 6.63 se observa que la relación A_e/A_c es mayor para el caso de refuerzo 4, donde se encontró en las curvas de fragilidad que es el que presenta las mayores reducciones de la probabilidad de falla de las pilas de puentes de CR, además que si se realizan análisis adicionales podría ajustarse una curva con tendencia asintótica que relacione las variables de la distorsión angular y la ductilidad de curvatura con la relación concreto A_e/A_c , y una lineal de este último parámetro con la pseudoaceleración. Este tipo de ajustes podrían permitir estimar la cantidad de refuerzo, A_e/A_c , requerida dada una demanda definida a través de la distorsión angular, la ductilidad por curvatura o la pseudoaceleración.

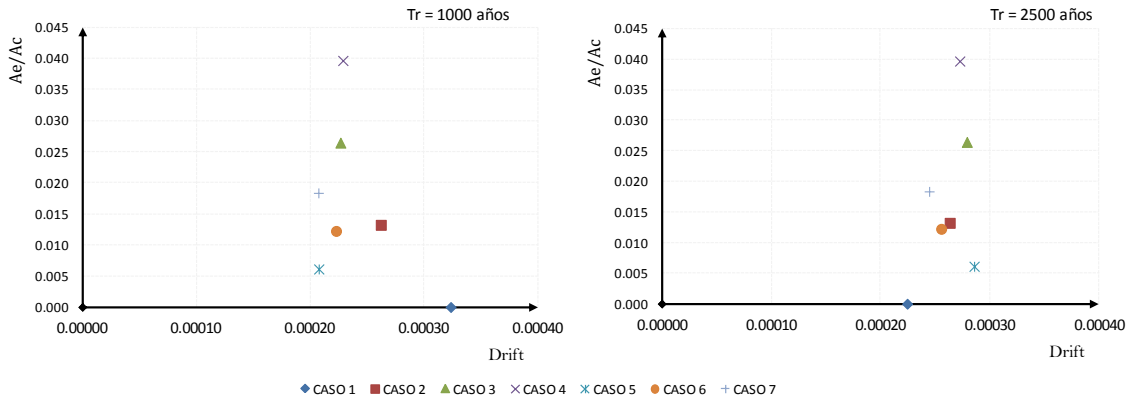


Figura 6.52 Relación $A_e/A_c - \theta$, para el Modelo Tipo 1

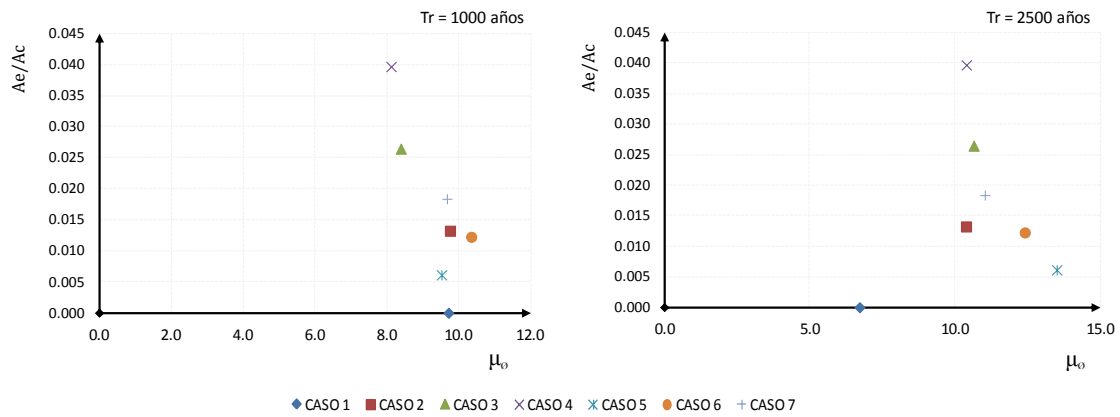


Figura 6.53 Relación $A_e/A_c - \mu_\phi$, para el Modelo Tipo 1

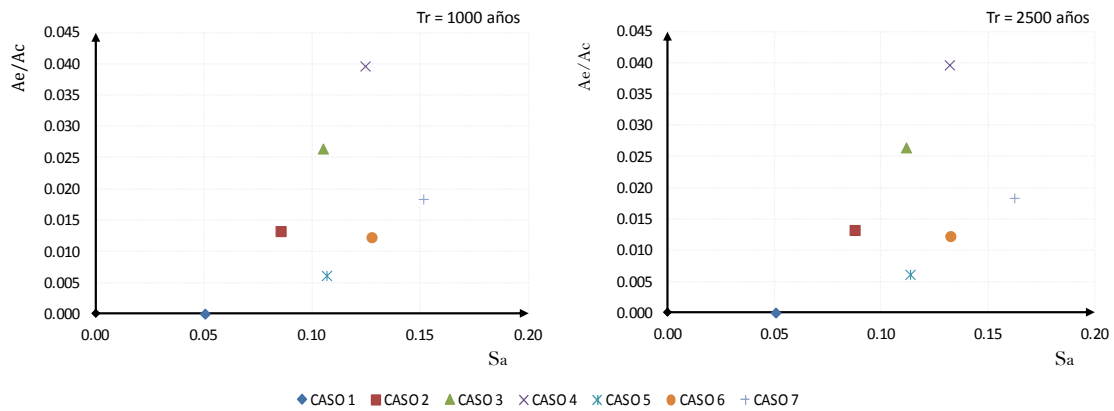


Figura 6.54 Relación $A_e/A_c - S_a$, para el Modelo Tipo 1

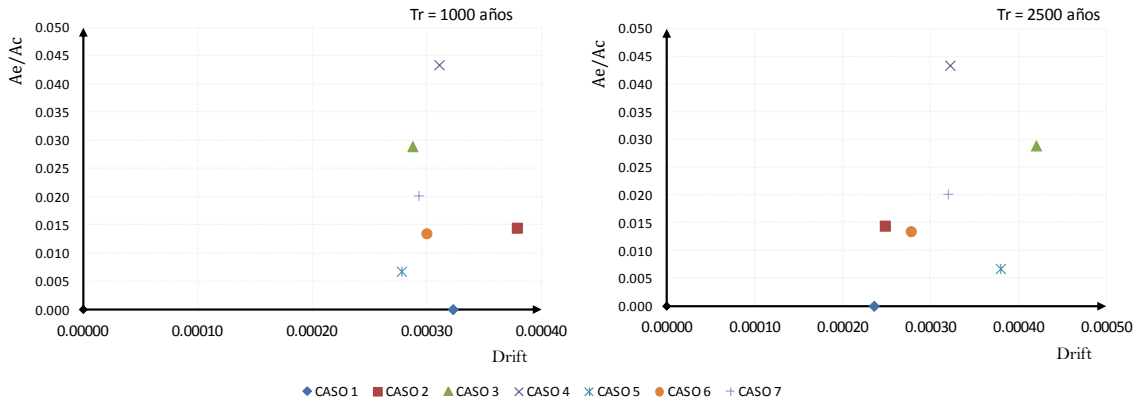


Figura 6.55 Relación $A_e/A_c - \theta$, para el Modelo Tipo 2

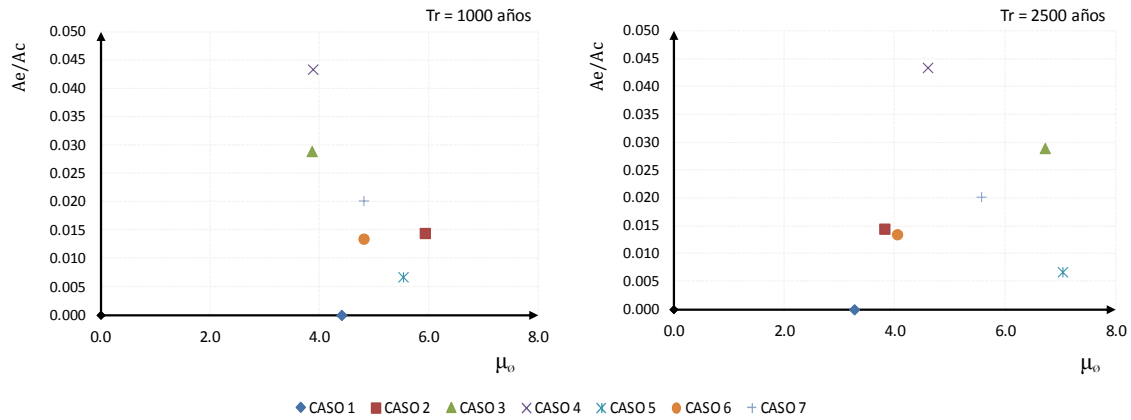


Figura 6.56 Relación $A_e/A_c - \mu_\phi$, para el Modelo Tipo 2

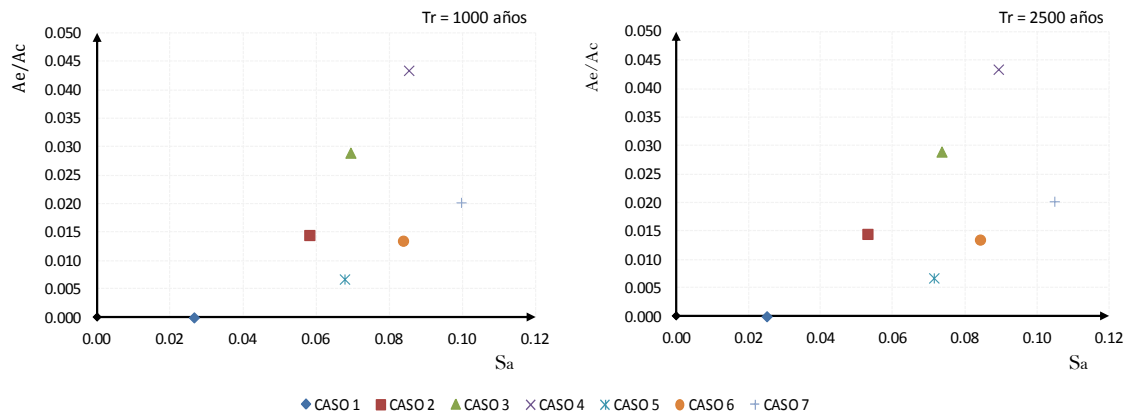


Figura 6.57 Relación $A_e/A_c - S_a$, para el Modelo Tipo 2

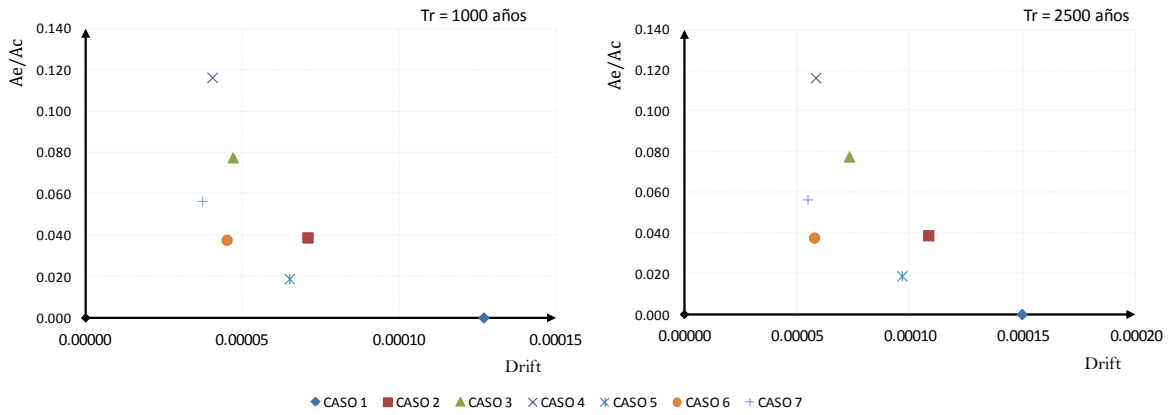


Figura 6.58 Relación $A_e/A_c - \theta$, para el Modelo Tipo 3

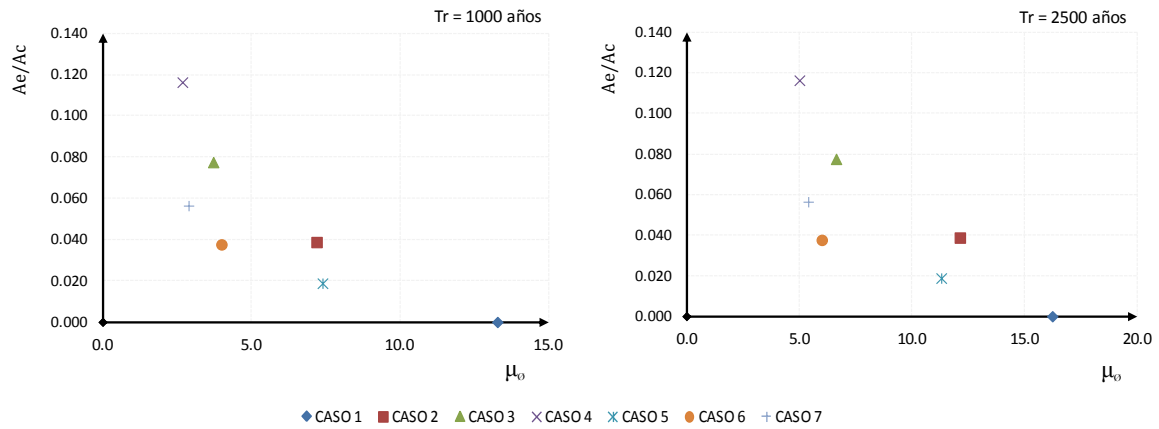


Figura 6.59 Gráficas de relación $A_e/A_c - \mu_{\phi}$, para el Modelo Tipo 3

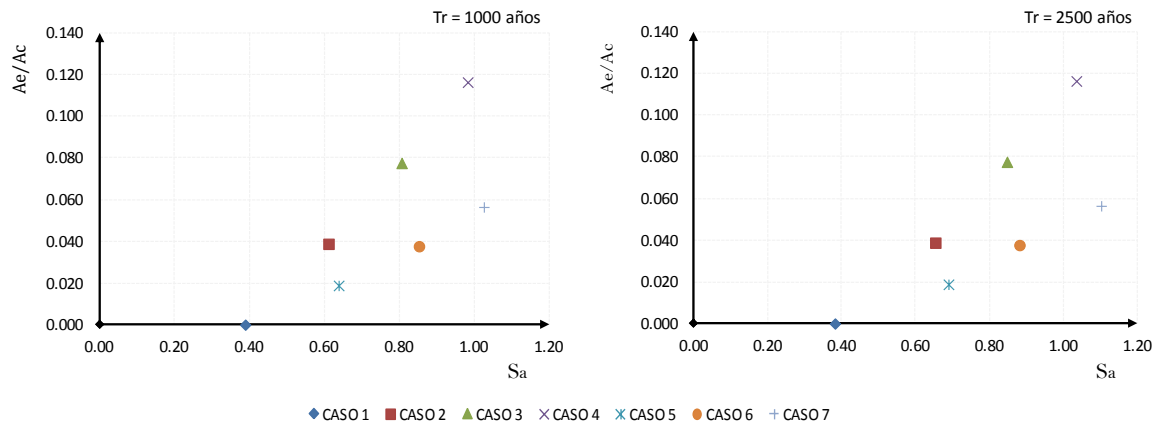


Figura 6.60 Relación $A_e/A_c - S_a$, para el Modelo Tipo 3

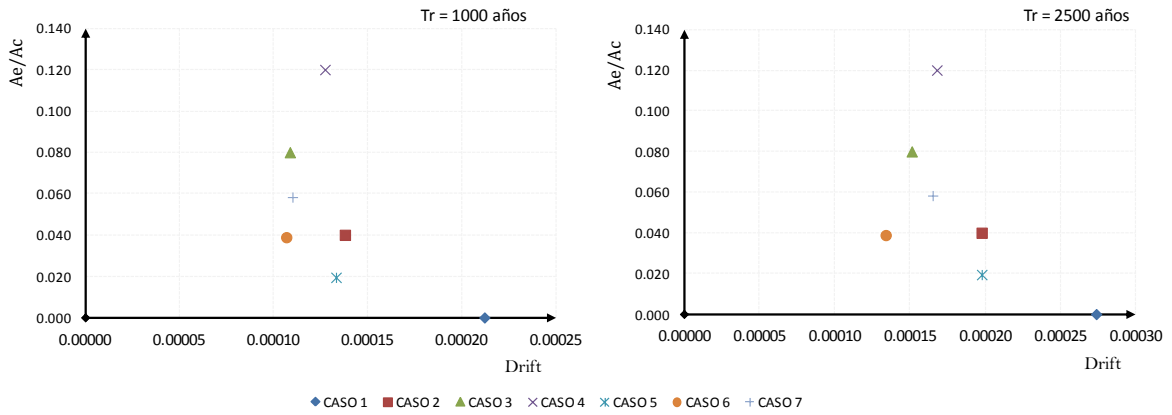


Figura 6.61 Relación $A_e/A_c - \theta$, para el Modelo Tipo 4

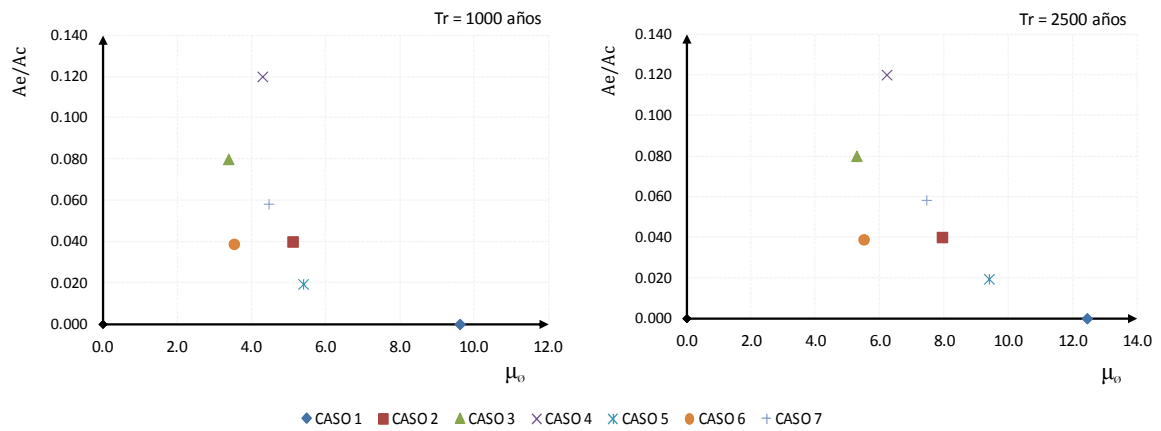


Figura 6.62 Relación $A_e/A_c - \mu_\phi$, para el Modelo Tipo 4

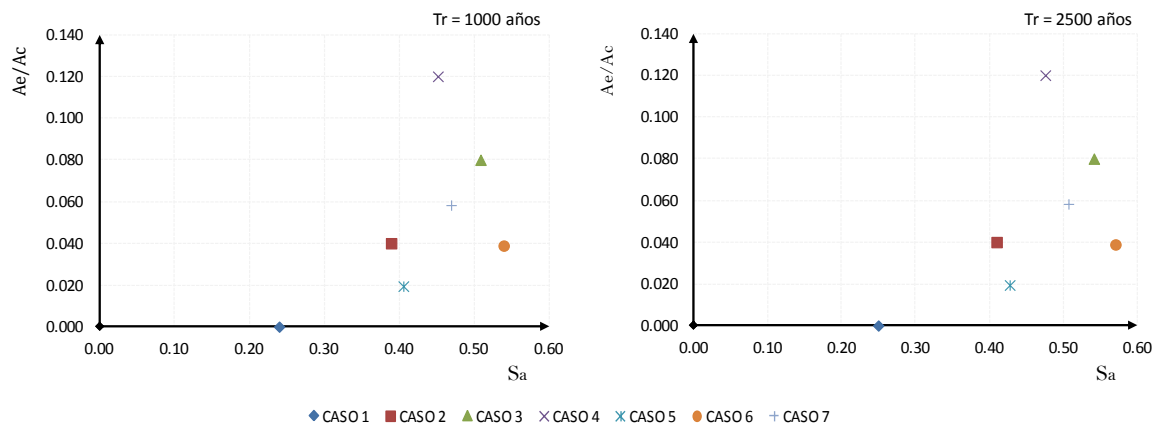


Figura 6.63 Relación $A_e/A_c - S_a$, para el Modelo Tipo 4

Con el objetivo de tratar de mostrar con mayor claridad cuál es el caso óptimo de refuerzo se realizaron graficas en 3D para los 4 modelos tipo, donde se relacionan las variables del espesor (eje de las abscisas), el porcentaje de acero (eje de las ordenadas) y el porcentaje de reducción de la probabilidad de falla (R) medida como función de la ductilidad de curvatura en el eje vertical, para $T_r=1000$ y 2500 años. Estos resultados se muestran en las figuras 6.64 a 6.71, donde se observa que los niveles de refuerzo que presentan las mayores reducciones, correspondientes al diseño óptimo, corresponden principalmente a los casos 4 y 7, y en menor medida al caso 3 cuya respuesta es menor pero para un número limitado de casos. De donde podemos decir que por economía sería recomendable reforzar las pilas de los puentes con espesor de camisa de 10 cm y porcentaje de refuerzo del 0.015 para reducir sustancialmente la probabilidad de falla y obtener las mayores ventajas económicas.

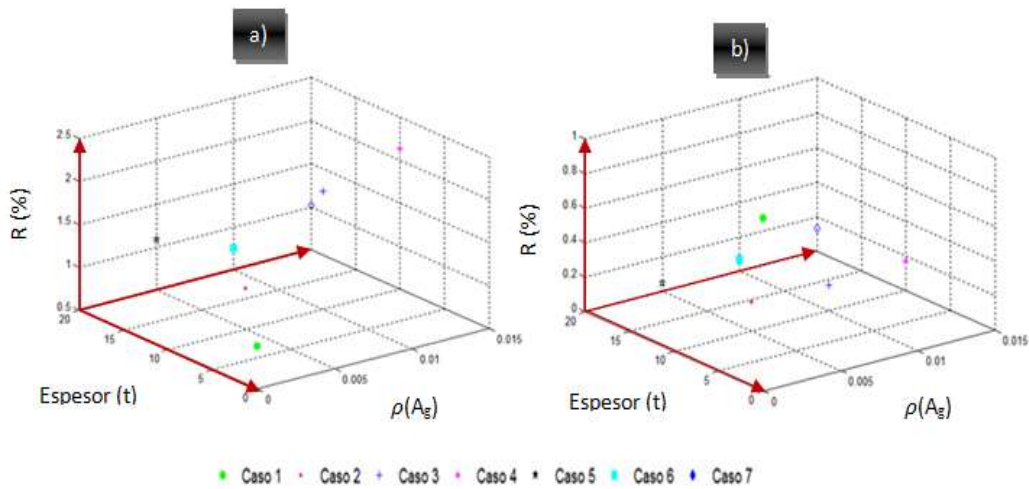


Figura 6.64 Relación (ρ - t - R) para $\mu_\phi=2$, modelo tipo 1. a) $T_r=1000$ años y b) $T_r=2500$ años

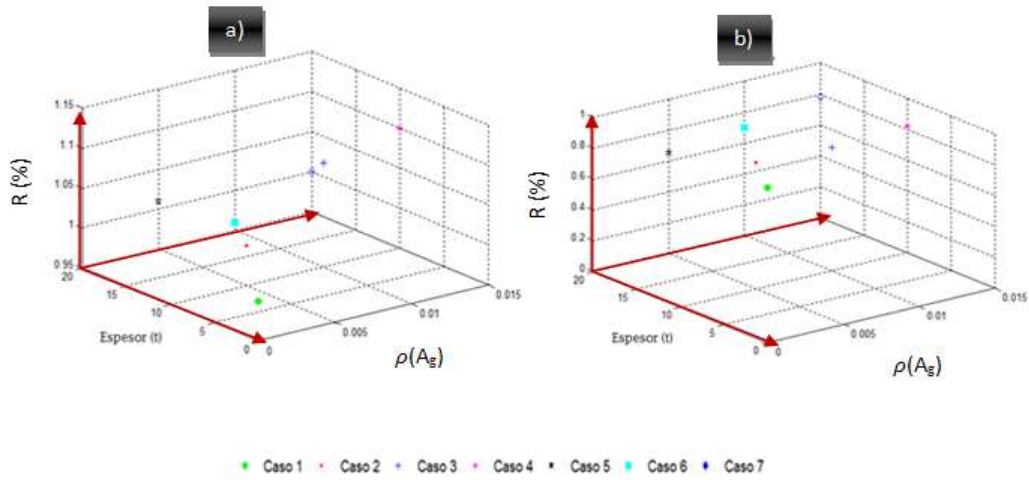


Figura 6.65 Relación (ρ - t - R) para $\mu_\phi=13$, modelo tipo 1, a) $Tr = 1000$ años y b) $Tr = 2500$ años

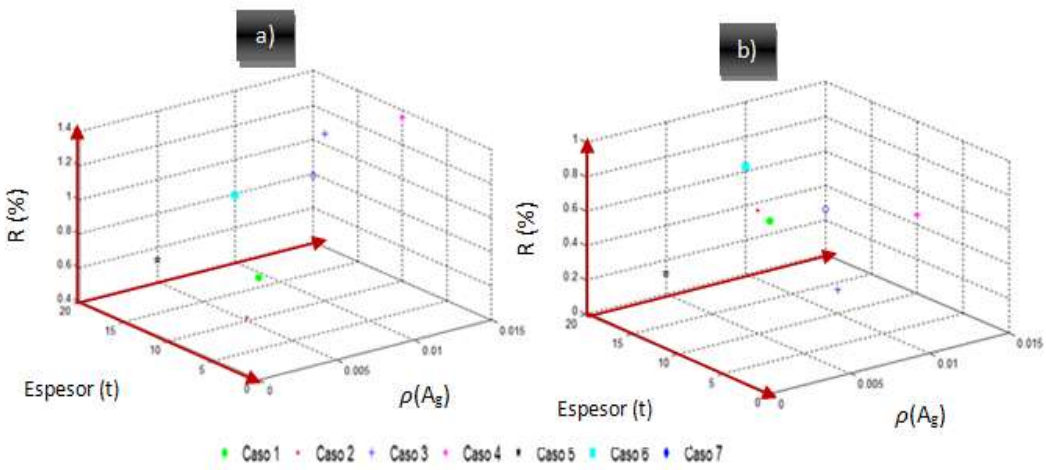


Figura 6.66 Relación (ρ - t - R) para $\mu_\phi=2$, modelo tipo 2. a) $Tr = 1000$ años y b) $Tr = 2500$ años

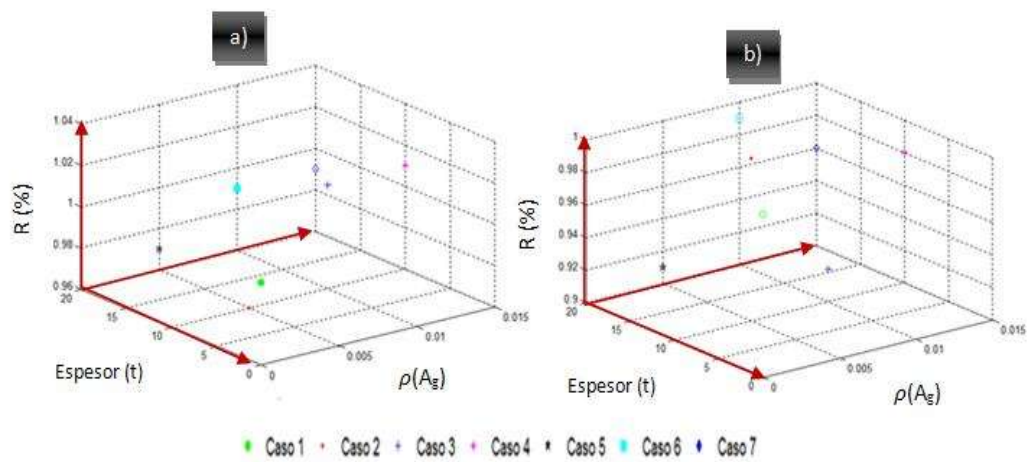


Figura 6.67 Relación (ρ - t - R) para $\mu_\phi=13$, modelo tipo 2, a) $Tr = 1000$ años y b) $Tr = 2500$ años

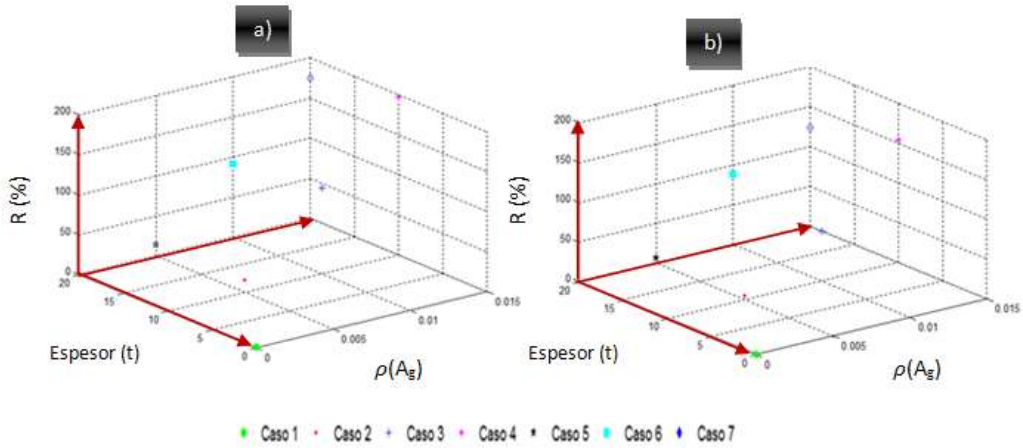


Figura 6.68 Relación (ρ - t - R) para $\mu_\varphi=2$, modelo tipo 3. a) $Tr = 1000$ años y b) $Tr = 2500$ años

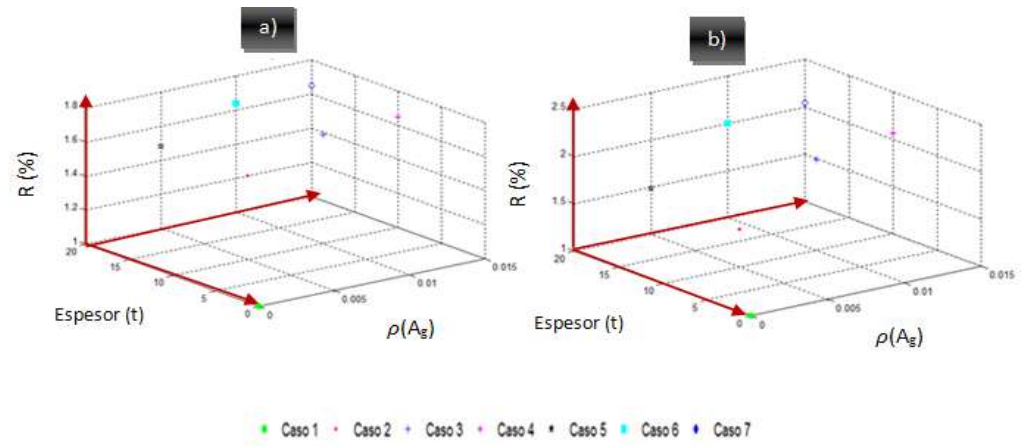


Figura 6.69 Relación (ρ - t - R) para $\mu_\varphi=13$, modelo tipo 3. a) $Tr = 1000$ años y b) $Tr = 2500$ años

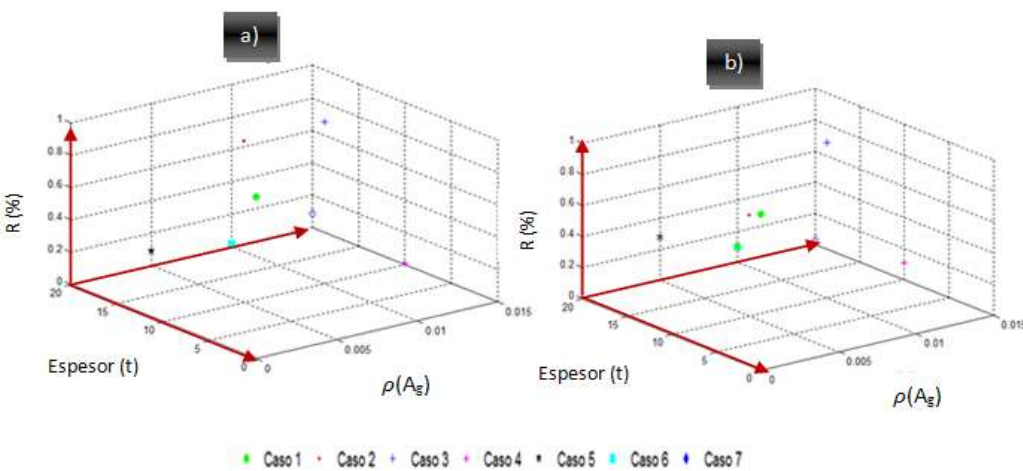


Figura 6.70 Relación (ρ - t - R) para $\mu_\varphi=2$, modelo tipo 4. a) $Tr = 1000$ años y b) $Tr = 2500$ años

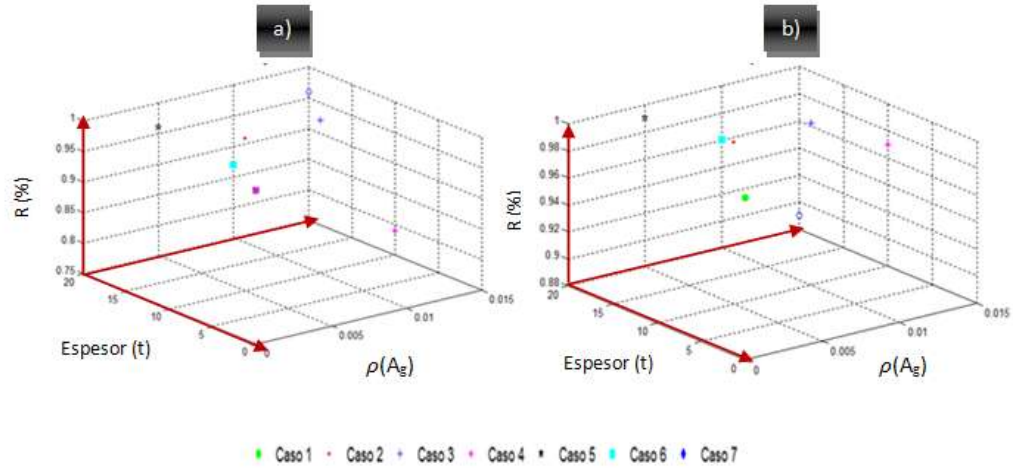


Figura 6.71 Relación (ρ - t - R) para $\mu_\phi=13$, modelo tipo 4. a) $T_r=1000$ años y b) $T_r=2500$ años

Capítulo 7

Conclusiones

En este trabajo se estudió la influencia que tienen los encamisados de CR en la probabilidad de falla de puentes de CR, para lo cual se modelaron 4 puentes con geometría tipo donde se varió la altura de pila, 6 y 10 m, y la longitud de claro, 20 y 40 m. Con la finalidad de evaluar la eficacia del refuerzo mediante encamisados de CR se diseñaron las pilas de los puentes con un porcentaje de acero correspondiente al 0.005 de la sección gruesa, y después se reforzaron con camisas de CR donde se utilizaron espesores de la misma de 10 y 20 cm y porcentajes de acero del 0.005, 0.010 y 0.015. La probabilidad de alcanzar un estado límite de falla definido para dos variables conocidas como ductilidad por curvatura y la distorsión angular se estimó definiendo a las variables aleatorias con una distribución log-normal con un valor medio calculado mediante curvas de capacidad que definen la relación que existe entre la demanda seleccionada y la capacidad de los puentes seleccionados y diseñados para este trabajo. Del análisis de los resultados obtenidos se puede llegar a las siguientes conclusiones:

- Tanto para la ductilidad por curvatura como para la distorsión angular se observa que en general la probabilidad de falla de los puentes de CR estudiados en este trabajo disminuye para todos los casos de refuerzo, sin embargo se observa que el refuerzo óptimo corresponde al caso 4, donde se utiliza una camisa de 10 cm con una cuantía de acero del 0.015. Por lo que podemos decir que la variable que juega un papel más importante en el refuerzo de pilas de puentes es el porcentaje de acero y no el espesor de la camisa.

- ✚ El estado de daño que presenta la mayor probabilidad de presentarse ante demandas sísmicas importantes, digamos T_r de 1000 y 2500 años, es el estado de daño moderado, indicador de que las camisas de CR por sí mismas son un buen sistema de refuerzo con el que es posible prevenir daño en las pilas de puentes localizados en zonas de alta sismicidad siempre que el tamaño de la camisa se encuentre dentro de los intervalos estudiados en este trabajo.
- ✚ El nivel del beneficio del refuerzo no muestra tener relación importante con las variables consideradas con la geometría del puente, altura de pila y longitud de claro; sin embargo, los resultados no muestran tendencias muy claras para los puentes con longitud de claro de 40 m a diferencia de los de 20 m, donde se alcanza a percibir diferencias claras para los casos de refuerzo 3, 4, 6 y 7.
- ✚ No se observan ventajas importantes en la implementación del refuerzo correspondiente a los casos 2 y 5, que tienen diferente espesor de la camisa pero la mínima cuantía de acero, por lo que no resulta recomendable utilizar como refuerzo longitudinal de la camisa el 0.005 de la sección gruesa.
- ✚ Debido a que se tienen diferentes propuestas para definir los estados límite de daño, es importante utilizar la que se apague más a la realidad ya que el valor final de la probabilidad de no exceder un estado límite de interés puede variar mucho de un criterio a otro, como se observó con los resultados referentes a la distorsión angular.
- ✚ Si se desea proponer curvas que permitan estimar la relación del área de acero al área de concreto (A_e/A_c) de la camisa de refuerzo para un caso particular con base en una cierta demanda (llámese distorsión angular, ductilidad por curvatura o pseudoaceleración), sería necesario obtener la probabilidad de alcanzar los estados límite de daño de interés para más casos de estudio y ajustar curvas con tendencia asintótica y lineal, dependiendo de la variable de interés.

Referencias

- Abdessemed M., Kenai S., Bali A., y Kibboua A. (2010). *Dynamic analysis of a bridge repaired by CFRP: Experimental and numerical modeling*. Elsevier Science Limited, 1270-1276.
- Aguiar Falconí R., Auqui M., y Garzón N. *Aisladores de base elastoméricos con perno macizo*.
- Aguiar R. (2010). *Análisis Sísmico de puente norte 1 con aisladores de base FPS, construido sobre el estuario del río Esmeraldas*. Santiago, Chile.
- Águila V. (2010). *Características físicas y mecánicas de los hormigones reforzados con fibras de: vidrio, carbono y aramida*. Universidad Politécnica de Madrid. Trabajo de fin de máster, Madrid.
- Álvarez Sereno J. J., Jara Díaz M., Campos S., y Valdebenito, G. (2009). *Evaluación Sísmica de Puentes con Amortiguadores*. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Puebla, Puebla.
- Akbari R. (2010). *Seismic Fragility analysis of reinforced concrete continuous span bridges with irregular configuration*. Structure and Infrastructure Engineering, Tayloy & Francis.
- Balaguru P., Nanni A., y Giancaspro J. (2008). *FRP Composites for Reinforced and Prestressed Concrete Structures*. New York, USA. Tayloy & Francis.
- Bonett R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universidad Politécnica de Cataluña. Tesis Doctoral. Barcelona, España.
- Casillas, Y. L. (2011). *Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos*. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Tesis de licenciatura. Morelia, Michoacán.
- Choi J. S., y Kim J. K. (http://mceer.buffalo.edu/research/international_research/ancer/activities/2004/choi_js_keerc.pdf). *Development of failure Probability Analysis Method for concrete Pier of Multi-Span Continuous Bridges using the probabilistic Capacity Spectrum Method*.
- Crioiu L., Goula X., Roca A., Tusagna T., Barbat A. y Pujades L. (2001). *El método del espectro de capacidad aplicado a la evaluación de daños sísmicos*, 2º Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica. Madrid, España.

Dutta, A. y 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, June.

Espeche A. (2007), *Refuerzo de pilares con encamisados de hormigón solicitados a axial centrado*, Universidad Politécnica de Madrid, Trabajo de investigación, Madrid.

Espeche A., León J., Navarrete E., y Velasco C. (2008). *Aplicación del micro-HAC al refuerzo de pilares mediante encamisados*, 1st Spanish Congress on Self-Compacting Concrete, 18-19 febrero. Valencia.

Giménez E. (2007). *Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión simple*. Universidad Politecnica de Valencia. Tesis doctoral. Valencia, España.

Gallardo Zafra R., y Kawashima K. (2008). *Analysis of carbon Fiber Sheet Retrofitted RC Bridge Columns*. The 14 th World Conference on Earthquake Engineering. Begin, China.

Gómez D., Marulanda J., y Thomson P. (2008). *Sistemas de control para la protección de estructuras civiles sometidas a cargas dinámicas*. Medellín (Colombia).

Gómez C., Oller S., y Barbat A. (2010). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente Warth en Austria. Departamento de resistencia de materiales y estructuras en la ingeniería*, Universidad Politécnica de Barcelona, España.

Hernández Barrios H., Jara Guerrero J. M. & Jara Díaz M. (2009). *Evaluación de diversas alternativas de reparación de columnas de puentes con fibras de polímeros*. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Puebla, Puebla.

Hurtado J. C. & Suárez V. A. (2007). *Implementación del diseño directo basado en desplazamientos para puentes con sistemas de aislamiento sísmico*. XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Riobamba, Ecuador.

Izaguirre Corona A. M. (2007). *Sistema de aisladores sísmicos de base para edificios*. Unidad Adolfo López Mateos Zacatenco, Tesis de licenciatura. México, D.F.

Jara Díaz M., Jara Guerrero J. M., y Álvarez Sereno J. J. (2010). *Procedimientos de evaluación y rehabilitación de pilas de puentes dañadas por sismo*. VI Congreso Internacional Sobre Patología y Recuperación de Estructuras. Córdoba, Argentina.

- Jara Guerrero J. M., y Jara Díaz M. (2010). *Análisis de las técnicas de rehabilitación de puentes de claros cortos*. León, Guanajuato.
- Jara Díaz. M., y Olmos Navarrete B. A. (2010). *Mecanismos de falla en pilas de puentes*. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. León, Guanajuato.
- Jara Guerrero J.M., Jara Díaz M., Olmos Navarrete B.A., y López J.I. (2010). *Criterio de selección de estructuras tipo de puentes para su evaluación sísmica*. VI Congreso Internacional Sobre Patología y Recuperación de Estructuras. Córdoba, Argentina.
- Kalfat R., y Al-Mahaidi R. (2010). *Investigation into CFRP laminates anchorage system utilizing bi-directional fabric wrap*. Elsevier Science Limited.
- López C. Y. (2011). *Funciones elásticas de respuesta estructural de puentes típicos*. Tesis de Licenciatura. Morelia, Michoacán.
- López Pérez J. I. (2010). *Evaluación sísmica de puentes Típicos de puentes en México*. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Tesis de Licenciatura. Morelia, Michoacán.
- Mander J. (1999). *Fragility curves development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges*, University at Buffalo, State University of New York.
- Mirmiran A. (1995). *A new concrete-filled hollow FRP composite column*. Elsevier Science Limited, Parte B 27B, 263-268.
- Monti G., Nisticó N., y Santini S. (2001). *Design of FRP jackets for upgrade of circular bridge piers*. Journal of Composites for Construction.
- Moreno R. y Bairán J.M. (2010) *Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico en edificios de concreto armado con losas reticulares*, Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 25, N° 4, pp. 61-71
- Negrete J. C. (2009). *Vulnerabilidad sísmica del puente Feliciano*. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Tesis de Licenciatura. Morelia, Michoacán.
- Oviedo J. A., y Duque M. D. (2006). *Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones*. Artículo de revista , Medellín (Colombia).
- Pérez Arellano J. A. (2007). *Supervisión y control de calidad de puentes*. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Tesis de licenciatura. Morelia, Michoacán.

Romero L. A. (2009). *Inspección del estado Físico de los puentes*. Puente "Paracho." Servicios de consultoría y construcción.

Saavedra Ouezada M. A. (2005). *Análisis de edificios con aisladores sísmicos mediante procedimientos simplificados*. Universidad Austral de Chile, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Valdivia, Chile.

Salgado Estrada R. (1999). *Desarrollo de un procedimiento para la definición de factores de carga para puentes en México*. Universidad Nacional Autónoma de México. Tesis para obtener el grado de maestro en ingeniería.

Sarafraz M., y Danesh F. (2008). *Flexural Enhancement of RC Columns with FRP*. 14th World Conference on Earthquake Engineering. Begin, China.

Seible F., Nigel Priestle M. J., Hegemier G., y Innamorate D. (1997). *Seismic Retrofit of RC Columns with Continuous Carbon Fiber Jackets*. Journal of Composites for Construction.

Untiveros C. A. (2002). *Hormigón Confinado con Polímeros Reforzados con Fibra*. Estudio experimental del comportamiento del hormigón confinado sometido a compresión.

Velásquez J. (2006). *Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante curvas de fragilidad analíticas*. Pontifica Universidad Católica del Perú. Tesis para optar el grado académico de magíster en ingeniería civil. Lima, Perú.

Vielma J.C., Barbat A.H., y Oller S. (2007). *Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado con ductilidad limitada*. Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 7(2-3) 273.

Villanueva D. (2011) *Parámetros óptimos de un sistema de aislamiento para puentes irregulares en altura*. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Tesis de maestría en ingeniería estructural. Morelia, Michoacán.

Xiao Y., Asce M., y Wu H. (2003). *Retrofit of Reinforced Concrete Columns Using Partially Stiffened Steel Jackets*. Journal of Structural Engineering.

Yan Z., Pantelides C. P., y Reaveley L. D. (2008). *Seismic Retrofit of Bridge Columns Using Fiber Reinforced Polymer Composite Shells and Shape Modification*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Begin, China.

Apéndice A

Tablas base para la evaluación de curvas de fragilidad, considerando la ductilidad de curvatura μ_{φ} como índice de daño, los valores de los límites de daño son los propuestos por Choi J., y Kim J. (http://mceer.buffalo.edu/research/international_research/ancer/activities/2004/choi_js_keerc.pdf).

Tabla A.1 Parámetros base para encontrar el daño por μ_{φ} , del Modelo Tipo 1, caso 1.

Modelo Tipo 1, Caso 1							
T_r	Desplazamiento	R_3	\emptyset_m	μ_{φ}	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalar	4.03	0.0037	0.000088	2.2174	0.6163	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	7.85	0.0098	0.000168	4.2167	1.2590	0.6	Daño Moderado
$T_r = 1000$	19.40	0.0266	0.000388	9.7149	2.0936	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	13.47	0.0175	0.000268	6.7161	1.7245	0.6	Daño severo

Tabla A.2 Parámetros base para encontrar el daño por μ_{φ} , del Modelo Tipo 1, caso 2.

Modelo Tipo 1, Caso 2							
T_r	Desplazamiento	R_3	\emptyset_m	μ_{φ}	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalar	2.90	0.0015	0.000050	1.6255	0.3058	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	6.58	0.0058	0.000107	3.5026	1.0735	0.6	Daño Moderado
$T_r = 1000$	15.72	0.0204	0.000297	9.7584	2.0981	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	15.81	0.0219	0.000316	10.3839	2.1603	0.6	Daño severo

Tabla A.3 Parámetros base para encontrar el daño por μ_{ϕ} , del Modelo Tipo 1, caso 3.

Modelo Tipo 1, Caso 3							
T_r	Desplazamiento	R_3	ϕ_m	μ_{ϕ}	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalara	2.73	0.0000	0.000030	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	5.95	0.0045	0.000088	2.9633	0.9063	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	13.59	0.0168	0.000250	8.3898	1.9470	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	16.75	0.0220	0.000317	10.6462	2.1852	0.6	Daño severo

Tabla A.4 Parámetros base para encontrar el daño por μ_{ϕ} , del Modelo Tipo 1, caso 4.

Modelo Tipo 1, Caso 4							
T_r	Desplazamiento	R_3	ϕ_m	μ_{ϕ}	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalara	2.62	0.0000	0.000030	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	5.69	0.0039	0.000081	2.7059	0.8154	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	13.72	0.0163	0.000244	8.1193	1.9142	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	16.36	0.0216	0.000312	10.3936	2.1612	0.6	Daño severo

Tabla A.5 Parámetros base para encontrar el daño por μ_{ϕ} , del Modelo Tipo 1, caso 5.

Modelo Tipo 1, Caso 5							
T_r	Desplazamiento	R_3	ϕ_m	μ_{ϕ}	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalara	2.38	0.0013	0.000041	1.6638	0.3291	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	5.71	0.0061	0.000104	4.2117	1.2579	0.6	Daño Moderado
$T_r = 1000$	12.45	0.0161	0.000235	9.5213	2.0735	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	17.15	0.0236	0.000333	13.5039	2.4230	0.6	Colapso

Tabla A.6 Parámetros base para encontrar el daño por μ_{ϕ} , del Modelo Tipo 1, caso 6.

Modelo Tipo 1, Caso 6							
T_r	Desplazamiento	R_3	ϕ_m	μ_{ϕ}	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalara	2.27	0.0000	0.000024	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	4.59	0.0033	0.000068	2.8028	0.8506	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	13.36	0.0172	0.000249	10.3474	2.1567	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	15.34	0.0210	0.000299	12.4050	2.3381	0.6	Daño severo

Tabla A.7 Parámetros base para encontrar el daño por μ_ϕ , del Modelo Tipo 1, caso 7.

Modelo Tipo 1, Caso 7							
T_r	Desplazamiento	R_3	\emptyset_m	μ_ϕ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	2.21	0.0000	0.000024	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	4.45	0.0022	0.000054	2.2029	0.6097	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	12.43	0.0162	0.000236	9.6729	2.0893	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	14.68	0.0187	0.000269	11.0306	2.2206	0.6	Daño severo

Tabla A.8 Parámetros base para encontrar el daño por μ_ϕ , del Modelo Tipo 2, caso 1.

Modelo Tipo 2, Caso 1							
T_r	Desplazamiento	R_3	\emptyset_m	μ_ϕ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	7.48	0.0021	0.000053	1.5674	0.2694	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	15.00	0.0083	0.000110	3.2695	1.0046	0.6	Daño moderado
$T_r = 1000$	19.35	0.0124	0.000148	4.4044	1.3026	0.6	Daño moderado
$T_r = 2500$	14.14	0.0083	0.000110	3.2695	1.0046	0.6	Daño moderado

Tabla A.9 Parámetros base para encontrar el daño por μ_ϕ , del Modelo Tipo 2, caso 2.

Modelo Tipo 2, Caso 2							
T_r	Desplazamiento	R_3	\emptyset_m	μ_ϕ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	5.00	0.0000	0.000027	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	11.82	0.0041	0.000065	2.4086	0.6990	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	22.71	0.0144	0.000160	5.9301	1.6000	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	14.89	0.0082	0.000103	3.8171	1.1595	0.6	Daño Moderado

Tabla A.10 Parámetros base para encontrar el daño por μ_ϕ , del Modelo Tipo 2, caso 3.

Modelo Tipo 2, Caso 3							
T_r	Desplazamiento	R_3	\emptyset_m	μ_ϕ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	4.77	0.0000	0.000027	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	9.49	0.0021	0.000046	1.7151	0.3595	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	17.24	0.0084	0.000105	3.8607	1.1708	0.6	Daño Moderado
$T_r = 2500$	25.20	0.0168	0.000182	6.7214	1.7253	0.6	Daño severo

Tabla A.11 Parámetros base para encontrar el daño por μ_φ del Modelo Tipo 2, caso 4.

Modelo Tipo 2, Caso 4							
T_r	Desplazamiento	R_3	\varnothing_m	μ_φ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	4.70	0.0000	0.000028	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	9.78	0.0021	0.000047	1.7198	0.3622	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	18.63	0.0086	0.000107	3.8794	1.1757	0.6	Daño Moderado
$T_r = 2500$	19.33	0.0107	0.000126	4.5992	1.3459	0.6	Daño Moderado

Tabla A.12 Parámetros base para encontrar el daño por μ_φ del Modelo Tipo 2, caso 5.

Modelo Tipo 2, Caso 5							
T_r	Desplazamiento	R_3	\varnothing_m	μ_φ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	4.33	0.0000	0.000022	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	8.62	0.0036	0.000055	2.5102	0.7404	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	16.66	0.0109	0.000122	5.5310	1.5304	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	22.77	0.0145	0.000155	7.0412	1.7718	0.6	Daño severo

Tabla A.13 Parámetros base para encontrar el daño por μ_φ del Modelo Tipo 2, caso 6.

Modelo Tipo 2, Caso 6							
T_r	Desplazamiento	R_3	\varnothing_m	μ_φ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	4.39	0.0000	0.000022	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	8.77	0.0018	0.000039	1.7620	0.3864	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	17.97	0.0092	0.000107	4.8090	1.3905	0.6	Daño Moderado
$T_r = 2500$	16.66	0.0074	0.000090	4.0470	1.2180	0.6	Daño Moderado

Tabla A.14 Parámetros base para encontrar el daño por μ_φ del Modelo Tipo 2, caso 7.

Modelo Tipo 2, Caso 7							
T_r	Desplazamiento	R_3	\varnothing_m	μ_φ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	4.32	0.0000	0.000023	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	8.21	0.0000	0.000023	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	17.56	0.0093	0.000108	4.8069	1.3901	0.6	Daño Moderado
$T_r = 2500$	19.20	0.0112	0.000126	5.5682	1.5371	0.6	Daño severo

Tabla A.15 Parámetros base para encontrar el daño por μ_{ϕ} , del Modelo Tipo 3, caso 1.

Modelo Tipo 3, Caso 1							
T_r	Desplazamiento	R_3	\emptyset_m	μ_{ϕ}	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	0.99	0.0000	0.000010	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	2.27	0.0021	0.000034	3.4148	1.0481	0.6	Daño Moderado
$T_r = 1000$	7.61	0.0106	0.000131	13.2820	2.4064	0.6	Colapso
$T_r = 2500$	8.97	0.0132	0.000160	16.2421	2.6076	0.6	Colapso

Tabla A.16 Parámetros base para encontrar el daño por μ_{ϕ} , del Modelo Tipo 3, caso 2.

Modelo Tipo 3, Caso 2							
T_r	Desplazamiento	R_3	\emptyset_m	μ_{ϕ}	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	0.76	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	1.44	0.0008	0.000018	1.9728	0.4994	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	4.25	0.0051	0.000067	7.1976	1.7938	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	6.49	0.0092	0.000114	12.1380	2.3163	0.6	Daño severo

Tabla A.17 Parámetros base para encontrar el daño por μ_{ϕ} , del Modelo Tipo 3, caso 3.

Modelo Tipo 3, Caso 3							
T_r	Desplazamiento	R_3	\emptyset_m	μ_{ϕ}	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	0.65	0.0000	0.000010	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	1.23	0.0000	0.000010	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	2.82	0.0023	0.000036	3.7194	1.1336	0.6	Daño Moderado
$T_r = 2500$	4.38	0.0048	0.000064	6.6397	1.7131	0.6	Daño severo

Tabla A.18 Parámetros base para encontrar el daño por μ_{ϕ} , del Modelo Tipo 3, caso 4.

Modelo Tipo 3, Caso 4							
T_r	Desplazamiento	R_3	\emptyset_m	μ_{ϕ}	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	0.58	0.0000	0.000010	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	1.08	0.0000	0.000010	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	2.42	0.0015	0.000026	2.6812	0.8063	0.6	Daño ligero
$T_r = 2500$	3.49	0.0035	0.000049	5.0109	1.4316	0.6	Daño severo

Tabla A.19 Parámetros base para encontrar el daño por μ_φ , del Modelo Tipo 3, caso 5.

Modelo Tipo 3, Caso 5							
T_r	Desplazamiento	R_3	\varnothing_m	μ_φ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	0.69	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	1.25	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	3.90	0.0049	0.000064	7.3971	1.8211	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	5.79	0.0079	0.000098	11.3096	2.2456	0.6	Daño severo

Tabla A.20 Parámetros base para encontrar el daño por μ_φ , del Modelo Tipo 3, caso 6.

Modelo Tipo 3, Caso 6							
T_r	Desplazamiento	R_3	\varnothing_m	μ_φ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	0.60	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	1.14	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	2.70	0.0023	0.000036	3.9957	1.2052	0.6	Daño Moderado
$T_r = 2500$	3.45	0.0039	0.000054	6.0047	1.6126	0.6	Daño severo

Tabla A.21 Parámetros base para encontrar el daño por μ_φ , del Modelo Tipo 3, caso 7.

Modelo Tipo 3, Caso 7							
T_r	Desplazamiento	R_3	\varnothing_m	μ_φ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	0.51	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	0.98	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	2.23	0.0015	0.000026	2.8900	0.8813	0.6	Daño ligero
$T_r = 2500$	3.28	0.0035	0.000049	5.4022	1.5068	0.6	Daño severo

Tabla A.22 Parámetros base para encontrar el daño por μ_φ , del Modelo Tipo 4, caso 1.

Modelo Tipo 4, Caso 1							
T_r	Desplazamiento	R_3	\varnothing_m	μ_φ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	2.49	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	4.20	0.0012	0.000019	2.0552	0.5404	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	12.72	0.0097	0.000091	9.6111	2.0829	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	16.43	0.0130	0.000117	12.4452	2.3413	0.6	Daño severo

Tabla A.23 Parámetros base para encontrar el daño por μ_ϕ , del Modelo Tipo 4, caso 2.

Modelo Tipo 4, Caso 2							
T_r	Desplazamiento	R_3	ϕ_m	μ_ϕ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	1.90	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	3.62	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	8.27	0.0045	0.000046	5.1123	1.4516	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	11.86	0.0075	0.000072	7.9405	1.8920	0.6	Daño severo

Tabla A.24 Parámetros base para encontrar el daño por μ_ϕ , del Modelo Tipo 4, caso 3.

Modelo Tipo 4, Caso 3							
T_r	Desplazamiento	R_3	ϕ_m	μ_ϕ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	1.45	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	3.23	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	6.51	0.0027	0.000031	3.3818	1.0384	0.6	Daño Moderado
$T_r = 2500$	9.07	0.0048	0.000049	5.2809	1.4841	0.6	Daño severo

Tabla A.25 Parámetros base para encontrar el daño por μ_ϕ , del Modelo Tipo 4, caso 4.

Modelo Tipo 4, Caso 4							
T_r	Desplazamiento	R_3	ϕ_m	μ_ϕ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	1.69	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	3.58	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	7.63	0.0036	0.000039	4.2978	1.2781	0.6	Daño Moderado
$T_r = 2500$	10.07	0.0057	0.000057	6.2174	1.6473	0.6	Daño severo

Tabla A.26 Parámetros base para encontrar el daño por μ_ϕ , del Modelo Tipo 4, caso 5.

Modelo Tipo 4, Caso 5							
T_r	Desplazamiento	R_3	ϕ_m	μ_ϕ	λ	ζ	Condición de daño
Sin escalera	1.74	0.0000	0.000008	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	3.42	0.0000	0.000008	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	7.99	0.0044	0.000045	5.3953	1.5055	0.6	Daño severo
$T_r = 2500$	11.86	0.0085	0.000079	9.3994	2.0607	0.6	Daño severo

Tabla A.27 Parámetros base para encontrar el daño por μ_φ del Modelo Tipo 4, caso 6.

Modelo Tipo 4, Caso 6							
T_r	Desplazamiento	R_3	\varnothing_m	μ_φ	λ	ζ	Condición de daño
Sin esalar	1.35	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	2.93	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	6.40	0.0026	0.000031	3.5304	1.0814	0.6	Daño Moderado
$T_r = 2500$	8.03	0.0047	0.000048	5.5032	1.5253	0.6	Daño severo

Tabla A.28 Parámetros base para encontrar el daño por μ_φ del Modelo Tipo 4, caso 7.

Modelo Tipo 4, Caso 7							
T_r	Desplazamiento	R_3	\varnothing_m	μ_φ	λ	ζ	Condición de daño
Sin esalar	1.46	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 100$	3.22	0.0000	0.000009	1.0000	-0.1800	0.6	Daño ligero
$T_r = 1000$	6.60	0.0035	0.000038	4.4653	1.3163	0.6	Daño Moderado
$T_r = 2500$	9.91	0.0066	0.000064	7.4531	1.8286	0.6	Daño severo

Apéndice B

Tablas base para la evaluación de curvas de fragilidad, considerando la distorsión angular como índice de daño, los límites de daño son los propuestos por Akbari R. (2010) y Dutta y Mander (1998).

Tabla B.1 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del Modelo Tipo 1, caso 1.

Modelo Tipo 1, Caso 1							
T _r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	4.030	0.007	0.36	-5.18324	0.60	Daño ligero	Daño Menor
Tr = 100	7.847	0.013	0.36	-4.51680	0.60	Daño moderado	Daño Moderado
Tr =1000	19.396	0.032	0.36	-3.61188	0.60	Daño extenso	Daño extenso
Tr =2500	13.467	0.022	0.36	-3.97671	0.60	Daño extenso	Daño Moderado

Tabla B.2 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 1, caso 2.

Modelo Tipo 1, Caso 2							
T _r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	2.899	0.005	0.36	-5.51267	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	6.576	0.011	0.36	-4.69349	0.60	Daño moderado	Daño Moderado
Tr =1000	15.721	0.026	0.36	-3.82193	0.60	Daño extenso	Daño Mayor
Tr =2500	15.806	0.026	0.36	-3.81653	0.60	Daño extenso	Daño Mayor

Tabla B.3 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 1, caso 3.

Modelo Tipo 1, Caso 3							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	2.733	0.005	0.36	-5.57153	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	5.952	0.010	0.36	-4.79314	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =1000	13.593	0.023	0.36	-3.96736	0.60	Daño extenso	Daño Moderado
Tr =2500	16.747	0.028	0.36	-3.75870	0.60	Daño extenso	Daño Mayor

Tabla B.4 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 1, caso 4.

Modelo Tipo 1, Caso 4							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	2.617	0.004	0.36	-5.61498	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	5.693	0.009	0.36	-4.83766	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =1000	13.723	0.023	0.36	-3.95784	0.60	Daño extenso	Daño Moderado
Tr =2500	16.360	0.027	0.36	-3.78212	0.60	Daño extenso	Daño Mayor

Tabla B.5 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 1, caso 5.

Modelo Tipo 1, Caso 5							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	2.383	0.004	0.36	-5.70865	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	5.713	0.010	0.36	-4.83417	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =1000	12.449	0.021	0.36	-4.05533	0.60	Daño extenso	Daño Moderado
Tr =2500	17.149	0.029	0.36	-3.73496	0.60	Daño extenso	Daño Mayor

Tabla B.6 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 1, caso 6.

Modelo Tipo 1, Caso 6							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	2.266	0.004	0.36	-5.75905	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	4.586	0.008	0.36	-5.05388	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =1000	13.362	0.022	0.36	-3.98454	0.60	Daño extenso	Daño Moderado
Tr =2500	15.342	0.026	0.36	-3.84632	0.60	Daño extenso	Daño Mayor

Tabla B.7 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 1, caso 7.

Modelo Tipo 1, Caso 7							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	2.211	0.004	0.36	-5.78353	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	4.446	0.007	0.36	-5.08495	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =1000	12.425	0.021	0.36	-4.05718	0.60	Daño extenso	Daño Moderado
Tr =2500	14.679	0.024	0.36	-3.89052	0.60	Daño extenso	Daño Moderado

Tabla B.8 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 2, caso 1.

Modelo Tipo 2, Caso 1							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	7.479	0.007	0.36	-5.07567	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr = 100	14.997	0.015	0.36	-4.37993	0.60	Daño moderado	Daño Moderado
Tr =1000	19.355	0.019	0.36	-4.12483	0.60	Daño extenso	Daño Moderado
Tr =2500	14.136	0.014	0.36	-4.43903	0.60	Daño moderado	Daño Moderado

Tabla B.9 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 2, caso 2.

Modelo Tipo 2, Caso 2							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	5.000	0.005	0.36	-5.47824	0.60	Daño ligero	Daño Menor
Tr = 100	11.823	0.012	0.36	-4.61772	0.60	Daño moderado	Daño Moderado
Tr =1000	22.707	0.023	0.36	-3.96507	0.60	Daño extenso	Daño Moderado
Tr =2500	14.894	0.015	0.36	-4.38681	0.60	Daño moderado	Daño Moderado

Tabla B.10 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 2, caso 3.

Modelo Tipo 2, Caso 3							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	4.770	0.005	0.36	-5.52551	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	9.493	0.009	0.36	-4.83722	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =1000	17.237	0.017	0.36	-4.24069	0.60	Daño extenso	Daño Moderado
Tr =2500	25.201	0.025	0.36	-3.86087	0.60	Daño extenso	Daño Mayor

Tabla B.11 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 2, caso 4.

Modelo Tipo 2, Caso 4							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	4.696	0.005	0.36	-5.54100	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	9.776	0.010	0.36	-4.80779	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =1000	18.630	0.019	0.36	-4.16296	0.60	Daño extenso	Daño Moderado
Tr =2500	19.332	0.019	0.36	-4.12597	0.60	Daño extenso	Daño Moderado

Tabla B.12 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 2, caso 5.

Modelo Tipo 2, Caso 5							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	4.326	0.004	0.36	-5.62304	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	8.617	0.009	0.36	-4.93406	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =1000	16.662	0.017	0.36	-4.27464	0.60	Daño extenso	Daño Moderado
Tr =2500	22.773	0.023	0.36	-3.96217	0.60	Daño extenso	Daño Moderado

Tabla B.13 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 2, caso 6.

Modelo Tipo 2, Caso 6							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	4.392	0.004	0.36	-5.60793	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	8.768	0.009	0.36	-4.91660	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =1000	17.970	0.018	0.36	-4.19905	0.60	Daño extenso	Daño Moderado
Tr =2500	16.664	0.017	0.36	-4.27450	0.60	Daño extenso	Daño Moderado

Tabla B.14 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 2, caso 7.

Modelo Tipo 2, Caso 7							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	4.320	0.004	0.36	-5.62452	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	8.213	0.008	0.36	-4.98202	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =1000	17.557	0.018	0.36	-4.22232	0.60	Daño extenso	Daño Moderado
Tr =2500	19.196	0.019	0.36	-4.13305	0.60	Daño extenso	Daño Moderado

Tabla B.15 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 3, caso 1.

Modelo Tipo 3, Caso 1							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	0.992	0.002	0.36	-6.58516	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	2.266	0.004	0.36	-5.75913	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	7.612	0.013	0.36	-4.54718	0.60	Daño moderado	Daño Moderado
Tr =2500	8.972	0.015	0.36	-4.38281	0.60	Daño moderado	Daño Moderado

Tabla B.16 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 3, caso 2.

Modelo Tipo 3, Caso 2							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	0.756	0.001	0.36	-6.85678	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	1.440	0.002	0.36	-6.21222	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	4.247	0.007	0.36	-5.13074	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =2500	6.487	0.011	0.36	-4.70719	0.60	Daño moderado	Daño Moderado

Tabla B.17 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 3, caso 3.

Modelo Tipo 3, Caso 3							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	0.650	0.001	0.36	-7.00833	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	1.229	0.002	0.36	-6.37105	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	2.816	0.005	0.36	-5.54151	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =2500	4.382	0.007	0.36	-5.09954	0.60	Daño moderado	Daño Menor

Tabla B.18 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 3, caso 4.

Modelo Tipo 3, Caso 4							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	0.575	0.001	0.36	-7.13031	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	1.077	0.002	0.36	-6.50275	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	2.422	0.004	0.36	-5.69246	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =2500	3.492	0.006	0.36	-5.32643	0.60	Daño ligero	Daño Menor

Tabla B.19 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 3, caso 5.

Modelo Tipo 3, Caso 5							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	0.693	0.001	0.36	-6.94380	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	1.250	0.002	0.36	-6.35419	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	3.898	0.006	0.36	-5.21644	0.60	Daño ligero	Daño Menor
Tr =2500	5.786	0.010	0.36	-4.82154	0.60	Daño moderado	Daño Menor

Tabla B.20 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 3, caso 6.

Modelo Tipo 3, Caso 6							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	0.603	0.001	0.36	-7.08310	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	1.137	0.002	0.36	-6.44862	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	2.698	0.004	0.36	-5.58431	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =2500	3.453	0.006	0.36	-5.33783	0.60	Daño ligero	Daño Menor

Tabla B.21 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 3, caso 7.

Modelo Tipo 3, Caso 7							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	0.508	0.001	0.36	-7.25342	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	0.976	0.002	0.36	-6.60092	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	2.231	0.004	0.36	-5.77439	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =2500	3.279	0.005	0.36	-5.38939	0.60	Daño ligero	Daño Menor

Tabla B.22 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 4, caso 1.

Modelo Tipo 4, Caso 1							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	2.494	0.002	0.36	-6.17371	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	4.204	0.004	0.36	-5.65181	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	12.717	0.013	0.36	-4.54484	0.60	Daño moderado	Daño Moderado
Tr =2500	16.426	0.016	0.36	-4.28889	0.60	Daño extenso	Daño Moderado

Tabla B.23 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 4, caso 2.

Modelo Tipo 4, Caso 2							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	1.896	0.002	0.36	-6.44817	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	3.624	0.004	0.36	-5.80026	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	8.270	0.008	0.36	-4.97508	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =2500	11.861	0.012	0.36	-4.61451	0.60	Daño moderado	Daño Moderado

Tabla B.24 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 4, caso 3.

Modelo Tipo 4, Caso 3							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	1.446	0.001	0.36	-6.71882	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	3.226	0.003	0.36	-5.91648	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	6.515	0.007	0.36	-5.21368	0.60	Daño ligero	Daño Menor
Tr =2500	9.073	0.009	0.36	-4.88250	0.60	Daño moderado	Daño Menor

Tabla B.25 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 4, caso 4.

Modelo Tipo 4, Caso 4							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	1.691	0.002	0.36	-6.56261	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	3.583	0.004	0.36	-5.81155	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	7.633	0.008	0.36	-5.05524	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =2500	10.073	0.010	0.36	-4.77786	0.60	Daño moderado	Daño Moderado

Tabla B.26 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 4, caso 5.

Modelo Tipo 4, Caso 5							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	1.738	0.002	0.36	-6.53519	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	3.421	0.003	0.36	-5.85782	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	7.986	0.008	0.36	-5.01005	0.60	Daño moderado	Daño Menor
Tr =2500	11.864	0.012	0.36	-4.61425	0.60	Daño moderado	Daño Moderado

Tabla B.27 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 4, caso 6.

Modelo Tipo 4, Caso 6							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	1.351	0.001	0.36	-6.78713	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	2.928	0.003	0.36	-6.01344	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	6.400	0.006	0.36	-5.23154	0.60	Daño ligero	Daño Menor
Tr =2500	8.034	0.008	0.36	-5.00407	0.60	Daño moderado	Daño Menor

Tabla B.28 Parámetros base para encontrar el daño por Drift, del modelo tipo 4, caso 7.

Modelo Tipo 4, Caso 7							
T_r	D (cm)	θ	σ^2	λ	ζ	Estado de daño	
						Akbari R. (2010)	Dutta y Mander (1998)
Sin escalar	1.456	0.001	0.36	-6.71227	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr = 100	3.217	0.003	0.36	-5.91931	0.60	Sin daño	Sin daño
Tr =1000	6.598	0.007	0.36	-5.20105	0.60	Daño ligero	Daño Menor
Tr =2500	9.907	0.010	0.36	-4.79447	0.60	Daño moderado	Daño Menor